République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un viaduc autoroutier V13 de la pénétrante de TIZI-OUZOU - BOUIRA (Autoroute Est-Oust) du PK23+685 au PK23+895

Présenté par :

KOUIDER DJELLOUL Sabah
MADOUI Rachda

Encadré par :

Mr CHIKH Benazouz
Mr HEMAIDI Zourgui Najib

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

Remerciements

Nous remercions tout d'abord ***DIEU*** *le tout puissant pour nous avoir donné la capacité nécessaire, la volonté, et patience afin d'accomplir ce modeste travail.*

Nos respectueuses considérations et remerciements à notre encadreur ***Mr. CHIKH Benazouz****, et notre co-encadreur* ***Mr. ZOURGUI Nadjib*** *pour leurs orientations, et leurs conseils.*

Nous remercions, ***Mme CHABOUR.B****, pour sa compagnie, ses orientations et les informations qu'elle nous a données lors de notre stage.*

Nous remercions ***Mr. BABAKHOUYA.Y*** *et* ***Mme MEZZOUAR.A*** *pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer, leur disponibilité et leurs conseils.*

Nos sincères gratitudes à ***Mr. KHENAKA Azeddine*** *pour ses efforts, son aide et sa disponibilité afin d'accomplir notre projet fin d'étude.*

Nos plus vifs remerciements pour notre responsable de stage Mme. ***SIAD.N.K*** *pour ses énormes efforts.*

Nous tenons aussi à remercier tous nos enseignants dès le primaire jusqu'à l'université, qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Sans oublier toute la famille de l'ENSTP (Enseignants, administration et étudiants).

En fin je tiens à remercier ceux qui sont pour l'humanité et la science.

Dedication

More than ever, I dedicate this modest work to my parents, and I would like it to be the testimony of their faith in me.

- ✓ *To the one who imbued me with the essence of her being, with her generosity, and whose kindness has never ceased to be there for me, it is to you my mother **NEKKAA HALIMA** that I owe this work.*

- ✓ *To the one who never ceased to help me during my years of study, to you my dear father **MADOUI ABDELMALEK.***

- ✓ *To my lovely sisters Meriem, Abir, Kaouther and my dear brothers Mehdi and Alaa for their support and their faith in me.*

- ✓ *To my best friends Kamilia and Romaissa, the ones who have been there for me whenever I needed them.*

- ✓ *To my best friend Sarra, the one who has supported me since the first day of this work and who has always been there for me.*

- ✓ *To my friend Sabah who has shared with me this work since the beginning and to all her family.*

- ✓ *To my friends Abd El Bari and Abdellah for their help, their support and their faith in me.*

- ✓ *To my uncle Laid and my aunt Nbila and to all the MADOUI and NEKKAA Family.*

- ✓ *Moreover, to all those who sacrificed their time for the realization of this project from near or far.*

M. Rachda

Dédicace

Tout d'abord je remercie mon dieu de m'avoir donné la force et le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude.

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *Mes parents pour leur amour, leurs soutiens et leur confiance, rien n'aurait été possible sans eux.*

- ✓ *Ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ; ma chère mère, celle à qui je souhaite une longue vie.*

- ✓ *Mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé.*

- ✓ *A ceux que j'aime et respecte :*
  A mes frères : Abdelkader et Fouad.
  A mes sœurs : Sihem, Hayet, Nassima.

- ✓ *Une personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et les mauvais moments ; à mon binôme Racha et toutes sa familles.*

- ✓ *Tous mes adorables amies sans exception, je site : Radhia, Nouna, Manal, Chahinez, Sarra, Djoumana.*

- ✓ *Toute ma grande famille.*

Merci à toutes et à tous.

K.DJ Sabah

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر طريق سريع يقع على مستوى الاختراق الذي يربط تيزي-أوزو بالطريق السريع شرق غرب على بعد 48 كم من النقطة الكيلومترية 23+685 الى النقطة الكيلومترية 23+895 بطول 210 م وعرض 13.80 م.

ومن خلال هذا التصميم، توجهنا الى الاختيار الذي يلبي المتطلبات الفنية والاقتصادية استناداً إلى تحليل متعدد المعايير للمتغيرات الثلاثة وهو عبارة عن جسر صندوقي خرساني سابق الإجهاد مشيد بواسطة عملية الدعامات التسلسلية. ثم قمنا بدراسة البنية الفوقية، حساب سابقية الإجهاد وتقييم التسليح الكامن للتجهيزات والعناصر الهيكلية. ختمنا هذا العمل بدراسة البنية التحتية مرورا بالدراسة الزلزالية.
تمت معالجة المشروع بطريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

وفيما يتعلق بالبحث الببليوغرافي، عالجنا فلسفة التصميم الزلزالي القائمة على تغير الموضع من أجل تقييم الجسور.

الكلمات المفتاحية: جسر، تصميم، سابقية الإجهاد، الدعامات التسلسلية، البنية التحتية، أساس، تسليح موجب وكامن، تصميم زلزالي، تغير الموضع.

Résumé

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc autoroutier V13 qui se trouve au niveau de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest sur 48 Km du PK 23+685 m au PK 23+895m avec une longueur de 210m et une largeur de 13.80 m.

A travers cette conception, nous avons opté pour le choix qui répond aux exigences techniques et économiques à partir d'une analyse multicritères des trois variantes, celui-ci est un viaduc en béton précontraint construit par encorbellements successifs. Ensuite nous avons procédé à l'étude de la superstructure, le calcul de la précontrainte et l'évaluation des armatures passives, des équipements et des éléments structuraux. En concluant avec l'étude de l'infrastructure en passant par l'étude sismique. Ce travail est effectué à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et en se basant sur les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008.

Concernant la recherche bibliographique nous avons traité la philosophie de la conception sismique basée sur le déplacement pour l'évaluation des ponts.

Mots clés : viaduc, conception, précontrainte, encorbellement successif, infrastructure, fondation, armature active et passive, conception sismique, déplacement.

Abstract

The purpose of this work is to design and study a highway viaduct V13 which belongs to the penetrant connecting Tizi-Ouzou to the East-West Highway on 48 Km from the PK 23+685 m to the PK 23+895m with a length of 210m and a width of 13.80 m.

Through this design, we opted for the choice that combines the technical and economic requirements based on a multicriteria analysis of the three variants, this one is a prestressed concrete viaduct built by successive corbelling. We then carried out the study of the superstructure, the prestress calculations and the evaluation of the passive reinforcements, equipment and structural elements. Concluding with the infrastructure study passing through the seismic study. This work is done using the finite element method using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software and based on the regulations used in Algeria such as BAEL91, BPEL91, RCPR2008, and RPOA2008.

Concerning the bibliographical research, we have treated the philosophy of seismic design based on displacement for the evaluation of bridges.

Keywords : viaduct, design, prestressing, infrastructure, successive corbelling, foundation, active and passive reinforcement, seismic design, displacement.

Table des matiéres

INTRODUCTION GENERALE. .. …….....1

Chapitre I. Recherche bibliographique

I.1. Introduction.....2
I.2. Principe de l'approche.....3
I.3. Bases théoriques de la conception basée sur le déplacement.....3
I.3.1. Formulation classique de la méthode.....3
I.3.2. Modélisation des ponts par des systèmes à 1DDL.....5
I.3.2.1. Déplacement de la limite élastique.....5
I.3.2.2. Déplacement de conception.....5
I.3.2.3. Amortissement visqueux équivalent.....6
I.3.2.4. Effort tranchant de conception à la base.....6
I.3.3. Simulation des ponts à NDDL.....6
I.3.3.1. Formes de déplacements.....6
I.3.3.2. Déplacement effectif.....7
I.3.3.3. Masse effective.....7
I.3.3.4. Amortissement effectif.....8
I.3.3.5. Procédure itérative de conception.....8
I.4. Conclusion.....11

Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction.....13
II.2. Présentation du projet.....13
II.3. Présentation de l'ouvrage.....13
II.3.1. Données naturelles.....13
II.3.1.1. Données topographiques.....13
II.3.1.2. Données sismologiques.....13
II.3.1.3. Données climatiques.....14
II.3.1.4. Données géologiques.....14
II.3.1.5. Données géotechniques.....15
II.3.2. Données fonctionnelles.....16
II.3.2.1. Tracé en plan.....16
II.3.2.2. Profil en long.....17
II.3.2.3. Profil en travers.....17
II.3.3. Problèmes et contraintes.....18
II.4. Conclusion.....18

Chapitre III. Conception de l'ouvrage

III.1. Introduction.....19
III.2. Choix de type de l'ouvrage.....19
III.3. Proposition et pré-dimensionnement des variantes :.....19
III.3.1. Variante 01 : Pont a poutres précontraintes en post tension.....20
III.3.1.1. Conception longitudinale.....20
III.3.1.2. Conception transversale.....20

III.3.1. Variante 02 : Pont mixte bipoutre. 22
III.3.1.1. Conception longitudinale 22
III.3.1.2. Conception transversale 22
III.3.2. Variante 03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs....24
III.3.2.1. Conception longitudinale 24
III.3.2.1. Conception transversale 25
III.3.2.2. Lois de variation des voussoirs courants 27
III.4. Analyse multicritère....28
III.4.1. Avantages et inconvénients....28
III.4.2. Comparaison des variantes....29
III.4.2.1. Technique....29
III.4.2.2. Economie 29
III.4.2.3. Esthétique....29
III.4.2.4. Entretien....29
III.4.2.5. Délais d'exécution....29
III.5. Conclusion 29

Chapitre IV. La technique d'encorbellement successif

IV.1. Introduction....30
IV.2. Principe de la construction....30
IV.3. Historique de la construction des ponts en encorbellement 31
IV.4. Spécificités de la méthode et problèmes particuliers 31
IV.5. Les ponts en encorbellement coulés en place en équipage 32
IV.6. Conclusion 33

Chapitre V. Matériaux

V.1. Introduction....34
V.2. Béton....34
V.2.1. Résistance caractéristique à la compression....34
V.2.2. Résistance caractéristique à la traction....34
V.2.3. Contrainte de calcul à ELU....34
V.2.4. Module d'élasticité longitudinale....34
V.2.5. Coefficient de poisson....34
V.2.6. Module d'élasticité transversal 35
Module d'élasticité longitudinale instantané 35
Module d'élasticité longitudinale différé 35
V.3. Les aciers....35
V.3.1. Les aciers passifs....35
V.3.2. La limite élastique....35
V.3.2.1. Contrainte limite à l'ELU....35
V.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier....35
V.3.2.3. Contrainte limite à l'ELS 36
V.3.3. Les aciers actifs....36
V.3.3.1. Caractéristiques de la précontrainte 36
V.4. Conclusion 36

Chapitre VI. Calcul des charges et surcharges

VI.1. Introduction....37
VI.2. Caractéristiques du pont....37
VI.2.1. Largeur roulable....37

VI.2.2. Largeur chargeable....37
VI.2.3. Nombre de voies....37
VI.2.4. Classes de ponts route....37
VI.3. Définition des charges....37
VI.3.1. Les charges permanentes....37
VI.3.1.1. Les charges permanentes (CP)....37
VI.3.1.2. Les charges complémentaires permanentes(CCP)....38
VI.3.2. Les surcharges....38
VI.3.2.1. Système de charges A(l)....38
Calcul des valeurs de A(l) iv....39
VI.3.2.2. Système de charge B....39
VI.3.2.3. Efforts de freinage....41
VI.3.2.4. Forces centrifuges....42
VI.3.2.5. Charges militaires....42
VI.3.2.6. Charges exceptionnelles....43
VI.3.2.7. Charges sur les trottoirs St....43
VI.4. Combinaisons des actions....44
VI.4.1. Etat statique....44
VI.4.2. Etat dynamique....44
VI.5. Conclusion....45

Chapitre VII. Etude longitudinale

VII.1. Introduction....46
VII.2. Stabilité en phase de construction....46
VII.2.1. Les charges à prendre en compte....46
VII.2.1.1. Poids propre du fléau....46
VII.2.1.2. Charges de chantier connues....46
VII.2.1.3. Charges de chantier aléatoire....46
VII.2.1.4. Actions accidentelles....47
VII.2.2. Combinaisons d'actions....47
VII.2.3. Evaluation des efforts....47
VII.2.3.1. Situation temporaire....47
VII.2.3.2. Situation accidentelle....47
VII.3. Stabilité de fléau avec la précontrainte verticale....48
VII.3.1. Calcul de nombre des câbles....48
VII.3.2. Calcul de la surface des cales....48
VII.4. Evaluation des efforts en services....50
VII.4.1. Phase de réalisation du tablier....50
VII.5. Modélisation....50
VII.5.1. Propriétés des sections....50
VII.5.2. Les résultats....51
VII.6. Conclusion....52

Chapitre VIII. Etude de la précontrainte

VIII.1. Introduction....53
VIII.2. Etude de la précontrainte de fléau....53
VIII.2.1. Détermination du nombre de câbles du fléau....53
VIII.2.2. Position et enrobage des câbles....54
VIII.2.3. Tracé des câbles en plan....55
VIII.2.4. Tracé des câbles en élévation....55
VIII.2.4.1. Exemple d'étude du tracé de câble 13....56

VIII.3. Etude de la précontrainte de continuité 58
VIII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale 58
VIII.3.1.1. Exemple de calcul (Cas de V8) 58
VIII.3.1.2. Tracé des câbles de continuité de la travée principale 58
VIII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 60
VIII.3.2.1. Exemple de calcul : (Cas de V7) 60
VIII.3.2.2. Tracé des câbles de continuité 60
VIII.4. Evaluation des pertes de la précontrainte 62
VIII.4.1. Les pertes de tension instantanées 62
VIII.4.1.1. Les pertes de tension par frottement. 62
VIII.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage 62
VIII.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension 63
VIII.4.2. Pertes de tension différées 63
VIII.4.2.1. Perte de tension due au retrait du béton 64
VIII.4.2.2. Perte de tension due au fluage du béton. 64
VIII.4.2.3. Perte de tension due à la relaxation d'acier. 64
VIII.5. Vérification des contraintes 65
VIII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 65
VIII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service 65
VIII.6. Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant 66
VIII.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 66
VIII.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant 66
VIII.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement 66
VIII.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 67
VIII.6.2.1. Les bielles comprimées 67
VIII.6.2.2. La résistance des armatures transversales 67
VIII.7. Vérification de la flèche a l'ELS 68
VIII.8. Conclusion 68

Chapitre IX. Etude transversale

IX.1. Introduction 69
IX.2. Modélisation des sections transversales 69
IX.3. Détermination des efforts 69
IX.3.1. Définition des charges 69
IX.3.1.1. Les charges permanentes 69
IX.3.1.2. Les surcharges d'exploitation 70
IX.3.2. Combinaisons de charges 70
IX.3.3. Les efforts max 70
IX.4. Ferraillage des voussoirs 70
IX.4.1. Exemple de calcul : (ferraillage de l'hourdis inférieur) 71
IX.4.2. L'effet de la torsion 73
IX.5. Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage 73
IX.5.1. Disposition règlementaire 74
IX.5.1.1. Effet de surface 74
IX.5.1.2. Effet d'éclatement 74
IX.6. Conclusion 74

Chapitre X. Equipement du tablier

X.1. Introduction 75
X.2. Les appareils d'appui 75
X.2.1. Avantages des Appareils d'appuis en élastomère 75

X.2.2. Inconvénient des Appareils d'appuis en élastomère 75
X.2.3. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 75
X.2.4. Dimensionnement d'appareil d'appuis 75
X.2.4.1. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui 76
X.2.4.2. Dimensionnement des frettes 76
X.2.5. Evaluation des déplacements horizontaux 76
X.2.6. Evaluation des actions 77
X.2.6.1. Actions statiques 77
X.2.6.2. Actions dynamiques 77
X.2.7. Vérifications du dimensionnement 77
X.2.7.1. Stabilité au flambement 77
X.2.7.2. Résistance à la compression 78
X.2.7.3. Limitation de la distorsion 78
X.2.7.4. Condition de non glissement 78
X.3. DES D'APPUIS 79
X.3.1. Fonction des dés d'appuis 79
X.3.2. Dimensionnement des dés d'appui 79
X.3.3. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile 79
X.4. JOINT DE CHAUSSEE 80
X.4.1. Dimensionnement 80
X.4.2. Type de joint 81
X.5. Conclusion 81

Chapitre XI. Etude de l'infrastructure

XI.1. Introduction 82
XI.2. Etude de la pile 82
XI.2.1. Choix du type de la pile 82
XI.2.2. Evaluation de la raideur totale K 82
XI.2.3. Etude sismique 83
XI.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage 83
XI.2.3.2. Calcul sismique 83
XI.2.3.3. Spectre de réponse 83
XI.2.3.4. Modélisation 84
XI.2.4. Evaluation des efforts 85
XI.2.4.1. Cas dynamique 85
XI.2.4.2. Cas statique 86
XI.2.4.3. Combinaisons des actions 86
XI.2.5. Ferraillage de la pile 86
XI.2.5.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 86
XI.2.5.2. Ferraillage longitudinale 87
XI.2.5.3. Ferraillage transversal 88
XI.2.5.4. Vérification de l'effort tranchant 88
XI.3. Etude de la culée 88
XI.3.1. Pré-dimensionnement de la culée 88
XI.3.2. Détermination du coefficient de poussée 89
XI.3.3. Calcul des sollicitations 89
XI.3.4. Dalle de transition 89
XI.3.4.1. Evaluation des efforts 89
XI.3.4.2. Combinaison d'efforts 89
XI.3.4.3. Ferraillage 90

XI.3.5. Le corbeau d'appui 90
XI.3.5.1. Evaluation des efforts....90
XI.3.5.2. Combinaison d'efforts....91
XI.3.5.3. Ferraillage 91
XI.3.6. Le mur garde grève 91
XI.3.6.1. Evaluation des efforts....91
XI.3.6.2. Combinaison d'efforts....92
XI.3.6.3. Ferraillage 92
XI.3.7. Mur en retour 92
XI.3.7.1. Evaluation des efforts....92
XI.3.7.2. Combinaisons des efforts 92
XI.3.7.3. Ferraillage 92
XI.3.8. Le mur frontal 92
XI.3.8.1. Evaluation des efforts....93
XI.3.8.2. Ferraillage 93
XI.4. Etude de la fondation 93
XI.4.1. Choix du type de fondation 93
XI.4.2. Etude de la semelle....93
XI.4.2.1. Evaluation des efforts....93
XI.4.2.2. Détermination du nombre de pieux....93
XI.4.2.3. Effort revenant à chaque pieux....94
XI.4.2.4. Ferraillage de la semelle....94
XI.4.3. Etude des pieux 96
XI.4.3.1. Action sur les pieux....96
XI.4.4. Ferraillage des pieux 96
XI.5. Conclusion 98

CONCLUSION GENERALE. 99

Bibliographie
ANNEXE 01
ANNEXE 02
ANNEXE 03
ANNEXE 04

Liste des figures

Chapitre I. Recherche bibliographique

Figure I.1. Séisme de San Fernando Californie, USA, 1971 2
Figure I.2. Séisme de Northridge Californie, USA, 1994..... 2
Figure I.3. Séisme de Kobé, JAPON 1995..... 2
Figure I.4. Principes fondamentaux de la conception basée sur le déplacement direct. 4
Figure I.5.Influence de la force sur la relation moment-courbure..... 5
Figure I.6 deux configurations possibles des ponts. 7
Figure I.7.Formes des déplacements transversaux des ponts précédents..... 7
Figure I.8.Pont sous réponse transversale……..……..……..9

Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

Figure II.1. Localisation de la pénétrante de Tizi Ouzou. 13
Figure II.2.Carte de zonage sismique de l'Algérie. 14
Figure II.3. Profil lithologique du terrain. 15
Figure II.4. Tracé en plan de l'ouvrage. 16
Figure II.5. Profil en long du terrain. 17
Figure II.6. Profil en travers de la voie portée. 17
Figure II.7. Terrain accidenté dans le chantier du V13..... 18

Chapitre III. Conception de l'ouvrage

Figure III.1.domaine d'emploi selon la portée principale. 19
Figure III.2. Coupe transversale de la variante N3. 26
Figure III.3. Section transversale du VSCulée..... 26
Figure III.4. Section transversale du VSP..... 26
Figure III.5. Variation de la hauteur des voussoirs. 27
Figure III.6. Variation de l'épaisseur des voussoirs. 27
Figure III.7. Variation de la section des voussoirs……..……..27

Chapitre IV. Technique de l'encorbellement successif

Figure IV.1.Construction symétrique. 30
Figure IV.2.Construction non symétrique. 30
Figure IV.3.Construction par encorbellements successifs à partir de travées contrepoids. 30
Figure IV.4. Les câbles de fléau. 31
Figure IV.5. Les câbles de solidarisation..... 31
Figure IV.6.La 3éme famille : les câbles de continuité. 32
Figure IV.7.Stabilité de fléaux en cours de réalisation. 32
Figure IV.8.La 1ére méthode. 32
Figure IV.9.La 2éme méthode. 33
Figure IV.10.La 3éme méthode. 33

Chapitre VI. Calcul des charges et surcharges

Figure VI.1. Les cas de chargement du tablier. 39
Figure VI.2.vue en plan de la charge Bc..... 39
Figure VI.3. Disposition de la surcharge Bc dans le sens longitudinal..... 40
Figure VI.3. Disposition de la surcharge Bc dans le sens transversal..... 40
Figure VI.5.longitudinal pour un seul tandem. Figure VI.6.vue en plan du système Bt 40
Figure VI.7.transversal pour le système Bt..... 41
Figure VI.8. Vue en plan de la surcharge Mc120..... 41
Figure VI.9. Disposition de la surcharge Mc120 dans le sens longitudinal..... 41
Figure VI.10. Disposition de la surcharge Mc120 dans le sens transversal..... 43
Figure VI.11. Convoi de type D240. 43

Chapitre VII. Etude longitudinale

Figure VII.1.Situation temporaire de construction à considérer. 46
Figure VII.2.Situation accidentelle à considérer..... 47
Figure VII.3. précontrainte verticale pour la stabilité du fléau. 48
Figure VII.4.Aménagement des têtes des piles en phase de réalisation. 49
Figure VII.5. Modèle de calcul. 51
Figure VII.6.Moment fléchissant longitudinal Max à ELS (G+1.2AL+ST). 51
Figure VII.7.Effort tranchant max à ELS (G+1.2AL+ST). 52
Figure VII.8.Moment fléchissant longitudinal max à ELU (1.35G+1.6 (AL+ST))..... 52
Figure VII.9. Effort tranchant max à ELU (1.35G+1.6(AL+ST)). 52

Chapitre VIII. Etude de la précontrainte

Figure VIII.1. Tracé en plan des cables de précontraine. 55
Figure VIII.2. Tracé en élévation des cables de précontrainte..... 55
Figure VIII.3. Disposition du cable 13 au niveau du VSP..... 56
Figure VIII.4. Disposition des câblés au niveau du VSP..... 57
Figure VIII.5.Tracé en plan des câbles de fléau. 57
Figure VIII.6.Tracé en élévation des câbles de fléau..... 57
Figure VIII.7. Disposition des cables au niveau du VSC. 59
Figure VIII.8. Tracé en plan des câbles de continuité de la travée principale. 59
Figure VIII.9.Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée principale. 59
Figure VIII.10. Disposition des câbles au niveau du V7. 61
Figure VIII.11. Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive. 61
Figure VIII.12. Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive. 61

Chapitre IX. Etude transversale

Figure IX.1. Modélisation du VSP.……...……...69
Figure IX.2. Modélisation du VSC.……...…….……....69
Figure IX.3. Calcul du ferraillage de la nappe supérieure de l'hourdis inférieur. 71
Figure IX.4. Calcul du ferraillage de la nappe inférieure de l'hourdis inférieur. 72
Figure IX.5. Armature passive de la section transversale du VSP. 73
Figure IX.6. Armature passive de la section transversale du VSC. 73

Chapitre X. Equipement du tablier

Figure X.1. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile.....80
Figure X.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée.……..……80

Chapitre XI. Etude de l'infrastructure

Figure XI.1. Dimensions de la pile 2...……82
Figure XI.2. Section creuse de la pile 2.....82
Figure XI.3. Spectre de réponse élastique horizontal. 84
Figure XI.4. Spectre de réponse élastique verticale..... 84
Figure XI.5. Modèle de calcul. 85
Figure XI.6. Abaque de Walther..... 87
Figure XI.7. Pré dimensionnement de la culée. 88
Figure XI.8. Ferraillage de la pile. 97
Figure XI.9. Ferraillage des pieux. (a) sous culée. (b) sous pile..... 97
Figure XI.10. Ferraillage de la pile et sa semelle. 97
Figure XI.11. Ferraillage de la culée et sa semelle…….…..98

Liste des Tableaux

Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1.Classifications des ponts 14
Tableau II.2.Les essais in situ réalisés sur les sols et les roches du terrain 15
Tableau II.3.Les résultats des essais au laboratoire réalisés sur les sols et les roches du terrain……..15
Tableau II.4.Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA, 2008)……....16
Tableau II.5. Moyennes harmoniques de la pression et le module pressiométrique……...16

Chapitre III. Conception de l'ouvrage

Tableau **I**II.1. Pré-dimensionnement de la poutre précontrainte. 20
Tableau III.2. Pré-dimensionnement des poutres métalliques 22
Tableau III.3. Pré-dimensionnement des entretoises. 22
Tableau III.4. Longueurs des voussoirs. 24
Tableau III.5. Pré-dimensionnement des voussoirs. 25
Tableau III.6. Caractéristiques mécaniques des sections. 27

Chapitre V. Matériaux

Tableau V.1. Caractéristiques du béton. 35

Chapitre VI. Calcul des charges et surcharges

Tableau VI.1. Classe de ponts route. 37
Tableau VI.2. Charges permanentes. 38
Tableau VI.3. Calcul des CCP. 38
Tableau VI.4. Coefficient a_1. 39
Tableau VI.5. Valeurs de v_0. 39
Tableau VI.6.Charge S du système Bc. 40
Tableau VI.7.Force centrifuge développée par un essieu. 42
Tableau VI.8.surcharges sur les trottoirs. 44
Tableau VI.9. Combinaisons des charges pour la superstructure. 44
Tableau VI.10. Combinaisons de charges pour l'infrastructure. 44
Tableau VI.11. Combinaisons de charge dans le cas sismique. 44

Chapitre VII. Etude longitudinale

Tableau VII.1 Combinaisons d'actions. 47
Tableau VII.2 Valeurs des efforts temporaires de fléau. 47
Tableau VII.3 Valeurs des efforts accidentelles de fléau. 47
Tableau VII.4.Calcul de nombre de câbles de clouage. 48
Tableau VII.5. Les valeurs limites de calcul. 49
Tableau VII.6. Le calcul de section des cales. 49
Tableau VII.7.Etapes de modélisation de la superstructure. 50
Tableau VII.8. Propriétés des sections transversales des voussoirs. 51

Chapitre VIII. Etude de la précontrainte

Tableau VIII.VIII.1. Calcul de l'effort de la précontrainte limite. 53
Tableau VIII.VIII.2.Répartition des câbles de fléau. 54
Tableau VIII.VIII.3. Caractéristiques de tracé du câble 13. 56
Tableau VIII.4.Tracé en élévation des câbles de fléau. 57
Tableau VIII.5.Tracé en plan des câbles de fléau. 57
Tableau VIII.6. Répartition des câbles de continuité dans la travée principale. 58
Tableau VIII.7.Tracé en plan des câbles de continuité de la travée principale. 59
Tableau VIII.8. Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée principale. 59
Tableau VIII.9. Répartition des câbles de continuité dans la travée de rive. 60
Tableau VIII.10.Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive. 61
Tableau VIII.11.Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive. 61
Tableau VIII.12. Valeurs des pertes instantanées à la fin de chaque voussoir. 63
Tableau VIII.13. Valeurs des pertes différées à la fin de chaque voussoir. 65
Tableau VIII.14. Pertes de tension totales à la fin de chaque voussoir 65

Chapitre IX. Etude transversale

Tableau IX.1.Moments extrêmes dans le voussoir sur pile. 70
Tableau IX.2. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 70
Tableau IX.3.Ferraillage du VSP. 72
Tableau IX.4.Ferraillage du VSC. 72
Tableau IX.5. Effet de surface et son ferraillage. 74
Tableau IX.6. Vérification de la contrainte de traction. 74
Tableau IX.7. Dermination de la section d'acier transversale. 74

Chapitre X. Equipement du tablier

Tableau X.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 75
Tableau X.2.Dimensions de l'aire de l'appareil. 76
Tableau X.3.Les dimensions finales de l'appareil d'appui. 76
Tableau X.4.Déplacement horizontal du tablier. 77
Tableau X.5.Sécurité au flambement. 78
Tableau X.6. Résistance à la compression. 78
Tableau X.7. Vérification de la distorsion. 78
Tableau X.8. Vérification du non glissement. 79

Chapitre XI. Etude de l'infrastructure

Tableau XI.1. Rigidités des appuis. 83
Tableau XI.2. Rigidité longitudinale des appuis. 83
Tableau XI.3. Les caractéristiques relatives à l'effort sismique. 83
Tableau XI.4. Proprétés des sections des piles. 84
Tableau XI.5. Etapes de modélisation de l'infrastructure. 85
Tableau XI.6.efforts dus au séisme 85
Tableau XI.7. Efforts dus aux charges et surcharges. 86
Tableau XI.8. Efforts de la pile 02 86
Tableau XI.9. Calcul de l'élancement. 86

Tableau XI.10. Détermination de la section d'acier à partir des abaques de Walther. 87
Tableau XI.11. Ferraillage transversal. 88
Tableau XI.12. Caractéristiques géométriques de la culée. 88
Tableau XI.13. Calcul du coefficient de poussée Kad. 89
Tableau XI.14.Efforts agissants sur la dalle de transition. 89
Tableau XI.15. Caractéristique de la dalle de transition. 90
Tableau XI.16. Efforts appliqués sur le corbeau. 90
Tableau XI.17. Efforts appliqués sur le mur frontal. 93
Tableau XI.18. Dimensions des semelles. 93
Tableau XI.19. Sollicitations appliquées sur la semelle. 93
Tableau XI.20. Nombre de pieux sous la semelle. 94
Tableau XI.21.Efforts normaux revenants à chaque pieux. 94
Tableau XI.22. Moments fléchissant extrêmes repris par chaque poutre. 95
Tableau XI.23. La vérification des conditions de la méthode des bielles. 95
Tableau XI.24. Calcul section d'acier pour la semelle sous la culée. 95
Tableau XI.25. Caractéristiques des pieux 96
Tableau XI.26.Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieux. 96

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les éléments les plus importants des réseaux routiers, les ouvrages d'arts et plus particulièrement, les ponts qui permettent de franchir les obstacles à la fois naturels comme les oueds et les rivières et artificiels comme les chemins de fer et les autres routes.

La conception et l'étude de ces derniers donc est une phase importante, elle s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur de tenir en compte les données suivantes :

- ✓ L'usage.
- ✓ La résistance et la stabilité.
- ✓ Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- ✓ Les conditions économiques.

En ce qui concerne la réalisation des ponts dans le secteur des travaux publics, les étapes nécessaires sont :

- ✓ Etape I: les fondations, elles servent de base au futur ouvrage et ne doivent donc pas être sous estimées. Les fondations ont en effet pour fonction de repartir les diverses charges du pont (masse, poids, surcharge, forces…) de façon efficace et cela selon la nature du terrain accueillant la structure. En effet, les caractéristiques de l'environnement orienteront les décisions techniques et le processus à mettre en place. Elles peuvent être superficielles et profondes.
- ✓ Etape II : les appuis, quel que soit le nombre d'appuis (culées et piles) nécessaires à la construction du pont, elles seront toutes montées de façon simultanée de part et d'autre de rives. Généralement réalisés en béton, ces appuis sont soit coulés en place, soit préfabriqués en usine puis assemblés sur site.
- ✓ Etape III : l'assemblage et le lançage du tablier.
- ✓ Etape IV : le coulage de la dalle si elle existe.
- ✓ Etape V : et la dernière c'est les finitions : après plusieurs mois, voire année de chantier, l'ultime étape consiste à poser l'enrobé sur la route. L'enrobé est un type est très spécialisé de bitume dont ses caractéristiques intrinsèques lui permettent de résister aux dilatations du tablier.

Dans le but de lier les wilayas côtières avec l'autoroute Est Ouest, des pénétrantes sont en cours de réalisation pour chaque tronçon. Parmi ces dernières, la pénétrante autoroutière de Tizi Ouzou – Bouira reliant la ville de Tizi Ouzou avec l'autoroute Est Ouest sur un linéaire de 48 km ou se trouve l'ouvrage d'art faisant l'objet de notre projet fin d'étude. En fait, il s'agit d'une conception et étude d'un viaduc situé entre PK23+685 et PK 23+895.

Dans ce qui suit, nous allons nous intéresser à la conception et l'étude de l'ouvrage d'art en question en commençant par la présentation de l'ouvrage avec une conception et étude qui mène à un dimensionnement définitif et optimal des éléments conçus de la superstructure sous chargement statique et dynamique. Constatons que le travail est fait par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis puis nous verrons la conception et l'étude de l'infrastructure qui regroupe le calcul de la culée, la pile et fondation du viaduc.

Concernant le chapitre de master nous allons traiter le sujet des philosophies et critères de conception sismique basées sur le déplacement pour les ponts.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE :

Philosophie de la conception sismique basée sur le déplacement pour l'évaluation des ponts

Philosophie de la conception sismique basée sur le déplacement pour l'évaluation des ponts

I.1. Introduction

Les séismes de San Fernando (1971), Northridge (USA 1994) et celui de Kobé (Japon 1995) ont montré que les règles traditionnelles de conception des ponts présentent de nombreuses lacunes, particulièrement, l'insuffisance des forces sismiques à appliquer pour la conception des ponts qui seront réalisés dans des régions à forte sismicité. D'où, au cours des deux dernières décennies, les activités de recherche en génie parasismique ont connu un développement croissant de la part des maîtres des ouvrages, des compagnies d'assurances, des pouvoirs publics et des ingénieurs pour réévaluer et améliorer la pratique de la conception sismique afin de réduire le risque et les pertes en vies humaines et l'énorme impact économique attribué à ces risques naturels qui sont inévitables. Suite à ce défi à relever, différents thèmes de recherche ont été lancés concernant les concepts et les procédures d'évaluation sismique et de conception des structures basées sur les performances.



Figure 0.1. Séisme de San Fernando Californie, USA, 1971



Figure 0.2. Séisme de Northridge Californie, USA, 1994.



Figure 0.3. Séisme de Kobé, JAPON 1995.

Pour ce concept, il faut considérer que les structures doivent dissiper l'énergie de l'action sismique, élastiquement par une grande déformation, et plastiquement par un comportement fortement non- linéaire.

Néanmoins, le dimensionnement traditionnel en génie parasismique se faisait en fonction d'une force à laquelle la structure doit résister et le comportement non-linéaire se manifestait seulement à travers un coefficient de comportement généralement avec une valeur unique, or ce dernier dépend de plusieurs paramètres qui ne peuvent pas être résumés à une simple constante.

Le développement des méthodes de dimensionnement des structures en performance a permis une bonne compréhension de leur comportement sismique à travers des modèles non-linéaires en permettant d'estimer leurs réponses réalistes vis-à-vis d'un chargement sismique. Une nouvelle génération des codes réglementaires permet alors de dimensionner les structures et de vérifier leur vulnérabilité contre l'action des séismes s'est imposée d'elle-même.

L'évolution de ces méthodes est passée de la méthode de FBSD (force based seismic design) à la méthode de CBSD (Capacity based seismic design) puis PBSD (Performance based seismic design) en arrivant à la méthode de DBSD (displacement based seismic design).

Ce modeste travail sera consacré à une recherche bibliographique en présentant d'une façon simplifiée, l'approche basée sur le déplacement.

I.2. Principe de l'approche

Depuis le début du dernier siècle, il a été reconnu par des auteurs comme Moehle [1992] et Priestley [1993] que les méthodologies actuelles de conception parasismique des structures basées sur les forces et les résistances ne concordaient pas avec les performances sismiques observées dans les structures en béton armé réel, et qu'il serait bien préférable d'utiliser des méthodologies de conception basées directement sur les déplacements et les déformations et / ou d'autres indices de performances sismiques valides.

Sur la base des travaux antérieurs publiés dans ce domaine, quelles que soient les approximations impliquées dans les différentes méthodes considérées, l'approche utilisée pour l'évaluation et la conception des structures ne devrait être qu'un processus d'évaluation en considérant comme un paramètre connu la conception de la structure et la demande sismique pour laquelle elle doit être évaluée, et comme un inconnu les performances de la structure, tandis que pour le processus de conception ces niveaux de performances sont considérés comme des connus.

La conception basée sur le déplacement est une approche qui se base sur la réponse inélastique du système. Les forces sont obtenues à partir d'un niveau de performance souhaité. L'objectif de cette procédure est de concevoir une structure qui permettrait d'atteindre un état-limite de performance donné sous une intensité sismique donnée [Priestley, 2003].

La conception basée sur les déplacements directs (DDBD), proposée pour la première fois par Priestley (1993), est une approche de conception en performance dans laquelle les niveaux de performance sont décrits en termes de déplacements, car les dommages sont mieux corrélés aux déplacements qu'aux forces. L'objectif fondamental de la DDBD est d'obtenir une structure qui atteindra un déplacement cible lorsqu'elle sera soumise à des tremblements de terre compatibles avec un spectre de réponse de référence donné (Priestley 1993).

Dans ce chapitre les bases théoriques de l'application de la DDBD sur les ponts seront exposées avec des bases théoriques et des différentes formulations publiées dans ce domaine.

I.3. Bases théoriques de la conception basée sur le déplacement

I.3.1. Formulation classique de la méthode

Dans le but d'atténuer les lacunes de la conception basée sur les forces, Priestley et Kowalsky (2000) ont développé la procédure de DDBD (Direct Displacement-Based Design). Sa différence fondamentale est de

concevoir la structure par une représentation de la performance à la réponse en déplacement maximum d'un système équivalent à un seul degré de liberté (1DDL) plutôt que par ses caractéristiques élastiques initiales.

Il en résulterait des structures à risque essentiellement connu, qui sont compatibles avec les spectres de réponse incorporés dans les codes de conception. La procédure de conception détermine la résistance requise aux emplacements prévus des rotules plastiques pour atteindre un déplacement définis.

Elle doit ensuite être combinée avec des procédures de conception capacitaire pour garantir que les rotules plastiques ne se produisent que là où elles ont été prévues en évitant le développement des modes non ductiles de déformation inélastique (Paulay et Priestley, 1992). Les exigences de conception capacitaire sont généralement moins onéreuses que celles des conceptions basées sur les forces, ce qui se traduit par des structures plus économiques.

La méthode de conception est illustrée en référence à la figure I.1, qui considère une représentation à 1DDL d'un portique (figure I.1.a), bien que les principes de base s'appliquent à tous les types de structures. La courbe bilinéaire de la réponse force latérale - déplacement de la représentation à 1DDL est illustrée à la figure I.1.b. Une rigidité élastique initiale Ki est suivie d'une rigidité post-élasticité de rKi.

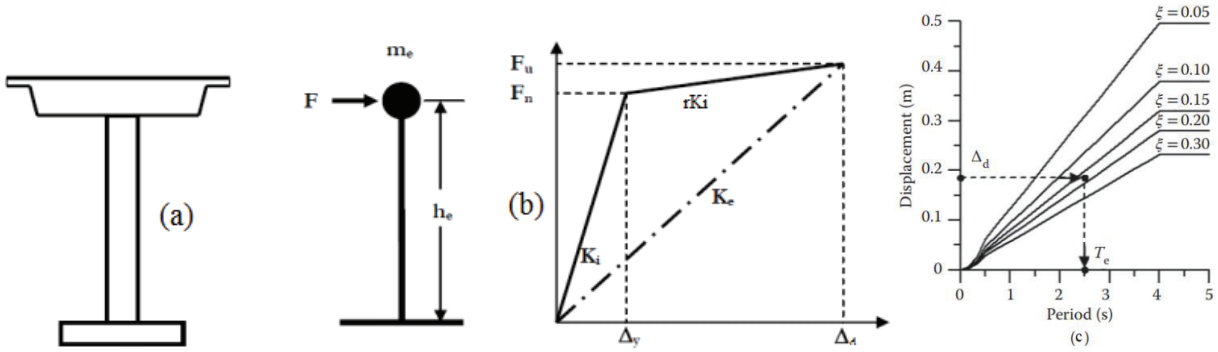


Figure 0.4. Principes fondamentaux de la conception basée sur le déplacement direct.

Bien que la conception sismique basée sur les forces caractérise la structure en termes de propriétés élastiques (rigidité initiale Ki, amortissement élastique), la DDBD caractérise la structure par la rigidité sécante Ke au déplacement maximum Δd (figure I.1.b), et un niveau d'amortissement visqueux équivalent ξ, représentatif de la combinaison de l'amortissement élastique et de l'énergie hystérétique absorbée lors de la réponse inélastique.

Avec le déplacement de conception à la réponse maximale déterminé et l'amortissement correspondant estimé à partir de la demande en ductilité attendue, la période effective Te à la réponse maximale de déplacement, mesurée à la hauteur effective He (figure I.1.a) peut être lue à partir d'un ensemble de spectres de déplacements pour différents niveaux d'amortissement, comme le montre l'exemple de la figure I.1.c. La rigidité effective Ke du système équivalent à 1DDL au déplacement maximum peut être trouvée en inversant l'équation qui calcule la période d'un oscillateur à 1DDL pour fournir :

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad \text{....(I.1)}$$

Avec me : masse effective de la structure participant au mode fondamental de vibration.

T_e : période de la réponse effective du pont.

D'après la figure I.1.b, la force latérale de conception, qui est également l'effort tranchant de conception, est donc :

$$F = V_{base} = K_e \Delta_d \quad \text{..... (I.2)}$$

Avec Δ_d : déplacement de conception.

Le principe de conception est donc très simple, avec une grande partie des efforts liés à la détermination des caractéristiques de la «structure équivalente», à la détermination du déplacement de conception et au développement des spectres de conception en déplacements. Une attention particulière est cependant également nécessaire pour la distribution de l'effort tranchant à la base de conception V_{Base} aux différentes localisations de masse discrétisés, et pour l'analyse de la structure sous la force sismique distribuée.

I.3.2. Modélisation des ponts par des systèmes à 1DDL

I.3.2.1. Déplacement de la limite élastique

Comme le montre la figure I.2, la courbure de la limite élastique est une propriété fondamentale d'une section transversale et est une fonction de déformation de la limite élastique.

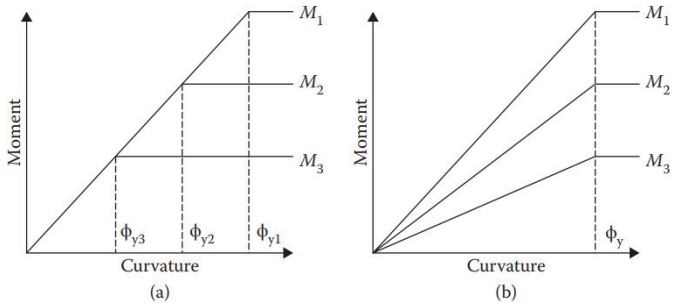


Figure 0.5.Influence de la force sur la relation moment-courbure. (a) Hypothèse de conception (rigidité constante). (b) Conditions réalistes (courbe de rendement constante)

Les équations I.3 à I.4 représentent des valeurs de la courbure à la limite élastique sur une analyse de sections (Priestley et al. 2007). Il convient de noter que ces équations représentent la courbure à la limite élastique qui est définie comme la première courbure à la limite élastique extrapolée à la capacité nominale de moment.

Pile circulaire en béton $\boldsymbol{\emptyset_y = \frac{2.25}{D}\varepsilon_y}$ ..... (I.3)

Pile rectangulaire en béton $\boldsymbol{\emptyset_y = \frac{2.10}{hc}\varepsilon_y}$ ..... (I.4)

Avec D : diametre du fut

hc : hauteur de la section de la pile.

$\boldsymbol{\varepsilon_y}$: déformation élastique $\boldsymbol{\varepsilon_y = \frac{fy}{Es}}$ .....(I.5)

Par la suite, le déplacement de la limite élastique est calculé par la méthode capacitaire.

Pile en flexion simple $\boldsymbol{\Delta_y = \frac{\emptyset y}{3}(H+L_{SP})^2}$ .....(I.6)

Pile en flexion double $\boldsymbol{\Delta_y = \frac{\emptyset y}{6}(H+2L_{SP})^2}$ .....(I.7)

Avec L_{SP} : la longueur de pénétration de déformation. $\boldsymbol{L_{SP} = 0.022\, f_{ye} d_{bl}}$ .....(I.8)

H : la hauteur libre du fût.

I.3.2.2. Déplacement de conception

Le déplacement de conception pour les piles de pont est fonction de l'état limite de performance considéré, ainsi que de la façon dont cet état limite est défini, qui peut être basé sur les déformations du matériau, la rotation ou la ductilité. Les courbures à l'état limite sont définies comme suit :

- **Déformations du matériau** $\emptyset_{ls,c}=\frac{1}{c}\varepsilon_{c,ls}$ compression du béton. ……(I.9)

$\emptyset_{ls,s}=\frac{1}{d-c}\varepsilon_{s,ls}$ traction des aciers. ……(I.10)

Ce qui donne le déplacement plastique à l'état limite:

$\Delta_p=(\emptyset_{ls}-\emptyset_y)\,L_pH$……..(I.11)

D'où on obtient le déplacement de conception:

$\Delta_{d,ls}=\Delta_p+\Delta_y$……(I.12)

Avec L_p :longueur de la rotule plastique de la pile$L_p=K\,Lc+L_{SP}\geq 2L_{SP}$……(I.13)

Lc : longueur du point de moment maximum au point de contre-flexion.

K : variable donnée par $K=0.2(f_u/f_y-1)$

c : la profondeur de l'axe neutre à l'état limite de conception.

- **Rotation** $\Delta_{d,ls}=\Theta_{ls}H$……(I.14)
- **Ductilité** $\Delta_{d,ls}=\mu_{ls}\Delta_y$……(I.15)

I.3.2.3. Amortissement visqueux équivalent

La méthode DDBD utilise le concept de la linéarisation équivalente pour caractériser la réponse non linéaire d'une structure ayant des propriétés de rigidité et d'amortissement équivalents. Ce dernier représente l'amortissement visqueux et hystérétique combiné à l'état limite de conception.

L'amortissement élastique initial adopté est lié à la rigidité sécante de l'état limite de conception. Les deux composantes de l'amortissement ont été combinées sur la base de l'équation suivante pour les piles en béton :

$$\xi_{eq}=0.05+0.444\left(\frac{\mu-1}{\mu\pi}\right)$$……(I.16)

Avec μ : ductilité en déplacement.

I.3.2.4. Effort tranchant de conception à la base

L'approche DDBD, qui consiste en une série d'étapes discrètes comme indiqué à la section I.3.1, peut être collectée dans une équation de l'effort tranchant à la base si l'on suppose que le spectre est linéaire par rapport à la période caractéristique.

$$V_{base}=K_e\Delta_d=(4\pi^2m_e/T_c^2)\times(\Delta^2_{c,5}/\Delta_d)\times\left(\frac{0.07}{0.02+\xi}\right)^{2\alpha}$$……..(I.17)

Avec Δ_c :le déplacement à la période Tc à 5% d'amortissement.

T_c : la période caractéristique à partir du spectre de réponse de conception.

α = 0,5 et 0,25 pour les conditions d'impulsion normale et de vitesse, respectivement.

I.3.3. Simulation des ponts à NDDL

I.3.3.1. Formes de déplacements

La section précédente a examiné la formulation de la méthode DDBD et son application aux structures à 1DDL telles que les ponts à pile unique. Pour les systèmes à NDDL tels que les ponts à travées multiples, plusieurs critères sont nécessaires, le premier étant la sélection de la forme de déplacement cible.

Avec les ponts, il n'est pas facile de déterminer initialement un profil de déplacement de conception, en particulier pour la réponse sismique transversale. La figure I.3 illustre deux configurations de pont possibles d'un rang de limites potentielles.

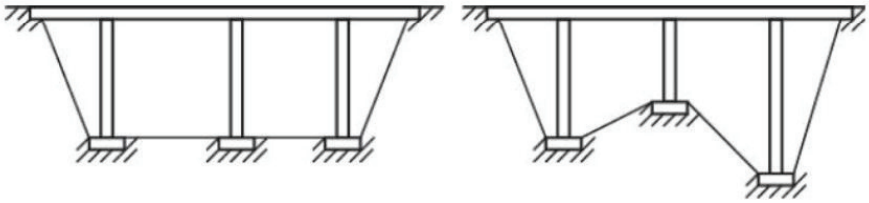


Figure 0.6 deux configurations possibles des ponts.

Les profils de déplacement transversaux dépendront fortement des rigidités relatives des piles et, plus important encore, du degré du déplacement latéral retenu fourni à la culée et de la rigidité latérale de la superstructure. Pour chaque type de pont, trois profils de déplacement transversaux possibles sont représentés dans la figure I.4.

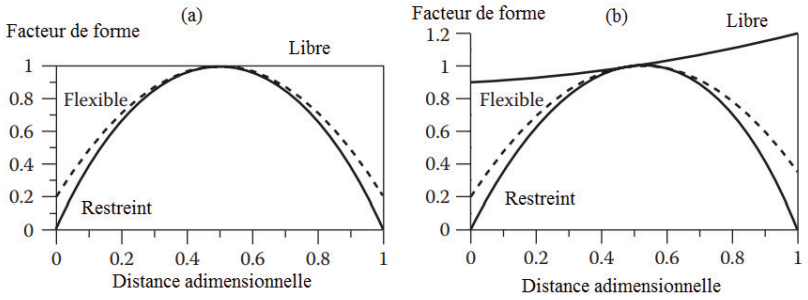


Figure 0.7.Formes des déplacements transversaux des ponts précédents. (a) Piles à hauteurs uniformes. (b) Piles à hauteurs variables.

I.3.3.2. Déplacement effectif

Le déplacement de conception caractéristique de la structure équivalente dépend du l'état limite de déplacement ou de la rotation de l'élément le plus critique de la structure réelle, et d'une forme de déplacement supposée pour la structure. Elle correspond au mode fondamental au niveau de conception de l'excitation sismique.

La représentation du déplacement par la forme inélastique plutôt qu'élastique du premier mode est cohérente avec la caractérisation de la structure par sa rigidité sécante à une réponse maximale. D'où le déplacement nominale est donné par :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} mi\Delta i^2}{\sum_{i=1}^{n} mi\Delta i} \quad \text{.....(I.18)}$$

Où mi et Δi sont respectivement les masses et les déplacements des n emplacements des masses significatifs.

Pour les ponts, les emplacements des masses seront normalement au centre de masse de la superstructure au-dessus de chaque pile, mais la masse de la superstructure peut être discrétisée en plusieurs masses par travée pour améliorer la validité de la simulation. Avec des piles hautes, comme celles qui peuvent se produire dans les traversées profondes des vallées, la colonne peut également être discrétisée en plusieurs éléments et masses.

I.3.3.3. Masse effective

La masse effective représente la masse qui participe à la réponse modale supposée de la structure. En appliquant un équilibre des forces entre le système à NDDL et le système à équivalent 1DDL, la masse effective est obtenue selon l'équation suivante :

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^{n} mi\Delta i}{\Delta d} \quad \text{.....(I.19)}$$

I.3.3.4. Amortissement effectif

Pour les systèmes à NDDL tels que les ponts à travées multiples, de nombreuses composantes contribuent à l'amortissement effectif de l'ensemble du système. Il s'agit notamment des piles, de la superstructure et des culées, ainsi que de tout système d'isolation ou des dispositifs supplémentaires de dissipation d'énergie et il est possible que chacun de ces éléments présente des niveaux d'amortissement très différents. Par conséquent, les contributions individuelles à l'amortissement effectif pour chacun de ces éléments doivent être combinées pour obtenir l'amortissement effectif du système.

Il est suggéré que l'amortissement effectif pour un pont à NDDL soit obtenu en utilisant une moyenne pondérée, où le facteur de pondération est le travail effectué par l'élément considéré. D'où on obtient l'amortissement effectif d'un pont dans la direction transversale par :

$$\xi_e = \frac{x(\Delta d - \Delta a)\xi ss + x\Delta a\xi a + (1-x)\frac{\sum_{i=2}^{4}\frac{1}{Hi}\Delta i\xi i}{\sum_{i=2}^{4}\frac{1}{Hi}}}{x(\Delta d - \Delta a) + x\Delta a + (1-x)\frac{\sum_{i=2}^{4}\frac{1}{Hi}\Delta i}{\sum_{i=2}^{4}\frac{1}{Hi}}} \quad \text{(I.20)}$$

Avec ξi : amortissement visqueux équivalent pour chaque pile conformément à l'équation I.20

Hi : hauteur de la pile.

Δi : déplacement de la pile conformément à la forme déplacée supposée.

ξa ,Δa : amortissement et Déplacement de culée.

ξ_{SS} : amortissement de la superstructure.

x: partie de la force latérale portée par le retour de la flexion de la superstructure vers les culées.

I.3.3.5. Procédure itérative de conception

Pour la conception dans le sens transversal de la charge, une procédure itérative de conception sera nécessaire dans de nombreux cas intégrant deux hypothèses initiales: un rapport de charge transportée par la superstructure se recourbant vers les culées et le profil de déplacement. La procédure suit les étapes suivantes dont la figure I.5 est une référence utile.

1. Estimer la fraction de la force latérale, x, portée par le trajet de charge de flexion de la superstructure. Généralement, cela sera basé sur l'expérience. En l'absence de guidage, supposons x = 0,5 pour la retenue aux culées et x = 0 pour les extrémités de pont sans retenue.

2. Estimez le profil de déplacement initial, Δi. Cela impliquera de choisir une forme de déplacement et de déterminer les capacités de déplacement à l'état limite des piles comme décrit dans la section I.3.2.2. La forme de déplacement est ensuite mise à l'échelle de la pile critique ou de la culée et le profil de déplacement obtenu. Une forme de déplacement parabolique ou sinusoïdale peut être supposée pour l'itération initiale.

3. Déterminez le déplacement du système à 1DDL à partir de l'équation I.18 en utilisant le profil de déplacement de l'étape 2.

4. Déterminez la masse efficace à partir de l'équation I.19, y compris la contribution appropriée de la masse de pile (généralement 1/3).

5. Déterminer les déplacements des limites élastiques de toutes les piles (équation I.6 et I.7), et donc leurs demandes de ductilités en déplacement (définis comme le déplacement de la pile à partir du profil de déplacement de l'étape 2 divisé par le déplacement de la limite élastique). Cela permet ensuite de calculer l'amortissement visqueux équivalent de la pile à partir de l'équation I.16. Notez qu'il est possible que certaines piles répondent élastiquement (ductilité en déplacement <1), auquel cas l'amortissement de la pile doit être pris comme $\xi = 0{,}05$.

6. Déterminez les rapports des efforts tranchants portés par les piles. Si l'on suppose que toutes les piles ont un ferraillage en flexion égal, et que toutes les limites élastiques des piles, les efforts tranchants seront approximativement proportionnelles à l'inverse de la hauteur de pile. En référence à la figure I.5, l'effort tranchant portée par une pile est donnée par l'équation I.21. Si l'une des piles devrait rester élastique, à une capacité inférieure à la limite élastique, la proportion de force portée par cette pile devrait être réduite de 1 / Hi à μi / Hi, où μi<1. La proportion supportée par les piles reste inchangé. Il convient de noter que, par définition, et toujours en référence à la figure I.5, l'effort tranchant portée par les culées serait donnée par l'équation I.22.

$$V_i = (1\text{-}x) \sum_{i=1}^{5} Fi \left(\frac{\frac{1}{Hi}}{\sum_{i=2}^{4} \frac{1}{Hi}}\right) \quad \text{(I.21)}$$

$$V_1 + V_5 = x \sum_{i=1}^{5} Fi \quad \text{(I.22)}$$

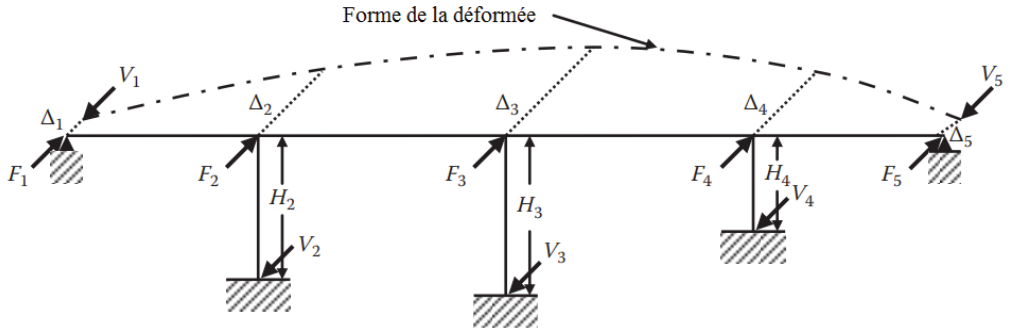


Figure 0.8.Pont sous réponse transversale.

7. Déterminer l'amortissement du système, à partir de l'équation I.21. L'amortissement de la superstructure doit être supposé être de 5%. L'amortissement de la culée dépendra de la conception de la culée et des propriétés du sol, mais dans de nombreux cas, elle peut également être prise à 5%.
8. Déterminez la période effective, la rigidité effective et l'effort tranchant total à la base à partir du spectre de conception. Cela peut être fait de manière progressive ou par application directe de l'équation I.17.

9. Distribuer l'effort tranchant à la base sous forme de forces aux centres des masses d'inertie à l'aide de l'équation I.23, qui est définie sur la base de l'équilibre des forces entre les systèmes à NDDL et équivalent à 1DDL.

$$\mathbf{F_i = \frac{Vbase\ (mi\ \Delta i)}{\sum (mi\ \Delta i)}} \quad \text{(I.23)}$$

10. Estimer la rigidité effective de chaque pile et chaque culée pour le modèle d'analyse structurale. Cela nécessitera une estimation des efforts tranchants portés par les piles et les culées sur la base de l'hypothèse pour x. En référence à la figure I.5, les efforts tranchants peuvent être obtenus en appliquant les équations I.21 et I.22 où ΣFi = VBase. Puisque le déplacement de chaque pile et de chaque culée, Δi est connu à partir de l'étape 2, et l'effort tranchant Vi est connu à partir de cette étape, la rigidité effective de chaque pile ou de chaque culée est connue à partir de Ki = Vi / Δi. La rigidité de translation et de torsion de la superstructure sera également connue et restera constante tout au long des itérations d'analyse.

11. Analyser la structure sous les forces latérales Fi pour estimer le déplacement de la pile et de la culée critique. Le modèle d'analyse structurelle 2D peut être aussi simple comme des portiques pour définir la superstructure et des ressorts pour définir les rigidités effectives des piles et des culées de l'étape 10.

12. Comparez le déplacement de la pile ou de la culée critique de l'analyse de l'étape 11 avec les états limites des déplacements obtenu à l'étape 2 en utilisant les détails discutés dans la section I.3.2.2. Si l'analyse indique que le déplacement de pile ou de culée critique dépasse la limite de conception, alors l'hypothèse pour x est trop élevée. Plus de force doit être allouée aux piles, ce qui augmentera leur rigidité effective et donc la rigidité effective totale du système. Les déplacements seront ainsi réduits. Si le déplacement est inférieur à la limite de conception, alors x est trop faible. Révisez l'estimation de x en ascendant. Ce processus entraînera une augmentation ou une diminution des efforts tranchants portés par les piles individuelles et donc une modification des rigidités des piles.

Répéter en révisant la valeur de x jusqu'à ce que le déplacement de la pile ou de la culée critique à travers l'égalité des analyses soit égal à la valeur d'état limite de conception. Si le déplacement de la culée diffère de l'hypothèse de conception, la rigidité de la culée peut être ajustée pour améliorer l'accord. Cela aura peu d'effet sur les déplacements des culées (Priestley et al. 2007).

13. Répétez les étapes 1 à 12 en utilisant la valeur de x et le profil de déplacement résultant de l'étape 12 comme nouvelles estimations pour les étapes 1 et 2 ci-dessus, et répétez jusqu'à ce que la convergence pour x et pour le profil de conception soit atteinte. La procédure décrite ci-dessus converge généralement rapidement. Il peut également être programmé pour procéder automatiquement aux itérations.

Il convient de noter que dans certains cas, il sera constaté que même avec x = 1,0, le déplacement de la pile critique sera inférieur à la limite de conception. Cela signifie que la rigidité de la superstructure est telle qu'elle domine la réponse. Cela se produit généralement avec des ponts courts de quelques travées seulement. Dans de tels cas, la résistance des piles sera basée sur des considérations des charges gravitaires. Cependant, des détails de ductilité peuvent encore être nécessaires et une analyse utilisant les rigidités connues de la superstructure et des piles devrait être effectuée pour déterminer les déplacements attendus des piles. Pour les ponts à longue portée et / ou à piles élevées, il peut être utile d'introduire un raffinement lié à la masse distribuée de piles, et plus important encore, à considérer la contribution des modes supérieurs, par analogie avec ce qui est fait pour les bâtiments de grande hauteur (Adhikari et al., 2010).

I.4. Conclusion

La méthode des déplacements est une méthode moderne, elle permet une approche plus réaliste du comportement des structures porteuses tout en donnant une évaluation plus favorable de la sécurité sismique qui peut éviter des mesures de renforcement couteuses. Elle est utilisée de plus en plus couramment pour l'évaluation des dommages potentiels des structures existantes lors des futurs séismes.

D'où on recommande que les codes parasismiques algériens adoptent cette méthode pour plus de sécurité et économie.

Références

AASHTO. 2011. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Adhikari G., Petrini L., and Calvi, G. M. 2010. Application of direct displacement based design to long span bridges. Bull. Earthquake Eng., 8(4), 897–919.

Akkar, S. and Bommer, J. J. 2007. Prediction of elastic displacement response spectra in Europe and the Middle East. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 36(10), 1275–1301.

Alvarez, J. C. 2004. Displacement Based Design of Continuous Concrete Bridges under Transverse Seismic Excitation. MSc Thesis, Rose School, IUSS, Pavia, p. 99.

ASCE. 2010. ASCE Standard ASCE/SEI7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineering, Reston, VA.

ATC-32 1996. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations and Resource Document, Applied Technology Council, Redwood City, CA, pp. 256 and 365.

Calvi, G. M., Sullivan, T. J., and Villani, A. (2010). Conceptual Seismic Design of Cable-Stayed Bridges. J. Earthquake Eng., 14(8), 1139–1171.

CEN. 2005., Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance—Part 3. Strengthening and repair of buildings, EN 1998-3, Comite Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium.

Dwairi, H. M., Kowalsky, M. J., and Nau, J. M. 2007. Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design. J. Earthquake Eng., 11(4), 512–530.

Faccioli, E., Paolucci, R., and Rey, J. 2004. Displacement Spectra for Long Periods. Earthquake Spectra., 20(2), 347–376.

Faccioli, E. and Villani, M. 2009. Seismic Hazard Mapping for Italy in Terms of Broadband Displacement Response Spectra. Earthquake Spectra, 25(3), 515–539.

Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H. 1976. SIMQKE: A program for artificial motion generation User's manual and Documentation, Civil Engineering Department, MIT, p.32.

Grant, D. N., Blandon, C. A., and Priestley, M. J. N. 2005. Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design, Report 2005/03, IUSS Press, Pavia, p. 104.

Gulkan, P. and Sozen, M. 1974. Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions. ACI J., 71(12), 604–610.

ICC. 2006. International Building Code, International Code Council, Washington, DC, p. 663.

Jacobsen, L. S. 1930. Steady forced vibrations as influenced by damping. ASME Trans., 52(1), 169–181.

Jacobsen, L. S. 1960. Damping in composite structures. Proceedings, 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Tokyo and Kyoto, Japan, 1029–1044.

Paulay, T. and Priestley, M. J. N. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley, New York, p. 744.

Pennucci, D., Sullivan, T.J., and Calvi, G.M. 2011. Displacement reduction factors for the design of medium and long period structures. J. Earthquake Eng., 15(S1), 1–29.

Petrini, L., Maggi, C., Priestley, M. J. N., and Calvi, G. M. 2008. Experimental Verification of Viscous Damping Modeling for Inelastic Time History Analyzes. J. Earthquake Eng., 12(1), 125–145.

Priestley, M. J. N. and Kowalsky, M. J. 2000. Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings. Bull., NZSEE, 33(4), 421–444.

Priestley, M. J. N. 1997. Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. J. Earthquake Eng., 1(1), 157–192.

Priestley, M. J. N. 1993. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts between Design and Reality. Bull. NZSEE, 26(3), 329–341.

Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley, New York, p. 686.

Priestley, M. J. N. 2000. Performance Based Seismic Design. Keynote Address, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Paper No. 2831.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., and Kowalsky, M. J. 2007. Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures IUSS Press, Pavia Italy, ISBN 978-88-6198-000-6, p. 740.

Priestley, M. J. N. 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering (Revisited). The 9th Mallet Milne Lecture, IUSS Press, Pavia, p. 121.

Shibata, A. and Sozen, M. 1976. Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete. ASCE J. Struct. Eng., 102(1), 1–18.

Structural Engineers Association of California 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 7th Ed., SEAOC, Sacramento, CA.

CHAPITRE II
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction

Ce présent chapitre sera consacré à la présentation détaillée de notre ouvrage tout en exposant les différentes données et exigences fonctionnelles permettant d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et naturelles qui influent sur sa conception pour élaborer notre travail.

II.2. Présentation du projet

Le réseau routier algérien s'appuie sur deux axes transversaux, l'autoroute Est-Ouest et l'autoroute des Hauts plateaux. Pour lier les autres wilayas avec ce grand réseau, plusieurs pénétrantes ont été réalisées dans le but de développer l'échange entre le nord et le sud du pays comme le montre la figure II.1.

Parmi ces pénétrantes, celle reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia à travers le massif du Djurdjura. Avec un linéaire de 48 km. Elle traverse les wilayas de Bouira et Tizi Ouzou avec un profil en 2x3 voies. La pénétrante est constituée de :

- 37 ouvrages d'art dont 21 sont des viaducs et deux tunnels.
- 25 km de routes secondaires.
- 7 échangeurs.

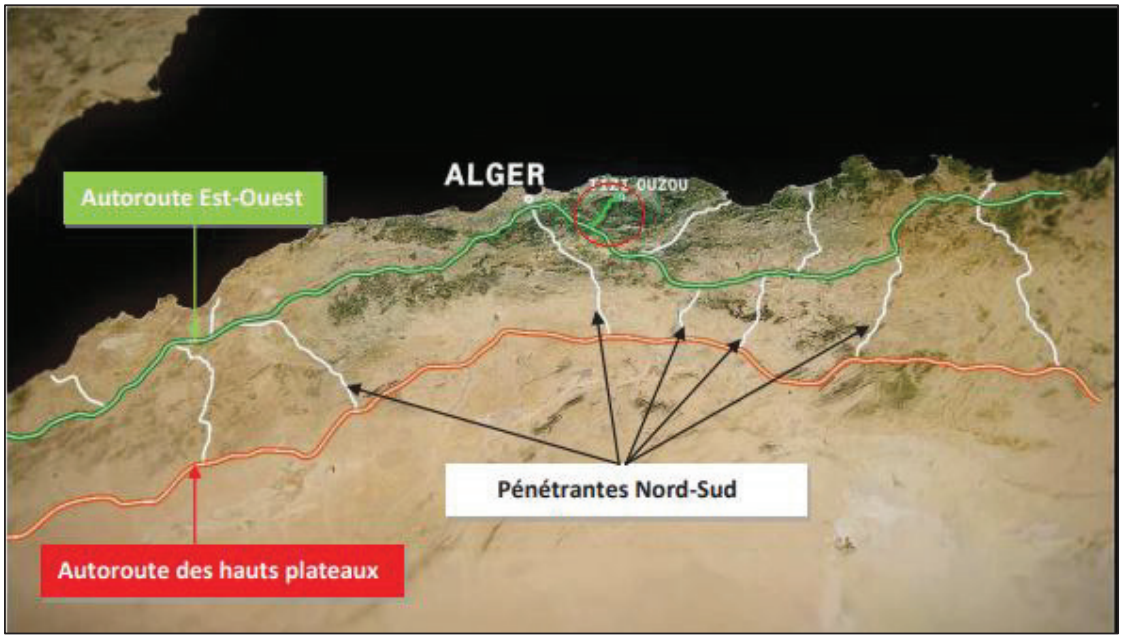


Figure II.1. Localisation de la pénétrante de Tizi Ouzou.

II.3. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre du projet ''Réalisation de la Pénétrante Autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest, nous nous sommes intéressées à la conception et l'étude du viaduc V13 commencé au PK 23+685 m en cote de 256 m. La ligne d'environ 210 m s'achève au PK : 23+895 m en cote de 255 m.

II.3.1. Données naturelles

II.3.1.1. Données topographiques

Notre ouvrage est implanté dans la région de la Kabylie en plein cœur du massif du Djurdjura considéré comme terrain montagneux très accidenté.

II.3.1.2. Données sismologiques

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Tizi Ouzou et plus exactement dans la commune de Draa El Mizane qui est considérée une zone de sismicité moyenne « IIa »[1] comme le montre la figure II.2.

[1] RPOA 2008 (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art).

Tableau III.1.Classifications des ponts

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

De plus, le pont est classé en groupe de pont 2, c'est un pont important avec un coefficient d'accélération <A=0.20>[2].

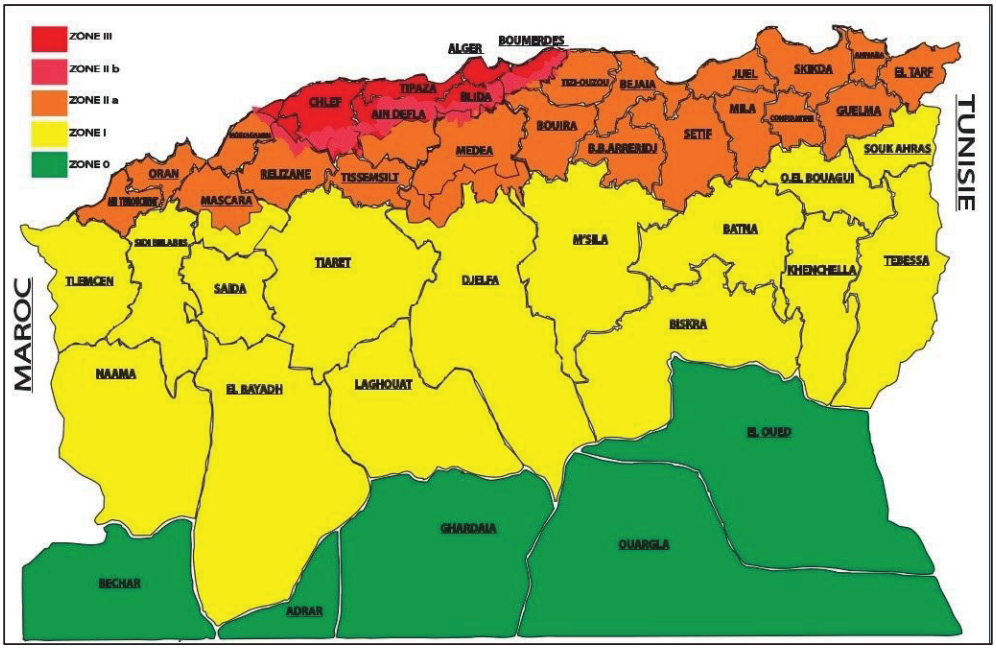


Figure II.2.Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).

II.3.1.3. Données climatiques

- **La température**

La température de la zone d'étude doit être prise en considération lors des calculs des ouvrages, car ses effets interviennent au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui spécialement.

- ✓ La Wilaya de Tizi-Ouzou connait durant la saison d'été une température moyenne de 40°C le jour et 23°C la nuit.
- ✓ En hiver, la région connait une température moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

- **Le vent**

Le vent engendre des efforts de 1.25 KN/m^2 sur les structures en cours de construction, ces efforts sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces exposées au vent[3].

II.3.1.4. Données géologiques

Des unités métaclastiques d'âge Précambrien définies dans la géologie régionale sont affleurées sur la zone du Via 13 dont la construction est planifiée entre PK : 23+685 au 23+895. Puis sur ces unités, du matériel de couverture actuel s'est développé ou du matériel sédimentaire s'est accumulé.

Les résultats des sondages ont montré 3 couches de terrain :

- Une unité d'effritement + de terre d'une épaisseur entre 8-12 m existe sur le site du viaduc. Cette unité présente les caractéristiques d'une unité d'argile sablonneux et graveleux, généralement très solide/rigide, a plasticité faible/moyenne, de couleur grise verdâtre, grise rougeâtre.

[2]RPOA 2008 (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art).
[3]RCPR 2008 (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

- Une unité de sable fin limoneux de l'alluvion d'une épaisseur maximale de 3 m en surface est observée entre PK 23+835 - 23+855.
- Des rochers métaclastiques, généralement des phyllithes très/moyennement décomposées, à résistance très faible, de couleur grise/grise verdâtre, d'une épaisseur de plus de 20 m sont observées sous ces unités. Les couches sont représentées dans la figure II.3.

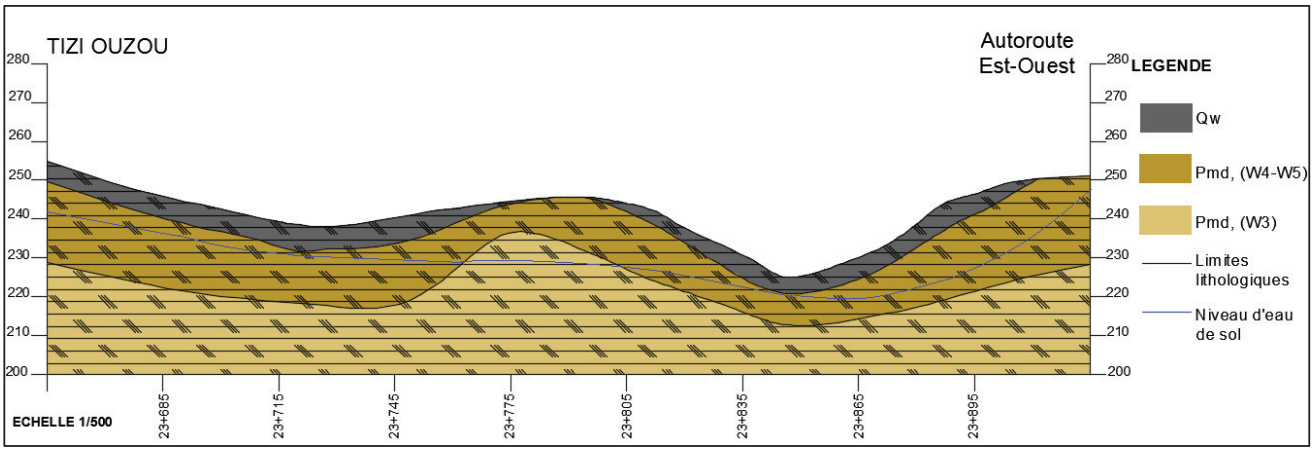


Figure II.3. Profil lithologique du terrain.

II.3.1.5. Données géotechniques

Les données géotechniques sont indispensables et importantes dans l'étude d'un ouvrage pour déterminer le type de fondation des appuis d'une part et pour le choix de la conception d'autre part.

- **Essais in situ**

Les travaux de prospection sont effectués suivant la structure du viaduc, l'envergure ainsi que les traits distinctifs de la lithologie de la zone. Les essais in situ réalisés sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.2.Les essais in situ réalisés sur les sols et les roches du terrain

Les essais	Unités	Nombres
Sondage carottés	m/pièce	20.0-31.0 /7
Essai préssiométrique du forage	Essai/m/sondage	8/30.0 /5
Essai de pénétration standard (SPT)	Fois	5
Echantillon intact	Pièces	3

Voir les résultats: ANNEXE 01.1, 2,et 4.

- **Essais au laboratoire**

Tableau III.3.Les résultats des essais au laboratoire réalisés sur les sols et les roches du terrain.

BH No	Profondeur	Granulométrie		Limites d'Atterberg			USCS
	(m)	# 4 Restant (%>4,75 mm)	# 200 Passant (%<0,075 mm)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	
SCP-V13-P1	4.00 - 4.80	25.19	25.37	26.9	17.0	9.9	SL
	8.00 - 8.80	5.57	43.21	31.6	22.1	9.5	SL
SCP-V13-P2	4.45 - 4.85	6.07	23.94	28.0	26.9	1.0	SL
	18.00 - 18.80	0.95	45.01	28.0	11.6	16.4	SL
SCP-V13-P6	4.30 - 4.80	1.4	15.63	26.8	19.2	7.7	SL
	8.35 - 8.85	4.03	55.96	22.3	9.8	12.5	
	13.45 - 13.95	4.19	39.75	27.4	22.5	5.0	SL
	18.30 -	15.16	23.18	20.4	15.6	4.8	

- **Classification des sites**

La catégorie de sol peut être déterminée comme indiqué dans le tableau suivant:

Tableau III.4.Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA, 2008)[4].

Cat	Description		qc (MPa)	N	PL (MPa)	Ep (MPa)	qu (MPa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux (a)		-	-	>5	>100	>10	Vs≥800
S2	Ferme	Sable/Gravier	> 15	>50	>2	>20	-	400≤Vs<800
		Argile	>5	-	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/Gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	-	200≤Vs<400
		Argile	1,5-5	-	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/Gravier	<5	<10	<1	<5	-	100≤Vs<200
		Argile	<1,5	-	<0,5	<5	<0,1	

La pression limite moyenne (Pl) ainsi que le module pressiométrique moyen (Ep) obtenus d'après les résultats des essais pressiométriques sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.5.Moyennes harmoniques de la pression et le module pressiométrique.

Essais	PL (MPa)	Ep (MPa)	Classe
SCP-V13-P1	2.26	13.45	S3
SCP-V13-P2	2.63	23.13	S2
SCP-V13-P3	6.05	73.92	S2
SCP-V13-P4	7.59	97.35	S2
SCP-V13-P5	2.58	19.03	S2

D'où, la catégorie du site est: S2 (site ferme)

II.3.2. Données fonctionnelles

II.3.2.1. Tracé en plan

Le viaduc est un pont courbe avec les caractéristiques suivantes :

-Une Longueur totale d'environ 210 m.

-Un Rayon de 683.3 m.



Figure II.4. Tracé en plan de l'ouvrage.

[4] RPOA 2008 (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art).

II.3.2.2. Profil en long

Le profil en long du projet montré dans la figure suivante est une ligne droite avec une pente p=-0.75%

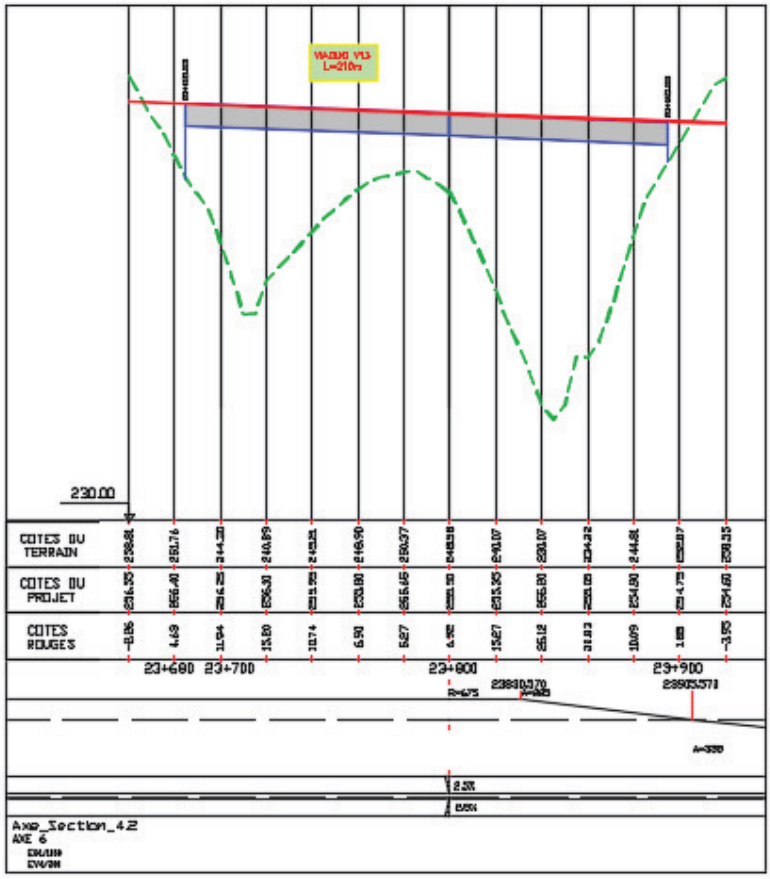


Figure II.5. Profil en long du terrain.

II.3.2.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet montré dans la figure suivante est constitué de deux viaducs séparés d'une largeur totale de 13.8 m chacun, un pour chaque sens, chacun est constitué de :
-Une chaussée de 3 voies de 3.5 m chacune.
-Deux trottoirs de 0.65 m chacun.

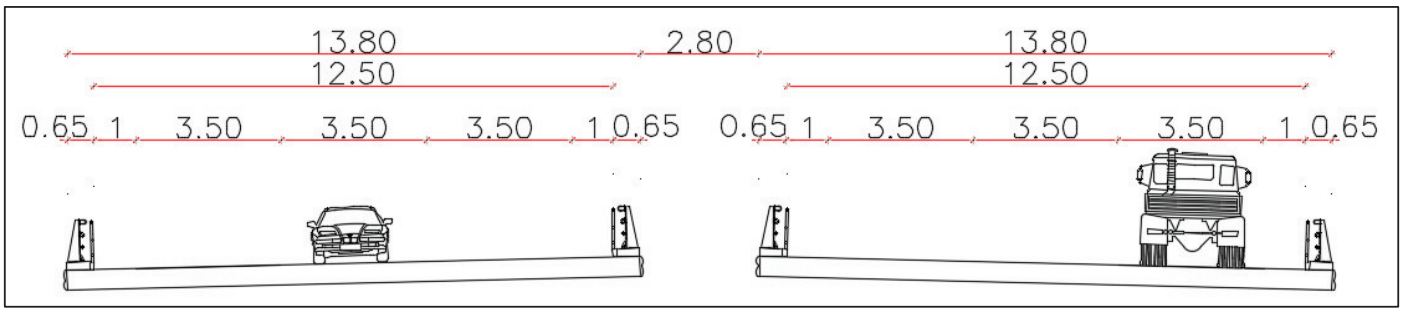


Figure II.6. Profil en travers de la voie portée.

II.3.3. Problèmes et contraintes

La contrainte majeure que nous rencontrons est le terrain accidenté qui rend l'accès des engins et du matériel au chantier difficile comme le montre la figure suivante :





Figure II.7. Terrain accidenté dans le chantier du V13.

II.4. Conclusion

Pour conclure, les données présentées ci-dessus, sont à la fois nécessaires et suffisantes pour établir la conception et l'étude de notre ouvrage.

CHAPITRE III
CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.1. Introduction

L'objectif principal de toute conception d'un ouvrage est d'avoir une solution optimale techniquement et économiquement vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée. Cette dernière est en évolution en fonction de la croissance de la qualité et les performances des matériaux de construction, de développement des méthodes de construction et de la création des formes originales.

Cette conception doit prendre en compte les exigences de qualité architecturale ou paysagères.

III.2. Choix de type de l'ouvrage

Pour obtenir le meilleur choix de conception, il faut connaitre les types d'ouvrages qui peuvent être envisagés, pour retenir les solutions qui apparaissent en première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. Pour cela, en prend en considération les éléments principaux suivants :

- La nature de l'obstacle (oued, route,…).
- L'utilisation (rail, route,…).
- La géométrie (courbe, biais, droit,…).
- Système mécanique (isostatique, hyperstatique).

Il existe d'autres paramètres propres au projet qui interviennent dans le choix du type d'ouvrage, parmi lesquels on site :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale (dans le cas d'un oued).
- L'ouverture de l'ouvrage.

III.3. Proposition et pré-dimensionnement des variantes :

Le premier critère à considérer pour proposer les variantes possibles est la portée principale, sachant que chaque type d'entre eux a un domaine d'emploi convenu, bien défini dans les guides de conception. La figure (III.1) montre un schéma explicatif du domaine d'emploi.

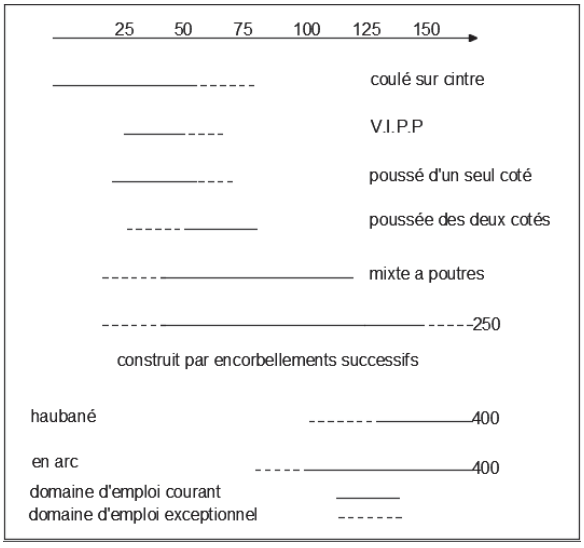


Figure III.1.domaine d'emploi selon la portée principale.

Cette classification nous permet d'éliminer :

-Les types d'ouvrage de petite à moyenne portée (jusqu'à 40/50m) seront éliminer afin de réduire le nombre d'appuis (à cause du terrain accidenté).

-Les ponts en arc et à béquilles seront aussi éliminer car ils ne sont envisageables que s'ils peuvent s'appuyer contre un massif rocheux.
-Les ponts à haubans et suspendus sont des ouvrages exceptionnels.

Pour notre cas nous allons considérer trois variantes qui peuvent être adoptées pour la construction de ce viaduc.

III.3.1. Variante 01 : Pont a poutres précontraintes en post tension.

Dans le domaine des ouvrages d'art, les ponts à poutres précontraintes sont les plus fréquents et les plus simples grâce à leurs avantages et leur intérêt économique. Le tablier est formé de travées indépendantes, constituées chacune par un nombre de poutres préfabriquées.

Le rôle de la précontrainte consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active par post tension.

III.3.1.1. Conception longitudinale

Notre ouvrage à une langueur de 210 m entre les deux culées, qui nous permet de proposer six (6) travées isostatiques de même distance de 33,4 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Dans le cas d'une travée entre 30 m et 50 m, la superstructure sera pré-dimensionnée comme suit [5] :

Tableau III.1. Pré-dimensionnement de la poutre précontrainte.

Désignation		Formule
Entraxe des poutres		$1,5<\lambda<2,5$
Nombre de poutre		$N = (La/\lambda) + 1$ La : Largeur du tablier
Hauteur totale du tablier		$L/20 \leq H_t \leq L/17$ L : Portée de la poutre
Largeur de la table de compression		$b \geq 60\% H_p$
Epaisseur de la table de compression		$e \geq 10$ cm
Largeur du talon		$L_t = b_t / N$ Avec : $b_t = l.L^2/Ht^2.K$ l : largeur du tablier L : portée de la travée H_t : Hauteur totale du tablier $1100 \leq K \leq 1300$ N : Nombre de poutres
L'épaisseur du talon		$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$
Epaisseur de l'âme	S. About	b_0 = Largeur du talon L_t
	S. Intermédiaire	$b_0 = 35$ cm
	S. Mi- travée	$16 \text{ cm} \leq b_0 \leq 22 \text{ cm}$
Gousset de la table de compression		e_1 ⟶ $1/15 \leq \tan \alpha_1 \leq 1/10$ e_2 ⟶ $45° \leq \alpha_2 \leq 60°$
Gousset du talon		$1 \leq \alpha \leq 1.5$

[5] SETRA, V.I.P.P (guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension).

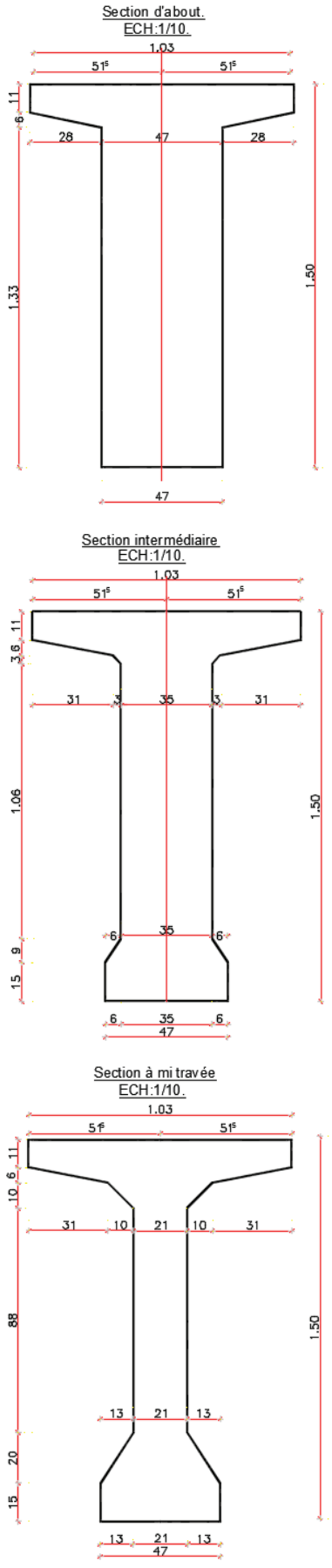


Figure III.2.Sections transversales de la poutre.

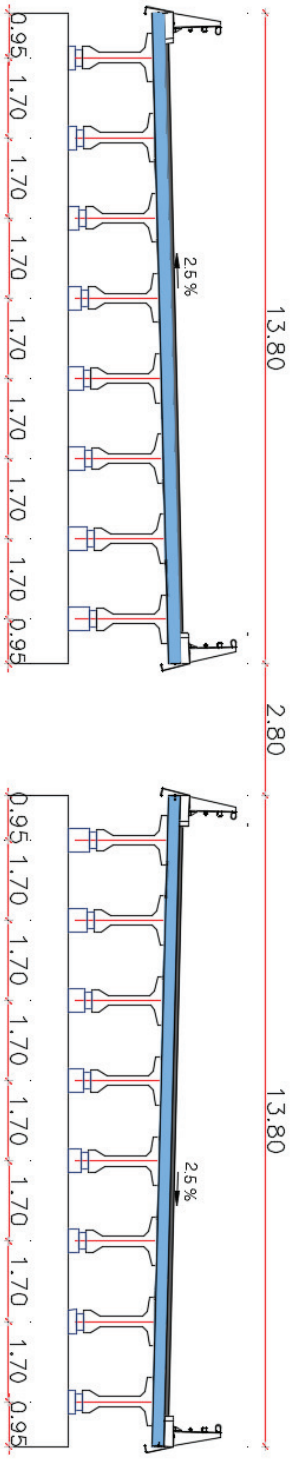


Figure III.3Profil en travers de la variante N1.

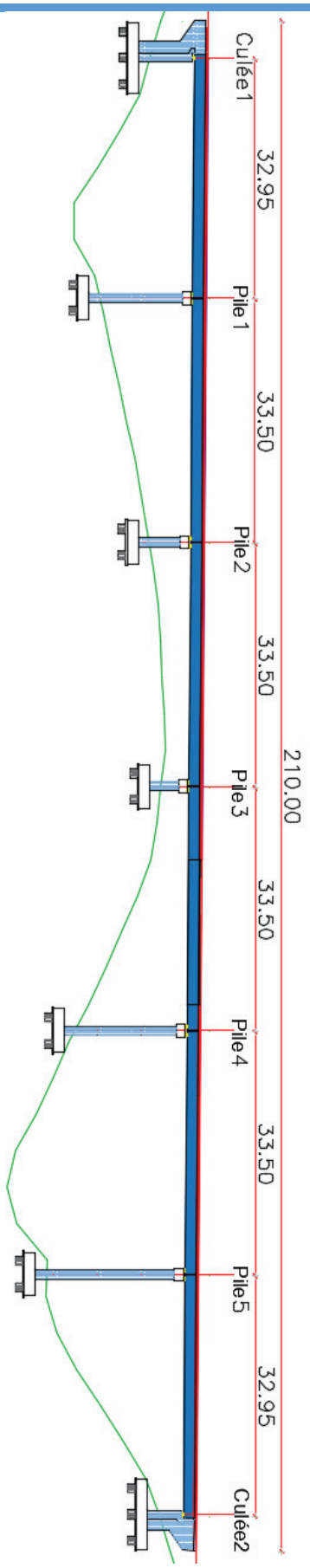


Figure III.4. Profil en long de la variante N1.

III.3.1. Variante 02 : Pont mixte bipoutre.

Les ouvrages mixtes sont des ouvrages avec un tablier constitué d'une dalle en béton armé et des poutres métalliques. Les ouvrages mixtes bipoutres représentent la conception la plus fréquente grâce à leurs nombreux avantages. Dans le cas des travées continues, la portée principale varie entre 30 m à 120 m avec une largeur totale comprise entre 7/8 m et 20m [6].

III.3.1.1. Conception longitudinale

On a choisi quatre travées continues : deux travées de rive d'une longueur de 35 m et deux travées principales de 70 m, ce qui donne une longueur totale de l'ouvrage est 210 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Dans notre cas, et avec une largeur de l'ouvrage comprise entre 12 à 20 m, la solution la plus favorable semble d'être la suivante :

- **Poutres principales**

Tableau IIII.2. Pré-dimensionnement des poutres métalliques [7].

Elément	Ratio usuel	Valeur (mm)
Hauteur sur pile	L/25	2800
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1570
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H-H').(x/L) + (H-H').(x/L)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 h_w$	80
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	80
Largeur semelle supérieure sur pile	$400 \leq b_s \leq 800$	750
Largeur semelle inferieure sur pile	$500 \leq b_i \leq 1200$	1000
Largeur semelle supérieure à la clef	$400 \leq b_s \leq 1000$	600
Largeur semelle inferieure à la clef	$500 \leq b_i \leq 1200$	800
Epaisseur semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	70
Epaisseur de la dalle	$200 \leq e_d \leq 240$	220

- **Entretoise [8]**

Les entretoises sont des poutres en I à âme pleine généralement composées des tôles soudées, qui porte directement la couverture tout en assurant l'entretoisement des poutres principales.

Tableau III.3. Pré-dimensionnement des entretoises.

Elément	Ratio usuel	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	$L_t/15 < H_e < L_t/10$	1000
Largeur de la semelle	$220 < t_{we} < 300$	300
Epaisseur de la semelle	Environ de 20	20
Epaisseur de l'âme	$10 < t_{we} < 12$	12

- **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 connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

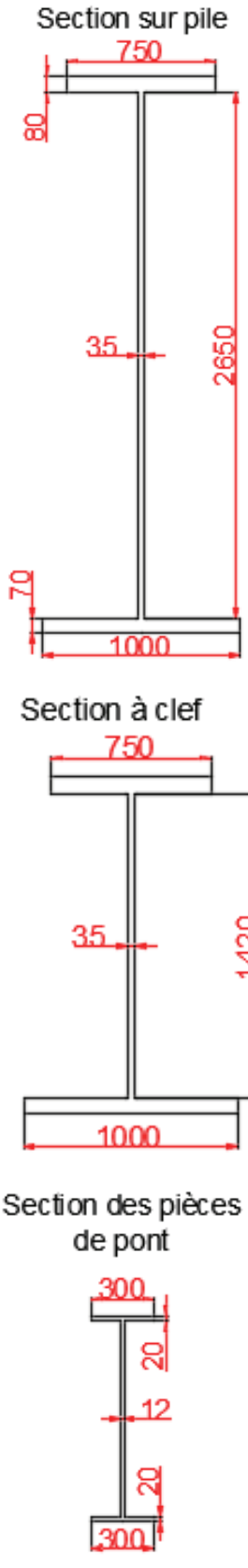


Figure III.5. Sections transversales de la variante N2.

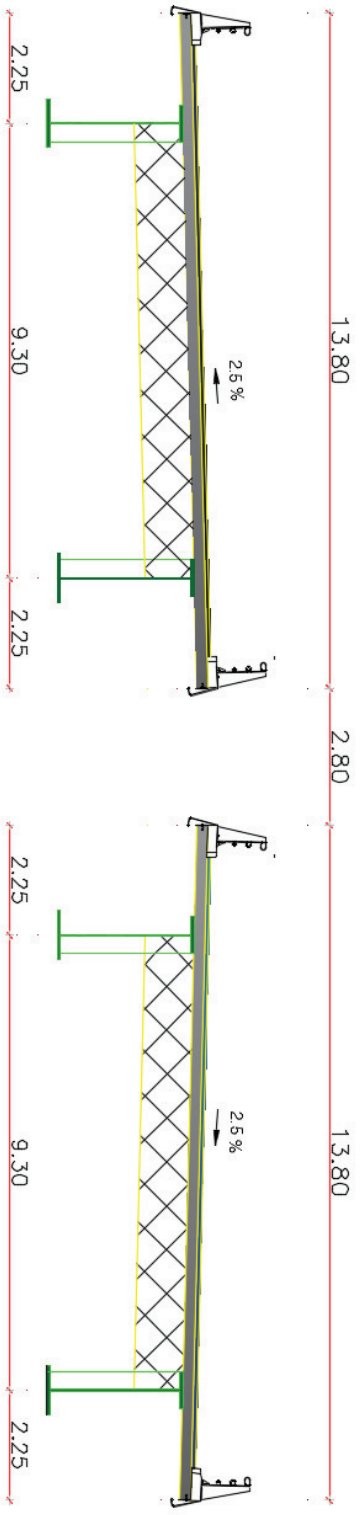


Figure III.6.profil en travers de la variante N2.

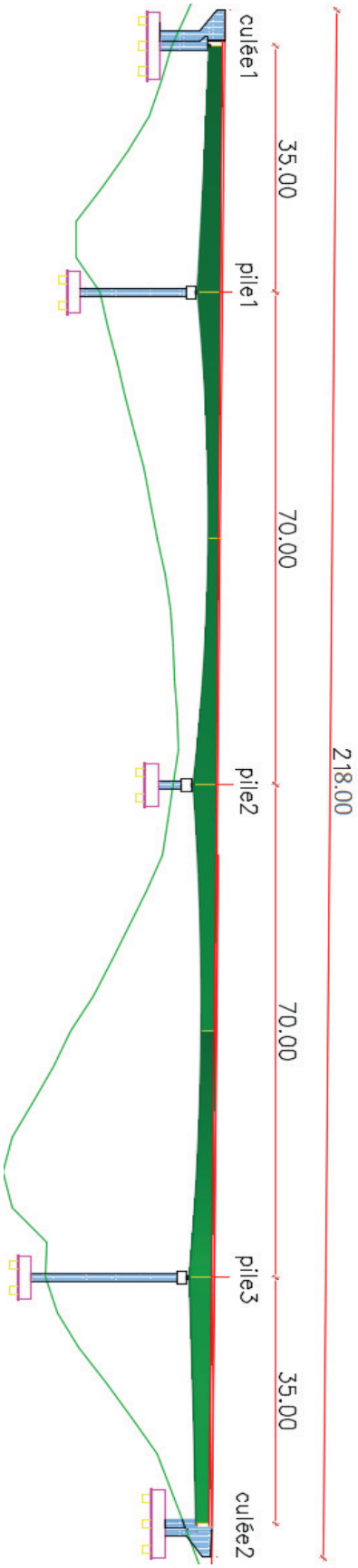


Figure III.7.Profil en long de la variante N2.

III.3.2. Variante 03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

L'évolution des techniques de construction a permis de réaliser des ponts de grandes portées en utilisant des poutres de grandes section creuses appelées poutres en caisson. Les travées sont constituées par un ou plusieurs caissons successifs reliés entre eux par des câbles de précontraintes. Selon les moyens disponibles, ils peuvent être coulés sur place ou bien préfabriqués.

Pour notre cas, les voussoirs seront coulés sur place.

III.3.2.1. Conception longitudinale [9]

Les ouvrages les plus courants à une hauteur variable (lorsque les portées principales sont supérieure à 65/70 m) comportent une série des travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 0,5 à 0,7 de celles des travées principales.

Pour cet ouvrage, on opte une travée principale de 90m et deux travées de rives de 55 m ce qui donne un balancement de 0.61 m.

- **Découpage des voussoirs**

- La longueur des voussoirs courants est constante et varie entre 2,50 et 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.
- 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.
- Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants.

Tableau IIII.4. Longueurs des voussoirs.

Désignation	Valeur (m)
Longueur de la travée principale	90
Longueur des voussoirs courants Lv	5
Longueur des voussoirs sur pile Lp	8
Longueur du voussoir de clavage Lc	2
Longueur des voussoirs coulés sur cintre	11,5

D'où, le nombre des voussoirs courants est donc :

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

Donc N= 8 voussoirs courants.

- Pour chaque travée de rive : un voussoir de clavage et 8 voussoirs courants
- Pour la travée centrale : un voussoir de clavage et 16 voussoirs courant et 2 voussoirs sur pile.

[9] SETRA, guide de conception, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

[10] Même référence précédente.

[6] BERNARD-GELY, A., & CALGARO, J-A. Conception des ponts, Lieu de l'édition : Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.

[7] - Mêmes références précédentes.
-SETRA, Guide de conception : Ponts mixtes acier-béton.

[8] SETRA, Guide de conception : Ponts mixtes acier-béton.

III.3.2.1. Conception transversale [10]

La largeur de tablier influe sur la forme du caisson, pour le cas d'un tablier à une largeur inférieure à 20 m, la section transversale est constituée d'un caisson à deux âmes :

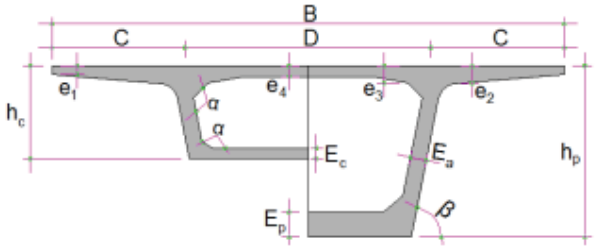


Figure III.8. Section transversale du voussoir.

Tableau III.5. Pré-dimensionnement des voussoirs.

Elément	Ratio usuel	Valeur (cm)
Hauteur de voussoirs sur pile	L/18 < hp < L/16	560
Hauteur de voussoirs à la clef	L/35 < hc < L/30	260
Largeur de voussoir	B	1380
C	B/4	345
D	B-2C	690
e_1	e_1 >16 cm à 18 cm	20
e_2	C/8 < e_2 < C/7	43
e_3	e_3>e_2-0.1 m et e_3>1,5e_4	40
e_4	D/30 < e_4 < D/25	23
Inclinaison de l'âme	10 % < β < 30 %	20
Ea	Ea > 0.26+L/500	44
Ec	Ec >18 à 22 cm	30
Ep	35 cm < Ep <80 cm	50
Gousset supérieure	30° < α < 45°	45
Gousset inferieure	40° < α < 45°	45

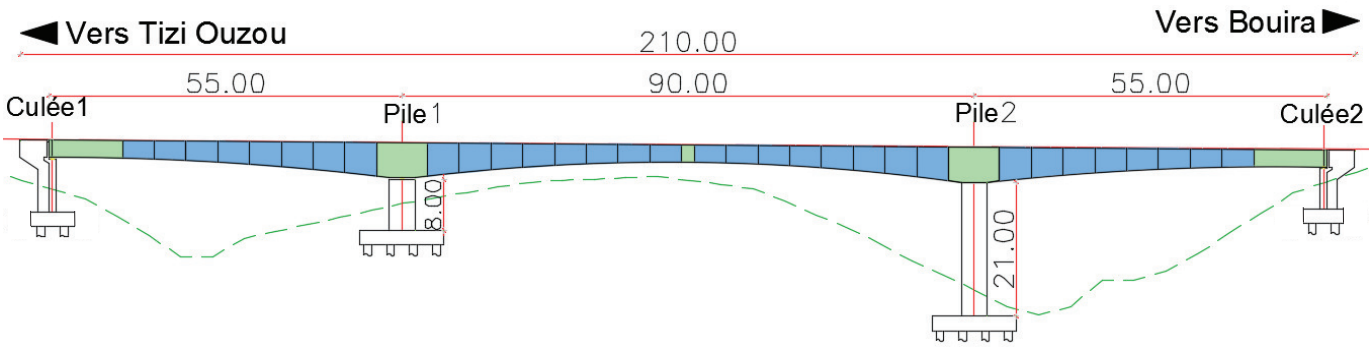


Figure III.9. Profil en long de la variante N3.

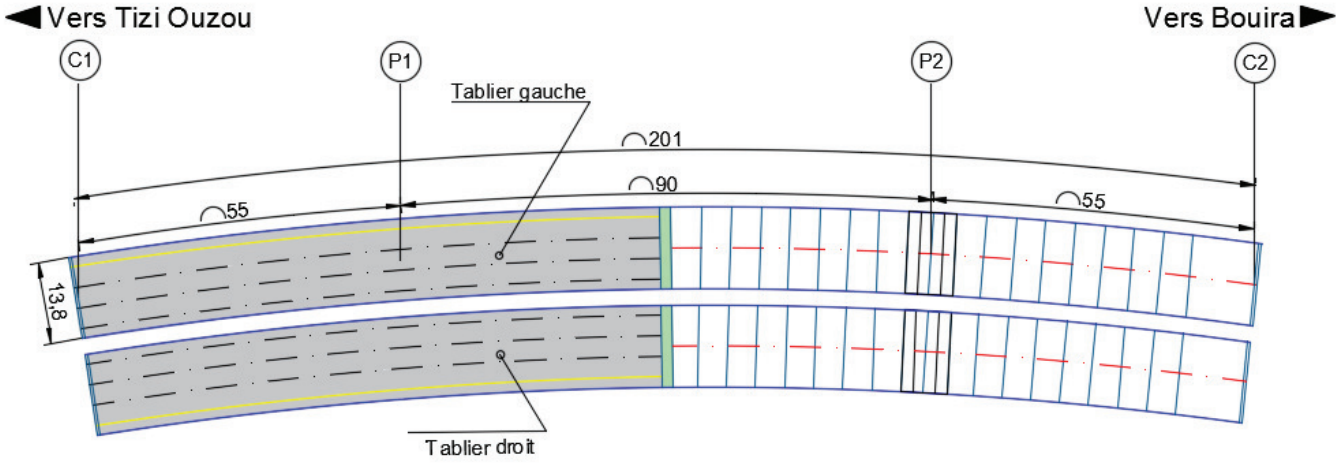


Figure III.10. Vue en plan de la variante N3.

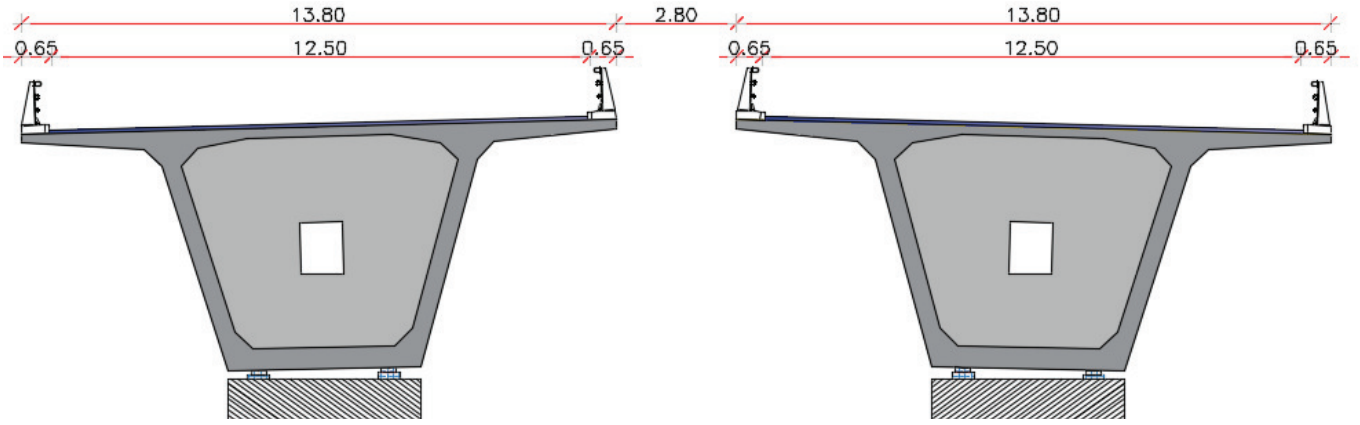


Figure III.2. Coupe transversale de la variante N3.

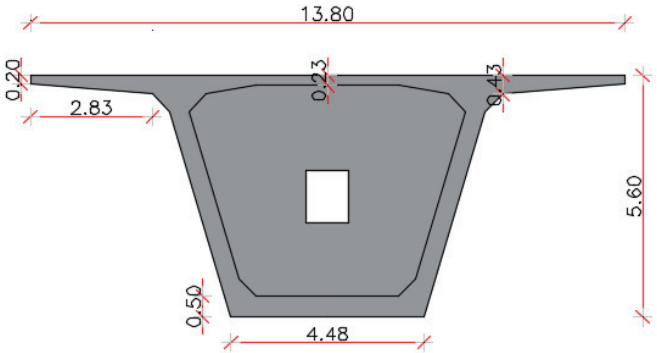


Figure III.4. Section transversale du VSP.

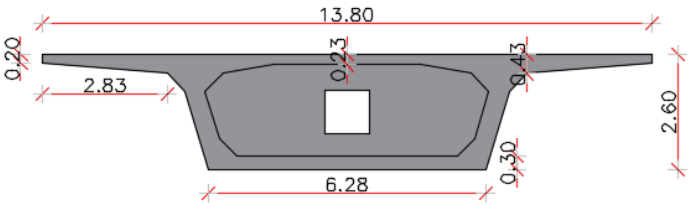


Figure III.3. Section transversale du VSCulée.

III.3.2.2. Lois de variation des voussoirs courants [11]

Les différents paramètres de la section transversale des voussoirs courants varient suivant une loi parabolique.

- **La hauteur :** $H(x) = Hp - 2(Hp - Hc)\left(\frac{x}{L}\right) + (Hp - Hc)\left(\frac{x}{L}\right)^2$



Figure III.5. Variation de la hauteur des voussoirs.

- **L'épaisseur de l'hourdis inferieur :** $e(x) = ep - 2(ep - ec)\left(\frac{x}{L}\right) + (ep - ec)\left(\frac{x}{L}\right)^2$



Figure III.6. Variation de l'épaisseur des voussoirs.

- **La section :** $S(x) = Sp + -2(Sp - Sc)\left(\frac{x}{L}\right) + (Sp - Sc)\left(\frac{x}{L}\right)^2$



Figure III.7. Variation de la section des voussoirs

- **Centre de gravité du voussoir :** $Y(x) = Yp + -2(Yp - Yc)\left(\frac{x}{L}\right) + (Yp - Yc)\left(\frac{x}{L}\right)^2$
- **L'inertie :** $I(x) = Ic\left[1 + \left[\left(\frac{Ip}{Ic}\right)^{0.4} - 1\right]\left[1 - \frac{x}{L}\right]^2\right]^{(5/2)}$
- **Propriétés des sections**

Tableau III.6. Caractéristiques mécaniques des sections.

Paramètre	Section sur pile	Section à la clef
H (m)	5.60	2.60
e (m)	0,50	0.30
S (m)	11,08	8,27
V (m)	2,30	1.00
V' (m)	3,30	1.60
I (m^4)	51,98	8,05

[11] Même référence précédente.

III.4. Analyse multicritère

III.4.1. Avantages et inconvénients

Variante	Avantage	Inconvénients
1-Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension VIPP	- Facilité et rapidité de l'étude et l'exécution. - Maitrise de la préfabrication des poutres. -Un mode de construction permettant d'éviter l'utilisation des cintres et d'échafaudage. - Bonne réutilisation des coffrages. - Insensible au tassement différentiel grâce à son sa conception isostatique.	- Adaptation difficile aux franchissements biais ou courbes. -Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. -Compression excessive de la partie inferieure des poutres ce qui donne naissance à la déformation par fluage.
2-pont mixte bipoutre	- Possibilité de franchir des grandes portées. - Rapidité de l'exécution globale. - Dimensions précises des structures. - Multiples possibilités des conceptions architecturales. - Légèreté de la superstructure.	-Entretien régulière contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages. -La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour les soudures. -Un cout très élevé. -Risque de voilement et de flambement des membrures des poutres.
3-Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs	-Ouvrage permettant de franchir des vallées accidentées et profondes et des rivières larges et à forte crue grâce à la construction sans aucun contact avec le sol. -Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - Ne nécessite pas d'entretien régulier. -Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. -La réduction et la meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir. -Diverses géométries.	-Nécessite un personnel qualifié notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. -Le poids est très important (tablier assez épais). -Des appuis et des fondations importantes à cause du poids lourds du tablier.

III.4.2. Comparaison des variantes

III.4.2.1. Technique

Le terrain accidenté et les contraintes existantes rendent l'accès difficile et limitent l'implantation des appuis ce qui nécessite un nombre de piles réduit. Ce critère est garanti par la variante 3.

L'élimination des cintres et échafaudage rend l'exécution plus facile ce qui est garanti par les deux variantes 1 et 3.

Facilité de mise en place du tablier mixte grâce à son poids léger (variante 2)

Une main-d'œuvre qualifiée est nécessaire surtout pour les deux variantes 2 et 3.

Les sections tubulaires résistent mieux à la torsion, notamment qu'il y ait une courbure en plan (variante 3).

III.4.2.2. Economie

Pour la variante 2, l'acier est un matériau cher mais il présente un poids léger ce qui réduit les fondations.

Pour les deux variantes 1 et 3, le tablier est épais d'où une consommation des matériaux élevée pour le tablier et les fondations.

Grace la suppression de tout cintre ou échafaudage ainsi que la réduction et la meilleure utilisation des coffrages ; et, le coût du matériel de pose est réduit pour les deux variantes 1 et 3.

III.4.2.3. Esthétique

Esthétiquement parlant, un ouvrage avec hauteur variable et meilleur que celui avec hauteur constante, or que les ponts mixtes ne font pas un objet attirant pour une satisfaction de l'esthétique de l'ouvrage par contre l'esthétique des ouvrages caisson construit par encorbellements successifs est remarquable

III.4.2.4. Entretien

Le problème majeur des ponts mixte est l'entretien périodique du tablier surtout dans les zones humides (ce qui est le cas de la zone de Tizi Ouzou) contrairement au cas des ouvrages en béton précontraint qui ne nécessitent aucun entretien dans le cas normal.

III.4.2.5. Délais d'exécution

L'exécution globale des ouvrages mixtes est relativement rapide, vue l'utilisation des éléments préfabriqués.

Mais la construction par encorbellements permet une souplesse d'exécution, en travaillant simultanément sur plusieurs bases de départ ; un bon rendement de la main-d'œuvre, grâce à la mécanisation et la répétition des tâches.

III.5. Conclusion

D'un point de vue global la comparaison peut nous conduire à conclure que la variante : pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs est la plus favorable car elle répond aux conditions naturelles et économiques du projet.

CHAPITRE IV
LA TECHNIQUE D'ENCORBELLEMENT SUCCESSIF

IV.1. Introduction

Après le choix de la variante retenue, ce présent chapitre sera consacré à la présentation détaillée de la technique d'exécution de notre ouvrage qui est la construction par encorbellement successif.

IV.2. Principe de la construction

Cette méthode de construction n'est pas liée à un type d'ouvrage particulier : certes, les poutres continues sur appuis simples de hauteur variable ou constante représentent la majeure partie des tabliers.

D'une manière générale, construire l'ouvrage fléau par fléau d'une façon indépendante, puis les accorder entre eux pour constituer l'ouvrage final, chaque fléau étant réalisé en partant de la pile étend progressant de façon symétrique de part et d'autre de celle-ci par voussoirs successifs.

Les voussoirs peuvent être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen des dispositifs appropriés, et aussi ils peuvent être coulés sur places dans des coffrages mobiles.

Il a deux types d'ouvrages construits en encorbellement :

- Tablier constitués de n fléaux symétriques ou non symétriques.

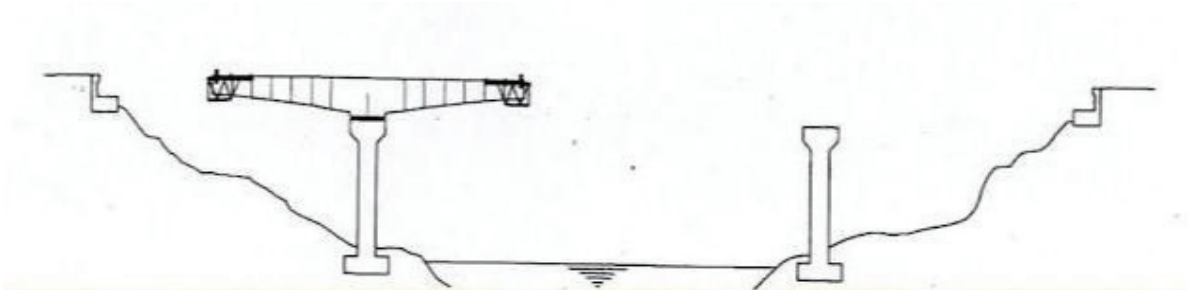


Figure IV.1.Construction symétrique.

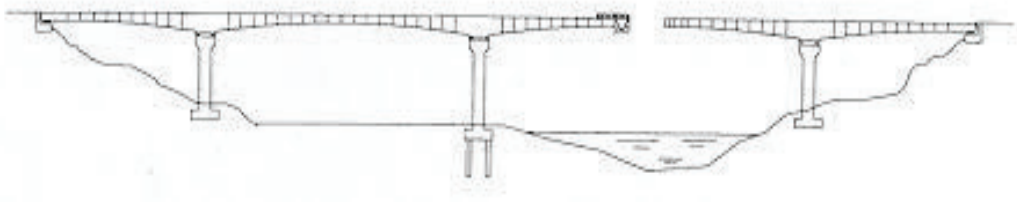


Figure IV.2.Construction non symétrique.

- Ouvrages à travée unique avec culées encastrées ou avec une grande travée centrale et des travées de rive très courtes.

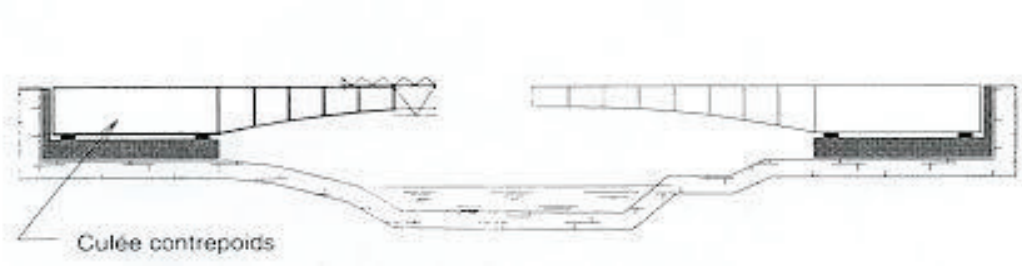


Figure IV.3.Construction par encorbellements successifs à partir de travées contrepoids.

IV.3. Historique de la construction des ponts en encorbellement

Le premier ouvrage en France en béton armé (Caquot) était en 1950, à partir de 1955 ; la construction en béton précontraint coulés sur place en équipages mobiles a vu le jour, et à partir de 1956 ; les ouvrages en voussoirs préfabriqués sont apparus.Aujourd'hui, le monde a connu un extraordinaire développement de cette technique.

La technique dans la conception des ponts en encorbellement a été évoluée avec grandes parodiques, nous les citons ci-dessous :

- 1ére génération : de 1950 à 1964 : fléaux isostatiques encastrés sur les piles avec articulations à la clé.
- 2éme génération : de 1956 à 1975 : ouvrages rendus continus par clavage, sans prise en compte de la redistribution par fluage.
- 3émé génération : de 1975 à 1983 : ouvrages continus dimensionnés avec prise en compte des nouvelles règles (redistribution par fluage et gradient technique).
- 4éme génération : de 1983 à nos jours : ouvrages continus calculés aux états limites (BPEL) avec utilisation de précontrainte extérieure.

IV.4. Spécificités de la méthode et problèmes particuliers

Les spécificités de la méthode de l'encorbellement et les problèmes particuliers qu'elle pose sont :

- Caractéristiques géométriques (portées des travées - hauteurs des poutres).
- Changement du schéma statique et de la répartition des charges et des efforts au cours de la vie de l'ouvrage qui sont :
  - La construction des fléaux : application du poids propre en console dans un schéma statique.
  - Clavage des fléaux entre eux successivement : mise en œuvre de la précontrainte de solidarisation.
  - Fin de construction mise en œuvre des câbles de continuité : mise en œuvre des superstructures et des équipements de l'ouvrage.
  - Mise en service : application des surcharges d'exploitation.
- Schéma de câblage : le câblage conçu en trois familles mis en œuvre aux différentes phases de réalisation de l'ouvrage.

Les familles sont : les câbles de fléau, les câbles de solidarisation et les câbles de continuité.

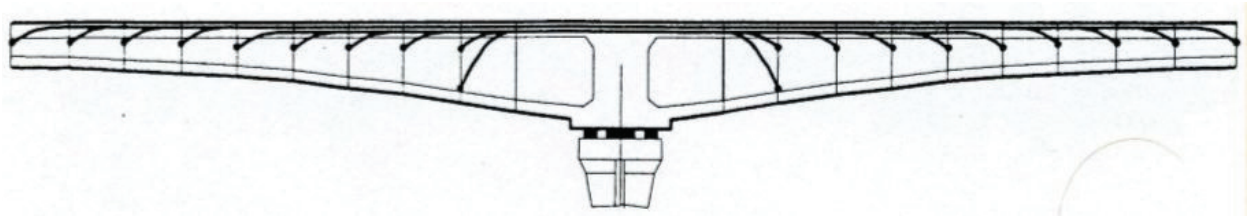


Figure IV.4.Les câbles de fléau.

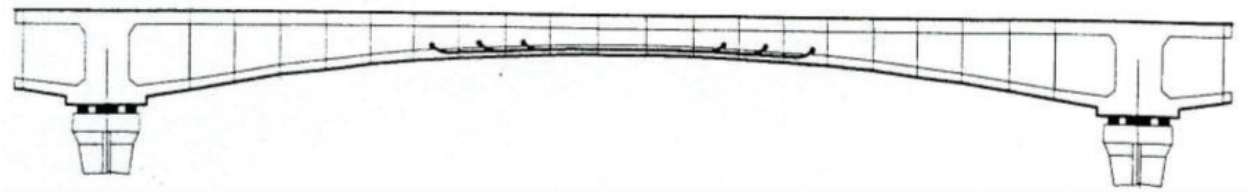


Figure IV.5. Les câbles de solidarisation.

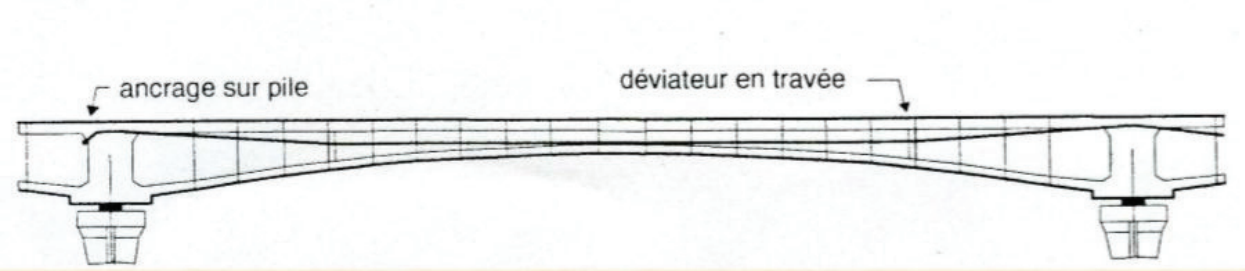


Figure IV.6.La 3éme famille : les câbles de continuité.

- Stabilité des fléaux en cours de réalisation

Pour assurer cette stabilité, on a deux moyens : par encastrement direct sur pile (provisoire ou définitif) ou bien au moyen de palées provisoires (uniques ou doubles).

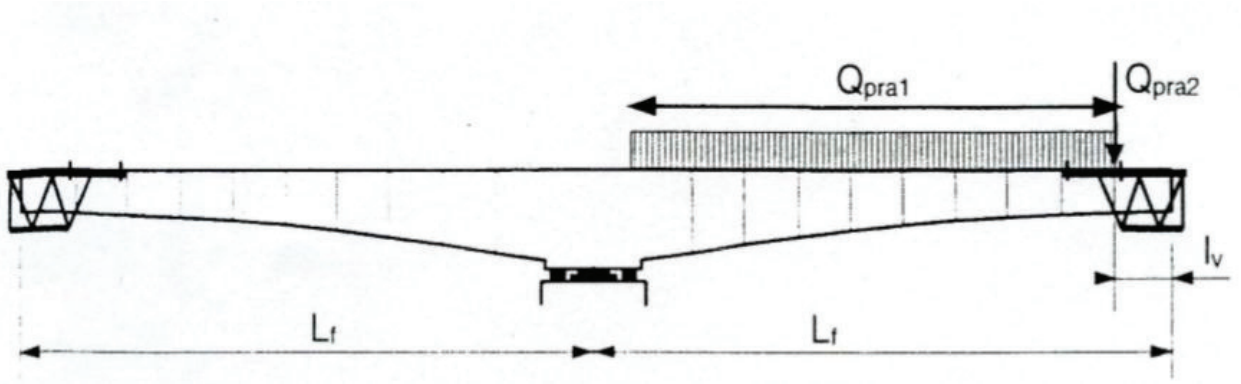


Figure IV.7.Stabilité de fléaux en cours de réalisation.

IV.5. Les ponts en encorbellement coulés en place en équipage

Il existe trois grandes méthodes d'équipage pour réaliser un ouvrage par encorbellement successif sont

- La 1ére méthode : l'équipage s'appuie sur le sol.



Figure IV.8.La 1ére méthode.

- La 2éme méthode : l'équipage est suspendu à une poutre auxiliaire auto-lanceuse



Figure IV.9.La 2éme méthode.

- La 3éme méthode : l'équipage est autonome et accroché au tablier déjà réalisé, au droit du dernier voussoir.



Figure IV.10.La 3éme méthode.

IV.6. Conclusion

Ce chapitre a présenté brièvement la technique de construction en encorbellement successif et a permis d'apprendre des idées sur cette dernière qui sera détaillée dans les chapitres qui suivent.

[12]Tout le chapitre est rédigé d'après SETRA, guide de conception, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

CHAPITRE V
MATERIAUX

V.1. Introduction[13]

Ce chapitre sera axé sur le choix et la qualité des matériaux de construction utilisés pour les trois variantes traitées dans le chapitre précédent.

V.2. Béton

Le béton est un mélange hétérogène des matériaux (grave,sable) agglomérés par un liant, il est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est noté f_{c28}.

D'après la norme NF EN 206-1, le milieu est moyennement agressif XA2, donc le béton utilisé est de classe :

- RN35 avec un ciment CRS pour l'infrastructure
- RN 40 pour la superstructure
- RN 16 pour le béton de propreté

Un poids volumique ρ=2,5 t/m^3.

V.2.1. Résistance caractéristique à la compression

Quand l'âge de béton est inférieur à 28 jours, la formule utilisée est :

$f_{cj}=\frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$. Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa

$f_{cj}=\frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$. Pour $f_{c28} \geq 40$ Mpa

V.2.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :$f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}$

V.2.3. Contrainte de calcul à ELU

Selon le règlement BAEL 91/99 modifié, la formule utilisée pour calculer la contrainte à l'état limite ultime est :

$fbu = \frac{0,85}{\theta\ \gamma b} f_{c28}$

Le coefficient θ est fixé à :

θ= 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

θ= 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

θ = 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

γ_b=1,5 en situation durable.

γ_b=1,15 en situation accidentelle.

V.2.4. Module d'élasticité longitudinale

Module instantané (courte durée <24 h) :Eij=11000*(fc28)$^{1/3}$(Mpa)

Module différé (longue durée) : Evj=3700*(fc28)$^{1/3}$(Mpa)

V.2.5. Coefficient de poisson

Ce coefficient représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation de dimension longitudinale, tel que :

υ= 0,2 à ELU.

υ= 0 à ELS.

V.2.6. Module d'élasticité transversal

Il est donné par la loi de Hooke :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

Tableau V.1. Caractéristiques du béton.

Caractéristique	Indication	Valeur
f_{c28}	résistance à la compression à l'âge de 28 jours	35 Mpa pour l'infrastructure 40 Mpa pour la superstructure
f_{t28}	résistance à la traction à l'âge de 28 jours	2,7 Mpa 3 Mpa
f_{bu}	la contrainte à l'état limite ultime(situation durable)	19,8 Mpa 22.7 Mpa
	la contrainte à l'état limite ultime (situation accidentelle)	25,7 Mpa 29,6 Mpa
E_{ij}	Module d'élasticité longitudinale instantané	35981,72 Mpa 37619,47 Mpa
E_{vj}	Module d'élasticité longitudinale différé	12102,94 Mpa 12653,83 Mpa

V.3. Les aciers

Dans les ouvrages en béton précontraint, les aciers utilisés sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- Les aciers actifs sont des câbles de la précontrainte.

V.3.1. Les aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton Armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

V.3.2. La limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE500, sa limite élastique égale à 500MPa.

V.3.2.1. Contrainte limite à l'ELU

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

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ pour une situation durable ou transitoire.

V.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$Es = 2.10^5$MPa.

V.3.2.3. Contrainte limite à l'ELS

- En fissuration peu nuisible : pas de limitation des contraintes.
- En fissuration préjudiciable : $\sigma s = \min (0{,}5 fe, 110 (n ftj)^{1/2})$.
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma s = \min (0{,}4 fe, 88 (n ftj)^{1/2})$.

Avec : n =1 pour les treillis soudés et ronds lisses.
n =1,6 pour aciers à haute adhérence.

V.3.3. Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

V.3.3.1. Caractéristiques de la précontrainte

Les câbles Freyssinet de type 12T15S et 15T15S sont les plus utilisés, le câble est défini par les caractéristiques géométriques suivantes :

- Nombre de torons parcâble : 12 pour 12T15S et 15 pour 15T15S.
- Diamètre nominale : 15.7 mm.
- Densité : 7.85 t/m^3.
- Module d'élasticité : 190000Mpa.
- Section du câble : Ap= 12x150=1800 mm.

Les caractéristiques mécaniques de l'acier des torons sont les suivantes :

- Contrainte de rupture garantie : fprg=1860MPa.
- Contrainte limite élastique garantie : fpeg=1674MPa.
- Tension à l'origine σp_0=min (0.8 fprg ; 0.90 fpeg).

V.4. Conclusion

Les caractéristiques des matériaux mentionnes précédemment seront prises en compte pour les calculs nécessaires à l'étude de viaduc.

[13] Tout le chapitre est issu du BAEL 91 et BPEL 91.

CHAPITRE VI
CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer les charges (permanentes et complémentaires) agissant sur notre viaduc, ainsi que les surcharges définies par le RCPR pour les ponts routiers.

VI.2. Caractéristiques du pont[14]

VI.2.1. Largeur roulable

La largeur roulable est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures tels que :
Lr= 12.5m.

VI.2.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, pour notre ouvrage cette largeur est différente que la largeur roulable à cause de la présence des glissières, donc :
Lc = Lr – 0,5x2= 11,5m.

VI.2.3. Nombre de voies

Le nombre de voies est la partie entière de Lc /3 d'où Nv= E (11.5/3) = 3voies.
On opte trois voies de circulation de 3,5 m.

VI.2.4. Classes de ponts route

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Tableau VI.1. Classe de ponts route.

Classe de pont	Caractéristiques
1ère classe	Lr ≥7m. Pont urbain ou en zone industrielle. Pont désigné par le CCTP (et Lr<7m).
2ème classe	5.5m <Lr< 7m.
3ème classe	Lr≤5.5m

VI.3. Définition des charges[15]

VI.3.1. Les charges permanentes

Le poids propre comprend le poids de la structure porteuse (tablier) et le poids des éléments non porteurs et les installations fixes (revêtement, trottoirs, corniches, garde-corps).

$$GP = GCP + GCCP.$$

VI.3.1.1. Les charges permanentes (CP)

En prenant en compte la variation parabolique de la hauteur des voussoirs, on peut déterminer le poids total de la structure porteuse du tablier constitué de 46 voussoirs au total en utilisant l'intégrale suivant :

- **Poids des quatre demi-Fléaux**

$$G_f(x) = 4 \times \gamma_b \times V(x) = 4 \times \gamma_b \times (2 \times Sp + \int_0^L S(x)\,dx)$$

Avec:
$$S(x) = Sp + 2(Sp - Sc)\left(\frac{x}{L}\right) + (Sp - Sc)\left(\frac{x}{L}\right)^2$$

L=42m : longueur de la variation parabolique
v : la largeur d'une voie.

[14] RCPR (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).
[15] Même référence précédente.

- **Poids du voussoir à la clef**

$$G_c = \gamma_b \times V(x) = \gamma_b \times (Lc \times Sc)$$

Avec: Lc=2m: longueur des voussoirs sur clef

- **Poids des voussoirs coulés sur cintres**

$$G_{cc} = \gamma_b \times V(x) = \gamma_b \times (2 \times Lcc \times Sc)$$

Avec: Lcc=11.5m: longueur des voussoirs sur clef.

- **coulés sur cintres**

$$G_{cc} = \gamma_b \times V(x) = \gamma_b \times (2 \times Lcc \times Sc)$$

Avec: Lcc=11.5m: longueur des voussoirs sur clef.

Le calcul des charges permanantes est détailée dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Charges permanentes.

L (m)	Sp (m^2)	Sc (m^2)	γ_b (t/m^3)	G_f (KN)	Gc (KN)	G_{cc} (KN)	GCP (KN)
45	11,08	8,27	2,5	40884	413.5	4755,25	46052,75

VI.3.1.2. Les charges complémentaires permanentes(CCP)

Ces charges concernent le poids de certains équipements comme le revêtement et les dispositifs de retenus. Le tableau suivant montre le calcul des charges complémentaires :

Tableau VI.3. Calcul des CCP.

Eléments	Surface (m^2)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids (KN/ml)
Les trottoirs	0.65*0,2=0,13	25	2*0,13*25=6.5
Les garde-corps	/	/	1*2=2
Le revêtement	0,08*11,8=0,944	22	0,944*22=22.53
La corniche	0,1	25	2.5
Glissière de sécurité	/	/	0.6*2=1.2
Total	/	/	34.73

D'où la charge permanente totale est de : G_{tot}=GCP+GCCP

G_{tot}=46052.75+ 34.73×201

G_{tot}=53033.08KN

VI.3.2. Les surcharges

VI.3.2.1. Système de charges A(l)

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont < 200 doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (t/m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

$$A(l) = a1 \times a2 \times A(l)$$

Avec : $A(l) = 2.3 + 360/(l + 12)$ (t/m^2)

Tableau VI.4. Coefficient a_1.

Nombre de voies / Classe de pont	1	2	3	4	≥5
1 ère	1	1	0,9	0,75	0,7
2 ème	1	0,9	--	--	--
3 ème	0,9	0,8	--	--	--

La charge A_1 est obtenue par : Max $\begin{cases} 0,4 - 0.002l. \\ A_1 = a1.A(l). \end{cases}$

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{V0}{V}$.

Tableau VI.5. Valeurs de V0.

Classe de pont	V_0 (m)
1 ère	3,5
2 ème	3
3 ème	2,75

La charge $A_2 = a_2.A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées. D'après les tableaux précédents on opte $a_2=1$.

- **Calcul des valeurs de A(l) iv**

Les valeurs de A(l) iv sont calculées suivants les différents cas de charges montrées dans la figure suivante :

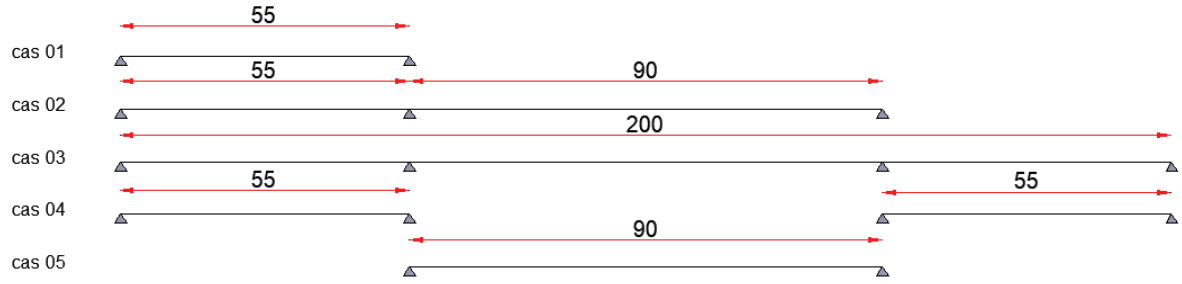


Figure VI.1. Les cas de chargement du tablier.

Voir les résultats : ANNEXE 3.1.

VI.3.2.2. Système de charge B

Selon le RCPR, ce système B est constitué de trois systèmes, dont :

-Le système Bc se compose de camions types,
- Le système Br se compose d'une roue isole,
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux.

Dans notre cas, nous allons traiter seulement le système Bc et le système Bt

- **Système Bc**

Le système Bc d'un ensemble de deux camions types de 30 t chacun, un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques comme montre la figure suivante :

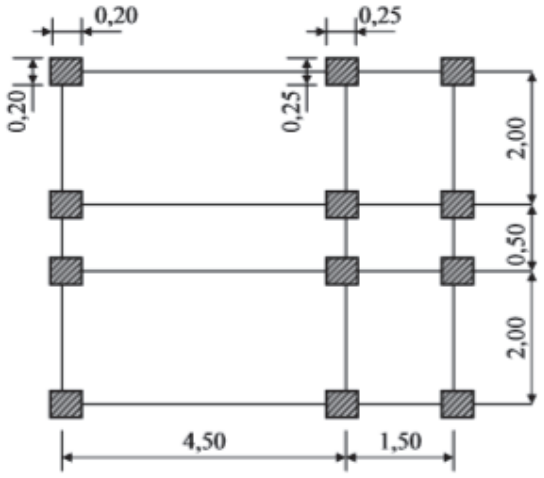


Figure VII.2.vue en plan de la charge Bc.

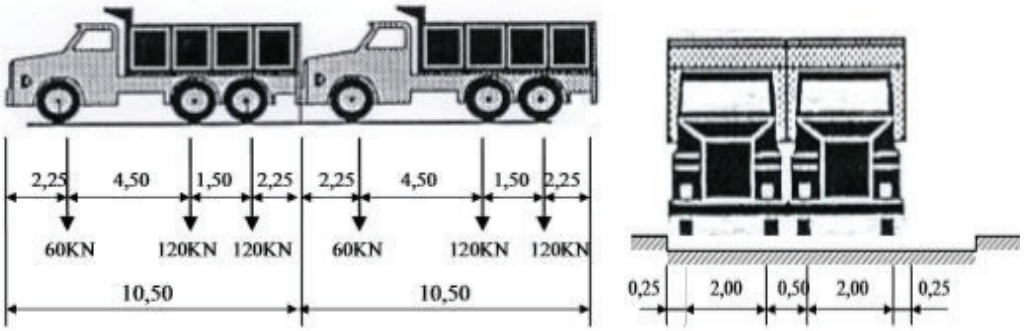


Figure VII.3 Disposition de la surcharge Bc dans le sens Figure VII.4.dispositionde la surcharge Bc dans le sens Longitudinal.Transversal.

La charge maximale du système Bc est de :

$$S = N_{camions} \times P_{camion} \times bc.$$

Avec : $N_{camions}$: nombre de camions.

P_{camion} : poids d'un camion.

bc: coefficient en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

Tableau VI.6.Charge S du système Bc.

Nombre de files	bc	Nombre de camions	S (KN)
1	1,20	2	720
2	1,10	4	1320
3	0,95	6	1710

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

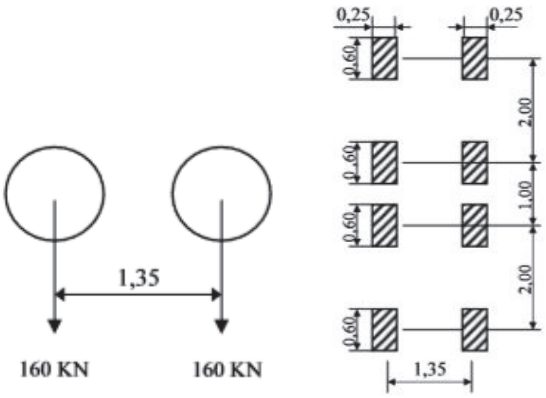
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Avec : l : La longueur de l'élément.
G: Sa charge permanente.
S: Sa charge Bc maximale.

Voir les résultats : ANNEXE 3.2.

- **Système Bt**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques. Les caractéristiques de ce système sont représentées au-dessous :



FigureVI.5.longitudinal pour un seul tandem.Figure VI.6.vue en plan du système Bt

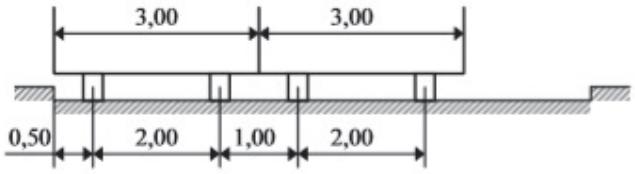


Figure VI.7.transversal pour le système Bt.

La charge maximale du système Bt est de :

S = Nt× Pt× bt.

Avec : Nt : nombre de tandems.
Pt : poids d'un tandem.

bt: coefficient en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérée
Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

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

Voir les résultats : ANNEXE 3.3.

VI.3.2.3. Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc. sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Effort de freinage correspondant à la charge A(l)**

$$FA = \frac{S}{20 + 0.0035S} A(l)$$

Tels que : S la surface chargée, S= l*lc.
l : langueur chargeable.
lc : largeur chargeable.

Voir les résultats : ANNEXE 3.5.

- **Effort de freinage développé par le système Bc**

Pour ce système, la force de freinage à considérer est celle d'un seul camion, l'effort développé sur le pont est égale à son poids (300 KN).

VI.3.2.4. Forces centrifuges

Ces forces sont calculées dans le cas où les ponts en courbe. Elles sont calculées uniquement à partir du système Bc.

On adopte, pour la force centrifuge développée par un essieu, une fraction de son poids égale aux valeurs mentionnées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.7.Force centrifuge développée par un essieu.

Le rayon de la courbure R (m)	Fc
R ≤ 400m	$\frac{R+150}{6R+350}$
R > 400m	$\frac{80}{R}$

Dans notre cas on a un rayon de 675m, donc : Fc= $\frac{80}{675}$= 0.12KN.

VI.3.2.5. Charges militaires

Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

- **Système Mc120**

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles comme montré dans les figures suivantes :

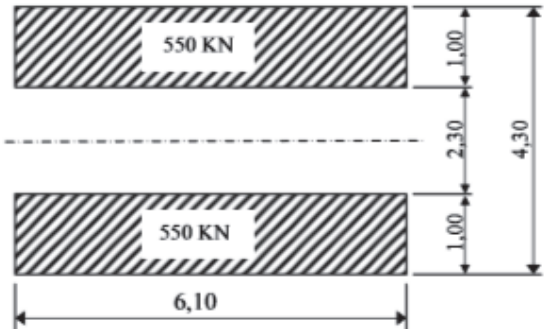


Figure VII.8.Vue en plan de la surcharge Mc120.

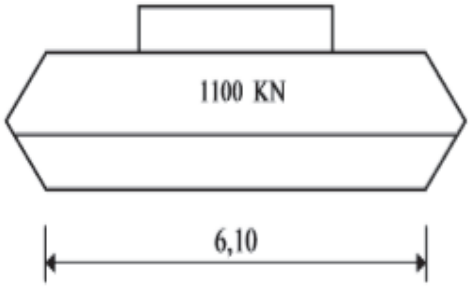


Figure VII.9. Disposition de la surcharge Mc120 dans le sens Longitudinal.

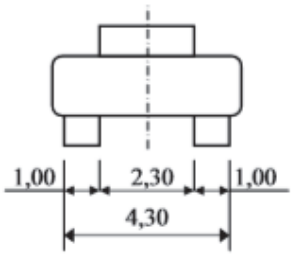


Figure VII.10. Disposition de la surcharge Mc120 dans le sens transversal.

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

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

Avec : S = Nc× Pc
Nc : nombre de convois
Pc : poids du convoi Mc120 = 1100 KN

Voir les résultats : ANNEXE 3.4.

VI.3.2.6. Charges exceptionnelles

- **Convoi de type D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400KNde poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

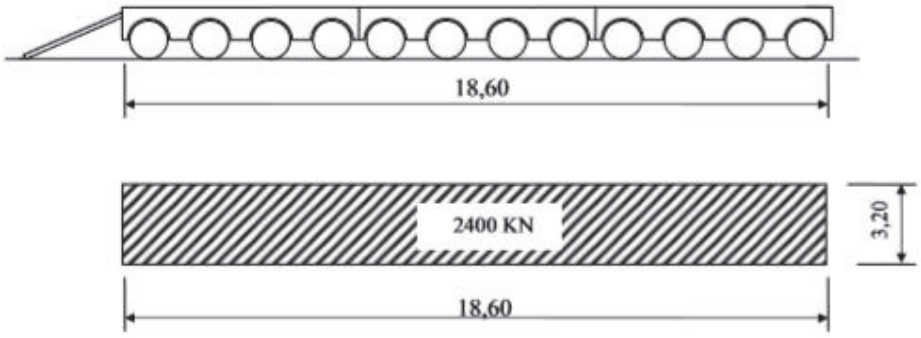


Figure VII.11. Convoi de type D240.

VI.3.2.7. Charges sur les trottoirs St

Une charge uniforme de 1.5KN/m² est appliquée sur les trottoirs de façon de produire l'effet maximal envisagé ; dans le sens transversal, les deux trottoirs peuvent être chargés au même temps comme ils peuvent être chargés chacun seul, dans les deux cas chaque trottoir doit être totalement chargé ; dans le sens longitudinal, les trottoirs sont chargés de la manière la plus défavorable. Le tableau si dessous résume le calcul de la surcharge sur trottoir.

Tableau VI.8.surcharges sur les trottoirs.

cas	L(m)	St (un chargé) (KN)	St (deux chargés) (KN)
1	55.5	83.25	166.5
2	145.5	218.25	436.5
3	201	301.5	603
4	111	166.5	333
5	90	135	270

VI.4. Combinaisons des actions

VI.4.1. Etat statique[16]

On distingue conventionnellement deux états limites : Les Etats Limites de Service (ELS) et les Etats Limites Ultimes (ELU).

Les combinaisons d'actions les plus défavorables à prendre en compte dans le reste des calculs de l'étude, notamment concernant la précontrainte, sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Combinaisons des charges pour la superstructure.

Les états limites	ELS	ELU
Combinaisons de charge	G +1,2A(l) +St	1,35G + 1,6(A(l) + St)
	G +1,2Bc +St	1,35G + 1,6(Bc +St)
	G +1,2Bt +St	1,35G + 1,6(Bt +St)
	G + Mc120	1,35(G + Mc120)
	G + D240	1,35(G + D240)

Pour l'infrastructure on prend :

Tableau VI.10. Combinaisons de charges pour l'infrastructure.

Les états limites	ELS	ELU
Combinaisons de charge	G +1,2A(l) +St +0.6H_T +H_{r+flu}	1,35G + 1,6(A(l) + St) +0.9H_T +H_{r+flu}
	G +1,2Bc +St +0.6H_T +H_{r+flu}	1,35G + 1,6(Bc +St) +0.9H_T +H_{r+flu}
	G +1,2Bt +St +0.6H_T +H_{r+flu}	1,35G + 1,6(Bt +St) +0.9H_T +H_{r+flu}
	G + Mc120 +0.6H_T +H_{r+flu}	1,35(G + Mc120) +0.9H_T +H_{r+flu}
	G + D240 +0.6H_T +H_{r+flu}	1,35(G + D240) +0.9H_T +H_{r+flu}

VI.4.2. Etat dynamique [17]

Les actions dynamiques sont représentées par les actions accidentelles (séisme) sous le nom de l'état limite accidentelle.

- **Combinaison accidentelle**

$$G + P + E + 0{,}4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Tableau VI.11. Combinaisons de charge dans le cas sismique.

Les états limites	ELA
Combinaisons de charge	G +E +0,2(A(l) +St) +0.4H_T +H_{r+flu}
	G +E +0,2(Bc +St)+0.4H_T +H_{r+flu}
	G +E +0.2(Bt +St)+0.4H_T +H_{r+flu}
	G +E +0.2 Mc120 +0.4H_T +H_{r+flu}
	G +E +0.2 D240 +0.4H_T +H_{r+flu}

[16]RCPR (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

- **Combinaison des composantes de l'action sismique**

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

Avec :

G: valeur nominale des charges permanentes,

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique,

Ex, Ey et **Ez** : efforts des actions sismiques dans chaque sens x, y et z.

Q : actions variables des charges statiques, (A(l), Bc, St, D240, Mc120).

Δ**T** : désigne les variations de température,

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

Ψ : coefficient de combinaison, $\Psi = 0,2$ pour les ouvrages routiers urbains (notre cas).

VI.5. Conclusion

Les charges et les surcharges calculées seront utilisées dans les chapitres qui suivent pour déterminer les efforts appliquées qui lui sont propres.

[17]RPOA 2008 (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art).

CHAPITRE VII
ETUDE
LONGITUDINALE

VII.1. Introduction

Lors de la phase de construction du pont par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux afin d'éviter leur basculement. Ceci ce faire en situation temporaire de construction et en situation accidentelle.

Dans ce chapitre, nous allons calculer les charges appliquées aux fléaux le long de la construction pour déterminer le moment de flexion maximal afin de calculer le nombre des câbles de fléau nécessaire pour leur stabilité afin d'éviter leur basculement.

VII.2. Stabilité en phase de construction [18]

VII.2.1. Les charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la stabilité d'un fléau sont :

VII.2.1.1. Poids propre du fléau

Le poids propre de cette console dépend de la variation de la section des voussoirs de l'ouvrage.

Le poids du demi-fléau situé du côté de déséquilibre est majoré de **2%** et le poids de non symétrique est minoré de **2%.**

$$G_{max} = 1.02 \times \gamma_b \left[2 \times Sp + \int_0^{42} S(x)\, dx\right]$$

$$G_{min} = 0.98 \times \gamma_b \left[2 \times Sp + \int_0^{38} S(x)\, dx\right]$$

VII.2.1.2. Charges de chantier connues

Dans les ouvrages coulés en place, il s'agit du poids de l'équipage mobile Q_{PRC1} qui est égale à la moitié du poids du voussoir le plus lourd c'est le VSP.

Ces types de charges correspondent à poutre de balancement ou l'équipage mobile, la valeur de cette charge est donnée par : $$Qprc1 = \frac{Gvsp}{2}$$

Dans les calculs, la charge doit être majorée de **6%** du côté du demi-fléau le plus lourd et l'autre côté minorée de **4%.**

$$Qprc1max = 1,06Qprc1$$
$$Qprc1min = 0,96Qprc1$$

VII.2.1.3. Charges de chantier aléatoire

Pour les ouvrages de portée principale **< 120 m**, il s'agit d'une charge repartie de **200 N/m²** qui dépend de la largeur de viaduc 13, elle est donnée par : $Qpra1 = 200b$

Une charge concentrée appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé, sa valeur est : $$Qpra2 = 50 + 5b$$

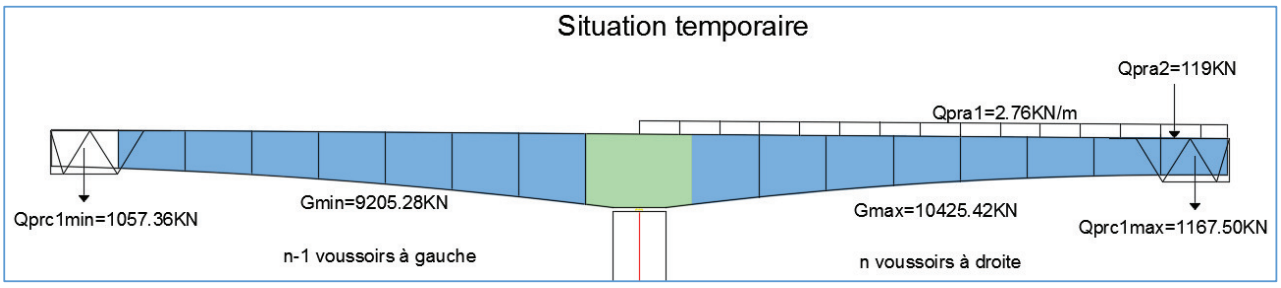


Figure VII.1.Situation temporaire de construction à considérer.

VII.2.1.4. Actions accidentelles

Il est nécessaire de prendre la possibilité de chute de l'ensemble ou d'une partie d'équipage mobile pendant la construction d'un fléau.

$$\mathbf{FA = -Qprc1max}$$

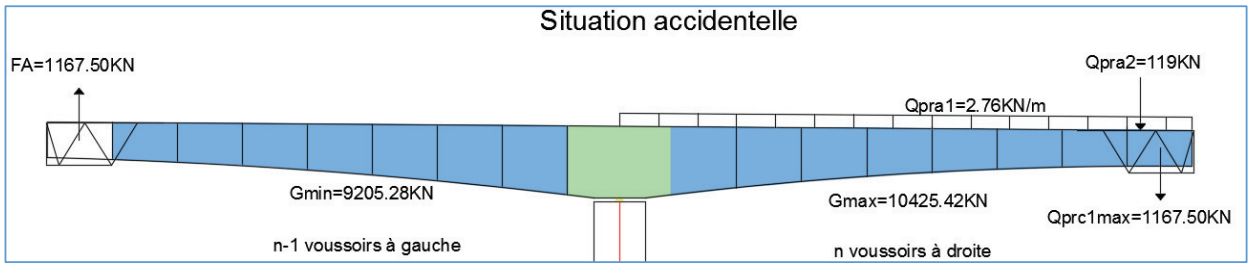


Figure VII.2.Situation accidentelle à considérer.

VII.2.2. Combinaisons d'actions

Les combinaisons correspondantes aux ouvrages coulés sur place sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 Combinaisons d'actions.

Situation		combinaison
Temporaire	A1	1.1 (G_{max}+G_{min}) +1.25 ($Q_{prc1max}$+$Q_{prc1min}$+ Q_{pra1}+Q_{pra2})
	A2	0.9 (G_{max}+G_{min}) +1.25 ($Q_{prc1max}$+$Q_{prc1min}$+ Q_{pra1}+Q_{pra2})
Accidentelle	B1	1.1 (G_{max}+G_{min}) +1.25 ($Q_{prc1max}$ + Q_{pra1}+Q_{pra2}) +FA
	B2	0.9 (G_{max}+G_{min}) +1.25 ($Q_{prc1max}$ + Q_{pra1}+Q_{pra2}) +FA

VII.2.3. Evaluation des efforts

Nous avons d'évaluer les efforts du tablier qui travaille comme une bi-console en utilisant un logiciel à base d'éléments finis (robot).

VII.2.3.1. Situation temporaire

Tableau VII.2 Valeurs des efforts temporaires de fléau.

Type A	A1	A2
Moment max (KN/m)	303507,53	260990,92
Effort tranchant max (KN)	13048,89	10996,35

VII.2.3.2. Situation accidentelle

Tableau VII.3 Valeurs des efforts accidentelles de fléau.

Type B	B1	B2
Moment max (KN/m)	289574,30	247057,69
Effort tranchant max (KN)	12696,91	10644,37

[18] SETRA, guide de conception, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

VII.3. Stabilité de fléau avec la précontrainte verticale [19]

La méthode de clouage est provisoire est appliquée pour assurer la stabilité du voussoir sur pile et ses appuis. Elle est utilisée pour les piles qui ne sont pas encastrées et qui ont une hauteur inférieure à **10 m**.

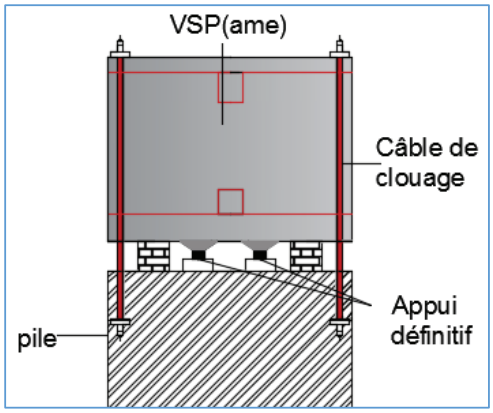


Figure VII.3. précontrainte verticale pour la stabilité du fléau.

VII.3.1. Calcul de nombre des câbles

D'parés les efforts résultants des combinaisons de type A et B, le calcul de nombre des câbles en situation de construction se fait comme indiqué ci-dessous:

- Si $\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{N}} < \frac{\mathbf{e}}{\mathbf{2}}$, les câbles de clouage ne sont pas nécessaires théoriquement car le fléau ne risque pas de basculer mais parfois on dispose minimum de deux paires des câbles.
- Si $\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{N}} > \frac{\mathbf{e}}{\mathbf{2}}$, les câbles de clouage sont nécessaires pour la stabilité de fléau.

On obtient le nombre de câbles nécessaires par la formule suivante :

$$\mathbf{n} = \frac{\frac{\Delta \mathbf{M}}{\mathbf{e}} < \frac{\Delta \mathbf{N}}{\mathbf{2}}}{(\mathbf{1}-\boldsymbol{\rho})\times \mathbf{Fp0}}$$

ρ : l'estimation initiale des pertes **25%** ;
F_{p0} : effort de précontrainte d'un câble **12T15** classe **1770.**

$$\mathbf{Fp_0 = min\ (0{,}8fprg\ ;\ 0{,}9fpeg) = 2361{,}6\ KN.}$$

Tableau VII.4.Calcul de nombre de câbles de clouage.

Combinaison	ΔM_{max} (KN.m) sur pile	ΔN_{max}(KN.m) sur pile	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$	$\frac{e}{2}$	n
A1	49668,85	24114,44	2,06	2,5	/
A2	41910,57	20290,29	2,07	2,5	/
B1	48269,2	21273,26	2,27	2,5	/
B2	40510,92	17449,11	2,32	2,5	/

Selon les résultats des calculs précédents les câbles de la précontrainte verticale ne sont pas théoriquement nécessaires mais pour la sécurité et l'équilibre de fléau. On opte pour 4 paires de câbles de 12T15 avec une disposition de 2 câbles dans chaque coin.

VII.3.2. Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à $\mathbf{f_{bu}}$ sous la réaction maximale $\mathbf{R_b}$. Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte $\mathbf{f_{cf}}$.

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

Pour **2%** de frettage, ce qui représente une valeur courante .

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

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Tableau VII.5. Les valeurs limites de calcul.

Type de combinaison à L'ELU	f_{Clim}
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 : $f_{Clim} = 0{,}95\ fc28$

$$f_{Clim} = 40 \text{ MPa}$$

La contrainte à ne pas dépasser est alors : $f_{cmax} = \text{Min}\ (f_{Clim}\ ;\ f_{cf}) = 40\text{MPa.}$

En supposant qu'on a deux cales de dimensions **a, b** par ligne d'appui, d'où :

$$S = 2 \text{ x } a \text{ x } b = \frac{Rb}{fcmax}$$
$$R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{2} + F_i$$
$$F_i = (1 - \rho)\ n\ F_{p0}$$

Tableau VII.6. Le calcul de section des cales.

ρ	F_{p0} (KN)	F_i (KN)	ΔN(KN.m)	ΔM(KN.m)	R_b (MN)	S (m²)
0,25	2361,6	7084,8	17449,11	40510,92	36,064815	0,9

Donc on opte pour **: 4** cales de dimensions **(1× 0,45) m²**

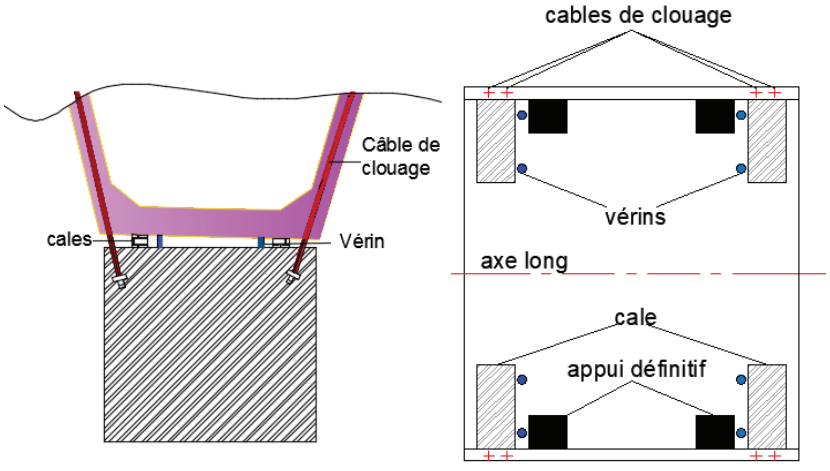


Figure VII.4.Aménagement des têtes des piles en phase de réalisation.

[19] Même référence précédente

VII.4. Evaluation des efforts en services [20]

Après avoir finaliser la construction du pont, il ya sa mise en service où toutes les charges routières seront appliqués. Les charges appliquées sont les mêmes comme celles qu'on a défini dans le chapitre précédent.

VII.4.1. Phase de réalisation du tablier

La superstructure du viaduc est construite selon les phases suivantes :

- Réalisation de fléau par encorbellement successif des voussoirs à partir de la pile P1.
- Pour la pile 2, symétriquement que la pile P1.
- Réalisation des voussoirs coulés sur cintre au niveau des culées.
- Clavage de la travée intermédiaire.

VII.5. Modélisation

La détermination des efforts **(M, N, T)** est évaluée à l'aide du logiciel de calcul des structures ROBOT MILLENIUM v2014. Cette partie est la plus importante dans l'étude d'une structure car elle donne d'une manière plus approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

La modélisation se fait en plusieurs étapes, ces étapes sont présentées ci-dessous.

Tableau VII.7.Etapes de modélisation de la superstructure.

Etapes	Description
01 : Définition de la structure	Elle est définie par des éléments barres.
02 : Différentes sections de l'ouvrage	Les sections sont détaillées dans le chapitre **III**
03 : Définition des matériaux utilisés.	Les matériaux utilisés sont détaillés dans le chapitre **V**
04 : Définition des conditions d'appuis.	L'ouvrage est appuie sur des appuis simples sauf un au niveau de la culée 2 qui est définie comme appui double.
05 : Définition de cas de charges et des combinaisons d'actions	Les combinaisons avec les charges et surcharges sont définies dans le chapitre **VI** pour la phase en service et dans le chapitre **VII** pour la phase de construction

VII.5.1. Propriétés des sections

Les sections sont définies avec un logiciel de dessin puis exportées vers le logiciel de calcul.

Remarque : les 2 premiers mètres du VSP ont une section constante, la variation de la section commence après 2m. les propriétés des sections utilisées pour la modélisation sont montrés dans le tableau suivant :

[20] Même référence précédente

Tableau VII.8. Propriétés des sections transversales des voussoirs.

X (m)	e (m)	H (m)	S (m2)	I (m4)	V (m)	V' (m)
0	0,50	5,60	11,08	51,98	2,30	3,30
1	0,49	5,46	10,95	48,82	2,24	3,22
4,5	0,46	4,99	10,51	39,21	2,04	2,96
9,5	0,42	4,40	9,95	28,74	1,78	2,62
14,5	0,39	3,89	9,47	21,27	1,56	2,33
19,5	0,36	3,50	9,08	16,05	1,37	2,09
24,5	0,33	3,12	8,75	12,49	1,23	1,90
29,5	0,32	2,87	8,52	10,16	1,12	1,75
34,5	0,31	2,69	8,36	8,77	1,04	1,65
39,5	0,3007	2,6106	8,2800	8,12	1,0046	1,6060

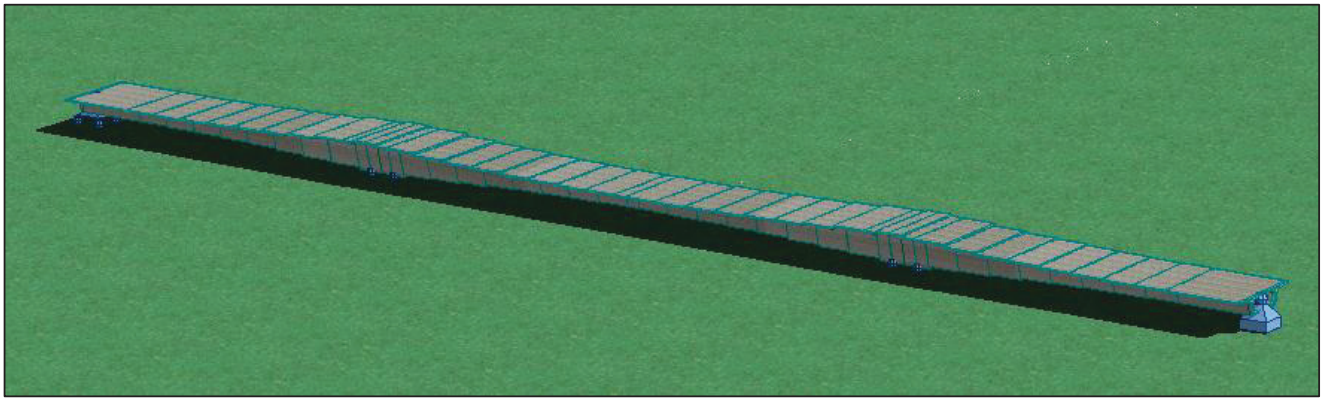


Figure VII.5. Modèle de calcul.

VII.5.2. Les résultats

Les résultats suivants sont obtenus dans le cas le plus défavorable pour la superstructure, et représentés dans les figures suivantes :

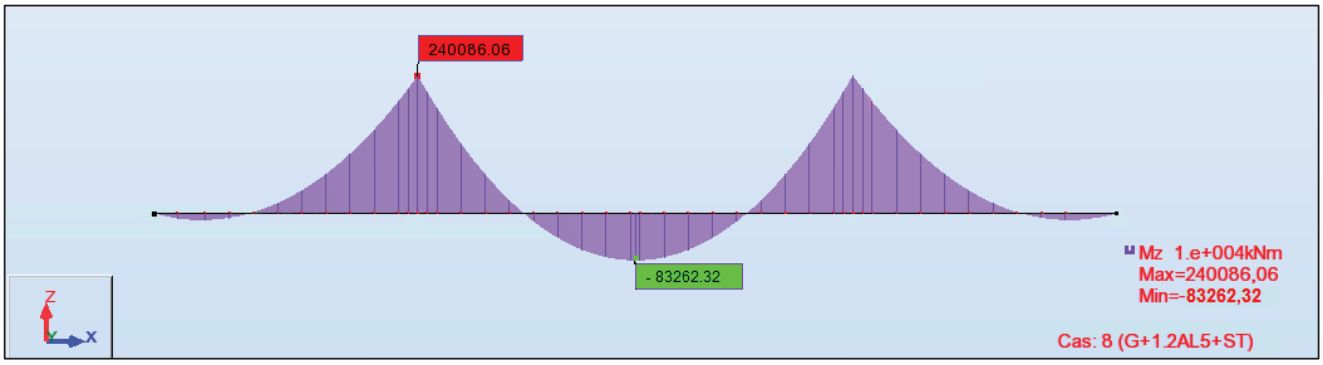


Figure VII.6.Moment fléchissant longitudinal Max à ELS (G+1.2AL+ST).

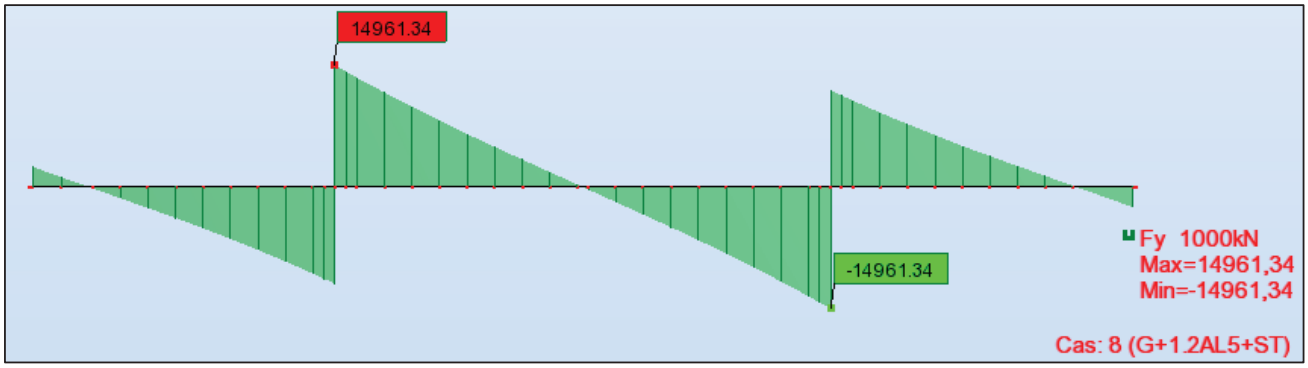


Figure VII.7.Effort tranchant max à ELS (G+1.2AL+ST).

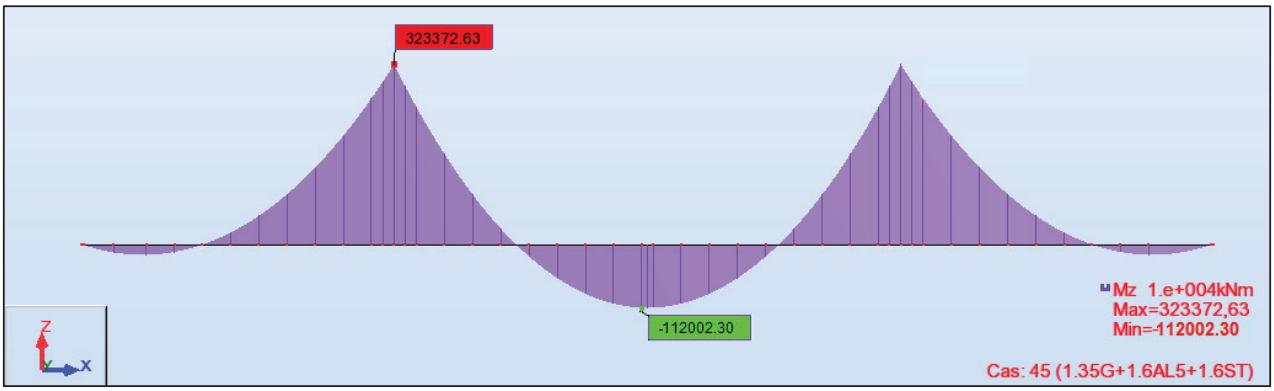


Figure VII.8.Moment fléchissant longitudinal max à ELU (1.35G+1.6 (AL+ST)).

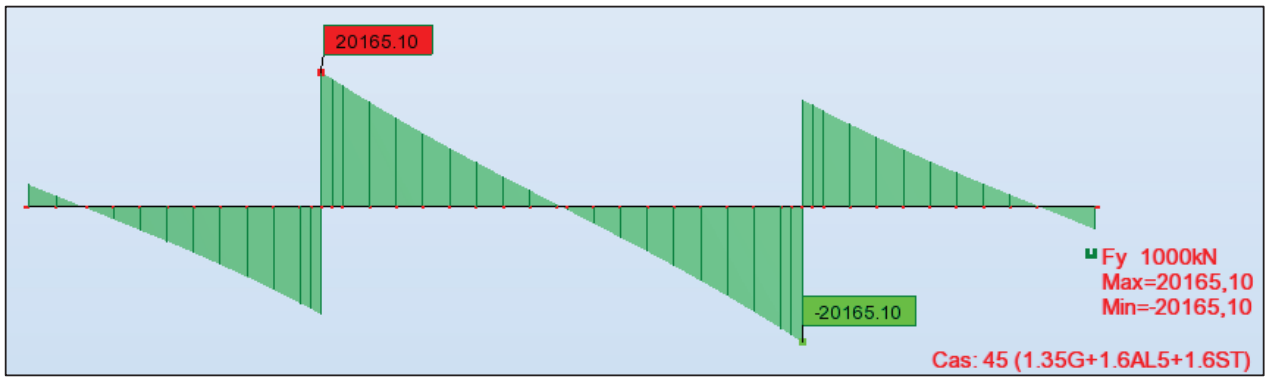


Figure VII.9. Effort tranchant max à ELU (1.35G+1.6(AL+ST)).

VII.6. Conclusion

L'étude longitudinale du pont construit par encorbellements successifs passe par 2 phases principales. La premiere phase c'est létude du fleau comme un systéme mecanique isostatique ou on doit vérifier que ce dernier est stable en phase de construction. La deuxieme phase consiste à etudier le pont entier comme un système mecanique hyperstatique pur voir son comportement sous les charges et les surcharges définies précedement. Les deux phases ont pour but de determiner les efforts appliqués sur le système afin de pouvoir calculer la précontrainte nécessaire.

CHAPITRE VIII
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. **Introduction**

Le procédé du précontraint est appliqué dans les ponts qui sont construits par encorbellements successifs, cette technique comporte principalement deux familles de câbles de précontrainte.

Dans la phase isostatique (construction des fléaux), les voussoirs sont reliées l'un aux autre avec les câbles de fléaux (précontrainte horizontale) pour avoir un fléau. La phase hyperstatique consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée de continuité.

Ce chapitre sera consacré à l'étude détaillée de la précontrainte et les étapes à suivre pour obtenir le nombre nécessaire de câbles, puis le calcul des pertes de ces câbles en terminant par la vérification des contraintes dans le béton.

VIII.2. **Etude de la précontrainte de fléau**

Cette première famille de câbles (fléau) est dimensionnée pour jouer deux rôles principaux :

Le premier est pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier en phase de construction, et le deuxième pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations en phase de service.

VIII.2.1. **Détermination du nombre de câbles du fléau**

Le nombre de câbles du fléau sont déterminés par la relation suivante :

$$\mathbf{n \geq \frac{P}{\Delta P \times P0}}$$

Tels que :
- **P** : la force de la précontrainte.
- **ΔP** : est estimé à **25%** de perte.
- **P_0** : effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer.

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

Tableau VIII.VIII.1. Calcul de l'effort de la précontrainte limite.

Désignation	Formule	Valeur
$S_{câble12T15s}$	12* $S_{câbleT15S}$	1800 mm^2
σp_0	min (0,8 fprg ; 0,9 fpeg)	1488 MPa
P_0	$\sigma p_0 \times S_{câble12T15s}$	2,68 MPa

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P** [21]

L'effort P développé par les câbles de fléau dans la section sur pile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\boldsymbol{\sigma_{sup}=\frac{P}{S}+\frac{Mv}{I}+\frac{Pe0}{I}v \geq 0}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf}=\frac{P}{S}+\frac{Mv'}{I}-\frac{Pe0}{I}v' \leq \sigma_{adm}}$$

D'où

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

[21] SETRA, guide de conception, ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

Tels que : - **M** : le moment fléchissant dû au poids Propre et les surcharges.
- **S** : section droite du voussoir.
- **v** : distance du centre de gravité de section à la fibre supérieure.
- **e** : excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section.
- **I** : le moment d'inertie de la section.

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir doit être entier, pair et symétrique étant donné qu'on a deux âmes pour éviter la torsion.

Exemple de calcul : (Cas du fin VSP)

M=253838.53 KN.m
S=11.08 m^2
v=2.18 m
d=0.15m
e= v-d=2.18-0.15=2.03 m

d'où
P=63.84 MN
n≥31.78 câbles
n retenue=34 câbles

Tableau VIII.VIII.2.Répartition des câbles de fléau.

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenu	N arrêté
Axe VSP	0	303507,53	5,60	2,30	51,98	11,08	2,15	72,44	36.06	**34**	**0**
Fin VSP	4	253838,68	5,32	2,18	45,86	10,81	2,03	63,84	31,78	**34**	**4**
Fin V01	9	198529,22	4,68	1,90	33,55	10,22	1,75	57,08	28,42	**30**	**4**
Fin V02	14	150409,57	4,13	1,67	24,70	9,70	1,52	49,40	24,59	**26**	**4**
Fin V03	19	109095,62	3,66	1,46	18,43	9,26	1,31	40,81	20,31	**22**	**4**
Fin V04	24	74336,79	3,28	1,30	14,10	8,90	1,15	31,38	15,62	**18**	**4**
Fin V05	29	45854,49	2,98	1,17	11,21	8,62	1,02	21,52	10,71	**14**	**4**
Fin V06	34	23316,87	2,77	1,08	9,38	8,42	0,93	11,89	5,92	**10**	**4**
Fin V07	39	6560,23	2,64	1,02	8,37	8,30	0,87	3,53	1,76	**6**	**4**
Fin V08	44	0,00	2,60	1,00	8,05	8,27	0,85	0,00	0,00	**2**	**2**

VIII.2.2. **Position et enrobage des câbles**

Lors de la mise en tension il faut avoir un bon chemin de bétonnage pour éviter l'interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet. La décroissance des moments fléchissant est considérée à partir de la fin du voussoir sur pile. Elle permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir.

Les conditions qu'on doit respecter entre les conduits et l'enrobage sont :

-L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2Ø_g$
-L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2Ø_g$
- L'enrobage : **C = max (3/4 a, Ø, d).**

Avec :
- $Ø_g$: diamètre de la gaine : **8 cm**.
- **a** : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
- **d** : **4 cm** pour les ouvrages courants.

VIII.2.3. **Tracé des câbles en plan**

Les câbles de la 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 Dans la mesure du possible, on peut garder le tracé rectiligne.

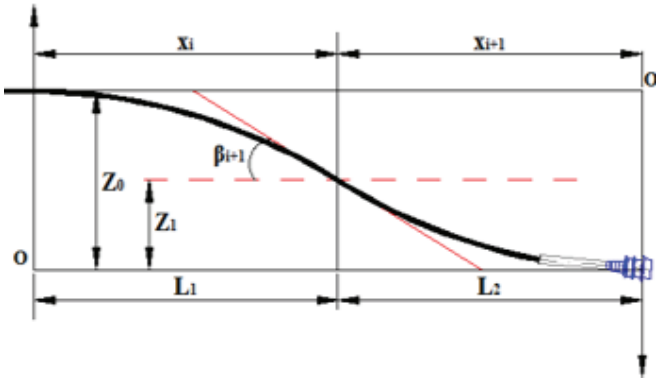


Figure VIII.VIII.1. Tracé en plan des cables de précontraine.

Cette trajectoire de forme **S** est définie par les équations suivantes :

- L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z0 + (Z1 - Z0)(\frac{X}{L})^2}$
- Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \frac{(xi)2}{2\times(zi-zi+1)}}$; $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(xi+1)2}{2\times(zi+1-zi+2)}}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg\frac{2\times(zi-zi+1)}{xi}}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg\frac{2\times(zi+1)}{xi+1}}$

VIII.2.4. **Tracé des câbles en élévation**

Pour le tracé en élévation, il est nécessaire de respecter les conditions suivantes :

- Les câbles ne doivent pas être croisés, en particulier au niveau des âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

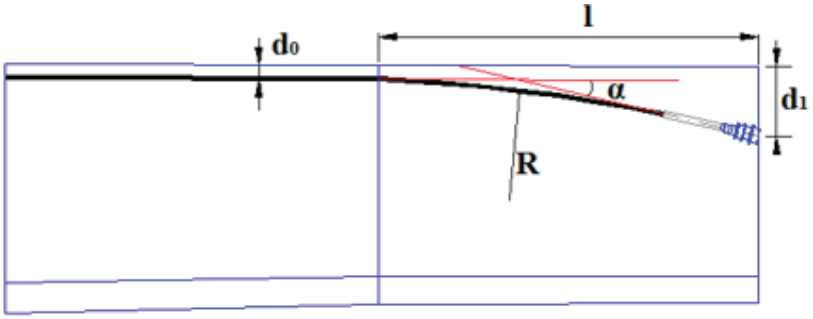


Figure VIII.VIII.2. Tracé en élévation des cables de précontrainte.

Le tracé des câbles en élévation est défini par les équations suivantes :

- 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 : $\mathbf{R_C(x) = \frac{X^2}{2\,X(d_1-d_0)} \geq R_{min}}$
- L'angle de déviation : $\mathbf{\alpha_n = artg\left(2x(d_1 - d_0)\right) \times \frac{X}{L^2}}$

Avec :

- d_0 : distance du centre de gravité du câble à la fibre supérieure
- d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
- **L** : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
- R_{min} : rayon minimal pour les câbles **12T15S**, R_{min} **=2,5 m**.

VIII.2.4.1. Exemple d'étude du tracé de câble 13

Dans cet exemple on va entamer les détails de l'étude de tracé du câble 13 du voussoir 6 :

Tableau VIII.VIII.3. Caractéristiques de tracé du câble 13.

L (m)	$X_i = X_{i+1}$ (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	R_{min} (m)	d_0(C13) (m)	d_1(C13) (m)
5	2.5	0.16	0.08	2.5	0.15	0.56

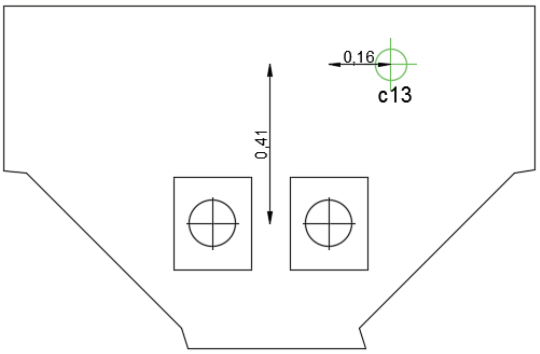


Figure VIII.VIII.3. Disposition du cable 13 au niveau du VSP.

- **Tracé en plan**

$$Z(x) = 0{,}16 + (0{,}08 - 0{,}16)\left(\frac{X}{2{,}5}\right)^2 \longrightarrow Z(x) = 0{,}16 - 0{,}0128\ x^2$$

$$R_i(x) = R_{i+1}(x) = \frac{(2{,}5)2}{2\times(0{,}16-0{,}08)} = 39{,}06 \text{ m.}$$

$$\beta_i(x) = \beta_{i+1}(x) = \text{Arctg}\frac{2\times(0{,}16-0{,}08)}{2{,}5} = 0{,}064 \text{ rad.}$$

- **Tracé en élévation**

$$y = 0{,}15 + (0{,}56 - 0{,}15) \times \left(\frac{X}{5}\right)^2 \longrightarrow y = 0{,}15 + 0.016\ x^2$$

$$R_C(l) = \frac{5^2}{2\times(0{,}56-0{,}15)} = 30{,}488 \text{ m.}$$

$$\alpha_n = \text{artg}\left(2x(0{,}56 - 0{,}15)\right)x\frac{1}{5^2} = 0{,}14 \text{ rad.}$$

Le reste des résultats sont données par les tableaux ci-après

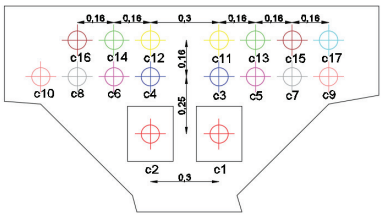


Figure VIII.4. Disposition des Câbles au niveau du VSP.

Tableau VIII.4.Tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	$L_{1,2}$ (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	R (m)	β_i (rad)	β_{i+1} (rad)	Equation
C1,C2,C3,C4, C11,C12,C17	Rectiligne								
C5, C6, C13, C14	2,5	0,16	0,08	2,5	2,5	39,06	0,064	0,064	$0.16-0.0128x^2$
C7, C8, C15, C16	2,5	0,32	0,16	2,5	2,5	19,53	0,127	0,127	$0.32-0.0256x^2$
C9, C10	2,5	0,48	0,24	2,5	2,5	13,02	0,190	0,190	$0.48-0.0384x^2$

Tableau VIII.5.Tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	L(m)	d0 (m)	d1 (m)	R(m)	α (rad)	Equation
C1, C2, C17	Rectiligne					
C3,C4,C5,C6, C7,C8,C9,C10	5	0,31	0,56	50	0,09	$0,31 + 0,010\ x^2$
C11,C12,C13, C14,C15,C16	5	0,15	0,56	30,48	0,14	$0,15 + 0,016\ x^2$

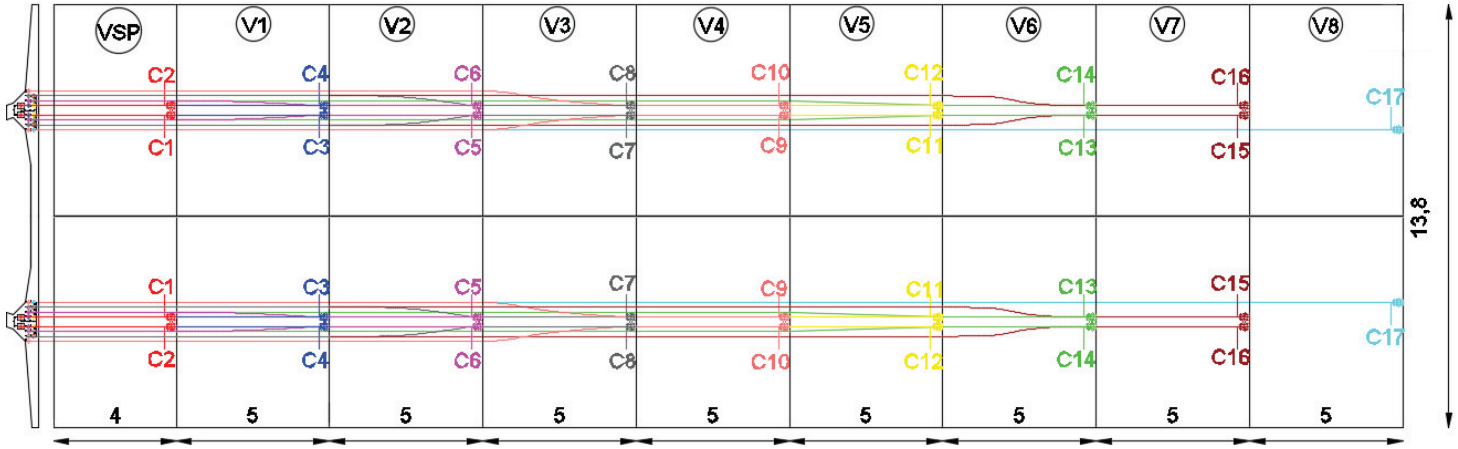


Figure VIII.5.Tracé en plan des câbles de fléau.

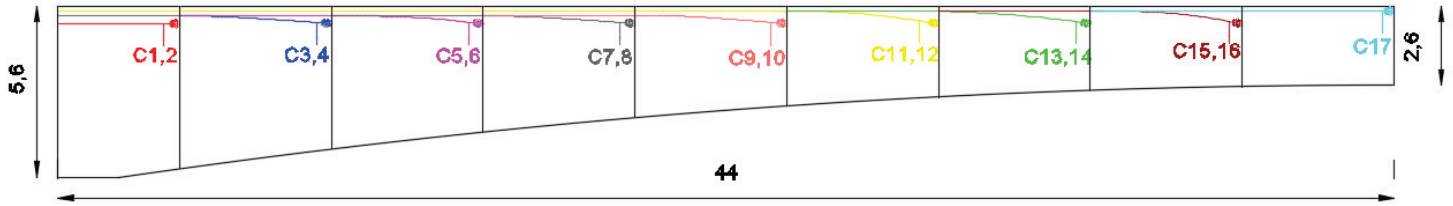


Figure VIII.6.Tracé en élévation des câbles de fléau.

VIII.3. **Etude de la précontrainte de continuité**

Cette deuxième famille du précontraint est mise en tension après que le viaduc devient un système hyperstatique (clavage) afin de s'opposer aux sollicitations résultantes, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

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

Les câbles de continuité sont calculés à partir du moment max déterminé, Les efforts de précontrainte seront déterminés en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{et} \quad n \geq \frac{P}{\Delta P \times P0}$$

Avec : $e = v' - d$

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

VIII.3.1.1. Exemple de calcul (Cas de V8)

M= 83262.90 KN.m
S= 8.27 m^2
v'= 1.60 m
d= 0.15 m
e= v'-d=1.60-0.15=1.45 m

d'où
P= 40.45 MN
n≥14.92 câbles
n retenue= 16 câbles

Tableau VIII.6. Répartition des câbles de continuité dans la travée principale.

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus	N arrêté
V3	0	-21514,07	2,20	18,43	9,26	2,05	-7,28	-2,69	0	0
V4	5	15276,68	1,98	14,10	8,90	1,83	5,81	2,14	4	4
V5	10	43929,00	1,81	11,21	8,62	1,66	18,47	6,81	8	4
V6	15	64740,22	1,69	9,38	8,42	1,54	29,44	10,86	12	4
V7	20	77857,10	1,62	8,37	8,30	1,47	37,21	13,72	14	2
V8	25	83262,90	1,60	8,05	8,27	1,45	40,45	14,92	16	2
V8	25	83262,90	1,60	8,05	8,27	1,45	40,45	14,92	16	2
V7	20	77857,10	1,62	8,37	8,30	1,47	37,21	13,72	14	2
V6	15	64740,22	1,69	9,38	8,42	1,54	29,44	10,86	12	4
V5	10	43929,00	1,81	11,21	8,62	1,66	18,47	6,81	8	4
V4	5	15276,68	1,98	14,10	8,90	1,83	5,81	2,14	4	4
V3	0	-21514,07	2,20	18,43	9,26	2,05	-7,28	-2,69	0	0

VIII.3.1.2. Tracé des câbles de continuité de la travée principale

Une fois le nombre des câbles déterminé, on va montrer les détails où les câbles vont être placés et leur tracé en plan, en élévation et une coupe transversale.

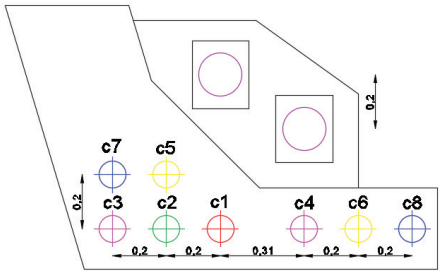


Figure VIII.7. Disposition des cables au niveau du VSC.

Tableau VIII.7.Tracé en plan des câbles de continuité de la travée principale.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_i (m)	R (m)	B_i (rad)	B_{i+1} (rad)	Equation
C1,C4	Rectiligne							
C2,C5,C6	0,2	0,1	2,5	2,5	31,25	0,080	0,080	0,2 - 0,016 X²
C3,C7,C8	0,4	0,2	2,5	2,5	15,63	0,159	0,159	0,4 - 0,032 X²

Tableau VIII.8. Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée principale.

Câbles	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	Ri (m)	α (rad)	Equation
C1,C2,C3	5	0,15	0,72	21,93	0,17	0,15+ 0,57 X²
C4,C6,C8	5	0,15	0,52	33,78	0,13	0,15+ 0,37 X²
C5,C7	5	0,25	0,72	26,59	0,15	0,25+ 0,47 X²

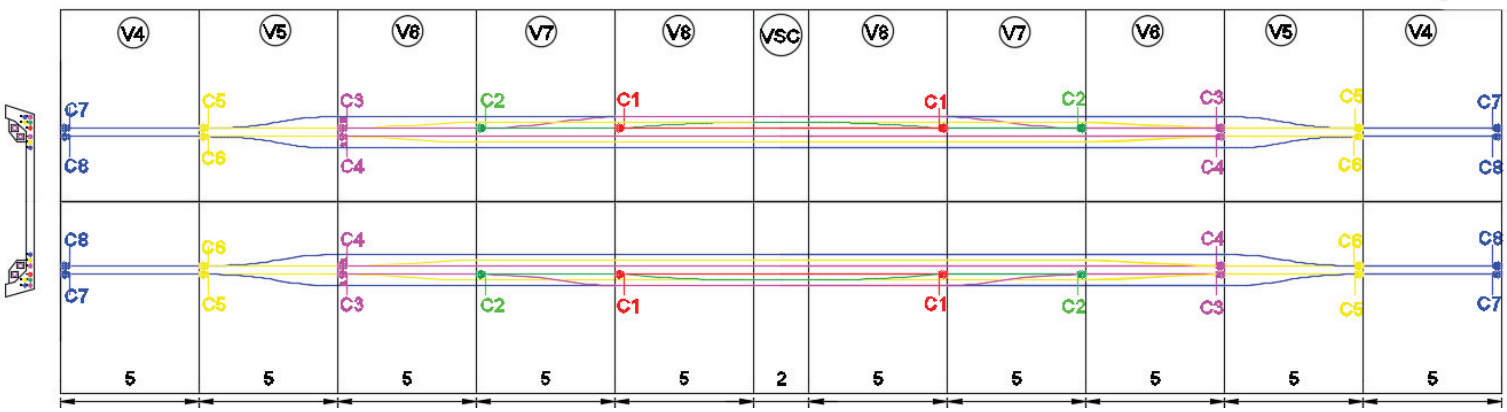


Figure VIII.8. Tracé en plan des câbles de continuité de la travée principale.

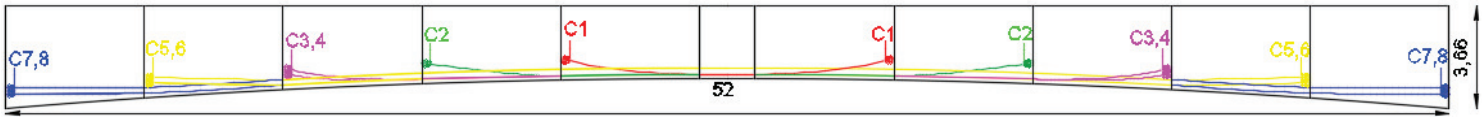


Figure VIII.9.Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée principale.

VIII.3.2. **Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive**

Les câbles de continuité en travée de rive sont aussi nécessaires que les câbles de la travée principale, ils solidarisent les parties construites sur cintre des travées de rive au fléau

Ces câbles sont calculés à partir de la formule précédente (même que les câbles de continuité de la travée principale) :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{et } n \geq \frac{P}{\Delta P \times P0}$$

VIII.3.2.1. Exemple de calcul : (Cas de V7)

M= 42921.20 KN.m
S= 8.30 m^2
v'= 1.62 m
d= 0.15 m
e= v'-d=1.62-0.15=1.47 m

d'où
P= 20.51 MN
n≥7.56 câbles
n retenue= 8 câbles

Tableau VIII.9. Répartition des câbles de continuité dans la travée de rive.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenu	N arrêté
VC2	0	0,00	1,60	8,05	8,27	1,45	0,00	0,00	4	4
VC1	5,75	19271,13	1,60	8,05	8,27	1,45	9,36	3,45	6	2
V8	11,5	38530,25	1,60	8,05	8,27	1,45	18,72	6,90	8	2
V7	16,5	42921,20	1,62	8,37	8,30	1,47	20,51	7,56	8	0
V6	21,5	39086,57	1,69	9,38	8,42	1,54	17,77	6,55	8	2
V5	26,5	27046,10	1,81	11,21	8,62	1,66	11,37	4,19	6	2
V4	31,5	6653,06	1,98	14,10	8,90	1,83	2,53	0,93	4	4

VIII.3.2.2. Tracé des câbles de continuité

Après la détermination du nombre de câbles, on va montrer les détails où les câbles et leurs emplacements par leur tracé en plan, en élévation et une coupe transversale qui sont montrés dans les figures qui suivent.

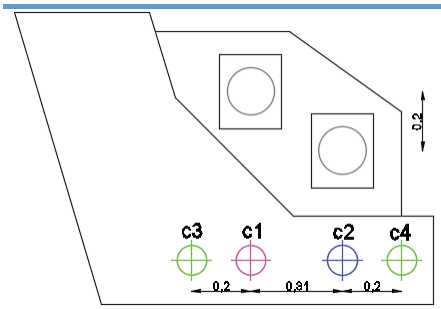


Figure VIII.10. Disposition des câbles au niveau du V7.

Tableau VIII.10.Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive.

Câbles	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation
C1,C2	Rectiligne							
C3,C4	0,2	0,1	2,5	2,5	31,25	0,080	0,080	0,2 - 0,016 X²

Tableau VIII.11.Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive.

Câbles	L (m)	d0	d1	Ri (m)	α (rad)	Equation
C1,C3	5	0,15	0,72	21,93	0,17	0,15 + 0,57 X²
C2,C4	5	0,15	0,52	33,78	0,13	0,15 + 0,37 X²

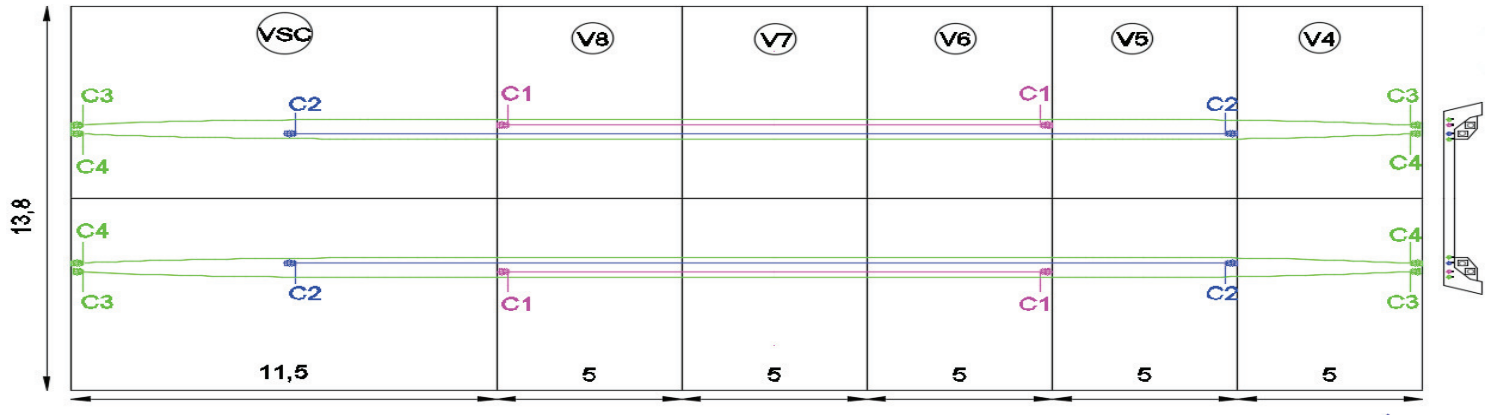


Figure VIII.11. Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive.

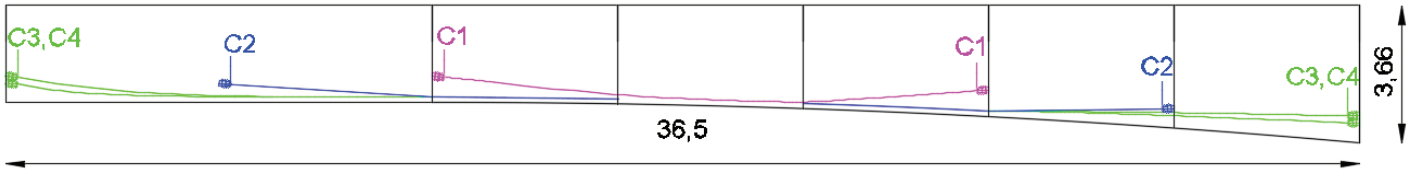


Figure VIII.12. Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive.

VIII.4. **Evaluation des pertes de la précontrainte**

La notion de « perte de tension » consiste à calculer la différence entre l'effort initialement appliqué sur les câbles pendant la mise en tension et l'effort appliqué en un point (x) du câble à un temps (t). Autrement dit et pour la post-tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de fortement.
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Ces pertes sont généralement estimées entre 20 et 32%.

Elles se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Les pertes déférées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VIII.4.1. **Les pertes de tension instantanées**

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VIII.4.1.1. Les pertes de tension par frottement.

Le contact des câbles avec leurs gaines pendant la mise en tension produit un frottement qui cause des pertes de tension instantanées. Ces dernières peuvent être calculées comme suit :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma p_0 - \sigma p(x) = \sigma p_0 \left(1-e^{-(f\beta + \varphi x)}\right)$$

Tels que : σp_0 : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

f =0.2 rd^{-1} : coefficient de frottement en courbe **(rd^{-1})**.

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

φ =0,003 m^{-1} : coefficient de frottement en ligne **(m-1)**.

x : la distance de la section considérée **(m)**.

Exemple de calcul : (Cas du câble 16)

σ_{p0}=1488 MPa

β=0.29 rd

x= 10 m

Voir les résultats : ANNEXE 3.6.

$$\Delta\sigma_{\varphi}(10) = \sigma p_0 - \sigma p(10) = 1488 \left(1-e^{-(0.2\times0.29 + 0.003\times10)}\right)$$

$\Delta\sigma_{\varphi}(10) = 61.88$ **MPa** (à la fin du V6)

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

Les câbles de la précontrainte tendent à glisser par rapport à leurs ancrages ce qui crée des pertes de tension.

Ces dernières peuvent être produites aussi du tassement ou de la déformation des ancrages. Leur influence diminue jusqu'une distance d ou il s'annule. Elles sont calculées comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma p_0 \times k\,(d-x)$$

Avec : $\mathbf{k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi}$ **et** $\mathbf{d = (\frac{Epg}{\sigma P0k})^{1/2}}$

k : fonction croissante.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : Contrainte initiale.

g=0.002 m : glissement à l'ancrage.

Ep=190 000 MPa : module d'élasticité des câbles précontraints.

Exemple de calcul : (Cas du câble 1)

σ_{p0}**= 1488 MPa**

k= 0.003

d=9.23 m

x=4 m

$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma p_0 \times k\,(d-x)$

$\Delta\sigma_g(4) = 2 \times 1488 \times 0.003\,(9.23-4)$

$\Delta\sigma_g(4) = 46.66$ **MPa** (au niveau de l'axe VSP)

Voir les résultats : ANNEXE 3.7.

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

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

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, un raccourcissement au niveau du deuxième câble une fois sa mise en tension est effectuée entrainera un raccourcissement des câbles suivants.

La valeur moyenne des pertes dues à cette perte est la suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N-n}{N} \times Ep \times \frac{\sigma b}{Ebi}$$

Cette formule a était simplifie en donnant :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Ebi} \times \sigma_b \qquad \text{avec } \frac{Ep}{2Ebi} = 2.52.$$

D'où $\Delta\sigma_e(x) = 2{,}52 \times \sigma_b(x)$ avec $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e}{Ig} e - \frac{Mp \times e}{Ig}$

Ebi : 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, $\mathbf{P = P_0\,(1 - \Delta P)}$.

$\mathbf{M_p}$: moment sous le poids propre.

Voir les résultats : ANNEXE 3.8

La valeur des pertes instantanées dans les différentes sections est donnée comme suit :

$$\Delta\sigma i = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$$

Tableau VIII.12. Valeurs des pertes instantanées à la fin de chaque voussoir.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
Pertes instantanées (%)	10,491	10,210	9,833	9,100	8,863	9,150	7,766	9,594	9,820	5,702

VIII.4.2. Pertes de tension différées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de la précontrainte subissent des pertes de tension différées et la tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, ces pertes sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation des aciers.

VIII.4.2.1. Perte de tension due au retrait du béton

L'origine de cette perte est une diminution de volume de béton dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques ce qui influence sur les câbles de précontrainte.

La perte de tension due au retrait du béton est donnée par une formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r = Ep \times \varepsilon r \qquad \text{Tel que : } \varepsilon r = 2.10^{-4}.$$

D'où $\Delta\sigma_r = 190\,000 \times 2 \times 10^{-4} = 38$ MPa ce qui donne **2.55%**

VIII.4.2.2. Perte de tension due au fluage du béton.

Lorsque une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{flu} = Ep \times \varepsilon_{flu}$$

Avec :

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_{flu} = \frac{\sigma max - \sigma b}{Ebj}$

Où : σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

σ_{max} : la contrainte maximale supportées par le béton dans la section considérées qui vaut :

$$\sigma_{max} = 1{,}5\,\sigma_b \text{ donc } \Delta\sigma_{flu} = 2{,}5\,\sigma_b\,(x)\frac{Ep}{Eij}$$

Exemple de calcul : (Cas de la section à l'axe VSP)

x=0

P_0= 2.68 MPa

$\Delta\sigma_{flu} = 2{,}5\,\sigma_b\,(0)\frac{190\,000}{37\,619.47}$

$\Delta\sigma_{flu} = 24.77$ MPa **d'où** $\Delta\sigma_{flu} = 1.66\%$

Voir résultats : ANNEXE 3.9.

VIII.4.2.3. Perte de tension due à la relaxation d'acier.

Cette perte dépend de l'acier et son traitement, l'évaluation de la relaxation finale d'un câble tendu à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\,(\mu - \mu_0) \times \sigma_{\rho i}(x) \qquad \text{avec } \mu = \frac{\sigma\rho i(x)}{Fprg}$$

ρ_{1000} **=2.5%** : relaxation garantie à **1 000 h**.

μ_0 : coefficient valant **0,43** pour les armatures à très basse relaxation.

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

Exemple de calcul : (Cas de la section à l'axe VSP)

$\sigma_{\rho i}$=1331.65 MPa

f_{prg}=1860 MPa

μ=0,716

$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\,(0.716 - 0.43) \times 1331.65$

$\Delta\sigma_\rho$=57.12 MPa **d'où** $\Delta\sigma_\rho$=3.84%

Voir les résultats : ANNEXE 3.10.

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$$

Tableau VIII.13. Valeurs des pertes différées à la fin de chaque voussoir.

Voussoir	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
Pertes différées (%)	7,421	8,798	8,576	8,312	8,442	8,326	8,554	8,089	7,708	7,207

Apres le calcul des pertes totales on obtient :

Tableau VIII.14. Pertes de tension totales à la fin de chaque voussoir.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
Pertes totales (%)	17,912	19,007	18,409	17,412	17,305	17,476	16,320	17,683	17,527	12.909

Donc $\Delta\sigma_t$**= 19.007% < 25%** ce qui valide notre hypothèse de calcul.

VIII.5. Vérification des contraintes

Après avoir effectué les calculs précédents, on doit justifier toute section du tablier vis-à-vis les contraintes admissibles fixées. La précontrainte produise des contraintes normales en fibres supérieures et inférieures en phase de construction comme en phase de service doit être :

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \dfrac{P}{S} - \dfrac{M\,v}{I} + \dfrac{P\,e\,v}{I} \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \dfrac{P}{S} + \dfrac{M\,v'}{I} - \dfrac{P\,e\,v'}{I} \leq \sigma_{bc} \end{cases}$$

Avec : σ_{sup} : la contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : la contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : l'effort de précontrainte.

S : la section transversale du voussoir.

M : le moment généré par application des charges.

σ_{bt} : la contrainte admissible de traction.

σ_{bc} : la contrainte admissible de compression.

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

Les contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction sont conditionnées par :

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} = -1{,}5 \times f_{t28} = -4{,}5\ \text{MPa}, \\ \sigma_{bt2} = -0{,}7 \times f_{t28} = -2{,}1\ \text{MPa}, \\ \sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 24\ \text{MPa}. \end{cases}$$

Voir les résultats : ANNEXE 3.11.

VIII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

Dans cette phase, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section, on distingue deux cas qui sont les suivants :

- Etat à vide : seulement le poids propre du tablier.
- Etat en charge : avec les charges et surcharges.

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} = -1{,}5 \times f_{t28} = -4{,}5\ \text{MPa}, \\ \sigma_{bt2} = -1{,}0 \times f_{t28} = -3\ \text{MPa}, \\ \sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 24\ \text{MPa}. \end{cases}$$

Voir les résultats : ANNEXE 3.12, 13.

Les contraintes en phases de construction et en service sont vérifiées.

VIII.6. **Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant**

La partie la plus sollicité par l'effort tranchant dans une poutre caisson est représentée par l'âme, donc on doit la vérifier vis-à-vis **ELS** et **ELU**.

VIII.6.1. **Vérification vis-à-vis de l'ELS**

VIII.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

- **Effort tranchant dû à la précontrainte**

La précontrainte provoque un effort tranchant avec une composante verticale qui réduit l'effort tranchant total, cette dernière est égale à : $\mathbf{V_p = P \times \sin\alpha}$

Application numérique

$\mathbf{P_0 = 2{,}68\ MPa\ ;\ \Delta P = 19{,}007\ \%}$

$\mathbf{n = 28\ câbles\ ;\ \alpha = 0{,}11\ rad}$.

$\mathbf{V_p = 6{,}67\ MN}$.

- **Effet hyperstatique**

Si le moment hyperstatique de précontrainte existe, on doit ajouter l'effort tranchant dû au ce moment, il est donné par la dérivé suivante : $\mathbf{V_h = \frac{dM}{dX}}$

Sous une combinaison de charge à l'**ELS**, la valeur calculée à l'aide du logiciel de calcul est :

$\mathbf{V_{ser} = 14{,}97\ MN}$.

$\mathbf{V_{red} = Vser - Vp = 8{,}29\ MN.}$

VIII.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour garantir que les âmes du voussoir peuvent résister à l'effort tranchant, la condition suivante doit être satisfaite : $\mathbf{\tau_{max} < \tau_{adm} = min\ (\tau_1, \tau_2)}$ avec $\mathbf{\tau_{max} = \frac{Vred}{Z.bn}}$

Tels que : $\mathbf{\tau_1^2 = 0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} - \sigma_x)}$ (Condition de non-rupture par fissuration)

$\mathbf{\tau_2^2 = 2 \times \frac{ftj}{fcj} \times (0{,}6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)}$ (Condition de non-rupture par compression)

$\mathbf{\sigma_x}$: contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

z : le bras de levier **(z = I/S)**, et par simplification : $\mathbf{z = \left(\frac{\rho+1}{2}\right) x\ h}$

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

bn : l'épaisseur nette de l'âme vaut : $\mathbf{bn = 2(e_a - m.\Phi_g)}$ et $\mathbf{m \geq 1}$

Application numérique

$\mathbf{f_{c28} = 40\ MPa\ ;\ f_{t28} = 3\ MPa}$	$\mathbf{\tau_{max} = 2{,}08\ MN.}$
$\mathbf{P0 = 2{,}68\ MPa\ ;\ \Delta P = 19{,}007\ \%}$	$\mathbf{\sigma_x = 6{,}66\ MPa.}$
$\mathbf{Vred = 8{,}29\ MN\ ;\ \rho = 61{,}8\ \%}$	$\mathbf{\tau_1 = 3{,}40\ MN.}$
$\mathbf{bn = 0{,}88\ m\ ;\ z = 4{,}53\ m}$	$\mathbf{\tau_2 = 5{,}01\ MN.}$

On constate que : $\tau_{max} < \tau_{adm}$ donc les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VIII.6.2. **Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU**

Les justifications des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime sont :

- Des bielles comprimées ;
- De la résistance des armatures transversales.

VIII.6.2.1. Les bielles comprimées

Cette étape consiste à déterminer l'angle βu que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par : $\mathbf{tg\ 2\beta u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}}$ avec $\beta u \geq 30^o$

σx, σy : représentent les contraintes normales au niveau du centre de gravité : **σx = P/Bn**

τu : Contrainte tangentielle ultime : $\tau u = \frac{Vured}{z.bn}$

Application numérique

Abscisse de vérification : **x = 0 m (à l'axe)**

$V_{max\ comb\text{-}Elu}$ = 20,16 MN
σx = 6,66 MPa
z = 4,53 m
bn = 0,84 m

$V_{u\ red}$ = 13,49 MN.
τu = 3,38 MN.
βu = 22°
on prend βu = 30°

VIII.6.2.2. La résistance des armatures transversales

Cette étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par :

$$\frac{At \times fe}{bn \times St \times \gamma} \geq (\tau_u - \frac{ftj}{3}) \times tg\ \beta_u$$

At : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
St : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
fe : limite d'élasticité de l'acier.
γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
bn : largeur nette de la section d'appui.

Application numérique

Abscisse de vérification **: x = 0 m**

$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 20.16 MN

τu = 3,38 MPa ; f_{t28} = 3 MPa ;

f_e = 500 MPa ; γs = 1,15 ;
bn = 0,88 m ; βu = 30°

$\frac{At}{St} \geq 27{,}86\ cm^2/m$

- ✓ **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{At}{St} \geq 0{,}6\ \frac{bn.\gamma s}{fe} = 12{,}14\ cm^2/m$$

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

$$\tau_u \leq \frac{fc28}{6} = \frac{40}{6} = 6{,}66 \text{ MPa.}$$

Ce qui vérifie notre condition.

VIII.7. **Vérification de la flèche a l'ELS**

Pour cette vérification on doit vérifier la condition du déplacement élastique et le comparer avec le déplacement qui est donnée avec la relation suivante : $\delta_{adm} = \frac{L}{500}$

Avec L : la longueur de la travée principale

$$\delta_{adm} = \frac{90}{500} = 18 \text{ cm}$$

Le déplacement maximal est donné à l'aide d'un outil informatique : $\delta_{max} = 12{,}8$ cm

D'où $\delta_{max} \leq \delta_{adm}$

VIII.8. **Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de déterminer la précontrainte nécessaire pour s'opposer aux efforts dues au poids propre de la structure et au charges et surcharges appliquées à cette dernière pour ses deux phases, de construction (système mécanique isostatique avec 34 câbles de fléau 12T15S) et en service (système mécanique hyperstatique avec 16 câbles de continuité 15T15S pour la travée principale et 8 câbles de continuité 15T15S pour les travées de rive). Nous avons effectué les vérifications nécessaires pour chaque phase vis-à-vis les contraintes admissibles, l'effort tranchant et la flèche maximale pour garantir la sécurité de l'ouvrage entier.

[22] Le reste du calcul dans ce chapitre est obtenue de :
- BAEL 91, BPEL91 ;
-SETRA, guide de conception, Ponts en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

CHAPITRE IX
ETUDE TRANSVERSALE

IX.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est l'étude transversale pour déterminer les armatures passives en utilisant un outil numérique.

Les armatures passives sont des armatures qui ne sont pas mises en tension avant d'être solliciter dans le béton précontraint contrairement aux armatures actives.

Les armatures longitudinales résistent à une portion du moment fléchissant dû au poids propre du tablier et ses variations et aux charges d'exploitation qui n'est pas supporter par les armatures actives (la précontrainte) ; les armatures transversales résistent à l'effort tranchant dû aux mêmes actions précédentes.

Vue la hauteur variable de l'ouvrage, le calcul dans cette étape se fait pour deux sections précises qui sont, la section du VSP et la section du VSC.

IX.2. Modélisation des sections transversales

Le caisson est modélisé par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**.** Les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m en appliquant des charges préalablement définies. Chaque voussoir est appuié au niveau de l'hourdis inferieur à l'extrémité de chaque âme, une par un appui double et l'autre par un appui simple.

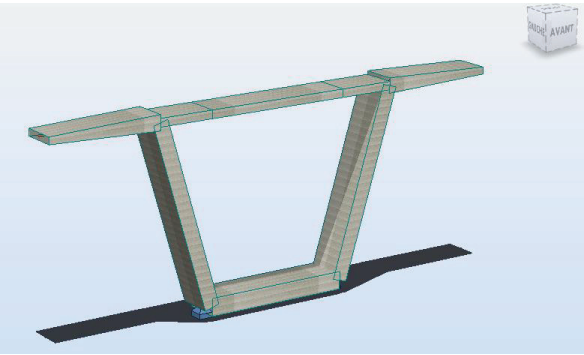


Figure IX.1. Modélisation du VSP.

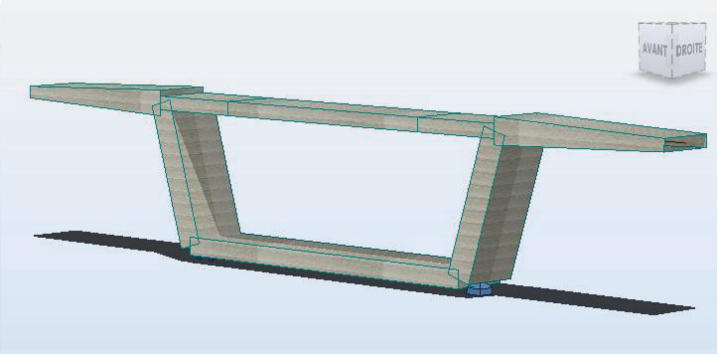


Figure IX.2. Modélisation du VSC.

IX.3. Détermination des efforts

Le voussoir doit être ferraillé sous la sollicitation (moment) résultant de la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

Note : Les charges et surcharges ont été multipliées par leurs coefficients de majoration dynamique δ calculés dans le chapitre **VI**.

IX.3.1. Définition des charges [23]

IX.3.1.1. Les charges permanentes

- **Le poids propre du voussoir**
  Calculer automatiquement.

- **Revêtement**

Transversalement, le poids du revêtement est égale : $P_{rev}=0.08\times1\times22=1.76$ KN/ml

- **Trottoir**

Transversalement, le poids du trottoir est égale : $P_{tro}=0.2\times1\times25=5$ KN/ml par trottoir.

[23] RCPR

- **Corniche**

Transversalement, le poids de la corniche est égale : P_{co}= 0.05×1×25= 1.25 KN par coté.

- **Garde-corps**

Le poids du garde-corps est estimé à 0.1t/ml d'où : P_{gc}=1×1= 1 KN par coté.

- **Glissière de sécurité**

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à : P_{gl} = 0,6 KN/ml par coté.

IX.3.1.2. Les surcharges d'exploitation

- **Système de charge A(l)**

Les valeurs de la surcharge A(l) sont définies dans le chapitre **VI**.

- **Système de charge Bc, Bt et Mc120**

Les surcharges sont multipliées par leurs coefficients de majoration dynamiques **δ** définies dans le chapitre **VI**.

- **Système de charge D240**

La surcharge du système D240 est répartie sur 3.2m ce qui donne : $P_{D240}=\frac{2400}{18.6\times3.2}$=40.32 KN/m^2

- **Surcharge sur trottoir**

La charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 150 kg/m de façon à produire l'effet maximal envisagé. Alors ; ST = 1.5 KN/ml.

IX.3.2. Combinaisons de charges

Les combinaisons prises en compte sont celles mentionnées dans le chapitre VI.

IX.3.3. Les efforts max

Les efforts maximaux obtenus sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IX.1.Moments extrêmes dans le voussoir sur pile.

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	283.93	212,78	-449.73	-336,84
Âme	366.84	275,86	-123.41	-92,58
Hourdis inférieur	81.98	63,69	-123.41	-92,58

Tableau IX.2. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	242.47	204,38	-398.66	-345,24
Âme	316.34	284,29	-42.00	-31,05
Hourdis inférieur	38.37	33,61	-42.00	-31,05

IX.4. Ferraillage des voussoirs [24]

Chaque voussoir est subdivisé en trois éléments :

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

Chaque élément sera ferraillé selon la sollicitation qui lui est soumise.

[24] BAEL 91.

IX.4.1. Exemple de calcul : (ferraillage de l'hourdis inférieur)

On prend comme exemple de calcul le ferraillage de hourdis inférieur de la section sur pile, les fissurations sont jugés préjudiciables, alors le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

- Nappe supérieure

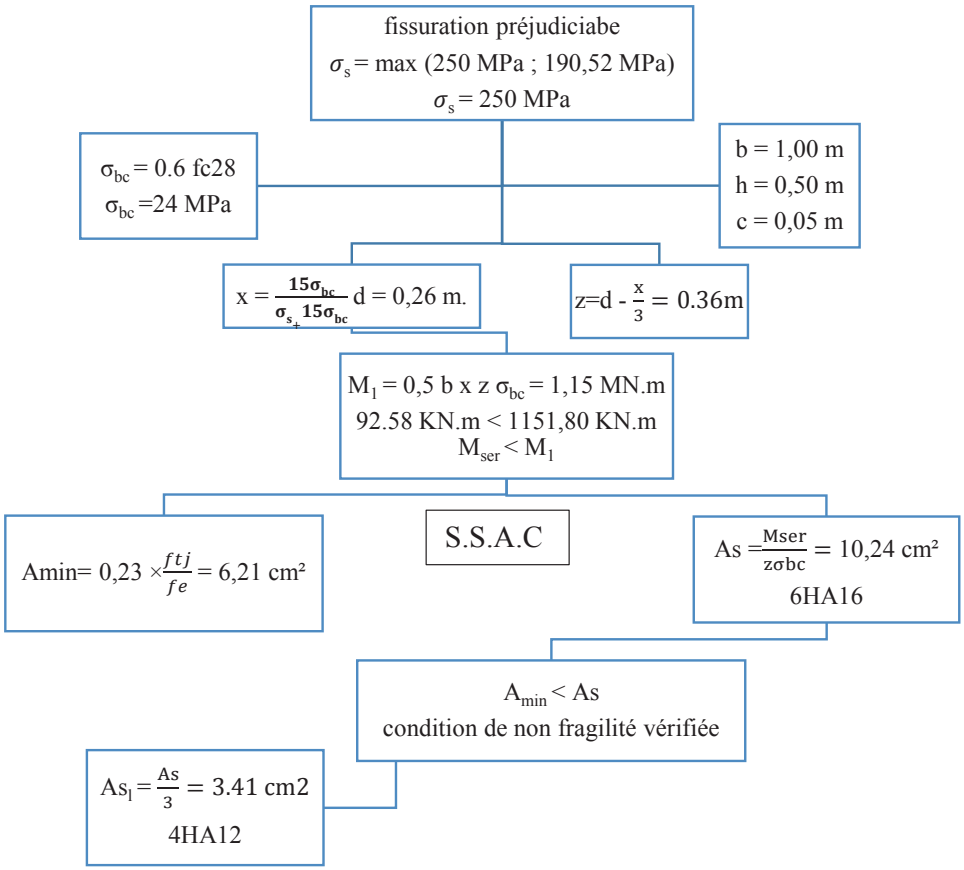


Figure IX.3. Calcul du ferraillage de la nappe supérieure de l'hourdis inférieur.

- Nappe inférieure

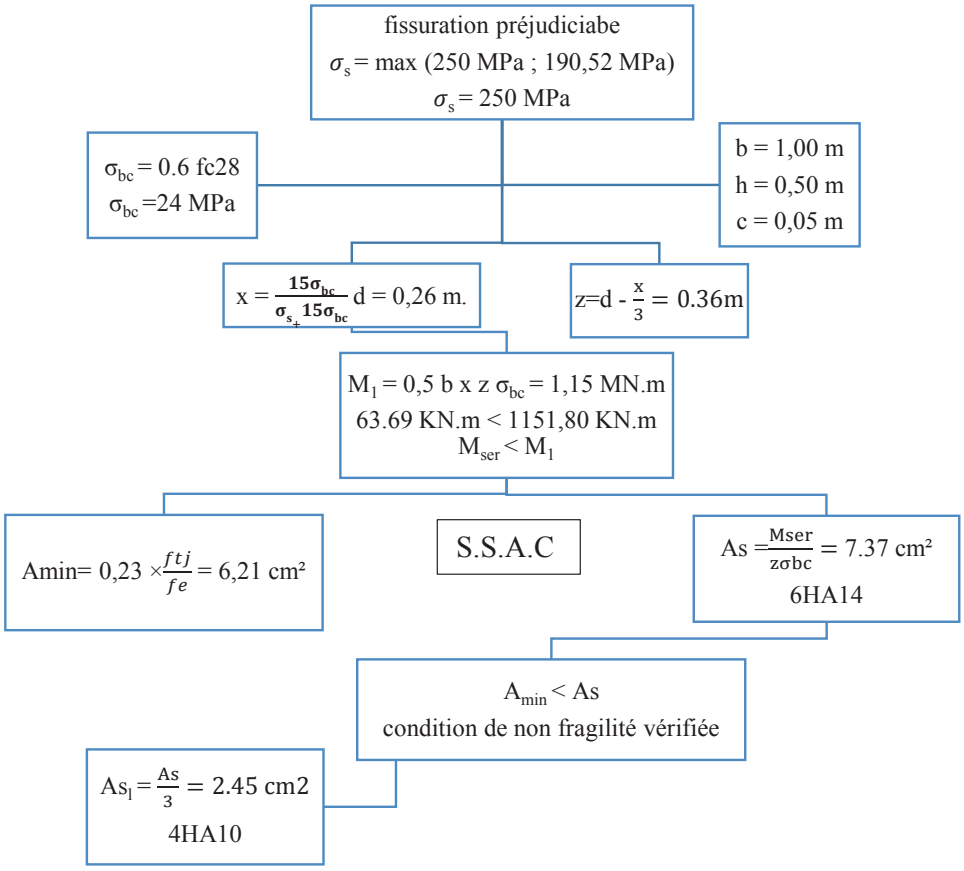


Figure IX.4. Calcul du ferraillage de la nappe inférieure de l'hourdis inférieur.

La suite des calculs est présentée dans les tableaux suivants :

Tableau IX.3.Ferraillage du VSP.

	Nappe	Mser (kN.m)	As (cm²)	A_l (cm²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
Hourdis Supérieur	Supérieure	336,84	56,47	18,82	2x6HA25	4HA25
	inférieure	212,78	35,67	11,89	2HA32+4HA25	4HA20
Hourdis inférieur	Supérieure	92,58	10,24	3,41	6HA16	4HA12
	inférieure	63,69	7,37	2,45	6HA14	4HA10
Âme	Extérieure	275,86	27,1	9,03	6HA25	4HA20
	Intérieure	92,58	2,2	0,73	4HA12	4HA10

Tableau IX.4.Ferraillage du VSC.

	Nappe	Mser (kN.m)	As (cm²)	A_l (cm²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
Hourdis Supérieur	Supérieure	345,25	57,88	19,56	2x6HA25	7HA20
	inférieure	204,38	34,26	11,42	2HA32+4HA25	7HA16
Hourdis inférieur	Supérieure	31,26	6,21	2,07	6HA12	4HA10
	inférieure	23,61	6,21	2.07	6HA12	4HA10
Âme	Extérieure	284,26	20,5	6,83	4HA20+2HA25	4HA16
	Intérieure	31,26	2,2	0,73	4HA12	4HA10

Le ferraillage précédent est montré dans les figures qui suivent :

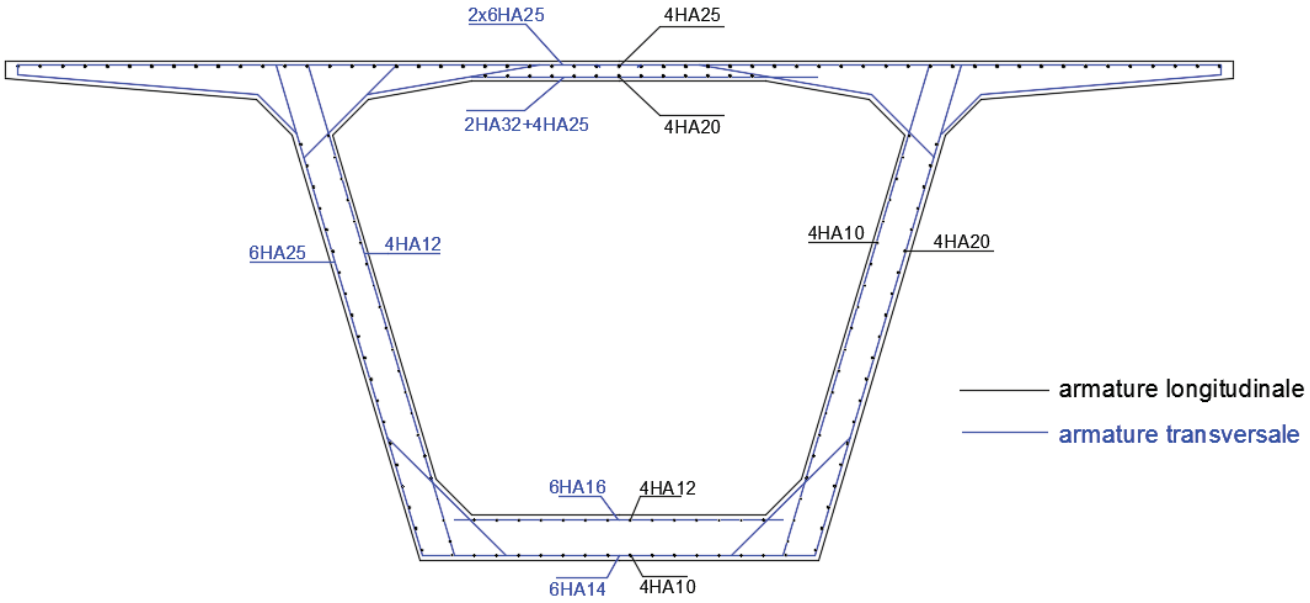


Figure IX.5. Armature passive de la section transversale du VSP.

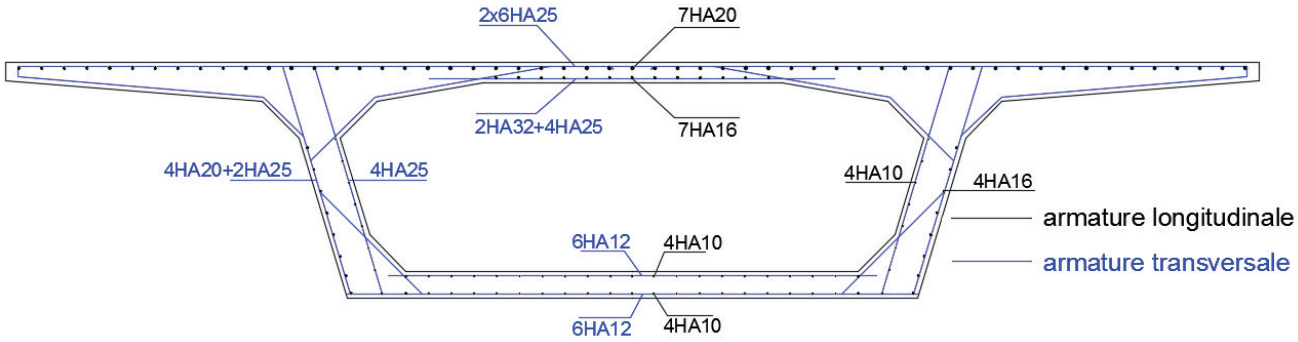


Figure IX.6. Armature passive de la section transversale du VSC.

IX.4.2. L'effet de la torsion

La torsion est un phénomène courant dans les structures d'ouvrage d'art, dans notre cas on néglige ce type de sollicitations parce qu'on a un grand rayon de courbure R = 683,3 m.

IX.5. Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage

L'effort de l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton, cette diffusion de l'effort de précontrainte est divisée en 4 types :

- Câble centré rectiligne.
- Câble excentré rectiligne.
- Câble multiple rectiligne.
- Câbles multiples courbes inclinés

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement de béton :

$f_{cj} = 0{,}68 f_{c28} \log(j+1) = 19{,}01$ MPa.

$f_{tj} = 1{,}74$ MPa.

IX.5.1. Disposition règlementaire [25]

IX.5.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface :

$$A_s = 0{,}04\,\frac{F0}{\sigma s'}$$

Avec $\sigma_{s'} = \frac{2}{3} F_e'$

F_0 : la force de précontrainte maximale dans la section considérée :

Tableau IX.5. Effet de surface et son ferraillage.

F_0 (MN)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	A_s (cm²)	La section choisie
3,35	333,33	4,02	4HA12

IX.5.1.2. Effet d'éclatement

- **Contrainte de traction du béton**

$\sigma_{tj} = 0{,}5\,(1-\frac{aj}{dj})\,\frac{F0}{e\,dj} \leq 1{,}25 f_{tj}$

Avec $d_j = \min(2c, c')$

$0{,}85c_0 \leq c \leq \frac{C0}{0{,}85}$ et $c' = \frac{A}{C}$

$A = \max \begin{cases} \frac{P0}{0{,}6\,fc4} \\ 4\,b\,b' \end{cases}$

$\mathbf{d_j}$: hauteur de prisme symétrique de niveau j.

$\mathbf{a_j}$: dimension de la plaque d'encrage de niveau j.

e : largeur de l'âme.

Tableau IX.6. Vérification de la contrainte de traction.

A (m)	c (m)	c' (m)	d_j (m)	a_j (m)	e (m)	σ_{tj} (MPa)	$1{,}25f_{tj}$ (MPa)
0,29	0,45	0,65	0,65	0,21	0,88	0,1	2,17

Donc la condition de contrainte de traction du béton est vérifiée.

- **Frettage d'éclatement**

La section nécessaire d'acier calculée pour chaque encrage est $A_{ej} = \frac{0{,}25\left(1-\frac{aj}{dj}\right) F0}{Kj\,\frac{2}{3} fe}$

Avec **Kj = 1,5** pour les encrages intermédiaires

La section définitive d'acier transversale est : $A_e = \max\left(A_{ej} ; 0{,}15\,\frac{F0}{\frac{2}{3}fe}\right)$

Tableau IX.7. Dermination de la section d'acier transversale.

A_{ej} (cm²)	$0{,}15\,\frac{F0}{\frac{2}{3}fe}$ (cm²)	A_e (cm²)
11,28	15	15

Cette section d'acier est repartie sur la langueur $\mathbf{d_j}$

IX.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité les armatures passives de la section transversale des voussoirs sur pile et sur culée nécessaires pour s'opposer aux efforts qui ne sont pas pris par les câbles de contraintes traités dans le chapitre précédent qui représentent les armatures actives.

[25] SETRA, guide de conception, ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

CHAPITRE X
EQUIPEMENT DU TABLIER

X.1. Introduction

Ce chapitre sera encastré sur le dimensionnement de l'ensemble des équipements nécessaires qui constituent le tablier tel que l'appareil d'appui et le joint de chassée.

L'équipement joue un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage, ils assurent la durabilité, le confort et le fonctionnement optimal de notre viaduc.

X.2. Les appareils d'appui [26]

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Ils ont pour but d'assumer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :
- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté type B, il est constitué de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de frettage en acier.

X.2.1. Avantages des Appareils d'appuis en élastomère

- Economie par rapport aux appareils traditionnels.
- Facilité de mise en œuvre et aucune nécessité d'entretien.
- Faible hauteur permettant un gain de place Esthétique.
- Possibilité de remplacement en cas de défaillance.

X.2.2. Inconvénient des Appareils d'appuis en élastomère

- Très peu recommandés pour les charges très importantes.

X.2.3. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Au vue de l'encastrement de la pile 02 au tablier, les appareils d'appuis du viaduc 13 sont positionnés au niveau des culées et la pile 01.

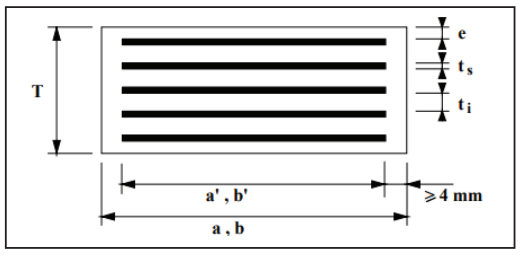
Les réactions maximales ainsi que les efforts normaux maximaux résumés dans le tableau suivant sont calculés à l'ELU :

Tableau X.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

	Culée 01	Pile 01
Rmax(MN)	7,305	37,303
Nmax(MN)	3,652	9,325

X.2.4. Dimensionnement d'appareil d'appuis

T : Epaisseur totale de l'élastomère.
n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
ti : Epaisseur nominale d'un feuille élémentaire d'élastomère.
ts : Epaisseur d'une frette élémentaire.
e : Enrobage.



[26] SETRA, guide technique, appareils d'appuis en élastomère fretté

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre20 et 25 MPa sur la surface ' A' suivant la dimension de l'appareil d'appui

$$\frac{Nmax}{a' x b'} \leq \sigma_{adm}$$

Avec : $\sigma_{adm} = 25\ MPa$.

Tableau X.2.Dimensions de l'aire de l'appareil.

	Culée 01	Pile 01
a'x b'(mm²)	1461,13	3130,37
axb (mm²)	400x450	600x650

X.2.4.1. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

La détermination de l'épaisseur de l'élastomère passe par la vérification de la condition de non flambement.

$$a/10 \leq Tq \leq a/5$$

$$Tq = n\ ti + 2\ e$$

L'épaisseur totale de l'appareil d'appui : $T_b = n\ (t_i + t_s) + ts + 2\ e$

X.2.4.2. Dimensionnement des frettes

Les dimensions des frettes répondent aux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma m}{\sigma e}$$

$$t_s \geq 2\ mm.$$

Avec : $\sigma_m = \frac{Nmax}{axb}$ et $\beta = \frac{axb}{2G(a+b)}$

Tableau X.3.Les dimensions finales de l'appareil d'appui.

	Culée 01	Pile 01
σ_e (MPa)	235	
σ_m (MPa)	20.29	23,91
n	5	6
t_i (mm)	10	12
β	11.76	17.33
t_s (mm)	5	5
e (mm)	5	6
Le résultat (mm³)	400x450x90	600x650x120

X.2.5. Evaluation des déplacements horizontaux

Le déplacement horizontal est défini par l'équation suivante :

$$V_x = V_{x\,T} + V_{x\,f} + V_{x\,r} + V_{x\,fr}$$

Avec :

V_{xT}: déplacement du à la température, donnée par : $V_{x\,T} = L \times \varepsilon_T$.

V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{x\,f} = L \times \varepsilon_f$.

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{x\,r} = L \times \varepsilon_r$.

L : longueur de délitation (entre les joints de chaussé) qui vaut **201 m** ;

ε_T : coefficient de la température. $\varepsilon_T = \lambda\ \Delta T = 17.10^{-5}$

ε_f : coefficient du fluage qui vaut à **t = 0** au moment où il subit la contrainte σ_b est de **2,5×10-4** ;

ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times10\text{-}4$;
V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$V_{xfr} = \frac{Ffr\ Tq}{2\ G\ a\ b} \leq 1$$

$F_{freinage}$: l'effort de freinage induit par le système A(l), cet effort sera distribué aux proratas des rigidités
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui **G = 0,9 MPa** cas statique, et **1,2 MPa** cas dynamique ;
Tq : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

X.2.6. Evaluation des actions

Pour les efforts, on distingue deux types d'action

X.2.6.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_{cas} = |X_i|\ K_i\ \varepsilon_{cas}$$

Avec :
X_i : distance des appuis (la pile ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
K_i : la rigidité des appuis.

X.2.6.2. Actions dynamiques

L'effort de freinage maximal est dû à la charge d'exploitation A(l) : F_{fr} **= 0,334 MN**.

Tableau X.4.Déplacement horizontal du tablier.

	|Xi| (m)	Ki (MN/m)	Ki/ ∑Ki	H_T (MN)	H_{flu} (MN)	H_r (MN)	H_{fr} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)
Culée 01	143,06	7,20	0,01	0,175	0,258	0,206	0,002	0,024	0,036	0,029	0,056
Pile 01	88,06	22,26	0,02	0,333	0,490	0,392	0,005	0,015	0,022	0,018	0,036
Pile 02	1,94	1327,84	0,97	0,439	0,645	0,516	0,325	0,000	0,000	0,000	0,0003
Culée 02	56,94	7,20	0,01	0,07	0,102	0,082	0,002	0,010	0,014	0,011	0,056

Avec : X_{CR}: centre de rigidité ; $X_{CR} = \frac{\sum Xi\ Ki}{\sum Ki}$ **= 143,05 m**

Les résultats obtenus sont :

$$V_{x\ pile\ max\ stat} = 0{,}090\ m$$
$$V_{x\ culée\ max\ stat} = 0{,}144\ m$$

Et d'après l'étude sismique

$$V_{x\ pile\ max\ dyn} = 0{,}046\ m$$
$$V_{x\ culée\ max\ dyn} = 0{,}046\ m$$

Donc

$$V_{x\ pile\ max} = 0{,}136\ m$$
$$V_{x\ culée\ max} = 0{,}190\ m$$

X.2.7. Vérifications du dimensionnement [27]

Quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté.

X.2.7.1. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit vérifier à l'ELU la condition suivante :

$$\gamma_s\ x\ Pu \leq Pc$$

[27] RPOA 2008

Avec :

γ_s : le coefficient de sécurité ;
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
Pc : la charge critique de flambement ; $Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$.
B : l'aire nominale de l'appui ;
d : la somme d'une épaisseur des frettes et d'une épaisseur de caoutchouc ;
h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;
S : le facteur de forme ; $S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$

Tableau X.5.Sécurité au flambement.

	Culée	Pile
S	10,58	13
H (m)	0,09	0,119
B (m)	0,18	0,39
Pc (MN)	12,10	33,90
Pu (MN)	3,65	9,32
γ_s x Pu (MN)	10,96	27,98
γ_s x Pu ≤ Pc	**Condition vérifiée**	

X.2.7.2. Résistance à la compression

$$\sigma_{ap} = \frac{Nmax}{a \times b} \leq \sigma_{adm}$$

Tableau X.6. Résistance à la compression.

	Culée	Pile
σ_{ap} (MPa)	20,29	23,91
σ_{adm} (MPa)	25	
$\sigma_{ap} \leq \sigma_{adm}$	**Condition vérifié**	

X.2.7.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = V_x / T < \delta_c$
Pour $p = Pu/Pc > 0,25$ MPa
Donc on trouve : $\delta c \leq 1,4\ (1-2p)$

Tableau X.7. Vérification de la distorsion.

	Culée	Pile
P (MN)	0,302	0,275
δc	0,56	0,63
δ	1,847	0,937
δ ≤ δc	**Non vérifié**	

D'où la nécessité de mettre des dépositions de non distorsion.

X.2.7.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{max} \text{ et } f = 0,1 + (0,6/\sigma_m)$$

Avec :
N : est l'effort de compression vertical ;
f : le coefficient de frottement.

[28] SETRA, Appuis des tabliers, PP73, calculs complémentaire, ferraillages types.

Tableau X.8. Vérification du non glissement.

	N (MN)	f	H (MN)	Condition
Pile	7.19	0.13	1.04	**Non vérifiée**
Culée	12.85	0.11	0.96	**Vérifiée**

Pour la pile, on doit mettre un système anti-cheminement.

X.3. DES D'APPUIS [28]

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.

X.3.1. Fonction des dés d'appuis

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

X.3.2. Dimensionnement des dés d'appui

$\mathbf{A = b + 200}$ Avec : $\mathbf{B_0 = A \times B.}$

$\mathbf{B = a + 200}$ $\mathbf{P_0 = 2(A + B).}$

$\mathbf{h \geq 2B_0 / P_0}$

X.3.3. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile

Les déférentes sections d'armatures que doivent évaluées sont les suivantes :

- **Armatures de chainage**

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$A_c = \frac{0{,}25\ Nmax}{\sigma s}$$

- **Armatures horizontale**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures il faut disposer des armatures appelées : armature horizontale.

La section calculée doit reprendre un effort de 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0{,}125\ Nmax}{\sigma s}$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées :

$$A_{sup} = \frac{0{,}04\ Nmax}{\sigma s}$$

- **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.

$$A_{inf} = \frac{0{,}10\ Nmax}{\sigma s}$$

Tableau X.9.les dimensions et ferraillages des dés d'appuis.

	Culée	Pile
A (mm)	650	850
B (mm)	600	800
B_0 (m^2)	0,39	0,68
P_0 (m)	2,5	3,3
H(m)	0,35	0,45
A_c (cm^2)	21,00/14HA14	53,62/18HA20
A_h (cm^2)	10,50/14HA10	26,81/14HA16
A_s (cm^2)	3,36/8HA8	8,58/8HA12
A_{inf} (cm^2)	8,40/8HA12	21,45/14HA14

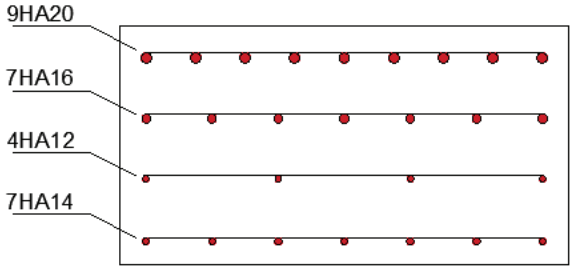


Figure X.1. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile.

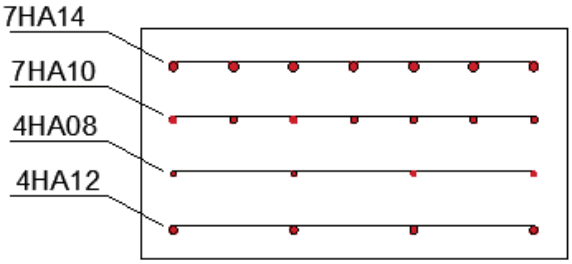


Figure X.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée.

X.4.JOINT DE CHAUSSEE [29]

Le joint de chaussée est un équipement complexe et délicat, il est nécessaire sur un pont dans tous les cas où il y a possibilité de mouvements relatifs entre deux éléments de structure de l'ouvrage et quand la zone du mouvement affecte la chaussée supportant la circulation.

Cet équipent doit assurer la continuité du roulement de part et d'autre sans créer de discontinuité d'adhérence dangereuse.

X.4.1. Dimensionnement

Les deux paramètres constituant les éléments pour le dimensionnement de joint sont :

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0{,}3W_T + W_S/3$$

W : souffle total du joint ;
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
W_T : souffle thermique ;
W_S : Le souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (**W_S = 4,62 cm**).

- Le souffle thermique : $W_T = L \times \varepsilon_T$
- Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)$

Donc le souffle total est de **W = 10,40 cm**

[29] SETRA, guide technique, Joints de chaussée des ponts routes.

X.4.2. Type de joint

D'après les résultats de souffle total qu'on a obtenus précédemment, on opte le type W_d (souffles moyens), Ce choix est fait selon des gammes de joints **CIPEC** (Freyssinet) dont les intervalles sont dans le tableau suivant :

Tableau X.10. Modèles des joints Wd.

Type	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230
Droite (100gr)	60	80	**110**	160	230
80 gr	61	84	**116**	169	185
60 gr	71	92	**104**	158	127
40 gr	66	85	**92**	141	102
30 gr	67	86	**90**	139	97

Les souffles admissibles pour ce genre de joint permettent des déplacements transversaux admissibles en service et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

X.5. Conclusion

Par ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifier chaque élément des équipements de la superstructure qui jouent un double rôle fondamental pour garantir le confort des usagers et la sécurité de l'ouvrage d'un côté et de relie la superstructure et l'infrastructure de l'autre côté.

CHAPITRE XI
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1. Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure, donc l'étude de cette partie est importante et indissociable de l'ouvrage dans son ensemble.

Cette partie inférieure ou ancrée du pont comprend trois parties fondamentales :

- Les fondations : de type profond (semelle sur pieux).
- Les appuis extrêmes : ce sont les culées.
- Les appuis intermédiaires : ce sont les piles qui servent comme appuis à la superstructure et de transmettre au sol les charges qui la sollicitent.

XI.2. Etude de la pile

XI.2.1. Choix du type de la pile

Les critères du choix du type de la pile sont principalement le mode de construction du tablier, le type et le mode d'exécution des fondations, et certaines autres exigences naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé et les piles doivent être à la fois souples en flexion dans le plan de l'ouvrage et rigide en torsion, Dans le cas de notre viaduc, nous opterons pour pour deux types de pile :

- Pile 01 : une section rectangulaire pleine avec tablier comme appuie.
- Pile 02 : une section rectangulaire creuse (pile rectangulaire évidée) avec tablier encastré.

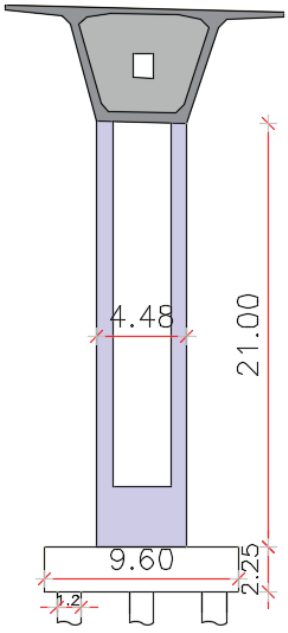


Figure XI.1. Dimensions de la pile 2.

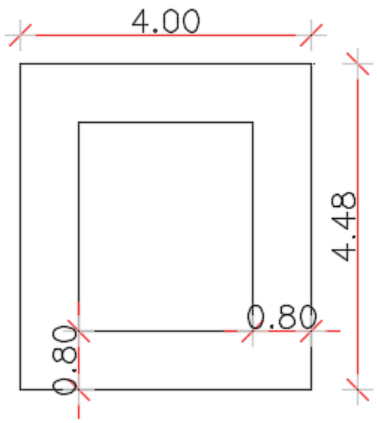


Figure XI.2. Section creuse de la pile 2.

XI.2.2. Evaluation de la raideur totale K

- Le type de liaison entre le tablier et la pile influe sur La rigidité des piles.
- Les culées sont considérées comme infiniment rigides d'où la rigidité de l'appui est celle de l'appareil d'appuis.

Le tableau suivant résume les formules des rigidités de chaque élément.

Tableau XI.1. Rigidités des appuis.

Appui	Pile 01	Pile 02	culées
Rigidité	$K_{pile} = \frac{3EI}{H3}$ $K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{Kpile} + \frac{1}{KA.app}}$	$K_{App} = K_{pile} = \frac{12EI}{H3}$	$K_{App} = K_{A.app} = \frac{G.a.b}{T}$

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui :
G = 1.2 MPa en cas dynamique **0.9 MPa** en cas statique;
$\mathbf{f_{cj}}$: la résistance caractéristique du béton, vaut : $\mathbf{f_{c28} = 35\ MPa}$.

Tableau XI.2. Rigidité longitudinale des appuis.

Appuis	Pile 01	Pile 02	Culées
Rigidité dynamique (MN/m)	22.19	958.81	7.2
Rigidité statique (MN/m)	16.66	958.81	5.4

XI.2.3. Etude sismique [30]

XI.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont énumérées dans le tableau suivant :

Tableau XI.3. Les caractéristiques relatives à l'effort sismique.

Groupe	Zone	A	Le site considéré	ε
2 (ponts importants)	IIa	0,20	S2 (site ferme)	5% (béton armé)

XI.2.3.2. Calcul sismique

Afin de pouvoir estimer l'effort sismique appliqué sur un ouvrage d'art et spécialement les ponts, l'analyse sismique est faite par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour notre ouvrage, l'analyse monomodale n'est pas applicable car l'une de ses conditions n'est pas vérifiée, d'où on utilise l'analyse dynamique linéaire.

Cette condition est :

- **La symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\%\ L$$

Avec

$$X_M = \frac{L}{2} \text{ et } X_R = \frac{\sum Xi\ Ki}{\sum Ki}$$

$$X_M = 100 \text{ m et } X_R = 143{,}05$$

Donc

$$e_0 = |43{,}05| \geq 10{,}05$$

XI.2.3.3. Spectre de réponse

En utilisant un logiciel de calcul pour effectuer le calcul multimodal, on prend en compte la masse du tablier, des piles et la masse des équipements pour la détermination des modes propres de la réponse de la structure.

[30] RPOA 2008

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont des spectres de réponses élastiques. Ils sont obtenus à partir du logiciel RPOA 2008.

- **Spectre de réponse horizontale**

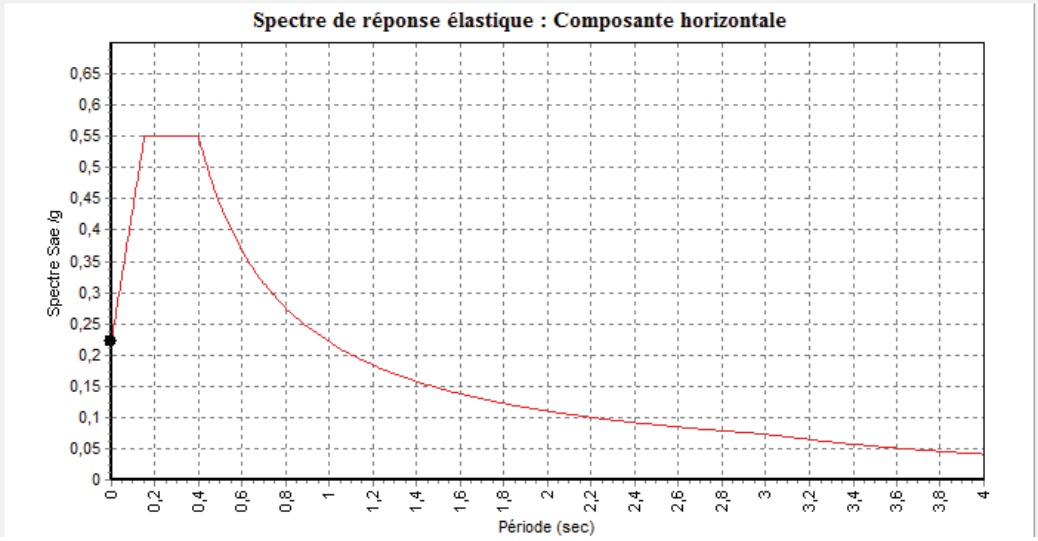


Figure XI.3. Spectre de réponse élastique horizontal.

- **Spectre de réponse verticale**

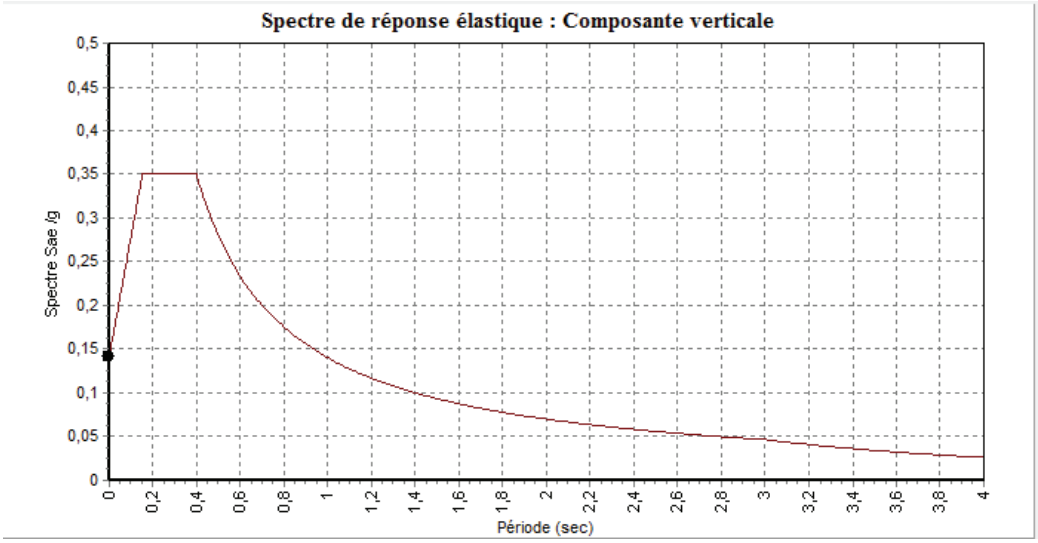


Figure XI.4. Spectre de réponse élastique verticale.

XI.2.3.4. Modélisation

Pour pouvoir effectuer l'analyse sismique multimodale de l'infrastructure et définir les modes propres de l'ouvrage, des changements doivent être effectué sur la modélisation précédente.

- **Propriétés des sections**

Tableau XI.4. Proprétés des sections des piles.

Pile	b (m)	h (m)	e (m)
Pile 1	4	4.48	/
Pile 2	4	4.48	0.8

Tableau XI.5. Etapes de modélisation de l'infrastructure.

Etapes	Description
01 : changement des conditions d'appuis	Suppression des appuis précédents (le tablier n'a subi aucun changement)
02: Modélisation des piles	Elles sont définies par des éléments poteaux
03: Définition des sections des piles	Pile 1 : section pleine Pile 2 : section pleine à la base d'une hauteur de 3 m Le reste de la pile est une section creuse.
04: Définition des matériaux utilisés	Les matériaux sont détaillés dans le chapitre **V**
05: définition des conditions d'appuis	Culées : appuis élastique avec la rigidité des appareils d'appuis définies dans le chapitre **XI** Pile 1 : nœud compatible avec la rigidité de l'appareil d'appui définie dans le chapitre **XI** Pile 2 : aucun appui avec le tablier (elle est encastrée) 2 encastrements à la base des deux piles.
06: Définition des cas de charges et des combinaisons d'actions	Importation des spectres de réponses et définition des charges et surcharges définies dans le chapitre **VI**

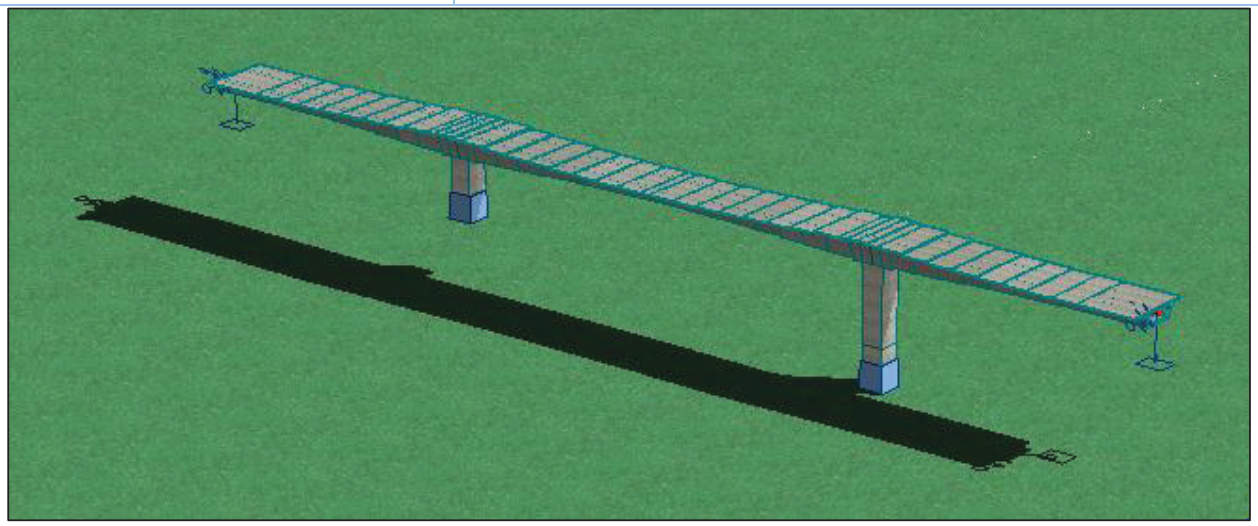


Figure XI.5. Modèle de calcul.

- **Période propres**

Sens longitudinal : T = 0.28s
Sens transversal : T = 0.64s (voir détails dans l'ANNEXE 3.14.)

XI.2.4. Evaluation des efforts

Dans le calcul qui suit, nous allons traiter la pile la plus sollicitée qui est la pile 02. Le calcul a été fait à la base de la pile.

XI.2.4.1. Cas dynamique

Tableau XI.6.efforts dus au séisme

	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	12,91	4,48	6,48
V_T(MN)	2,55	8,51	2,55
M_L(MN.m)	171,76	57,99	79,53
M_T(MN.m)	53,49	178,27	53,50
N(MN)	4,97	2,36	5,25

NB. Les combinaisons E_1, E_2, E_3 sont détaillés dans le chapitre **VI.**

XI.2.4.2. Cas statique

Tableau XI.7. Efforts dus aux charges et surcharges.

Sollicitations	Vertical	Horizontal	Moment
Désignations	(KN)	(KN)	(KN.m)
G_{max}Pile2	6293.50	-	-
G_{max} Tablier	22801.16	-	-
A(l)	3262.02	-	-
Bc	1763.29	-	-
D240	2450.70	-	-
Mc 120	1161.28	-	-
S_T	169.56		
Freinage A(l)	-	321.72	6756.12
Freinage Bc	-	288.97	6068.37
H_T	-	302.66	6355.86
H_{flv} (Ret + flu)	-	1146.45	24075.45

XI.2.4.3. Combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions sont celles définies dans le chapitre **VI** pour les trois états limites.

Tableau XI.8. Efforts de la pile 02.

Etat limite	Efforts	Valeur
ELS	N (KN)	26888.14
	V (KN)	1714.11
	M (KN.m)	35996.31
ELU	N (KN)	36276.14
	V (KN)	2334.85
	M (KN.m)	49031.92
ELA	N (KN)	34748.34
	V (KN)	2552.32
	M_L (KN.m)	199731.32
	M_T (KN.m)	178270.01

XI.2.5. Ferraillage de la pile

XI.2.5.1. 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 : $\mathbf{l_f}$ étant la longueur du flambement ; dont la valeur est : $\mathbf{l_f = l_0/2}$

i : rayon de giration de la section

$$i_y = \left(\frac{Iy}{S}\right)^{1/2} \text{ et } i_x = \left(\frac{Ix}{S}\right)^{1/2}$$

Tableau XI.9. Calcul de l'élancement.

Pile 02 (l_0 = 21 m) avec S = 11 m²					
Iy	Ix	i_y	ix	λ_x	λ_y
20,56	25,15	1,37	1,5	6.94	7.68

D'où la condition $\lambda = l_f/i \leq 70$ est vérifiée.

XI.2.5.2. Ferraillage longitudinale

Comme cette pile est une section évidée en béton armé, la détermination des armatures se fait en utilisant l'abaque de **René WALTHER.**

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

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

$$\frac{0,8}{4,48} \leq \frac{0,8}{4} \longrightarrow 0,17 < 0,2$$

La condition d'orientation est vérifiée.

tx, ty : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.
h, b : sont les grandes dimensions de la section.

$$\eta = my/mx = \frac{My/b}{Mx/h}$$

η : rapport des moments relatifs (sans dimension).
mx, my : efforts intérieurs relatifs.

$$\eta = \frac{199731,1/4}{178270/4,48} = 1,27$$

Lorsque le rapport **η** dépasse **1**, la solution adoptée consiste à passer de la flexion composée autour de l'un des axes principaux à la flexion composée autour de l'autre. Ces abaques nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale **ω**, associé à cette dernière approche.

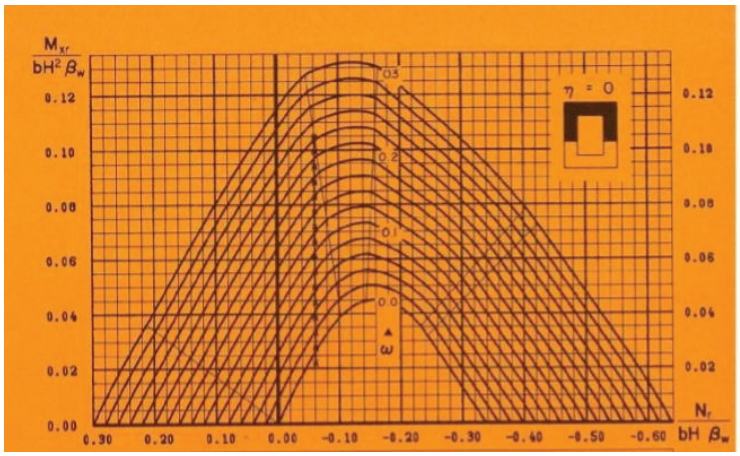


Figure XI.6. Abaque de Walther.

Tableau XI.10. Détermination de la section d'acier à partir des abaques de Walther.

my	Mxr	Mxr/bh²β	η	ω(460)	ω(500)	Fa (cm²)	As (coté b)	As (coté h)
0	178270	0,071	0,055	0,22	0,2024	2538,9056	507,781	761,671

Donc on opte pour le ferraillage suivant :

64HA 32/24 cm coté b (transversal).

96HA 32/18 cm coté h (longitudinal).

- **Condition de non fragilité**

$$As_{,min} \geq 0,23\ d\ b\ f_{tj}/f_e \qquad \text{donc } As,min \geq 200,30\ cm^2$$

La condition est vérifiée.

XI.2.5.3. Ferraillage transversal [31]

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_{t,\,max} \leq \text{Min } \{24\Phi_t;\ 8\Phi_L;\ 0{,}25d\}$$

$$\text{Min } \{24\Phi_t;\ 8\Phi_L;\ 0{,}25d\} = \text{Min } \{33{,}5;\ 25.6\ ;\ 100{,}8\} = 25{,}6 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 25 cm.

La section A_t du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t = \frac{\text{Al fel St}}{\text{16 fet 100}}$$

Tableau XI.11. Ferraillage transversal.

coté b	coté h
A_t = 79,34 cm²	116,32 cm²
40HA16	58HA16

XI.2.5.4. Vérification de l'effort tranchant

Vu= 2.33 MN

τu= Vu/bd=2.33/(4×4.03)=0.14 MPa

τu_{adm}= min { 4MPa , 0.1f_{c28}}= 3.5 MPa d'où $\tau u \leq \tau u_{adm}$

XI.3. Etude de la culée

La culée doit être stable dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques. **Mononobé-Okabé** a proposé une méthode pour calculer la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres

Cette poussée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \gamma\ \mathbf{K_{ad}}\ H^2\ (1 \pm \mathbf{K_V})$$

XI.3.1. Pré-dimensionnement de la culée [32]

Tableau XI.12. Caractéristiques géométriques de la culée.

Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	La dalle de transition	La semelle
Longueur : 13,80 m Epaisseur : 1,65 m Hauteur : 6 m	Longueur : 13,80 m Epaisseur : 0,4 m Hauteur : 3,04 m	Surface : 40,95 m² Epaisseur : 0,6 m	Longueur : 5 m Epaisseur : 0,3 m Largeur : 13.2 m	Longueur : 6 m Epaisseur : 2 m Largeur : 13,8 m

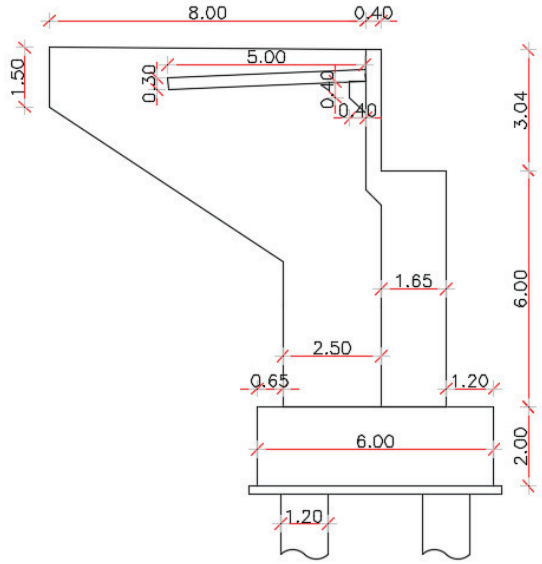


Figure XI.7. Pré dimensionnement de la culée.

[31] RPOA 2008

XI.3.2. Détermination du coefficient de poussée [33]

La formule est décrite ci-dessus avec les coefficients sismiques suivants :

$$K_H = A = 0{,}20 \text{ et } K_V = K_H 0.3 = 0.06$$

K_V : Accélération sismique dans le sens verticale.
A : Coefficient d'accélération de la zone sismique.

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

Avec :
$\varphi = 30°$: angle de frottement interne du remblai.
$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.
θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{arctg } KH\ (1 \pm Kv)$
Les coefficients sismiques de poussé sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau XI.13. Calcul du coefficient de poussée Kad.

Action du séisme	K_H	K_V	θ	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0 ,333
Séisme horizontal (1+kv)	0,2	0,06	10,68	0,464
Séisme horizontal (1-kv)	0,2	-0,06	12,01	0,484

XI.3.3. Calcul des sollicitations [34]

- Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante est :

$$P = \gamma \times b \times h \times B \times L$$

- La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = 1/2\ \gamma \times K_a \times H^2 \times L$$

- La poussée des surcharges agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = Ka \times q \times h \times L$$

Le tableau qui donne l'ensemble des moments, efforts et poussées agissants sur la culée pour le cas normal et le cas sismique et le tableau des combinaisons de charges sont représentés dans l'ANNEXE 3.26.

XI.3.4. Dalle de transition [34]

XI.3.4.1. Evaluation des efforts

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids de la dalle de transition : G1 = 25 x 0.3 x 1 = 7,5 KN /ml.
- Poids du remblai : G2 = 18 x 1 x 1 = 18 KN / ml.
- Poids propre du revêtement : G3 = 22 x 0.08 x 1=1,76 KN /ml.
- Poids total: G t = G1 + G2 + G3 = 27,26 KN / ml.

Tableau XI.14.Efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7,5	23,437	18,75
Revêtement	1,76	5,5	4,4
Remblai	16,2	50,625	40,5
Surcharge	10	31,25	25

XI.3.4.2. Combinaison d'efforts

- **A l'ELU**

$$M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_Q = 157{,}41 \text{ KN.m/ml.}$$
$$V_{ELU} = 1.35\ V_G + 1.6\ V_Q = 123{,}43 \text{ KN.m/ml.}$$

[32] Projet et construction des ponts, généralités, fondations, appuis, Ouvrages courants, J.A.CALGARO
[33] RPOA 2008.
[34] SETRA PP73, appuis du tablier, calcul complémentaire.

- **A l'ELS**

$$M_{Ser} = M_G + 1{,}2\ M_Q = 117{,}06 \text{ KN.m/ml.}$$
$$V_{Ser} = V_G + 1{,}2\ V_Q = 93{,}65 \text{ KN.m/ml.}$$

XI.3.4.3. Ferraillage

Le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S en flexion simple car on a des fissurations préjudiciables.
NB : le calcul est fait par une bande de 1m linéaire.

Tableau XI.15. Caractéristique de la dalle de transition.

M_{Ser} (KN.m/ml)	Fc_{28} (MPa)	b (m)	h (m)	d (m)
117,06	35	1	0,3	0,27

- **Ferraillage longitudinal**

On utilisera le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (1×0.3) et on aura comme résultat :

$$As = 21{,}6 \text{ cm}^2 \text{ donc on opte 7HA20/ml avec e = 15 cm}$$

- **Vérification des conditions de non fragilité**

$$Aser \geq Amin = 0{,}23x \frac{ftj}{fe} b\ d$$
$$21{,}6 \text{ cm}^2 \geq 3{,}35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de construction**

On prend des armatures de construction **As' = As/3**
On opte As'= 7,20 cm² donc 7HA12/ml avec un e = 15 cm.
On dispose 7HA20 pour la nappe inférieure (espacé de 15 cm).
On dispose 7HA12 pour la nappe supérieure (espacé de 15 cm).

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau u = \frac{Vu}{d\ b} \leq \tau_{adm}$$

Vu : effort tranchant à l'ELU
b : largeur de la poutre ou de la nervure.
d : hauteur utile
τ_{adm}: Pour le cas d'une fissuration préjudiciable Min (0.15fcj/γ ; 4 MPa) → τ_{adm} =3,5Mpa

$$\tau u = 0{,}45 \leq \tau_{adm} = 3{,}5 \text{ Mpa Condition vérifiée.}$$

- **Section minimal des cours transversaux**

$$St < \min(0.9d, 40cm) = 24 \text{ cm on prend St=20cm}$$
$$At \geq \frac{\tau u x b}{0{,}8\ fe} St \rightarrow At = 5{,}40 \text{ cm}^2$$

On opte 5HA12 avec un e = 22,5 cm.

XI.3.5. Le corbeau d'appui [34]

XI.3.5.1. Evaluation des efforts

Le corbeau travaille par compression simple, il est soumis à la réaction de la dalle de transition.

Tableau XI.16. Efforts appliqués sur le corbeau.

Réaction due au poids des charges permanentes	Réaction des charges sur remblais
R_{Rem} = 63,65 KN/ml	R_{Rem} = 25 KN/ml

XI.3.5.2. Combinaison d'efforts

- **A l'ELU**

$$R_{ELU} = 1{,}35\ R_G + 1{,}6\ R_Q = 125{,}93\ \text{KN.m/ml.}$$

- **A l'ELS**

$$R_{Ser} = R_G + 1{,}2\ R_Q = 93{,}65\ \text{KN.m/ml.}$$

XI.3.5.3. Ferraillage

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérer préjudiciable.
Section d'acier : As = 11,2 cm² On prend 6HA16/ml avec e = 18 cm.
Armature de construction : As' = As/3 ; Soit : 5HA10/ml avec e = 22.5 cm.

XI.3.6. Le mur garde grève [34]

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage.

XI.3.6.1. Evaluation des efforts

- **Poussée des terres**

$$P_t = 1/2 \times Ka \times \gamma \times h^2$$
$$M_{pt} = 1/3 \times P_t \times h = Ka \times \gamma \times h^3$$

Avec : **Ka** coefficient de poussée des terres.

$$Ka = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = 1/3$$

Donc $P_t = 27{,}45$ KN/ml et $M_{pt} = 27{,}81$ KN/ml

$M_{pt\ ELU} = 35{,}55$ KN.m $M_{pt\ ser} = 27{,}81$ KN.m

- **Poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève**

Les deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés donnent l'effet le plus défavorable, placés de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact avec la force arrière du mur garde grève.

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base, le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12\ K}{0{,}75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0{,}25+x}\, dx$$

Dans la quelle K est un coefficient ayant pour valeur :

$$K = K_a \times bc \times \gamma \times \delta$$

Avec : K_a : coefficient de poussée des terres : $K_a = 1/3$
δ : Coefficient de majoration dynamique.
bc : coefficient de pondération du système Bc.
ɣ : Coefficient de pondération → ELU : 1,60 et ELS : 1,20.
On aura à l'ELS K=0,51 et à l'ELU K=0,38.

$$M_{P\text{ - ELU}} = 48{,}17\ \text{KN.m/ml.} \qquad M_{P\text{ - ELS}} = 36{,}13\ \text{KN.m/ml.}$$

- **Forces de freinage.**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\,\mu \times P \times h}{0{,}25 \times 2h}$$

Avec μ : coefficient de pondération : μ = 1,6 à l'ELU et μ = 1,2 à l'ELS.

P = 60 KN.

M_{f-ELU} = 92,21 KN.m/ml. M_{f-ELS} = 69,16 KN.m/ml.

XI.3.6.2. Combinaison d'efforts

- **A l'ELU :** $M_{ELU} = 1{,}35\ M_G + 1{,}6\ M_Q = 177{,}93$ **KN.m/ml.**
- **A l'ELS :** $M_{Ser} = M_G + 1{,}2\ M_Q = 133{,}10$ **KN.m/ml.**

XI.3.6.3. Ferraillage

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Toujours avec le robot expert on trouve la section d'acier suivante :

Armatures verticales : As = 17 cm² on prend 6HA20 avec e = 18 cm.

Armatures horizontales : HA10/ml avec e = 15 cm.

Armature de construction : As' = As/3=5.67cm^2 : 6HA12/ml avec e = 18 cm.

XI.3.7. Mur en retour [34]

XI.3.7.1. Evaluation des efforts

Le rôle principal de ce mur est d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur (calcul automatiquement se fait à l'aide du logiciel ROBOT).
- Poids de CCP : P_{eq} = 17,36 KN/ml.
- Poussée des surcharges de remblais : P_{sr} = 3,33 KN/m²
- Poussée des terres : $P_{terres} = 0{,}5\times(0{,}33\times18\times9{,}04^2) = 243{,}25$ KN/m^2

XI.3.7.2. Combinaisons des efforts

- **A l'ELU** $M_{ELU} = 1{,}35\ (M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1{,}6\ M_{ser}$
- **A l'ELS** $M_{Ser} = (M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1{,}2\ M_{ser}$

XI.3.7.3. Ferraillage

- **Coté x_x (flexion simple)**

Avec le logiciel de calcul robot on a trouvé Mxx = 350 KN.m

On opte section d'acier As = 31,4 cm² ➔ 7HA25 /ml.

Armatures de constructions : As' = As/3 ; Soit : 7HA16/ml.

- **Coté y_y (flexion composée)**

Le logiciel de calcul robot nous a donné les résultats suivants :

Myy = 194,25 KN.m et Nyy = 210,47 KN.

Avec Robot expert As = 12.5cm² On prend 5HA20/ml avec e = 22,5 cm.

Armatures de constructions : A's = As/3 ; Soit : 7HA12/ml avec e = 15 cm.

XI.3.8. Le mur frontal [34]

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée à cause des sollicitations produites par les efforts suivants :

- Poids propres de la superstructure.
- Charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Poussée des terres.
- Poussée de la surcharge sur les remblais.

XI.3.8.1. Evaluation des efforts

Tableau XI.17. Efforts appliqués sur le mur frontal.

Etat limite	M (KN.m/ml)	N (KN/ml)	T (KN/ml)
ELS	1177.88	570.54	305.67
ELU	780.63	1243.25	117.33

XI.3.8.2. Ferraillage

Le ferraillage se fait en flexion composé à L'ELS à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT une section de béton (1×1.65) et on aura comme résultat :
Armatures verticales : As= 20.8 cm^2 on prend 7HA20 avec e= 15cm
Armatures horizontales : Ast= As/4=5.2cm^2 : 5HA12 avec e= 22.5 cm
Armatures de construction : As'= As/3=6.93cm^2 : 7HA12 avec e= 15cm

XI.4. Etude de la fondation

XI.4.1. Choix du type de fondation

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

Dans notre ouvrage, Les fondations les mieux appropriées aux appuis à construire, en raison de l'hétérogénéité géologique de la formation naturelle en surface et de la physionomie générale du site étudié (notamment son aspect topographique) sont les fondations profondes des pieux en béton armé forés de diamètre 1,2 m.

XI.4.2. Etude de la semelle

Tableau XI.18. Dimensions des semelles.

	Pile	Culée
Largeur (m)	13.2	6
Longueur (m)	9.6	13.8
Epaisseur (m)	2.25	2

XI.4.2.1. Evaluation des efforts

Les efforts à la base de la semelle sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau XI.19. Sollicitations appliquées sur la semelle.

Etat limite	Effort	Pile	Culée
ELS	N (KN)	40306.64	23448.42
	V (KN)	1714.11	5898.75
	M (KN.m)	39853.06	6264.19
ELU	N (KN)	54391.12	31627.68
	V (KN)	2334.85	7964.65
	M (KN.m)	5428534	8368.99
ELA	N (KN)	41882.96	20731.99
	V (KN)	2587.55	11264.18
	M_L (KN.m)	202734.25	22527.89
	M_T (KN.m)	178268.32	

XI.4.2.2. Détermination du nombre de pieux

Le nombre de pieux peut être calculé comme suit : $n=\frac{Nmax}{Qp}$

Avec : N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.
Qp : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau XI.20. Nombre de pieux sous la semelle.

	Pile	Culée
Nmax (KN)	40306.64	23448.42
Qp (KN)	5997.60	5582.05
n	6.72	4.20
n retenu	12	8

XI.4.2.3. Effort revenant à chaque pieux

On admet que la semelle est infiniment rigide et les pieux sont identiques.
L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx}{\sum y^2} y \pm \frac{My}{\sum x^2} x$$

Avec n : nombres des pieux ;
N : effort normal ;
Mx, My : moments dans les sens x,y ;
x; y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau XI.21.Efforts normaux revenants à chaque pieux.

	Pile			Culée		
Etat limite	N_{max} (KN)	N_{min} (KN)	Q_p (KN)	N_{max} (KN)	N_{min} (KN)	Q_p (KN)
ELS	4465.91	2127.97	5997.60	3177.78	2233.52	5582.05
ELU	6040.52	2859.48	11230.83	4282.94	3021.34	10453.56
ELA	8940.09	-1959.60	13102.63	7165.51	3618.56	12195.82

- **Vérification vis-à-vis le poinçonnement**

Pour les 2 cas, les efforts normaux revenant à chaque pieux $N_{i\,max} \leq Qp \rightarrow$ Pas de risque au poinçonnement.

- **Vérification vis-à-vis le soulèvement**

Pour ELS et ELU, L'effort normal minimum revenant au pieux > 0
Pour ELA, les Ni doivent respecter la condition de traction : $N_{i\,min} \geq Q_{min} = Q_u/1.3$
Q_{min} = - 2057.90 KN pour la pile et Q_{min}= - 1912.98 KN pour la culée, d'où la condition est vérifiée.

XI.4.2.4. Ferraillage de la semelle

- **Cas de la pile**

Notre semelle repose sur 12 pieux donc la méthode de bielles n'est pas applicable dans ce cas, donc effectivement la semelle est une dalle sur appuis isolés qui sont les pieux (à une dalle plancher c'est-à-dire dalle reposant uniquement sur des poteaux).

En utilisant la méthode de calcul des dalles planchers, on considère la semelle comme un réseau des poutres continues d'une largeur de b=L/2 dans les deux directions.

Avec : L : entre axe des pieux = 3.6m

Pour déterminer les efforts nécessaires pour le ferraillage de la semelle, nous avons utilisé un modèle numérique de deux poutres de section 1.8 × 2.25m^2, une dans chaque sens en considérant les pieux comme appuis. Chaque poutre reprend une charge linéaire en KN/m qui et elle travaille en flexion simple. (Détails dans l'ANNEXE 2.25 et 26)

Tableau XI.22. Moments fléchissant extrêmes repris par chaque poutre.

Effort	Sens xx	Sens yy
M_{max} (KN.m)	2682.03	2682.03
M_{min} (KN.m)	911.71	1379.61

Avec le robot expert on opte As = 41,4 cm² /ml pour les deux sens.

- Armatures transversales inférieures

As =41,4 cm²/1,8 m ; soit 9HA25/ 21 cm.

- Armatures transversales supérieures

As1 = As/4 =10,35cm² / 1,8 m ; soit 9HA14 / 21cm.

- Armatures longitudinales inférieures

As =41,4 cm²/1,8 m ; soit 9HA25/ 21 cm.

- Armatures longitudinales supérieures

As2 = As/4 =10,35cm² / 1,8 m ; soit 9HA14 / 21cm.

- Armatures latérales

As3 = As/10 =4,14 cm²/ 1,8 m ; soit 9HA10 / 21cm.

- **Cas de la culée** [35]

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\alpha \geq 45° \text{ et } h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\alpha = arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$$

Avec : h = H – d'.

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau XI.23. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

L (m)	b (m)	h (m)	L/2 – b/4 (m)	α (°)	$45^0<\alpha<55^0$
3,6	1,65	1,90	1,38	53,89	C.V

La section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$As = \frac{Nmax}{\sigma a} \cdot \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau XI.24. Calcul section d'acier pour la semelle sous la culée.

$N_{Max-ELS}$	σ_a (ELS)	As_{-ELS}	$N_{Max-ELA}$	σ_a (ELA)	As_{-ELA}
3,18 MN	333,33 MPa	69,62 cm²	7,17 MN	500 MPa	104,65 cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :

$$L = H + \Phi_{pieu}.$$

- **Armatures transversales inférieure**

$As_{ti} = As_{-ELA} /3,1 = 33,75$ cm²/ml ; on opte 7HA25 avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales supérieure**

As_{ts} = As /4 = 8,44 cm²/ml ; on opte 7HA14 avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures longitudinales inférieure**

$As_{li} = As_{ti} / 3 = 11,25$ cm²/ml ; on opte 6HA16 avec un espacement de 18 cm.

[35] SETRA, Fondations courantes des ouvrages d'art

- **Armatures longitudinales supérieure**

$As_{ls} = As_{tli} / 4 = 2{,}81$ cm²/ml ; on opte 6HA16 avec un espacement de 18 cm.

XI.4.3. Etude des pieux

Tableau XI.25. Caractéristiques des pieux

Pile	Culée
Longueur de pieux L = 21 m (bon sol)	
Diamètre Φ = 1.20 m. Entraxe des pieux est égale e = 3.6 m.	
Nombre de pieux : n = 12. (4 files de 3 pieux)	Nombre de pieux : n = 8. (deux files de 4 pieux)

XI.4.3.1. Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4éme ordre : $EI \frac{d4y}{dx4} + C_u.b_y = 0$

Avec : Cu : Coefficient de réaction de sol avec Cu=2000 t/m³.

Y : Le déplacement en tête de pieu.

b : Diamètre du pieux avec Φ pieu =1.20 m.

E : module d'élasticité de béton avec $E=11000\sqrt{fc28}$.

I : moment d'inertie du pieu avec $I = \pi b^4/64$.

La solution de l'équation est de forme de $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4\,EI}{Cu\,b}}$ avec α : longueur élastique du pieux.

- **Calcul de λ Coefficient d'amortissement du module de WARNER**

Le coefficient est **:** $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

Paramètre	L (m)	E (MPa)	C_u (MN/m³)	b (m)	I (m⁴)	λ	λ.L	X_{ep}	X_{em}
Valeur	21	35981	30	1.2	0.101	0.223	4.676	1.32	1.58

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête des pieux**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $M = -\frac{\chi ep}{\chi em}\frac{P}{\lambda}$

Tableau XI.26.Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieux.

	Pile			Culée		
Etat	**H_{max} (KN)**	**P(KN)**	**M(KN.m)**	**H_{max} (KN)**	**P (KN/Pieux)**	**M(KN.m)**
ELU	194,57	3024,67	733,65	663.72	2502.61	3021.34
ELS	142,84	2251,86	538,60	491.56	1853.48	2463.08
ELA	1193,92	1959,60	4501,76	938.68	3539.38	3618.56

XI.4.4. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- **Cas de la pile**

As = 168.5 cm² ; on opte 21HA32/17cm.

- **Cas de la culée**

As= 98.8 cm² ; on opte 21HA25/17cm.

Pour le ferraillage transversal on prend le ferraillage minimal, selon RPOA on prend des cercles de HA10 et un espacement de 10cm dans la zone nodale (sur les 2,4 m de tête du pieu) et 14 cm dans la zone courante.

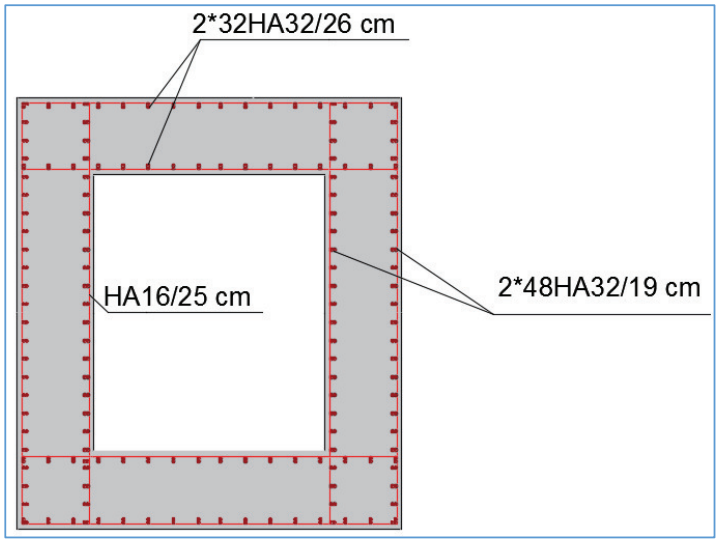


Figure XI.8. Ferraillage de la pile.

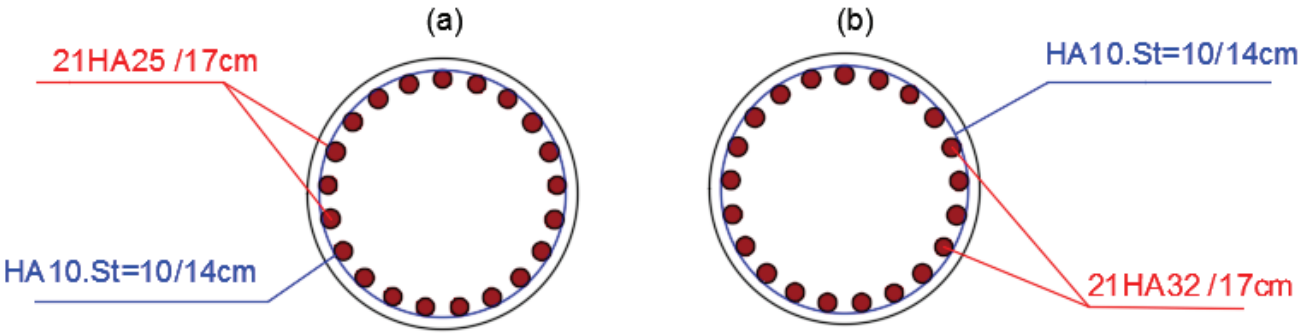


Figure XI.9. Ferraillage des pieux. (a) sous culée. (b) sous pile.

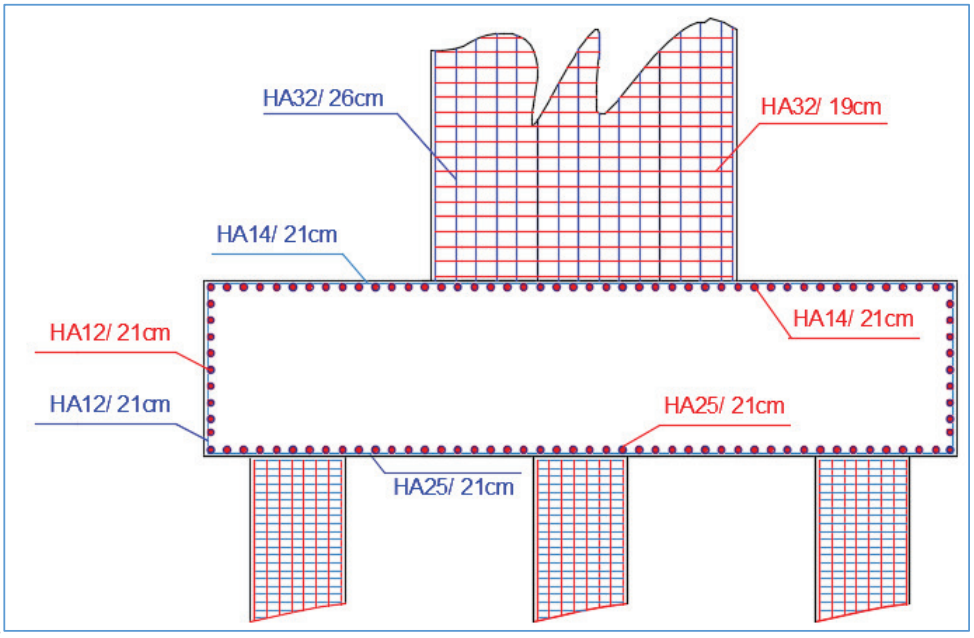


Figure XI.10. Ferraillage de la pile et sa semelle.

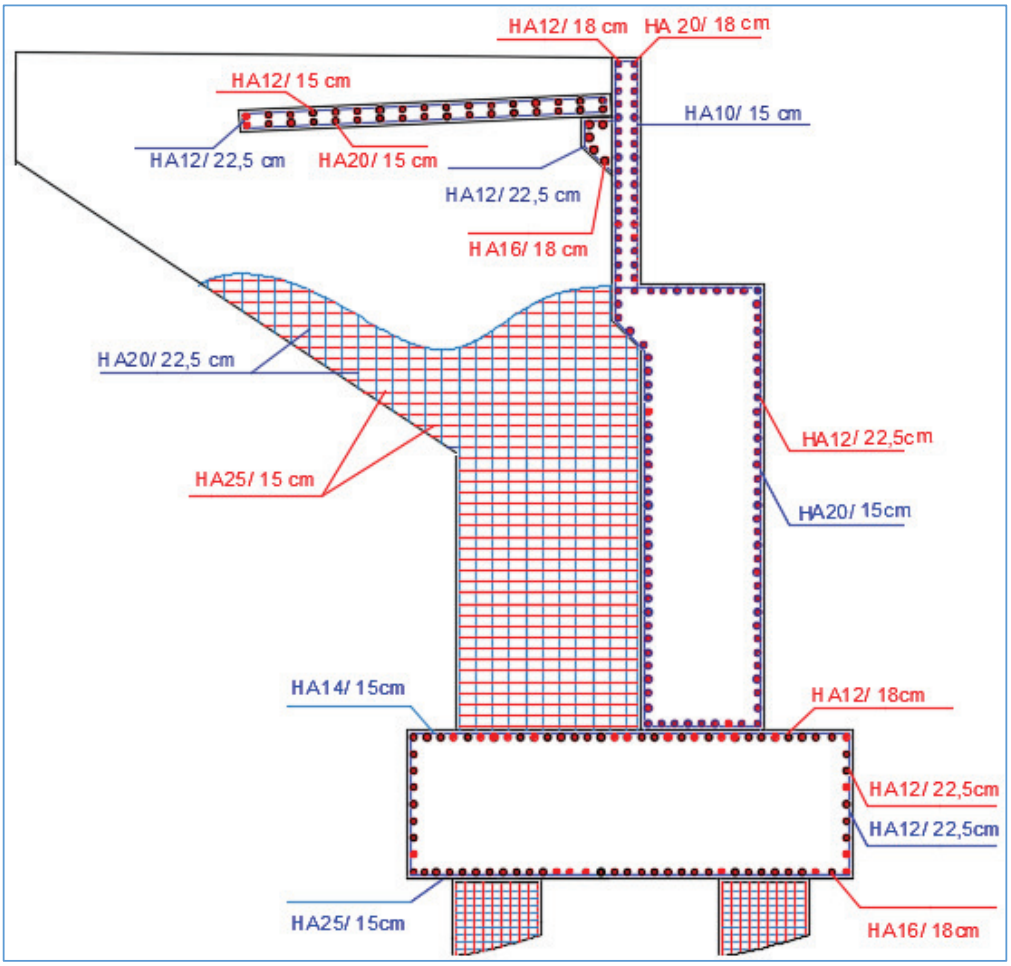


Figure XI.11. Ferraillage de la culée et sa semelle.

XI.5. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de traiter tous les éléments constituants l'infrastructure statiquement et dynamiquement en détails pour garantir la sécurité totale de l'ouvrage d'art sous les différentes charges et surcharges et plus précisément dans le cas d'un séisme.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce travail est d'aboutir un viaduc autoroutier en béton précontraint construit par encorbellements successifs conçu et calculé de façon à résister avec une sécurité appropriée à toutes les charges et déformations éventuelles pendant la construction et l'exploitation.

Pendant ce travail, nous avons rencontré des difficultés notamment en conception à cause du terrain accidenté et lors des calculs de l'infrastructure vue la descente des charges importante particulièrement pour la pile et le ferraillage des fondations.

Enfin, à travers ce mémoire nous avons pu maitriser la conception et l'étude technique des ponts construits par encorbellements successifs notamment le calcul de la précontrainte, la modélisation à l'aide des outils informatiques et le calcul de l'infrastructure, ce qui nous facilite l'accès au milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- BERNARD-GELY .A & CALGARO .J-A, conception des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Avril 2006.
- CALGARO .J-A, projet et construction des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. mai 2007.
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.
- Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003).
- Document SETRA, Ponts Mixtes Acier-Béton, Guides De Conception Durable, Services D'études Sur Les Transports, Les Routes Et Leurs Aménagements, (Septembre 2010).
- NF EN 206-1 CN _ Spécification, performances, production et conformité des Béton Décembre2012
- Règles B.P.E.L.91, EYROLLES, (1991).
- Règles B.A.E.L.91, Révisé En 99, EYROLLES, (1991).
- Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (avril 2009).
- Règles RPOA, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (2008).
- FREYSSNET SUSTANABE TECHNOLOGY, Joints De Chaussée CIPEC, catalogue de conception, (juin 2010).
- Document SETRA, Appareils D'appuis En Elastomère Fretté, Guide De Technique Utilisation Sur Les Ponts Et Viaducs Et Structures Similaires, Service D'étude Des Routes Et Des Autoroutes, (juillet2007).
- WALTER .R & HOURIET .B, Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé (sections creuses). Presse polytechniques romandes. Lausanne.
- Rafik BALLA & Massinissa REDDAD : ETUDE D'UN PONT A POUTRES PRECONTRAINTES FRANCHISSANT OUED MOUZAIA A TAMEZGUIDA W. MEDEA AU PK 29 + 900. (Promotion 2016/2017). Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics.
- FETTOUCHE Abdelaziz & SAADI Mohamed : CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT AU PK67+240 DE LA LAISON AUTOROUTIERE SETIF BARIKA. (Promotion 2017/2018). Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics.
- Mr. BELLAOURA.M, Cours de Béton Armé et Béton Précontraint. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

- Mme. MEZOUAR.A, Cours des dalles : Diverses méthodes de calcul des dalles. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

- Conception sismique basée sur le déplacement DBSD, CHIKH.B, BENYOUCEF.A, REMKI.M, MEHANI.Y, CGS (2018)

- Bridge Engineering Hand Book Second Edition, SEISMIC DESIGN, CRC PRESS Taylor and Francis group edited by Waih-Fah Chen and Lian Duan (2014)

- BENMANSOUR.C, Effet du mouvement sismique différentiel sur le comportement dynamique des ponts, Université Aboubekr Belkaid -Tlemcen, 2011/2012.

ANNEXE 01
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANNEXE 1. 1. Résultats des essais de pénétration standard (SPT).

BH N°	Profondeur (m)		N1+N2
SC-40	3.00	3.45	18
	5.00	6.35	15
	8.95	6.40	48
	12.00	12.45	48
	14.90	15.35	52
	18.00	18.45	62
SC-41	3.00	3.45	12
	6.00	6.45	23
	12.00	12.45	61
	15.50	15.80	200
	18.00	18.25	200
SCP-V13-P1	4.00	4.45	R
	8.00	8.45	R
SCP-V13-P2	4.00	4.45	70
	8.00	8.45	73
SCP-V13-P6	4.00	4.45	R
	8.00	8.45	R
	13.00	13.45	90

ANNEXE 1. 2. Les informations des forages effectués.

Nom de Forage	PK	X	Y	Z	Profondeur exécuté (m)	Date d'exécution
SC-40	23+690	577 162	4 052 572	250	20.0	05.08.2014
SCP-V13-P1	23+715	577 164	4 052 542	238	31.0	22.10.2016
SCP-V13-P2	23+745	577 133	4 052 525	250	31.0	14.11.2016
SCP-V13-P3	23+775	577 130	4 052 491	248	23.3	10.10.2016
SCP-V13-P4	23+806	577 100	4 052 476	248	23.3	10.10.2016
SCP-V13-P6	23+866	577 061	4 052 431	239	31.0	03.11.2013
SC-41	23+890	577 049	4 052 407	250	20.5	23.07.2014

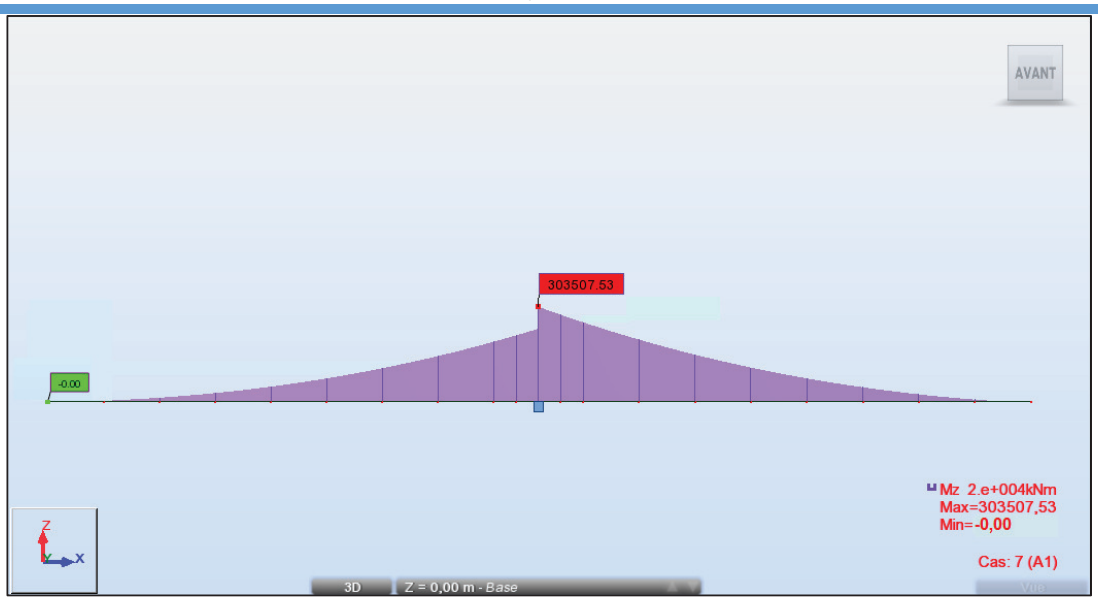
ANNEXE 1. 3. Capacité portante du Terrain.

Appuis	Qp (KN)			
	ELU		ELS	
	fondamental	Accidentelle	Quasi permanente	Rare
Culée 1	10453,56	12195,82	5582,05	7104,42
Pile 2	11230,83	13102,63	5997,60	7633,30

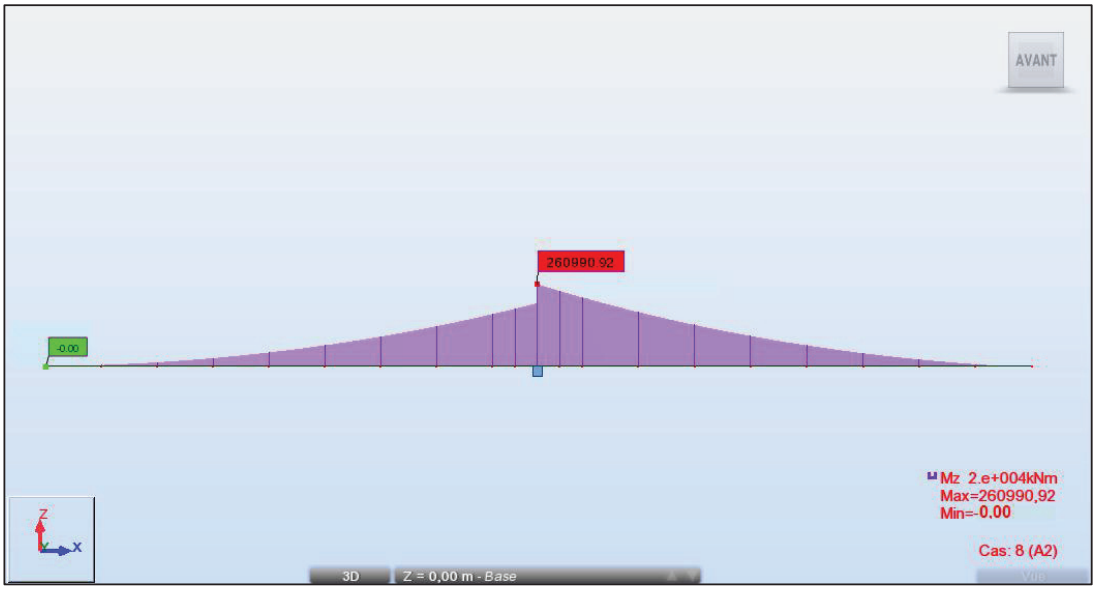
ANNEXE 1. 4. Tableau d'essai de Pressiomètre du forage.

BH N°	Profondeur (m)	E (MPa)	PL (MPa)
SCP-V13-P1	5.00	5.93	1.04
	7.00	11.23	1.30
	9.00	24.57	2.52
	11.00	28.15	3.37
	15.00	17.47	5.00
	20.00	16.60	3.43
	25.00	17.94	3.53
	30.00	20.23	5.00
SCP-V13-P2	5.00	12.14	1.20
	7.00	14.68	1.49
	9.00	11.34	1.93
	11.00	36.18	2.58
	15.00	13.22	3.22
	20.00	75.06	5.00
	25.00	54.03	5.00
	30.00	90.51	5.00
SCP-V13-P3	5.00	68.19	5.00
	7.00	72.24	5.00
	9.00	74.84	5.00
	11.00	72.31	5.00
	15.00	82.13	5.00
	20.00	70.85	5.00
	25.00	93.25	5.00
	30.00	73.76	5.00
SCP-V13-P4	5.00	57.22	5.00
	7.00	73.60	5.00
	9.00	70.82	5.00
	11.00	92.54	5.00
	15.00	81.85	5.00
	20.00	170.06	5.00
	25.00	159.63	5.00
	30.00	148.45	5.00
SCP-V13-P6	5.00	6.22	1.25
	7.00	22.12	1.41
	9.00	13.12	1.72
	11.00	15.27	2.24
	15.00	28.29	3.23
	20.00	98.61	5.00
	25.00	45.06	5.00
	30.00	52.70	5.00

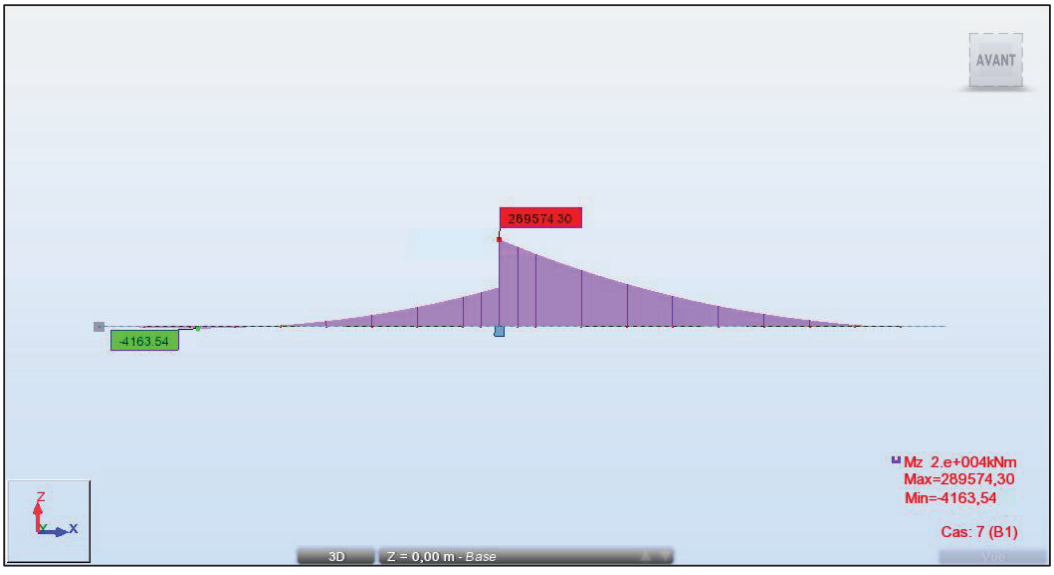
ANNEXE 2
RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE



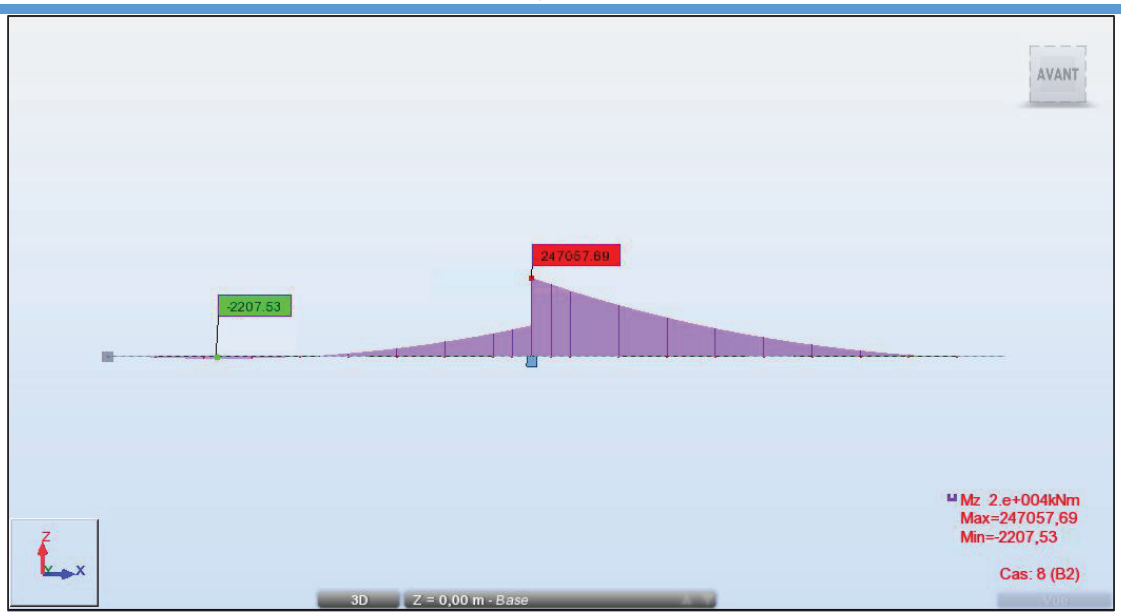
ANNEXE 2. 1. Moment fléchissant dans la phase de construction sous A1.



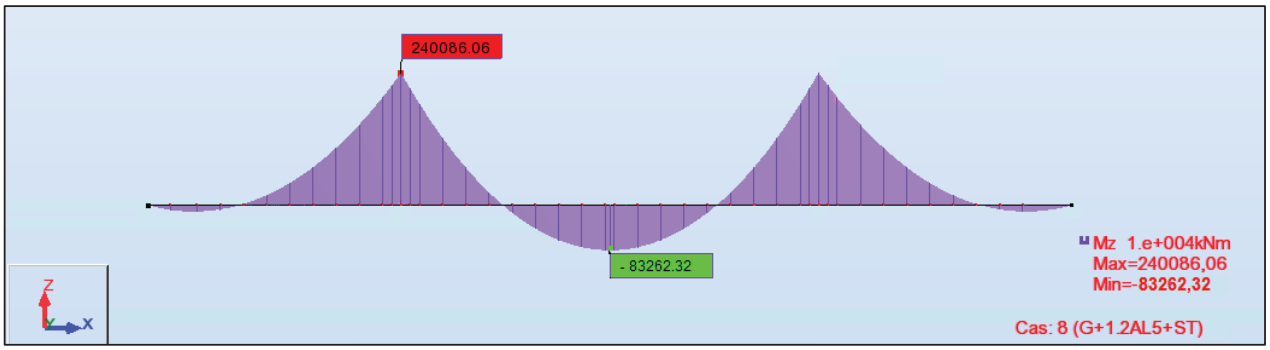
ANNEXE 2. 2. Moment fléchissant dans la phase de construction sous A2.



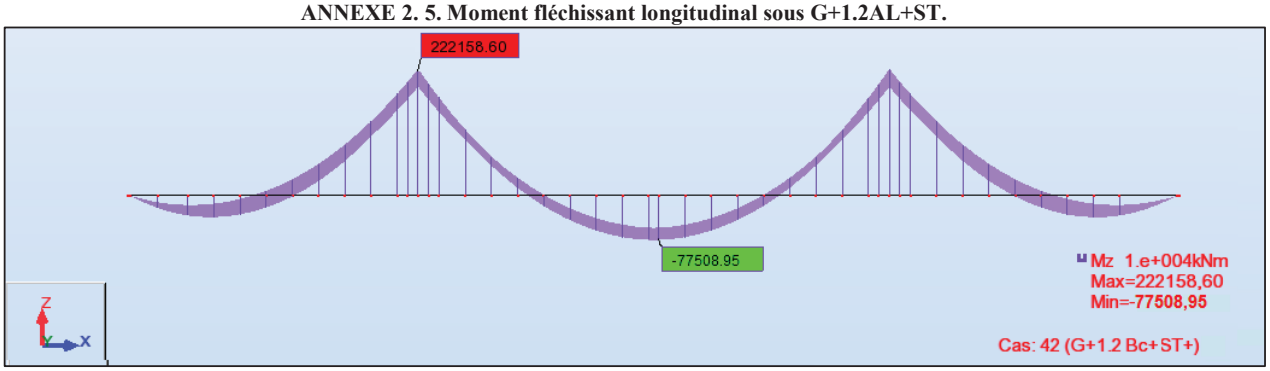
ANNEXE 2. 3. Moment fléchissant dans la phase de construction sous B1.



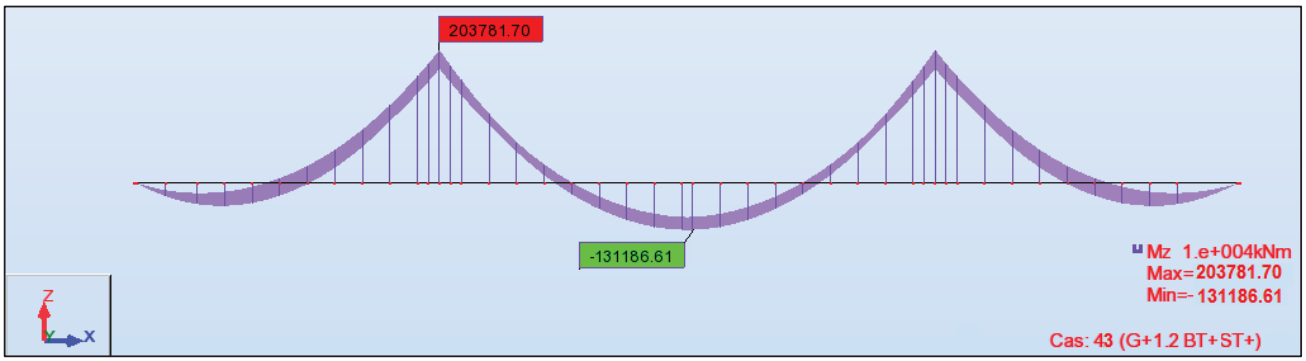
ANNEXE 2. 4. Moment fléchissant dans la phase de construction sous B2.



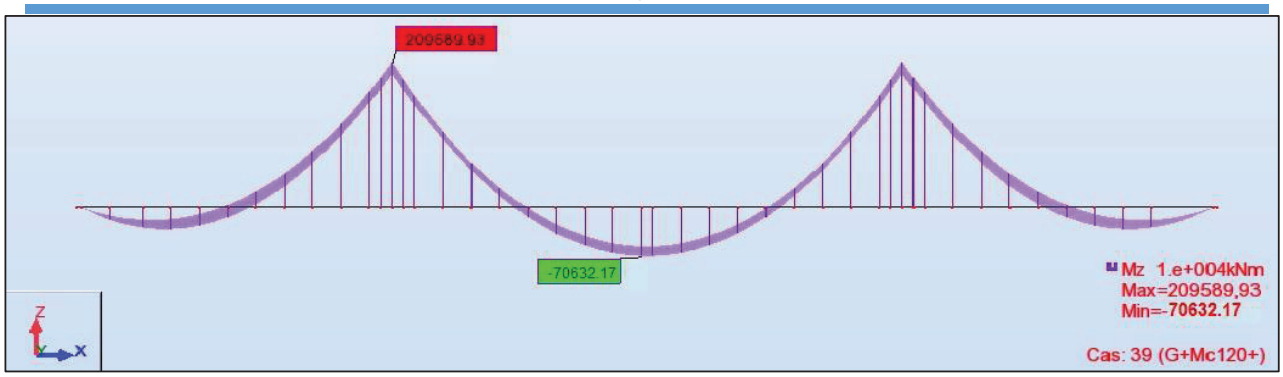
ANNEXE 2. 5. Moment fléchissant longitudinal sous G+1.2AL+ST.



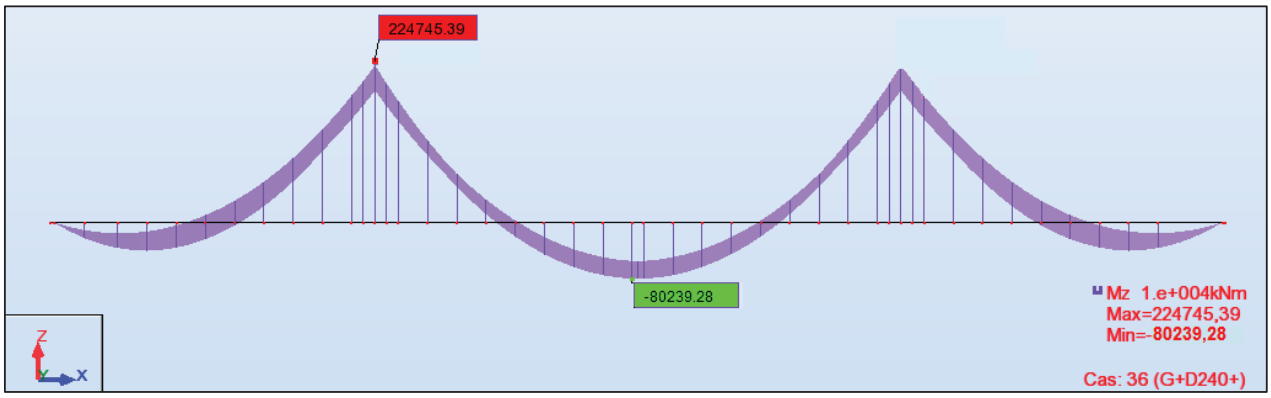
ANNEXE 2. 6. Moment fléchissant longitudinal sou G+1.2BC+ST.



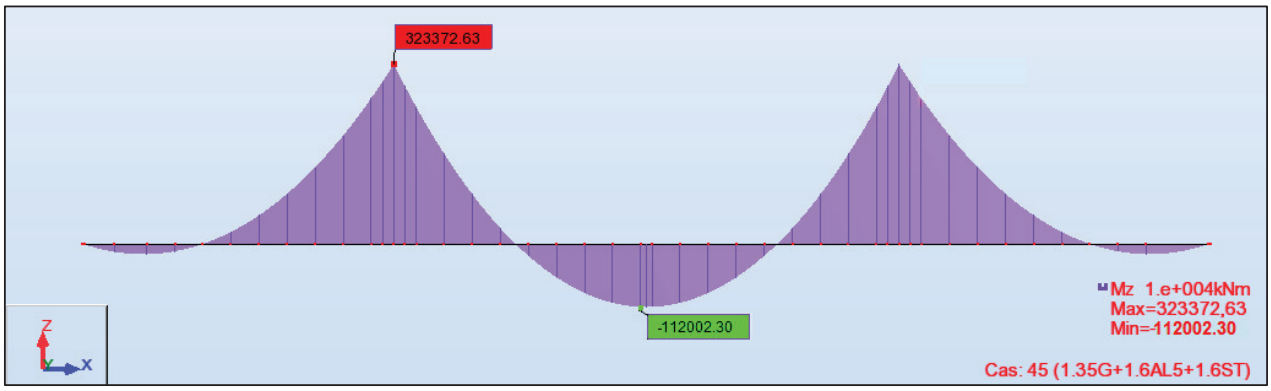
ANNEXE 2. 7. Moment fléchissant longitudinal sous G+1.2Bt+ST.



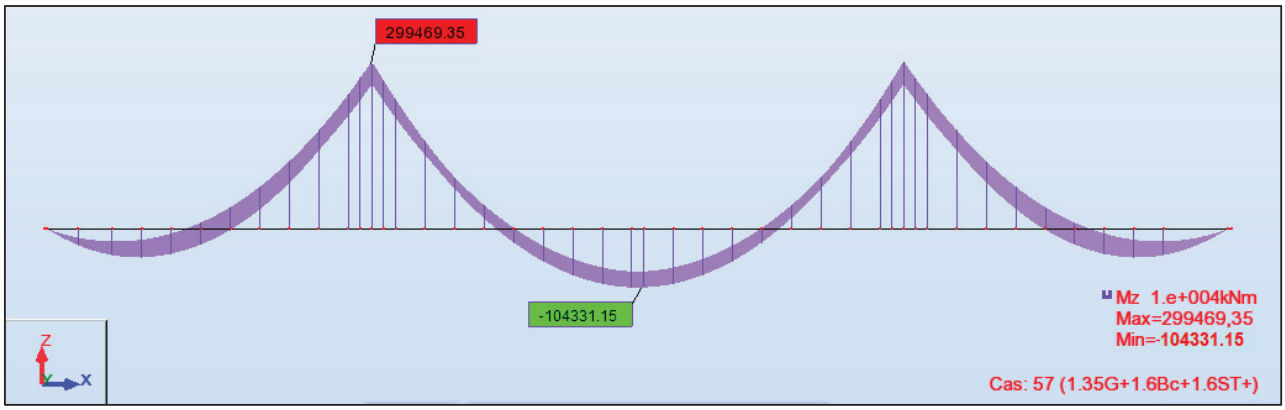
ANNEXE 2. 8. Moment fléchissant longitudinal sous G+Mc120.



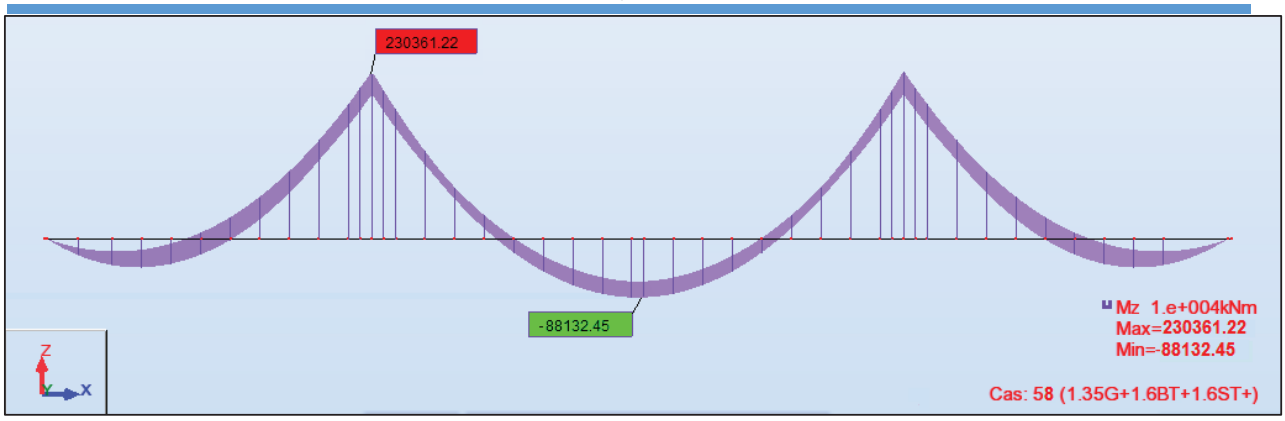
ANNEXE 2. 9. Moment fléchissant longitudinal sous G+D240.



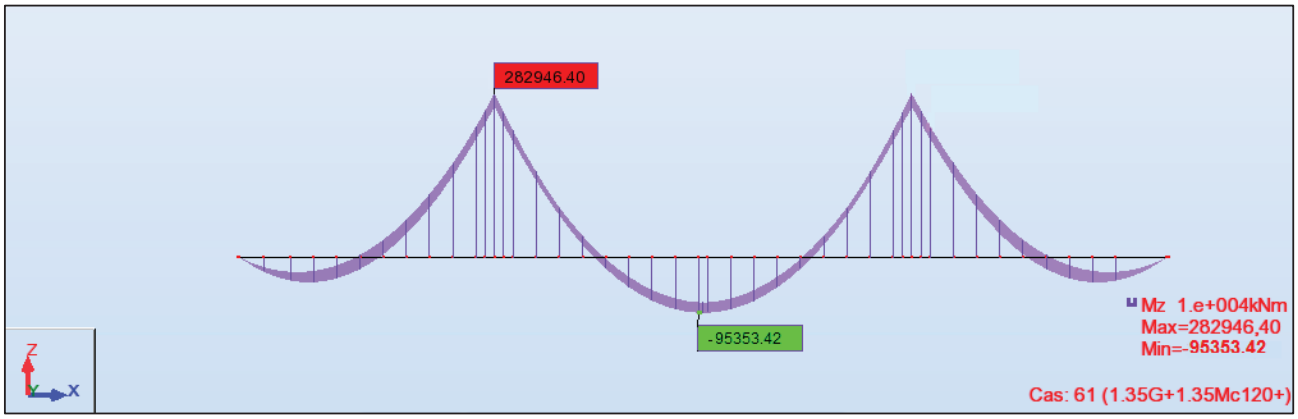
ANNEXE 2. 10. Moment fléchissant longitudinal sous 1.35G+1.6 (AL+ST).



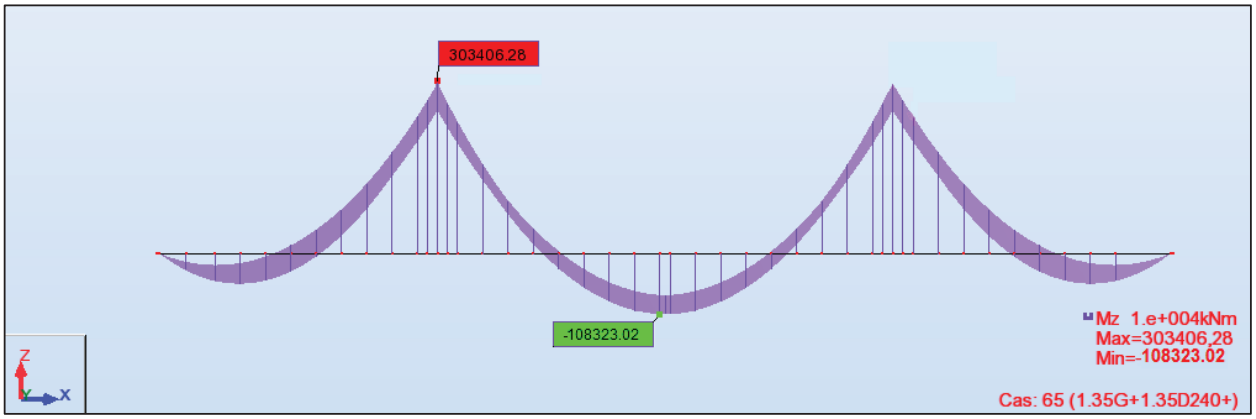
ANNEXE 2. 11. Moment fléchissant longitudinal sous 1.35G+1.6 (Bc+ST).



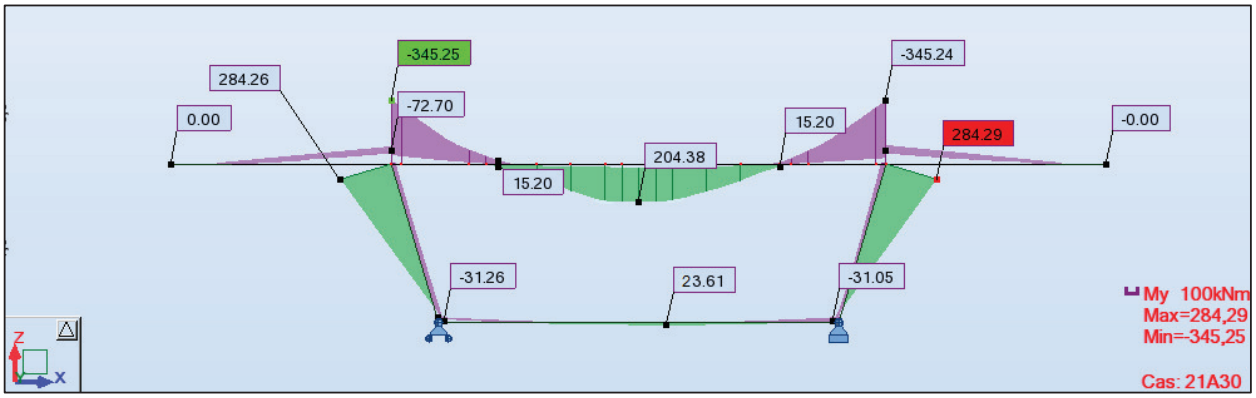
ANNEXE 2. 12. Moment fléchissant longitudinal sous 1.35G+1.6 (Bt+ST).



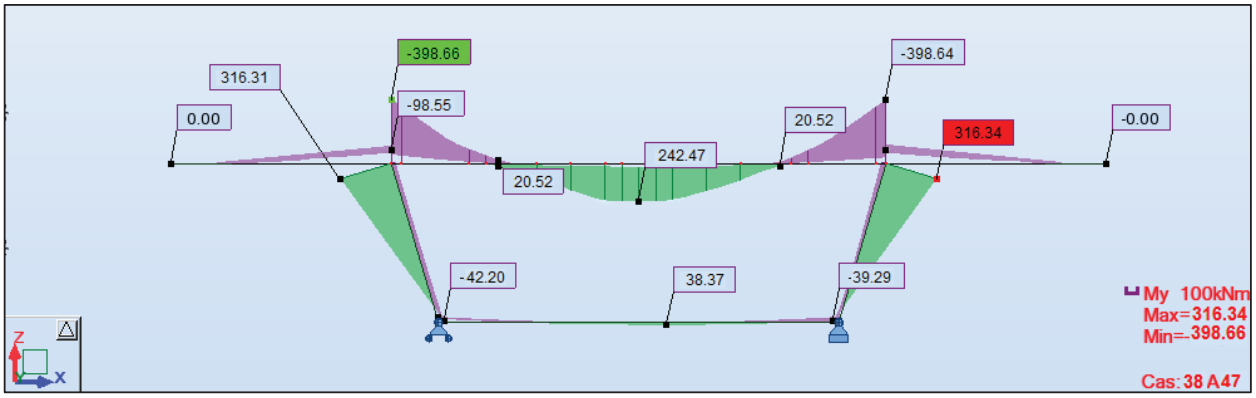
ANNEXE 2. 13. Moment fléchissant longitudinal sous 1.35 G+1.35Mc120.



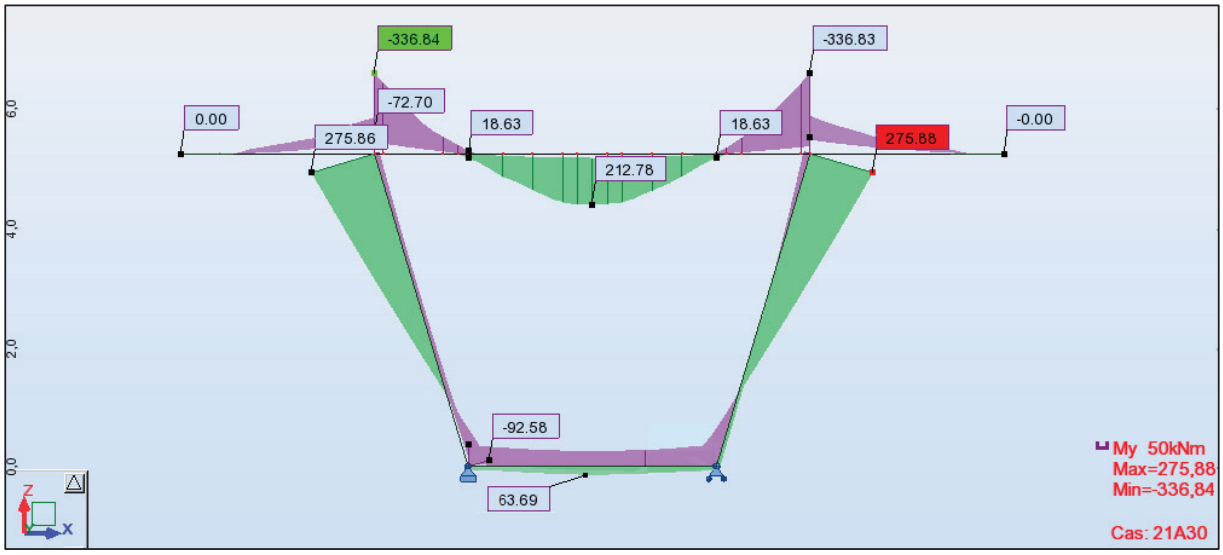
ANNEXE 2. 14. Moment fléchissant longitudinal sous 1.35 G+1.35D240.



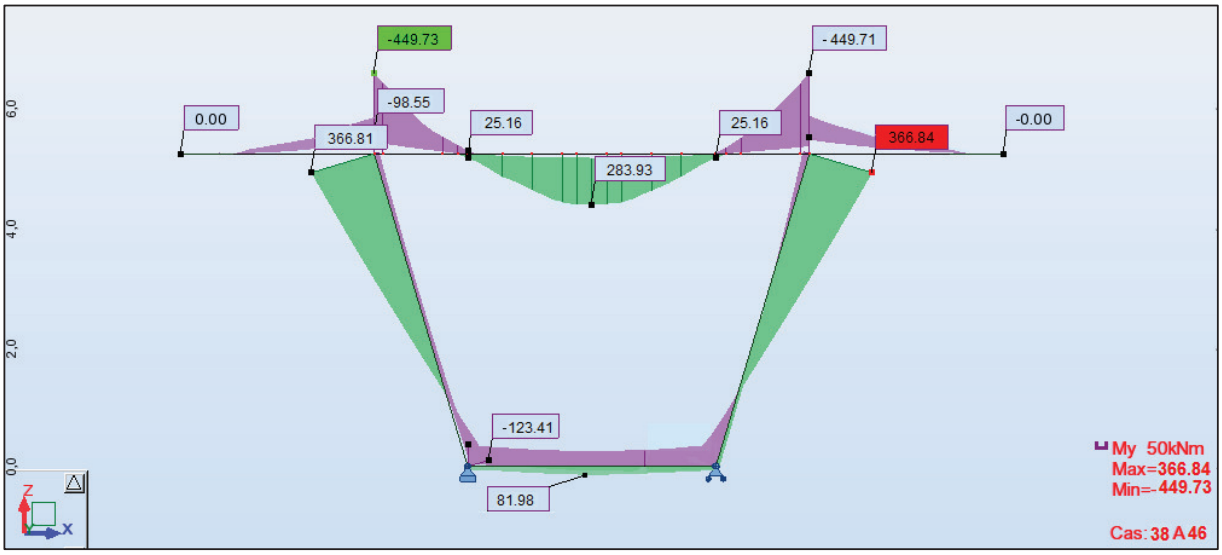
ANNEXE 2. 15. Moment fléchissant transversal max à l'ELS (VSC).



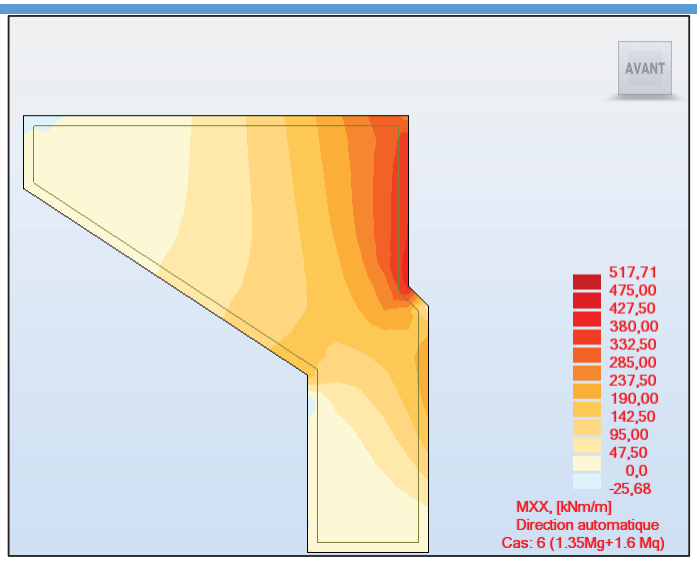
ANNEXE 2. 16. Moment fléchissant transversal max à l'ELU (VSC).



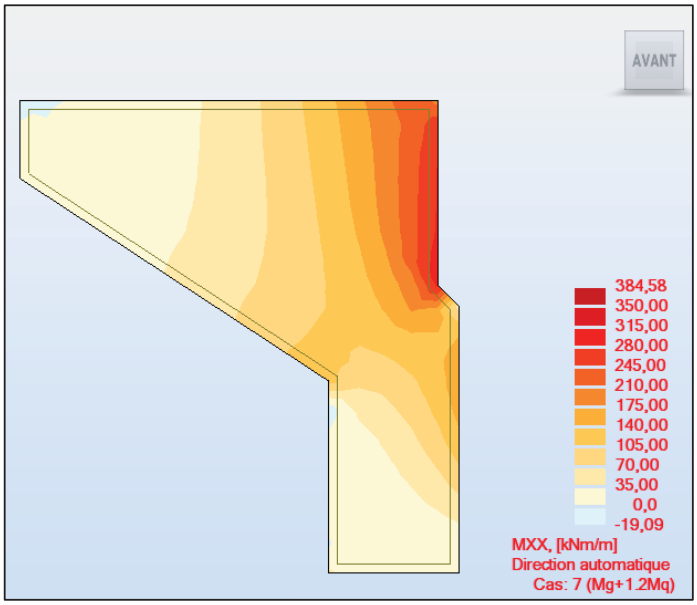
ANNEXE 2. 17. Moment fléchissant transversal max à l'ELS (VSP).



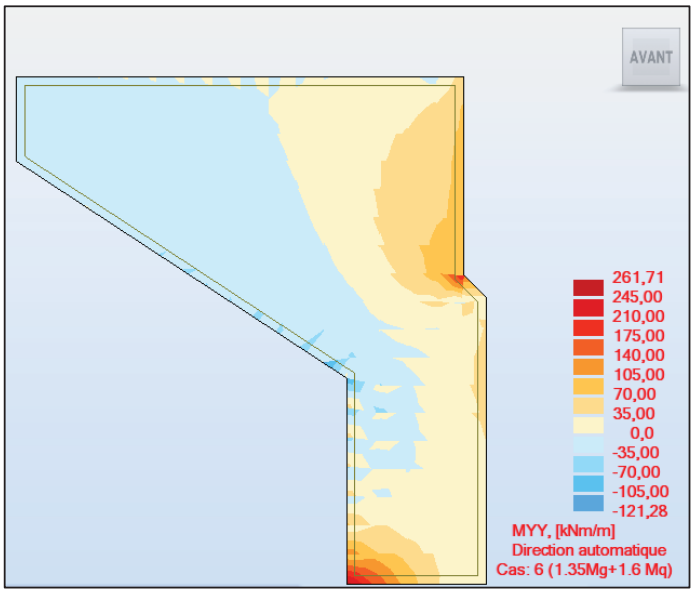
ANNEXE 2. 18. Moment fléchissant transversal max à l'ELU (VSP).



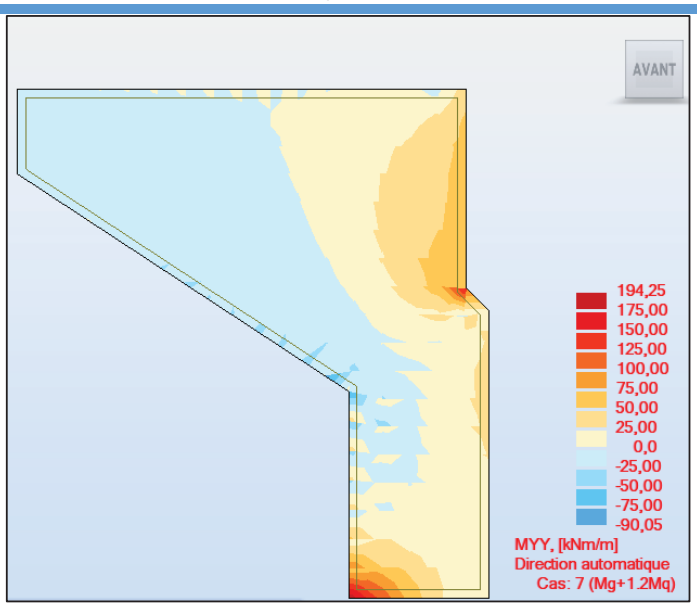
ANNEXE 2. 19. Cartographie du moment Mxx sur mur en retour à l'ELU.



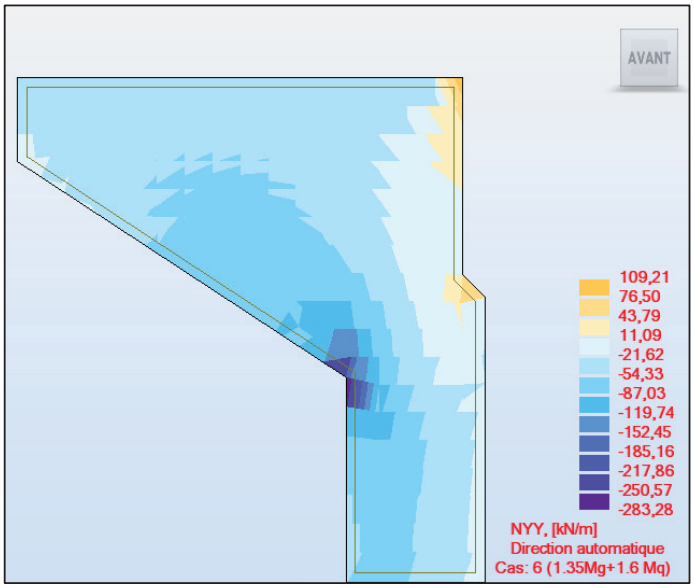
ANNEXE 2. 20. Cartographie du moment Mxx sur mur en retour à l'ELS.



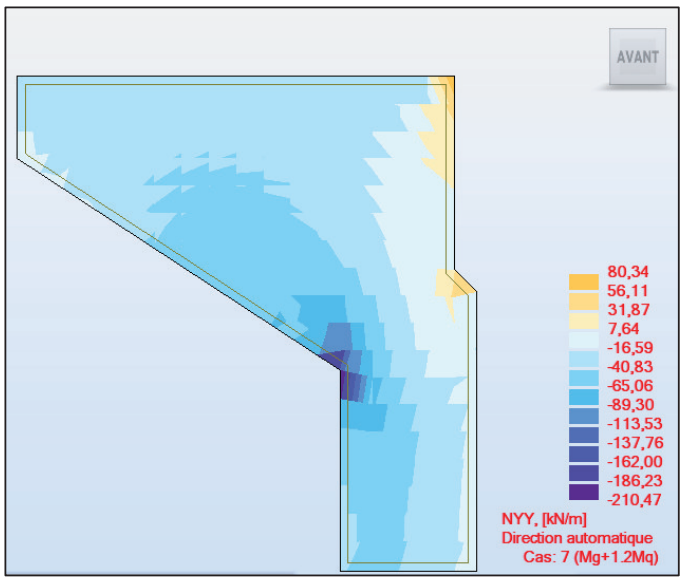
ANNEXE 2. 21. Cartographie du moment Myy sur mur en retour à l'ELU.



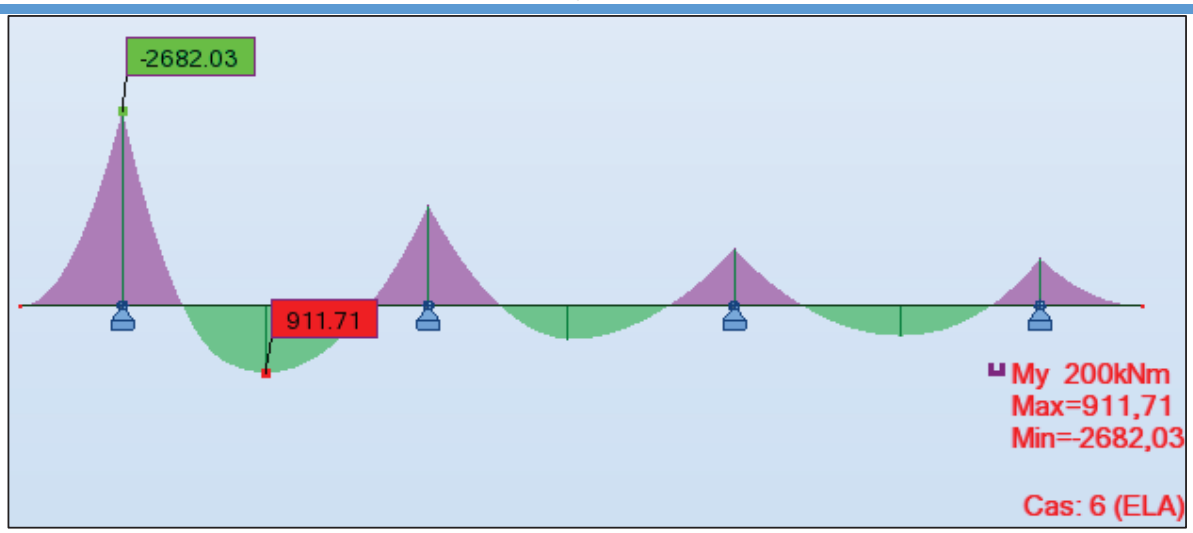
ANNEXE 2. 22.Cartographie du moment Myy sur mur en retour à l'ELS.



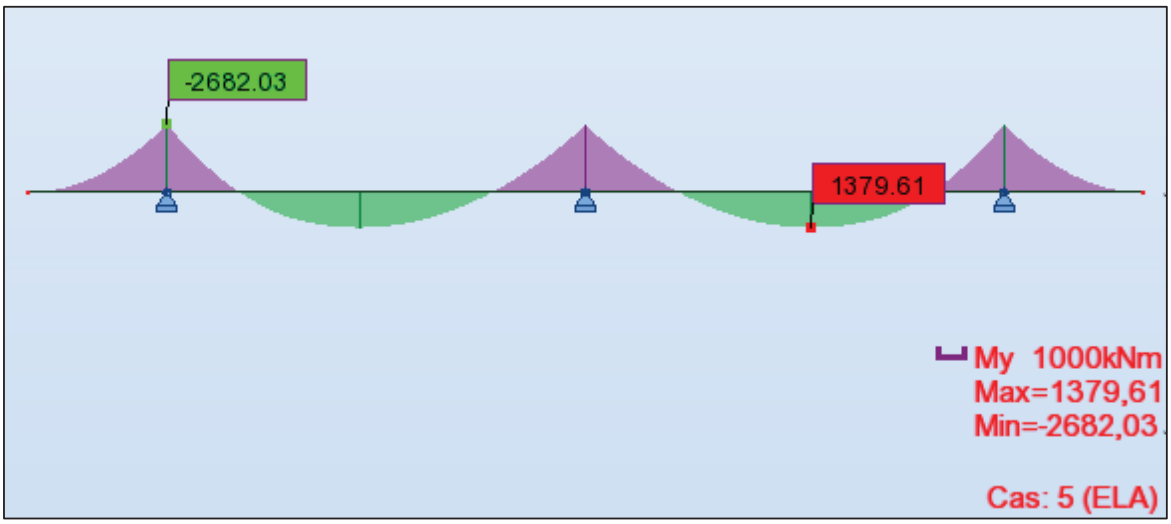
ANNEXE 2. 23.Cartographie du moment Nyy sur mur en retour à l'ELU.



ANNEXE 2. 24. Cartographie du moment Nyy sur mur en retour à l'ELS.



ANNEXE 2. 25. Moment fléchissant appliqué sur la semelle dans le sens xx.



ANNEXE 2. 26. Moment fléchissant appliqué sur la semelle dans le sens yy.

ANNEXE 3
RESULTATS DEU CALCUL MANUEL

ANNEXE 3. 1. Valeurs de A(l) pour les cas possibles.

N° cas	L (m)	A(l) (kN/m2)	A1(l) (kN/m2)	A2(l) (kN/m2)	1V chargée	2V chargée	3V chargée
1	55,5	7,6333	6,87	6,87	24,05	48,09	72,135
2	145,5	4,5857	4,13	4,13	14,45	28,89	43,335
3	201	3,9901	3,59	3,59	12,57	25,14	37,707
4	111	5,2268	4,70	4,70	16,46	32,93	49,394
5	90	5,8294	5,25	5,25	18,36	36,73	55,088

ANNEXE 3. 2. Coefficient de majoration dynamique du système Bc.

Cas	L (m)	G(KN)	δ 1V	δ 2V	δ 3V
1	55,5	14526,029	1,040	1,046	1,050
2	145,5	38507,049	1,016	1,018	1,020
3	201	53033,078	1,012	1,013	1,015
4	111	29052,058	1,021	1,024	1,026
5	90	20855,500	1,026	1,030	1,033

ANNEXE 3. 3. Coefficient de majoration dynamique du système Bt.

cas	L(m)	G(KN)	δ 1V	δ 2V
1	55,5	14639,249	1,037	1,041
2	145,5	38803,869	1,015	1,016
3	201	53443,118	1,011	1,012
4	111	29278,498	1,019	1,021
5	90	20855,500	1,024	1,027

ANNEXE 3. 4. Coefficient de majoration dynamique du système Mc120.

Cas	L (m)	G (KN)	Nc	St (KN)	δ
1	55,5	14526,029	2	2200	1,055
2	145,5	38507,049	4	4400	1,030
3	201	53033,078	6	6600	1,028
4	111	29052,058	3	3300	1,034
5	90	20855,500	3	3300	1,044

ANNEXE 3. 5. Effort de freinage due au A(l).

Cas	L (m)	A(l) (KN/m2)	S (m2)	FA (KN)
1	55,5	7,633	654,9	224,24
2	145,5	4,586	1716,9	302,73
3	201	3,99	2371,8	334,38
4	111	5,227	1309,8	278,48
5	90	5,829	1062	261,01

ANNEXE 3. 6. Pertes de tension par frottement en MPa.

X (m)	Cables	L (m)	Beta	α1	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
4	C1	4,00	0,00	0,00	17,75	0,00								
4	C2	4,00	0,00	0,00	17,75	0,00								
9	C3	5,00	0,09	0,09	66,25	49,09	0,00							
9	C4	5,00	0,09	0,09	66,25	49,09	0,00							
14,00	C5	5,00	0,16	0,09	105,40	88,71	49,09	0,00						
14,00	C6	5,00	0,16	0,09	105,40	88,71	49,09	0,00						
19,00	C7	5,00	0,27	0,09	156,24	140,16	119,79	49,09	0,00					
19,00	C8	5,00	0,27	0,09	156,24	140,16	119,79	49,09	0,00					
24,00	C9	5,00	0,39	0,09	206,90	191,44	171,84	151,95	49,09	0,00				
24,00	C10	5,00	0,39	0,09	206,90	191,44	171,84	151,95	49,09	0,00				
29,00	C11	5,00	0,14	0,14	160,95	144,93	124,63	104,02	83,11	61,88	0,00			
29,00	C12	5,00	0,14	0,14	160,95	144,93	124,63	104,02	83,11	61,88	0,00			
34,00	C13	5,00	0,19	0,14	193,50	177,88	158,08	137,98	117,57	96,86	61,88	0		
34,00	C14	5,00	0,19	0,14	193,50	177,88	158,08	137,98	117,57	96,86	61,88	0		
39,00	C15	5,00	0,29	0,14	238,03	222,94	203,83	184,42	164,72	144,72	124,42	61,88	0	
39,00	C16	5,00	0,29	0,14	238,03	222,94	203,83	184,42	164,72	144,72	124,42	61,88	0	
44,00	C17	5,00	0,00	0,00	184,00	168,26	148,32	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15	0
Moyenne					**145,53**	**129,33**	**120,19**	**106,38**	**85,14**	**77,06**	**62,58**	**33,55**	**7,38**	**0,00**
EN (%)					**9,78**	**8,69**	**8,08**	**7,15**	**5,72**	**5,18**	**4,21**	**2,25**	**0,50**	**0,00**

ANNEXE 3. 7. Pertes de tension par recule d'ancrage en MPa.

X (m)	Cables	L (m)	Béta	k	d (m)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
4	C1	4	0,000	0,003	9,23	46,66	82,37								
4	C2	4	0,000	0,003	9,23	46,66	82,37								
9	C3	9	0,093	0,005	7,10	-	31,68	106,99							
9	C4	9	0,093	0,005	7,10	-	31,68	106,99							
14	C5	10	0,157	0,006	6,45	-	-	26,45	117,91						
14	C6	10	0,157	0,006	6,45	-	-	26,45	117,91						
19	C7	5	0,270	0,014	4,30	-	-	-	-	176,58					
19	C8	5	0,270	0,014	4,30	-	-	-	-	176,58					
24	C9	5	0,389	0,019	3,71	-	-	-	-	-	204,79				
24	C10	5	0,389	0,019	3,71	-	-	-	-	-	204,79				
29	C11	10	0,137	0,006	6,67	-	-	-	-	-	28,49	114,01			
29	C12	10	0,137	0,006	6,67	-	-	-	-	-	28,49	114,01			
34	C13	5	0,187	0,010	4,94	-	-	-	-	-	-	-	153,83		
34	C14	5	0,187	0,010	4,94	-	-	-	-	-	-	-	153,83		
39	C15	5	0,287	0,014	4,20	-	-	-	-	-	-	-	-	180,87	
39	C16	5	0,287	0,014	4,20	-	-	-	-	-	-	-	-	180,87	
44	C17	10	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37
Moyenne						**5,49**	**13,42**	**17,79**	**21,44**	**39,24**	**51,84**	**45,61**	**102,55**	**133,16**	**82,37**
En (%)						**0,37**	**0,90**	**1,20**	**1,44**	**2,64**	**3,48**	**3,06**	**6,89**	**8,95**	**5,54**

ANNEXE 3. 8. Pertes de tension dues aux non simultanéités de la mise en tension.

Abcs	N° cables	υ (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	34	2,30	0,274	2,03	51,98	11,08	303,51	2,41	5,08	0,34
FIN VSP	34	2,18	0,235	1,95	45,86	10,81	253,84	2,42	9,18	0,62
FIN V1	30	1,90	0,235	1,67	33,55	10,22	198,53	2,43	8,34	0,56
FIN V2	26	1,67	0,235	1,44	24,70	9,70	150,41	2,42	7,59	0,51
FIN V3	22	1,46	0,235	1,23	18,43	9,26	109,10	2,45	7,51	0,50
FIN V4	18	1,30	0,235	1,06	14,10	8,90	74,34	2,45	7,25	0,49
FIN V5	14	1,17	0,235	0,94	11,21	8,62	45,85	2,48	7,37	0,50
FIN V6	10	1,08	0,235	0,84	9,38	8,42	23,32	2,43	6,66	0,45
FIN V7	6	1,02	0,235	0,79	8,37	8,30	6,56	2,43	5,58	0,37
FIN V8	2	1,00	0,235	0,76	8,05	8,27	0,00	2,53	2,47	0,17

ANNEXE 3. 9. Pertes de tension par fluage d'acier.

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	34	2,30	0,27	2,03	51,98	11,08	303,51	2,40	24,80	1,67
FIN VSP	34	2,18	0,24	1,95	45,86	10,81	253,84	2,40	44,75	3,01
FIN V1	30	1,90	0,24	1,67	33,55	10,22	198,53	2,42	40,75	2,74
FIN V2	26	1,67	0,24	1,44	24,70	9,70	150,41	2,41	37,18	2,50
FIN V3	22	1,46	0,24	1,23	18,43	9,26	109,10	2,44	36,92	2,48
FIN V4	18	1,30	0,24	1,06	14,10	8,90	74,34	2,43	35,74	2,40
FIN V5	14	1,17	0,24	0,94	11,21	8,62	45,85	2,47	36,47	2,45
FIN V6	10	1,08	0,24	0,84	9,38	8,42	23,32	2,42	33,06	2,22
FIN V7	6	1,02	0,24	0,79	8,37	8,30	6,56	2,42	27,80	1,87
FIN V8	2	1,00	0,24	0,76	8,05	8,27	0,00	2,53	12,35	0,83

ANNEXE 3. 10. Pertes de tension par relaxation du béton.

Abcs	N° câbles	σ_{pi} (MPa)	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	34	1331,90	0,716	0,43	57,15	3,84
FIN VSP	34	1336,08	0,718	0,43	57,78	3,88
FIN V1	30	1341,68	0,721	0,43	58,63	3,94
FIN V2	26	1338,79	0,720	0,43	58,19	3,91
FIN V3	22	1356,11	0,729	0,43	60,84	4,09
FIN V4	18	1351,85	0,727	0,43	60,18	4,04
FIN V5	14	1372,45	0,738	0,43	63,38	4,26
FIN V6	10	1345,25	0,723	0,43	59,17	3,98
FIN V7	6	1341,88	0,721	0,43	58,66	3,94
FIN V8	2	1403,16	0,754	0,43	68,27	4,59

ANNEXE 3. 11. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Voussoir	x (m)	N° câbles	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Axe VSP	0	34	303507,53	3,30	2,30	51,98	11,08	2,03	73,76	-0,16	16,44
Fin VSP	4	34	253838,68	3,14	2,18	45,86	10,81	1,95	73,76	1,58	14,38
Fin V01	9	30	198529,22	2,78	1,90	33,55	10,22	1,67	65,08	1,26	13,82
Fin V02	14	26	150409,57	2,46	1,67	24,70	9,70	1,44	56,40	1,12	12,73
Fin V03	19	22	109095,62	2,20	1,46	18,43	9,26	1,23	47,72	1,14	11,18
Fin V04	24	18	74336,79	1,98	1,30	14,10	8,90	1,06	39,05	1,37	8,99
Fin V05	29	14	45854,49	1,81	1,17	11,21	8,62	0,94	30,37	1,70	6,33
Fin V06	34	10	23316,87	1,69	1,08	9,38	8,42	0,84	21,69	2,00	3,48
Fin V07	39	6	6560,23	1,62	1,02	8,37	8,30	0,79	13,02	2,02	0,85
Fin V08	44	2	0,00	1,60	1,00	8,05	8,27	0,76	4,34	0,94	-0,13

ANNEXE 3. 12.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service à vide.

Désignation	X (m)	M (MN.m)	N câbles fléau	N câbles Continuité	P F	P C	S (m2)	I (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
début pont	0	0,00	0	4	0,00	10,85	8,27	8,05	1,00	1,60	0,00	1,45	-0,64	4,44
milieu VC1	5,75	-10,63	0	6	0,00	16,28	8,27	8,05	1,00	1,60	0,00	1,45	0,36	4,55
fin V 08	11,50	-21,27	2	8	5,43	21,71	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	2,59	4,39
fin V 07	16,50	-21,38	6	8	16,28	21,71	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	5,02	3,87
fin V 06	21,50	-15,45	10	8	27,13	21,71	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	6,64	4,49
fin V 05	26,50	-3,53	14	6	37,99	16,28	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	7,90	3,82
fin V 04	31,50	14,54	18	4	48,84	10,85	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	8,71	3,65
fin V 03	36,50	39,05	22	0	59,69	0,00	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	9,57	1,75
fin V 02	41,50	70,25	26	0	70,54	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	9,78	3,59
fin V 01	46,50	108,37	30	0	81,40	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	9,91	5,12
fin VSP1	51,50	153,75	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	10,13	6,23
AXE VSP1	55,50	195,46	34	0	92,25	0,00	11,08	51,98	2,30	3,30	2,15	0,00	8,45	8,14
fin VSP1	59,50	153,75	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	10,13	6,23
fin V 01	64,50	150,27	30	0	81,40	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	8,25	6,50
fin V 02	69,50	100,63	26	0	70,54	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	8,21	4,99
fin V 03	74,50	58,21	22	0	59,69	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	8,36	2,91
fin V 04	79,50	22,70	18	4	48,84	10,85	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	9,73	1,50
fin V 05	84,50	-6,11	14	8	37,99	21,71	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	7,64	5,29
fin V 06	89,50	-28,48	10	12	27,13	32,56	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	7,15	6,57
fin V 07	94,50	-44,71	6	14	16,28	37,99	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	6,60	6,20
fin V 08	99,50	-54,94	2	16	5,43	43,41	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	5,38	6,69
fin V 08	101,50	-59,15	2	16	5,43	43,41	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	6,01	5,74
fin V 07	106,50	-54,94	6	14	16,28	37,99	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	8,16	3,96
fin V 06	111,50	-44,71	10	12	27,13	32,56	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	9,37	3,52
fin V 05	116,50	-28,48	14	8	37,99	21,71	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	10,20	1,87
fin V 04	121,50	-6,11	18	4	48,84	10,85	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	10,62	0,75
fin V 03	126,50	22,70	22	0	59,69	0,00	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	10,86	-0,20
fin V 02	131,50	58,21	26	0	70,54	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	10,59	2,39
fin V 01	136,50	100,63	30	0	81,40	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	10,35	4,48
fin VSP2	141,50	150,27	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	10,30	5,99
AXE VSP2	145,50	195,46	34	0	92,25	0,00	11,08	51,98	2,30	3,30	2,15	0,00	8,45	8,14
fin VSP2	149,50	153,75	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	10,13	6,23
fin V 01	154,50	108,37	30	0	81,40	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	10,24	3,63
fin V 02	159,50	70,25	26	0	70,54	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	9,93	2,47
fin V 03	164,50	39,05	22	0	59,69	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	9,65	1,00
fin V 04	169,50	14,54	18	4	48,84	10,85	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	10,38	0,53
fin V 05	174,50	-3,53	14	6	37,99	16,28	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	7,70	3,65
fin V 06	179,50	-15,45	10	8	27,13	21,71	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	6,42	4,51
fin V 07	184,50	-21,38	6	8	16,28	21,71	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	4,87	3,95
fin V 08	189,50	-21,27	2	8	5,43	21,71	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	2,55	4,41
milieu VC2	195,25	-10,63	0	6	0,00	16,28	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	0,36	4,55
fin pont	201,00	0,00	0	4	0,00	10,85	8,27	8,05	1,00	1,60	0,00	1,45	-0,64	4,44

ANNEXE 3. 13.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Désignation	X (m)	Mmax (MN. m)	Mmin (MN.m)	N câbles fléau	N câbles Cont	P F	P C	S (m2)	I (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup max (MPa)	σInf max (MPa)	σSup min (MPa)	σInf min (MPa)
fin VSC 01	0	0,00	0	0	4	0,00	10,85	8,27	8,05	1,00	1,60	0,00	1,45	-0,64	4,44	-0,64	4,44
milieu VC1	5,75	-6,40	-19,27	0	6	0,00	16,28	8,27	8,05	1,00	1,60	0,00	1,45	-0,17	5,39	1,43	2,83
fin V 08	11,50	-12,81	-38,53	2	8	5,43	21,71	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	1,54	6,07	4,73	0,96
fin V 07	16,50	-8,97	-42,92	6	8	16,28	21,71	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	3,50	6,28	7,65	-0,30
fin V 06	21,50	0,94	-39,09	10	8	27,13	21,71	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	4,75	7,45	9,36	0,23
fin V 05	26,50	16,88	-27,05	14	6	37,99	16,28	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	5,77	7,11	10,36	0,02
fin V 04	31,50	39,02	-6,65	18	4	48,84	10,85	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	6,46	7,09	10,67	0,67
fin V 03	36,50	67,64	46,69	22	0	59,69	0,00	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	7,30	5,17	8,96	2,67
fin V 02	41,50	102,99	58,92	26	0	70,54	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	7,56	6,85	10,54	2,46
fin V 01	46,50	145,31	102,68	30	0	81,40	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	7,82	8,18	10,24	4,65
fin VSP1	51,50	194,90	155,19	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	8,18	9,05	10,06	6,33
AXE VSP1	55,50	242,46	203,77	34	0	92,25	0,00	11,08	51,98	2,30	3,30	2,15	0,00	6,37	11,13	8,09	8,67
fin VSP1	59,50	194,90	155,19	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	8,18	9,05	10,06	6,33
fin V 01	64,50	187,25	144,30	30	0	81,40	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	6,49	9,03	8,53	6,09
fin V 02	69,50	126,30	95,85	26	0	70,54	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	6,75	7,12	8,48	4,60
fin V 03	74,50	73,92	51,05	22	0	59,69	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	7,29	4,48	8,84	2,20
fin V 04	79,50	36,18	11,85	18	4	48,84	10,85	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	8,66	3,11	10,60	0,21
fin V 05	84,50	5,57	-20,24	14	8	37,99	21,71	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	6,56	6,93	8,94	3,31
fin V 06	89,50	-18,55	-45,37	10	12	27,13	32,56	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	6,11	8,18	8,92	3,84
fin V 07	94,50	-39,49	-64,74	6	14	16,28	37,99	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	6,00	7,14	8,91	2,59
fin V 08	99,50	-48,38	-77,86	2	16	5,43	43,41	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	4,58	7,96	8,18	2,25
fin V 08	101,50	-52,66	-83,26	2	16	5,43	43,41	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	5,20	7,03	9,00	0,95
fin V 07	106,50	-48,42	-77,86	6	14	16,28	37,99	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	7,37	5,23	10,96	-0,47
fin V 06	111,50	-38,11	-64,74	10	12	27,13	32,56	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	8,61	4,71	11,68	-0,09
fin V 05	116,50	-20,87	-45,37	14	8	37,99	21,71	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	9,40	3,10	11,97	-0,86
fin V 04	121,50	2,39	-20,24	18	4	48,84	10,85	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	9,83	1,94	11,92	-1,23
fin V 03	126,50	32,40	11,85	22	0	59,69	0,00	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	10,10	0,96	11,73	-1,49
fin V 02	131,50	69,44	51,05	26	0	70,54	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	9,83	3,50	11,08	1,67
fin V 01	136,50	120,49	95,00	30	0	81,40	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	9,23	6,12	10,67	4,01
fin VSP2	141,50	183,20	143,40	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	8,73	8,25	10,63	5,52
AXE VSP2	145,50	240,08	187,64	34	0	92,25	0,00	11,08	51,98	2,30	3,30	2,15	0,00	6,48	10,98	8,80	7,65
fin VSP2	149,50	194,90	146,27	34	0	92,25	0,00	10,81	45,86	2,18	3,14	2,03	0,00	8,18	9,05	10,49	5,72
fin V 01	154,50	145,31	101,45	30	0	81,40	0,00	10,22	33,55	1,90	2,78	1,75	0,00	7,82	8,18	10,31	4,55
fin V 02	159,50	102,99	58,49	26	0	70,54	0,00	9,70	24,70	1,67	2,46	1,52	0,00	7,56	6,85	10,57	2,41
fin V 03	164,50	67,64	23,14	22	0	59,69	0,00	9,26	18,43	1,46	2,20	1,31	0,00	7,30	5,17	10,83	-0,15
fin V 04	169,50	39,02	-4,33	18	4	48,84	10,85	8,90	14,10	1,30	1,98	1,15	1,83	6,46	7,09	10,46	1,00
fin V 05	174,50	16,88	-24,00	14	6	37,99	16,28	8,62	11,21	1,17	1,81	1,02	1,66	5,77	7,11	10,04	0,51
fin V 06	179,50	0,94	-35,97	10	8	27,13	21,71	8,42	9,38	1,08	1,69	0,93	1,54	4,75	7,45	9,00	0,79
fin V 07	184,50	-8,97	-40,20	6	8	16,28	21,71	8,30	8,37	1,02	1,62	0,87	1,47	3,51	6,27	7,32	0,22
fin V 08	189,50	-12,81	-36,51	2	8	5,43	21,71	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	1,54	6,07	4,48	1,36
milieu VC1	195,25	-6,40	-18,25	0	6	0,00	16,28	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	-0,17	5,39	1,30	3,03
fin pont	201,00	0,00	0,00	0	4	0	10,85	8,27	8,05	1,00	1,60	0,85	1,45	-0,64	4,44	-0,64	4,44

ANNEXE 3. 14. Modes propres de l'analyse spectrale.

Mode propre	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse cumulée Ux (%)	Masse cumulée Uy (%)	Masse cumulée Uz (%)
1	0,69	1,46	0,00	49,01	0,00
2	1,25	0,80	39,41	49,01	2,38
3	1,57	0,64	39,41	90,59	2,38
4	1,87	0,54	81,27	90,59	5,52
5	2,23	0,45	81,27	91,52	5,52
6	3,06	0,33	88,99	91,52	13,79
7	3,56	0,28	91,38	91,52	56,52

ANNEXE 3. 15. Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de la pile).

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN)	M_V (KN)	Δ M (KN)
$G+1.2Al+ST+0.6H_T+H_{fl+r}$	26888,14	1714,11	35996,31	0,00	35996,31
$G+1.2Bc+ST+0.6H_T+H_{fl+r}$	25096,90	1674,81	35171,01	0,00	35171,01
$G+Mc120+0.6H_T+H_{fl+r}$	23965,44	1328,05	27888,97	0,00	27888,97
$G+D240+0.6H_T+H_{fl+r}$	25254,86	1328,05	27888,97	0,00	27888,97
$1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9H_T+H_{fl+r}$	36276,14	2334,85	49031,92	0,00	49031,92
$1.35G+1.6B+1.6ST+0.9H_T+H_{fl+r}$	33887,82	2282,45	47931,52	0,00	47931,52
$1.36G+1.35Mc120+0.9H_T+H_{fl+r}$	32353,34	1820,10	38222,13	0,00	38222,13
$1.35G+1.35D240+0.9H_T+H_{fl+r}$	34094,06	1820,10	38222,13	0,00	38222,13

ANNEXE 3. 16 Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de la culée).

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	Δ M (KN.m)
G+0.6T+1.2Q +H_{fl+r}	21744,28	5898,75	-25096,96	29179,68	4082,72
G+0.6T+1.2A(l) +ST +H_{fl+r}	23448,42	5324,04	-21928,83	25481,70	3552,87
G+0.6T+1.2Bc+ST +H_{fl+r}	23125,94	5323,750	-21926,52	25894,48	3967,96
G+0.6T+Mc120 +H_{fl+r}	22421,53	5321,15	-21905,69	26796,12	4890,43
G+0.6T+D240 +H_{fl+r}	23265,03	5321,15	-21905,69	25716,44	3810,75
1.35G++0.9T+1.6Q +H_{fl+r}	29348,18	7964,65	-33915,37	39375,74	5460,37
1.35G+0.9T+1.6 (A(l) +ST) +H_{fl+r}	31627,68	7198,36	-29691,19	34435,73	4744,54
1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST) +H_{fl+r}	31197,70	7197,98	-29688,12	34986,11	5297,99
1.35G+0.9T+1.35Mc120 +H_{fl+r}	30269,07	7194,51	-29660,34	36174,76	6514,42
1.35G+0.9T+1.35D240 +H_{fl+r}	31407,79	7194,51	-29660,34	34717,19	5056,85

ANNEXE 3. 17. Les efforts sismiques appliqués à la base de la pile

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	12,05	0,00	2,86	12,91	4,48	6,48
V_T(MN)	0,00	8,50	0,00	2,55	8,51	2,55
M_L (MN)	162,53	0,00	30,77	171,76	57,99	79,53
M_T (MN)	0,00	178,26	0,02	53,49	178,27	53,50
N (MN)	3,72	0,00	4,132300	4,97	2,36	5,25

ANNEXE 3. 18. Les combinaisons d'action sismiques à la base de la pile.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	14,24	5,81	7,81	12,25	3,81	5,82
V_T(MN)	2,55	8,51	2,55	2,55	8,51	2,55
M_L (MN)	199,73	85,96	107,50	157,85	44,07	65,61
M_T (MN)	53,49	178,27	53,50	53,49	178,27	53,50
N (MN)	34,75	32,14	35,03	24,81	27,42	24,53

ANNEXE 3. 19. Efforts sismiques combiné selon RPOA sur la semelle (cas de la pile).

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	12,13	0,00	2,87	13,00	4,50	6,51
V_T(MN)	0,00	8,63	0,00	2,59	8,63	2,59
M_L (MN)	162,54	0,00	30,77	171,77	57,99	79,53
M_T (MN)	0,00	178,27	0,00	53,48	178,27	53,48
N (MN)	3,73	0,00	4,15	4,97	2,36	5,27

ANNEXE 3. 20. Combinaison d'action sismique sous la semelle (cas de la pile).

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	14,33	5,83	7,84	11,67	3,18	5,18
V_T(MN)	2,59	8,63	2,59	2,59	8,63	2,59
M_L (MN)	202,73	88,96	110,50	140,80	27,03	48,57
M_T (MN)	53,48	178,27	53,48	53,48	178,27	53,48
N (MN)	41,88	39,27	42,18	31,93	34,54	31,64

ANNEXE 3. 21. Combinaison des actions sismiques sous la pile (cas de la culée).

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
P max - H + 0,3V	22562,57	11264,18	-21958,16
P min - H - 0,3V	20731,99	10738,06	-22527,89
P max + V - 0,3H	24501,42	3736,51	13540,57
P min - V - 0,3H	18793,14	3578,65	6299,74

ANNEXE 3. 22. Les efforts statiques revenant à chaque pieu (cas de la pile).

	N	H	MH	MV	ΔM (KN)	R_1	R_2	R_3	R_4
G+1.2Al+ST+0.6 H_T+H_{fl+r}	40306,64	1714,11	39853,06	0,00	39853,06	2251,86	2989,88	3727,89	4465,91
G+1.2Bc+ST+0.6 H_T+H_{fl+r}	38515,40	1674,81	38939,33	0,00	38939,33	2127,97	2849,07	3570,16	4291,26
G+Mc120+0.6H_T +H_{fl+r}	37383,94	1328,05	30877,07	0,00	30877,07	2257,63	2829,43	3401,22	3973,02
G+D240+0.6H_T+ H_{fl+r}	38673,36	1328,05	30877,07	0,00	30877,07	2365,08	2936,88	3508,67	4080,47
1.35G+1.6Al+1.6 ST+0.9H_T+H_{fl+r}	54391,12	2334,85	54285,34	0,00	54285,34	3024,67	4029,95	5035,24	6040,51
1.35G+1.6B+1.6 ST+0.9H_T+H_{fl+r}	52002,80	2282,45	53067,04	0,00	53067,04	2859,48	3842,21	4824,93	5807,65
1.36G+1.35Mc12 0+0.9H_T+H_{fl+r}	50468,32	1820,10	42317,36	0,00	42317,36	3030,21	3813,87	4597,52	5381,17
1.35G+1.35D240 +0.9H_T+H_{fl+r}	52209,04	1820,10	42317,36	0,00	42317,36	3175,27	3958,93	4742,58	5526,23

ANNEXE 3. 23. Les efforts statiques revenant à chaque pieu (cas de la culée)

Combinaison	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T+1.2Q +H_{fl+r}	3001,56	3001,56
G+0.6T+1.2A(l) +ST +H_{fl+r}	3177,78	2684,33
G+0.6T+1.2Bc+ST +H_{fl+r}	3166,29	2615,19
G+0.6T+Mc120 +H_{fl+r}	3142,30	2463,08
G+0.6T+D240 +H_{fl+r}	3172,76	2643,49
1.35G++0.9T+1.6Q +H_{fl+r}	4047,71	3289,33
1.35G+0.9T+1.6 (A(l) +ST) +H_{fl+r}	4282,94	3623,98
1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST) +H_{fl+r}	4267,63	3531,80
1.35G+0.9T+1.35Mc120 +H_{fl+r}	4236,02	3331,24
1.35G+0.9T+1.35D240 +H_{fl+r}	4277,14	3574,80

ANNEXE 3. 24. Les efforts sismiques revenant à chaque pieu (cas de la pile).

	R1(MN)	R2(MN)	R3(MN)	R4(MN)
E1	8,94	5,30	1,67	-1,96
E2	5,66	4,07	2,47	0,88
E3	6,48	4,50	2,52	0,54
E4	6,44	3,92	1,40	-1,12
E5	3,60	3,12	2,63	2,15
E6	3.94	3.07	2.20	1.33

ANNEXE 3. 25. Les efforts sismiques revenant à chaque pieu (cas de la culée).

Combinaison	R1(KN)	R2(KN)
P max - H + 0,3V	4115,77	7165,51
P min - H - 0,3V	3618,56	6747,44
P max + V - 0,3H	7065,67	5185,04
P min - V - 0,3H	5135,77	4260,80

ANNEXE 3. 26. Evaluation des efforts statiques dus au poids de la culée et des poussées.

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_{FV}(x/o)	e_{FH}(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	4140,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	3415,50	/	0,96	5,04	3292,54	/
DDT	247,50	/	2,55	10,31	631,13	/
Mur en R	622,05	/	2,92	7,73	1816,39	/
Corbeau	79,20	/	0,22	9,94	17,42	/
MGG	419,52	/	0,05	9,52	20,98	/
Poids des Terres Amont	8712,79	/	2,94	7,36	25615,61	/
Poids des T sur DDT	363,53	/	2,92	10,76	1061,50	/
Poids Sur 10kN/m²	330,00	/	2,55	/	841,50	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	481,34	/	-5,53	/	-2659,39
poussée des terres	/	4786,91	/	-3,68	/	-17631,77

ANNEXE 3. 27. Les efforts dus au tablier (cas de la culée).

Rg	**3348,19**	/	**-1,28**	/	**-4285,68**	/
R(Al)	1727,27	/	-1,28	/	-2210,91	/
Rbc	1458,53	/	-1,28	/	-1866,92	/
RMc120	1073,25	/	-1,28	/	-1373,76	/
RD240	1916,75	/	-1,28	/	-2453,44	/
RST	27,42	/	-1,28	/	-35,10	/
Hf+r	/	461,19	/	-8,00	/	-3689,52
HT°	/	121,75	/	-8,00	/	-974,00
Frein Al	/	2,41	/	-8,00	/	-19,28
Frein Bc	/	2,17	/	-8,00	/	-17,36

ANNEXE 3. 28. Evaluation des efforts sismiques dus au poids de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	248,40	828,00	0,00	1,00	0,00	828,00
Mur F	204,93	683,10	0,96	5,04	197,55	3442,82
DDT	14,85	49,50	2,55	10,31	37,87	510,35
Mur en R	37,32	124,41	2,92	7,73	108,98	961,69
Corbeau	4,75	15,84	0,22	9,94	1,05	157,45
MGG	25,17	83,90	0,05	9,52	1,26	798,77
Poids des Terres Amont	522,77	1742,56	2,94	7,36	1536,94	12825,23
Poids des T sur DDT	21,81	72,71	2,92	10,76	63,69	782,31
Somme	1080,01	3600,02	/	/	1947,33	20306,62

ANNEXE 3. 29. Efforts sismique du au tablier (cas de la culée).

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_{FV}(x/o)	e_{FH}(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme Tablier	2550,55	704,49	1,28	8,00	3264,70	5635,92

ANNEXE 3. 30. Evaluation des efforts dus au poids propre de mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_{FV}(x/o)	e_{FH}(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	3415,5	/	0,02	3,04	68,31	/
DDT	247,5	/	3,73	8,31	923,175	/
Corbeau	79,2	/	1,19	7,94	94,248	/
MGG	419,52	/	1,03	7,53	432,1056	/
Poids des T sur DDT	363,528	/	3,9	8,76	3184,5053	/
poussée des terres		3210,90561		-3,02		-9686,23
Poussée Sur 10kN/m²	/	394,218	/	-4,525	/	-1783,84

ANNEXE 3. 31. Les efforts dus au tablier sur le mur frontal.

Rg	3348,19	/	-1,28	/	-4285,68	/
R(Al)	1727,27	/	-1,28	/	-2210,91	/
Rbc	1458,53	/	-1,28	/	-1866,92	/
RMc120	1073,25	/	-1,28	/	-1373,76	/
RD240	1916,75	/	-1,28	/	-2453,44	/
RST	27,42	/	-1,28	/	-35,10	/
Hf+r	/	461,19	/	-6,00	/	-3689,52
HT°	/	121,75	/	-6,00	/	-974,00
Frein Al	/	2,41	/	-6,00	/	-19,28
Frein Bc	/	2,17	/	-6,00	/	-17,36

ANNEXE 3. 32. Combinaison d'actions normales sous le mur frontal.

	N (KN)	H (KN)	M_H(KN.m)	M_V(KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	7873,44	3745,15	-13960,15	416,66	-13543,49
G+0.6T+1.2Q	7873,44	4218,21	-16100,76	416,66	-15684,09
G+0.6T+1.2A(l) +ST	9973,58	3748,04	-13983,29	-2271,52	-16254,81
G+0.6T+1.2Bc+ST	9651,09	3747,750	-13980,98	-1858,74	-15839,72
G+0.6T+Mc120	8946,69	3745,15	-13960,15	-957,10	-14917,25
G+0.6T+D240	9790,19	3745,15	-13960,15	-2036,78	-15996,93
1.35G+0.9T	10629,14	732,18	-5857,45	562,49	-5294,96
1.35G++0.9T+1.6Q	10629,14	1619,19	-10761,70	759,36	-10002,33
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	17156,84	992,30	-7938,41	-2834,24	-10772,65
1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST)	16726,86	991,92	-7935,34	-2283,86	-10219,20
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15798,23	732,18	-5857,45	-1095,21	-6952,66
1.35G+0.9T+1.35D240	16936,95	732,18	-5857,45	-2552,78	-8410,23

ANNEXE 4
FERAILLAGE

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR

Ferraillage De L'âme

Calcul de Section en Flexion Composée

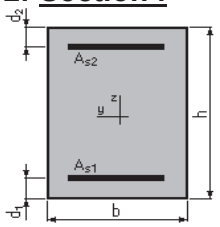
Nappe extérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 44,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	347,62	275,86

4. Résultats :

Sections d'acier :

Section théorique A_{s1} = 26,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 26,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,5 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 220,0 (cm2)
Théorique ρ = 1,20 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELS N = 347,62 (kN) M = 275,86 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 14,8 (cm)
Bras de levier : Z = 34,1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 9,8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 241,0 (MPa)
Comprimée : σ_s' = 97,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

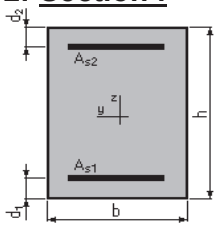
Nappe intérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 44,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	347,62	92,58

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 5,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,5 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 220,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,26 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELS N = 347,62 (kN) M = 92,58 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,48
Position de l'axe neutre : y = 13,8 (cm)
Bras de levier : Z = 34,4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 3,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 19,7 (MPa)

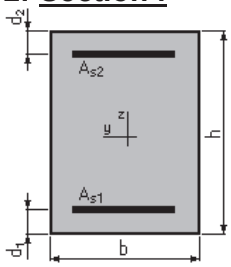
Ferraillage De l'hourdis supérieur
Calcul de Section en Flexion Simple
Nappe supérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	336,84	0,00

Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 56,47 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,5 (cm2)
Théorique ρ = 1,88 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 336,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 15,6 (cm)
Bras de levier : Z = 24,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 17,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

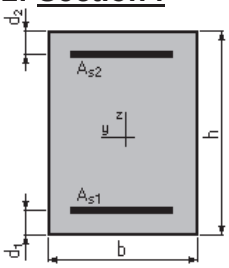
Nappe inférieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) Acier : fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	212,78	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 35,67 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,5 (cm2)
Théorique ρ = 1,15 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 212,78 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 13,2 (cm)
Bras de levier : Z = 25,6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 12,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s = 241,0 (MPa)

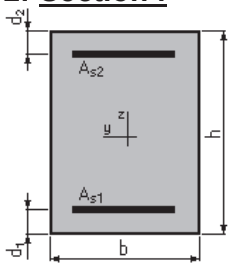
Ferraillage De l'hourdis inférieur
Calcul de Section en Flexion Simple
Nappe supérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	92,58	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 10,24 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
Théorique ρ = 0,20 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 92,58 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 9,9 (cm)
Bras de levier : Z = 41,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 24,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

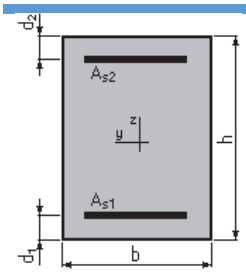
Nappe inferieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués : M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	63,69	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 7,37 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
Théorique ρ = 0,14 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 63,69 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 8,3 (cm)
Bras de levier : Z = 42,2 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 17,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

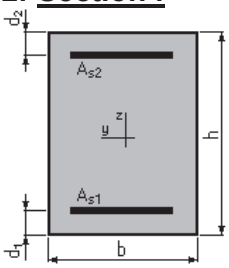
Dalle de transition
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 30,0 (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	117,06	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 21,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,86 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 117,06 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 9,9 (cm)
Bras de levier : Z = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 10,9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,00 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Corbeau

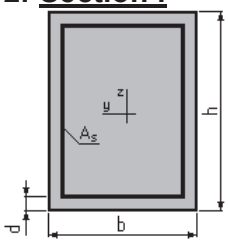
Calcul de Section en compression Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces :

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	125,93
Etat **L**imite de **S**ervice	93,65
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)

Rayon de giration	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,77		N_u (béton seul)	= 7391,97	(kN)

Béton :

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Acier :

Section théorique	A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
Théorique	ρ = 0,42 (%)
Minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
Maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

Le mur en retour X-X

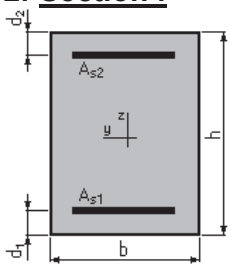
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 60,0 (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	350,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 31,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 6,5 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,57 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS **M_{max} = 350,00 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 18,5 (cm)
Bras de levier : Z = 48,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

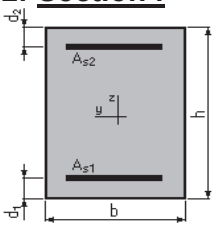
Le mur en retour Y-Y
Calcul de Section en Flexion Composée

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 = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	210,47	194,25

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 12,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12,8 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 300,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,41 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,21 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELS N = 210,47 (kN) M = 194,25 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 14,9 (cm)
Bras de levier : Z = 50,0 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 5,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 228,6 (MPa)
Comprimée : σ_s' = 56,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)

Mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

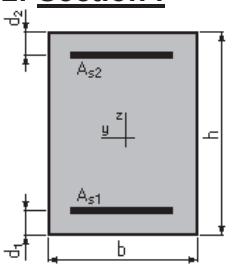
1. Hypothèses :

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 = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	133,10	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 17,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,49 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 133,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 11,1 (cm)
Bras de levier : Z = 31,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Mur frontal

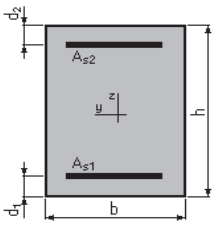
Calcul de Section en Flexion Composée

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 = 165,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	570,54	1177,88

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 20,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20,8(cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 33,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 825,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,25 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELS N = 570,54 (kN) M = 1177,88 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 37,5 (cm)
Bras de levier : Z = 147,5 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 28,2 (MPa)
Comprimée : σ_s' = 38,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,00 (MPa)

Ferraillage de la semelle sous pile

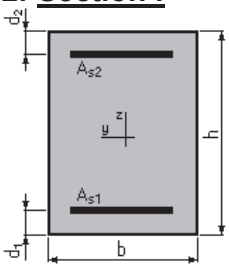
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 180,0 (cm)
h = 225,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	2682,03	911,71

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 41,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 41,4 (cm2)

Théorique ρ = 0,10 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELA M_{max} = 2682,03 (kN*m) M_{min} = 911,71 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,68 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 5,6 (cm)

Bras de levier : Z = 217,8 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0,26 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s = 500,0 (MPa)

Ferraillage des pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

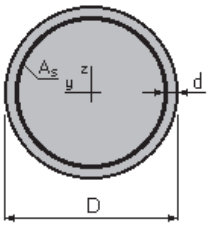
Sous pile

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 suivant BAEL 91

2. <u>Section :</u>



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués :</u>

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	1959,60	4501,76	0,00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique A_s = 168,5 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

Théorique ρ = 1,49 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELA N = 1959,60 (kN) M_y = 4501,76 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 34,4 (cm)

Bras de levier : Z = 98,4 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 8,18 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s =500,0 (MPa)

Comprimée : σ_s' = 500,0 (MPa)

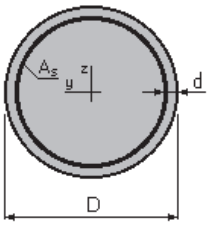
Sous culée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (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^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	3539,38	3618,56	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 98,8 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 0,87 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELA N = 3539,38 (kN) M_y = 3618,56 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 36,1 (cm)

Bras de levier: Z = 97,6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 7,63 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)