

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux publics

Spécialité : Matériaux & structures

Thème

**Conception et étude d'un viaduc du PK0+129.47
au PK 0+529.87 à l'entrée de la ville d'Annaba.**

Présenté par :

HAMROUNI FADLALLAH

LAMRI IMENE

Encadré par :

Mr. ABDELLI TAHAR

Co-encadré par :

Mr. TAKI MOHAMED

Promotion 2019/2020

Remerciement

Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant, qui nous a donné la force, la patience et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens, encouragements et leurs patiences.

*Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur **Mr.T.Abdelli** qui nous a bien aider. Pour avoir su nous guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité.*

*Nous remercions également **Dr.TAKI MOHAMED** qui nous a bien aider.*

Nous remercions tout le personnel de l'ENSTP particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

*Je tiens à remercier ﷻ de m'avoir donné le courage et la patience.
Je dédie ce modeste travail A ma très chère mère : qui a veillée sur moi pendant toute ma vie.*

A l'âme de mon cher père.

Mes chères sœurs : Hanan ,Meriem ,Asma ;

A Mes chers frères : Oussama ,basset ;

A Toute ma famille

A Mon binôme Fadlallah avec qui j'ai partagé ce modeste travail,

A Tous mes amis.

A Tous mes enseignants du l'ENSTP.

IMENE

DÉDICACE

Je remercie le Bon-Dieu tout puissant de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail avec mon binôme Imene .

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents pour leurs sacrifices.

A Mon cher frère et ma sœur.

A Toute ma famille.

A tous mes confrères : AHMED, YUCEF, ADEL, TAHER, OUSSAMA, RAMZI, WASSIM. ELMAMOUN ,LAID , MOHAMAD .

A tous mes amis et collègues d'EPSTI ANNABA et ENSTP.

A Tous mes enseignants du l'ENSTP.

Fadl allah

ملخص

العمل الحالي بصدد تصميم ودراسة جسر طريق بطول 400.4 متر بين النقطة الكيلومترية 129.47+0 و النقطة الكيلومترية 529.87+0 هذا العمل جزء لا يتجزأ من مشروع كبير لتطوير مدخل مدينة عنابة. تحقيقاً لهذه الغاية، بدأنا أولاً بتصميم الجسر حيث اقترحنا تصميمين وبعد التحليل اخترنا جسر مسبق الإجهاد بطريقة التتابع المتتالي باستخدام أجزاء مسبقة الصنع ذات ارتفاع ثابت" وهو الأفضل. بعد ذلك، اقترحنا أبعاد مسبقة لهذا التصميم وفقاً للوائح المتاحة، ثم انتقلنا إلى دراسة الحجم كل عنصر من عناصر هذا الجسر وفقاً للمعايير المعمول بها. تم إنشاء نمذجة هذا الجسر بواسطة برنامج يعتمد على عناصر محدودة "روبوت 2017". في النهاية، تم إجراء بحث ببليوغرافي عن موضوع تآكل التعزيزات المسبقة الإجهاد وكان موجوداً في "الفصل الأول".

الكلمات المفتاحية: جسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم.

Résumé

Le présent travail, fait l'objet d'une conception et étude d'un viaduc routier sur une longueur de 400.4 mètres comprise entre le PK 0+129.47 au PK0+529.87. Cet ouvrage est une partie intégrante dans un grand projet d'aménagement de l'entrée de la ville d'Annaba. A cet effet, on a commencé tout d'abord par la conception du viaduc pour laquelle deux (2) variantes ont été proposées et après une analyse multicritère on a opté pour la variante retenue « Construction en béton précontraint par encorbellement successif en utilisant des voussoirs préfabriqués d'hauteur constante » qui d'avère la plus optimale. Ensuite, on a proposée des pré-dimensionnement de cette variante selon les règlements disponibles, puis on a passé à une étude de dimensionnement de chaque élément de ce viaduc selon les normes en vigueur. La modélisation de ce viaduc a été établi par logiciel a base des éléments finis « Robot Structural Analysis Professional 2017 ». A la fin, une recherche bibliographique pour le thème de master sur la corrosion des armatures de précontrainte à été réalisé et présent dans « Chapitre 1 ».

Mots clés : viaduc, voussoir, la précontrainte, étude, conception.

Abstract

The present work is the subject of a design and study of a road bridge over a length of 400.4 meters from KP 0+129.47 to KP0+529.87. This work is an integral part of a major development project at the entrance to the city of Annaba. To this end, the design of the viaduct began with two (2) variants being proposed and after a multi-criteria analysis, the selected variant was chosen. The most optimal is the "construction in prestressed concrete by successive corbelling using prefabricated segments of constant height". Then, pre-dimensioning of this variant was proposed according to the available regulations, and a dimensioning study of each element of this viaduct was carried out according to the standards in force. The modeling of this viaduct was established by finite element software "Robot Structural Analysis Professional 2017". At the end, a bibliographical research for the master topic on the corrosion of prestressing reinforcement was carried out and is presented in "Chapter 1".

Key words: bridge, prestressed concrete, study, design.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1. Les dimensions de différentes composantes de poutre PRS.....	21
Tableau 3.2. Pré-dimensionnement des pièces de pont.....	22
Tableau 3.3. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.	25
Tableau 5.1. Estimation du poids total des voussoirs.	34
Tableau 5.2. Complément des charges permanentes CCP	34
Tableau 5.3. Les classes des ponts routes.....	35
Tableau 5.4. Coefficient a_1	37
Tableau 5.5 : Valeurs de $A(L)$ pour les 18 cas possible	38
Tableau 5.6 Valeurs du coefficient bc	39
Tableau 5.7 . Valeurs de bt	40
Tableau 6 .1. Evaluation des efforts en les deux situations.	44
Tableau 6.2. Estimation du nombre de câbles du fléau.....	46
Tableau 6.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.	49
Tableau 6.4. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.	50
Tableau 6.5. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.....	55
Tableau 7.1. Les combinaisons de charge selon RCPR	57
Tableau 7.2. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.	57
Tableau 7.3. Ferrailage passif des voussoirs.....	58
Tableau 8.1. Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....	64
Tableau 8.2. Les dimensions de l'appareil d'appui.....	66
Tableau 8.3. Actions statiques et dynamiques sur les appuis.....	67
Tableau 8.4. Modèles des joints W_d	72
Tableau 9.1. Hauteurs des piles.	73
Tableau 9.2. Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.....	75
Tableau 9.3. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.....	76
Tableau 9.4. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.	76
Tableau 9.5. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.	77
Tableau 9.6. Sollicitation les plus défavorables pour la pile-3-.....	78
Tableau 10.1. Calcul du coefficient de poussée K_{ad}	84
Tableau 10.2. Evaluations des efforts.	84
Tableau 10.3. Evaluations des efforts de la dalle de transition.	86
Tableau 10.4. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.	86

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Processus de carbonatation	4
Figure 1.2. Corrosion initiée par des chlorures[4].....	6
Figure 1.3. Propagation des fissures en corrosion sous contrainte dans une armature de précontrainte [6].	6
Figure 1.4. Principe de fonctionnement général de la pompe à ultrasons[4]	10
Figure 1.5. Diminution de la vitesse de corrosion en présence de Nitrite de calcium[7]	10
Figure 1.6. Précontrainte additionnelle d'une poutre.	11
Figure 2.1. Implantation du projet sur GOOGLEMAPS	13
Figure 2.2.Tracé en plan de la voie portée.....	14
Figure 2.3.Profil en long de la voie portée.	14
Figure 2.4. Profil en travers de la voie portée.....	15
Figure 2.5. Gabarit à respecter.....	15
Figure 2.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie.	16
Figure 3.1. Vue longitudinale	19
Figure 3.2.Implantations des piles et culées.	19
Figure 3.3. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.	20
Figure 3.4. Notations des dimensions.	20
Figure 3.5. Section de la poutre PRS	21
Figure 3.6. Entretoise courante.....	22
Figure 3.7. Coupe longitudinale du tablier.....	24
Figure 3.8. Implantations des piles et culées	24
Figure 3.9. Notations des dimensions.	24
Figure 3.10 .section transversale du voussoir courant VSC.	25
Figure 3.11 .section transversale du voussoir sur pile VSP.	25
Figure 4.1.Diagramme contrainte- déformations	31
Figure 4 .2 . Les dimensions d'ancrage.....	31
Figure.5.1.Les cas de chargement	37
Figure 5.2.Système Bc	39
Figure 5.3. Système Bt.....	40
Figure 5.4. Dimensions du système Br.	40
Figure 5.5.Dimensions du convoi Mc120	41
Figure 5.6.Convoi exceptionnel D240	42
Figure 6.1. La disposition finale des câbles de fléau.....	47
Figure 6.2. Tracé en plan des câbles de fléau.....	47

Figure 6.3. Tracé en élévation des câbles du fléau.	48
Figure 6.4. Les tracés finals des câbles de fléau.....	49
Figure 6.5. La disposition finale des câbles de continuités.....	51
Figure 7.1. Vue en 3D du voussoir courant.	56
Figure 7. 2. Diagramme du moment de torsion.....	59
Figure 7. 3. L'aire Ω	59
Figure 7. 4. Schéma du ferrailage passif du voussoir courant.....	60
Figure 7. 5. Aciers de bousage.	62
Figure 7. 6. Schéma du ferrailage de bousage.....	63
Figure 8.1.Définition géométrique d'un appareil d'appui en élastomère fretté.	65
Figure 8.2.Le ferrailage des dés d'appuis de la pile et la culée.	71
Figure 8.3. Joint du type Wd.	72
Figure 9.1 Dimensions de la pile la plus haute.	73
Figure 9.2 coupe du fut de la pile.....	74
Figure.9.3 spectre de dimensionnement 5% d'amortissement	75
Figure.9.4 ferrailage de la pile.....	78
Figure.9.5 ferrailage de la pile 3D.....	79
Figure 9.6: Ferrailage de pieu.....	81
Figure 9.7. Ferrailage de la semelle.....	82
Figure 10.1 Dimensions de la culée.....	83
Figure 10.2. Ferrailage les éléments de la culée	90

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
1.1 INTRODUCTION	2
1.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE	2
1.2.1. La corrosion initiée par la carbonatation	3
1.2.2 La corrosion initiée par les chlorures	5
1.3. CORROSION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE	6
1.3.1. Les diverses formes de la corrosion des armatures de précontrainte	7
1.3.1.1. Cas de la précontrainte par pré-tension.....	7
1.3.1.2. Cas de la précontrainte par post-tension.....	7
1.3.2. Facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ponts	7
1.3.3. Plusieurs causes peuvent être à l'origine de ces corrosions	8
1.3.4. Techniques de réparation envisageables en cas de corrosion des armatures de précontrainte	9
1.3.4.1. L'injection d'un inhibiteur de corrosion.....	9
1.3.4.2. Réparation et renforcement par précontrainte additionnelle	11
1.4. CONCLUSION	12
CHAPITRE 2. PRESENTATION GENERALE	
2.1 INTRODUCTION	13
2.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	13
2.2.1. Les données fonctionnelle	13
2.2.1.1. Données relative à l'obstacle franchi	13
2.2.1.2. Données relatives à la voie portée	14
2.2.1.2.1. Tracé en plan.....	14
2.2.1.2.2. Profil en long	14
2.2.1.2.3. Profil en travers	15
2.2.1.2.4. Gabarit	15
2.3. CARACTERISTIQUES DU SITE	16
2.3.1. Topographie.....	16
2.3.2. Géotechnique.....	16
2.3.3. Sismicité du site.....	16
2.3.4. La température	17
2.3.5. La neige	17
2.3.6. Le vent	17
2.3.7. L'humidité.....	17
2.4. CONCLUSION	17
CHAPITRE 3.CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	
3.1 INTRODUCTION	18
3.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE	18
3.2.1. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage	18
3.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES variantes	19
3.3.1 Variante 1 : pont mixte (bi poutre + dalle en béton armé).	19
3.3.1.1. Conception longitudinale.	19
3.3.1.2. Conception transversale	20
3.3.1.3. Analyse de la variante	23
3.3.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués.....	23
3.3.2.1. découpage des voussoirs.....	23
3.3.2.2. Conception transversale.....	24
3.3.2.3. Analyse de la variante	26
3.4. CONCLUSION	27

CHAPITRE 4. HYPOTHESE DE CALCUL

4.1. INTRODUCTION	28
4.2. LES REGLEMENTS DE CALCUL	28
4.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	28
4.3.1. Béton.....	28
4.3.2. Les aciers	31
4.4. LOGICIEL UTILISE.....	32

CHAPITRE 5.ANALYSE DES CHARGES

5.1. INTRODUCTION	33
5.2. LES ACTIONS	33
5.2.1. Les actions hors trafic	33
5.2.1.1. Les actions permanentes.....	33
5.2.1.2. Actions variable hors trafic	33
5.2.2. Les actions dues au trafic	33
5.2.3. Les actions accidentelles	33
5.3. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC	33
5.3.1 Actions permanentes	33
5.3.1.1. Les éléments porteurs (charge permanente CP)	33
5.3.1.2. Complément des charges permanentes CCP	34
5.3.1.3. Action thermique	34
5.4. CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES.....	35
5.4.1. Largeur roulable, largeur chargeable	35
5.4.1.1. Largeur roulable	35
5.4.1.2. Largeur chargeable	35
5.4.1.3. Nombre de voies.....	35
5.4.1.4. Largeur d'une voie.....	35
5.5 SYSTEME DE CHARGE A	37
5.6 SYSTEME DE CHARGE B.....	38
5.6.1. Système de charge Bc	38
5.6.2. Système de charge Bt.....	40
5.6.3. Surcharge Br.....	40
5.7. EFFORTS DE FREINAGE	41
5.7.1. Système de charge Bc.....	41
5.7.2. Système de charge A	41
5.8. CHARGES MILITAIRES : MC120	41
5.9 CONVOI EXCEPTIONNEL : D240	42
5.10 SURCHARGES SUR TROTTOIRS.....	42

CHAPITRE 6.ETUDE DE LA PRECONTRAINT

6.1. INTRODUCTION	43
6.2. STABILITE DE FLEAU	43
6.2.1. Efforts dus à l'exécution de fléau.....	43
6.2.1.1. Poids propre du fléau.....	43
6.2.1.2. Charges de chantier aléatoires	43
6.2.1.3. Actions accidentelles	43
6.2.2. ÉTUDE DE LA STABILITE DU FLEAU EN COURS DE REALISATION	44
6.2.2.1. Combinaisons de charges	44
6.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINT	44
6.3.1 Mode de calcul	45
6.3.1.1. Câble de fléau.....	45
6.3.1.2. Câble de continuité.....	45
6.3.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINT DE FLEAU	45
6.3.2.1. Position et enrobage des câbles	46

6.3.2.2. Tracé des câbles en plan.....	47
6.3.2.3. Tracé des câbles en élévation.....	48
6.3.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE	49
6.3.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire	49
6.3.3.2. Détermination du nombre câbles nombre de continuité en travée de rive	50
6.3.3.3. Trace des câbles de continuité	50
6.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE	51
6.4.1. Pertes de tension instantanées	51
6.4.1.1. Pertes de tension par frottement.....	52
6.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage	52
6.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.....	52
6.4.2. Pertes de tension différées.....	53
6.4.2.1. Pertes par retrait.....	53
6.4.2.2. Pertes par fluage	53
6.4.2.3. Pertes par relaxation	54
6.4.2.4. Pertes différées totales	54
6.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES	54
6.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.....	55
6.5.2. Vérification des contraintes en phase de service.....	55

CHAPITRE 7. ETUDE TRANSVERSALE

7.1. INTRODUCTION.....	56
7.2. MODELISATION.....	56
7.3. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS.....	57
7.4. RESULTAT ET FERRAILLAGE	57
7.5. EFFET DE TORSION	58
7.5.1. Calcule le ferrailage	59
7.6. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE	60
7.6.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L	61
7.6.1.1. Effet de surface	61
7.6.2. Etude de bossage	62
7.7. CONCLUSION	63

CHAPITRE 8.1 LES EQUIPEMENT DU PONT

8.1. INTRODUCTION.....	64
8.2. APPAREIL D'APPUI	64
8.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis	64
8.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B.....	65
8.2.2.1. Aire l'appareil d'appui.....	65
8.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère.....	65
8.2.2.3. Dimensionnement des frettes.....	66
8.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux	66
8.2.3.1. Actions statiques.....	66
8.2.3.2. Actions dynamiques	67
8.2.3.3. Déplacement horizontale	67
8.2.4. Vérification des appareils d'appui	68
8.3. ETUDES DES DÈS D'APPUI.....	69
8.4. JOINTS DE CHAUSSEE.....	71

8.4.1. Type de joint.....	72
8.5. CONCLUSION	72

CHAPITRE 9.ETUDE DE LA PILE

8.1. INTRODUCTION.....	73
9.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE	73
9.2.1 Structure des appuis	73
9.2.2. Pré dimensionnement de la pile.....	73
9.2.3. Evaluation des efforts sismique	74
9.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique	74
9.2.3.2. Méthode de calcul.....	74
9.2.3.3. Spectre de dimensionnement	74
9.2.3.4. Effet de séisme longitudinal	75
9.2.3.5. Effet de séisme transversal	77
9.2.4. Calcul des efforts de la pile	77
9.2.5. Ferrailage de la pile	78
9.2.6. Estimation de nombre des pieux	79
9.2.6.1. Action sur les pieux pieux	79
9.2.6.2 Effort tranchant en tête du pieu.....	80
9.2.7 Etude de la semelle pieux	81
9.2.7.1. Ferrailage de la semelle pieux	81

CHAPITRE 10.ETUDE DE LA CULEE

10.1. INTRODUCTION.....	83
10.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	83
10.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE.....	84
10.3.1. Calcul de coefficient de poussée	84
10.4. ETUDE ET FERRAILAGE DE LA CULEE.....	85
10.4.1. Etude de Mur garde grève	85
10.4.2. Dalle de transition	86
10.4.3 Etude de mur frontal.....	87
10.4.4. Mur en retour.....	88
10.5. ETUDE DES FONDATION	88
10.5.1. Etude de la semelle.....	88
10.5.2 Effort tranchant en tête du pieu	89
CONCLUSION GENERALE	91
REFERENCE	
ANNEXE	

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique ,correspond à une intensité toujours accrue des échanges, suppose un volume de transport toujours plus considérable .ce parallélisme des flux de trafic et de la croissance générale a souvent été mis en lumière, notre monde moderne accorde une importance primordiale aux transports d'où la nécessité d'une infrastructure solide et pertinent qui met en en évidence l'utilisation et l'exploitation optimale des ressources naturelles en reliant les grandes pôles d'activités économiques à travers le pays. Le monde d'infrastructures se compose de divers réseaux tels que les réseaux routiers et les réseaux ferroviaires, cependant la réalisation de ces derniers nécessite en premier la construction des ouvrages d'art tels que les projets de ponts.

Un pont est défini comme étant un ouvrage ou une construction en élévation, implanté in situ, permettent à une voies de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont route) , piétonne (passerelle),ferroviaire (pont rail) ou plus rarement, une voie d'eau (pont canal).

La considération économique fut souvent la première raison et le motif de construction des ponts .en outre, ils ont aussi un rôle social unificateur amenant les gens à communiquer entre eux. En fait , aux temps ou les moyens de communications modernes tels le téléphone ,la radio et la télévisions n'existaient pas, les pont jouaient souvent le rôle privilégie de lien entre les villages , les régions et les pays ,il favorisent les échanges entre les gens et les cultures .

Cependant l'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuse, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution.

L'objet de ce travail est l'étude d'un viaduc construit par la technique d'encorbellement successif le long de 400.4 mètres, ce projet est inscrit dans le cadre d'aménagement de l'entrée de la ville d'Annaba a partir du carrefour de Sidi Brahim .

CHAPITRE 1.

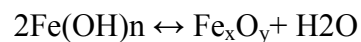
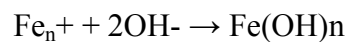
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA CORROSION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTÉ

1.1 INTRODUCTION

La durabilité des constructions en béton armé et précontraint dépend essentiellement de la tenue des armatures à la corrosion. Cette dernière figure parmi les pathologies les plus fréquentes qui touchent les structures bétonnées. Dans le cas du béton précontraint, le phénomène de corrosion entraîne des coûts de maintenance et de réparation très importants pouvant dans certains cas mettre en cause la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. En effet, comme les armatures sont sujettes à des contraintes très élevées (80% de leur résistance à la rupture), toute réduction de leurs sections causée par la corrosion, la plus faible qu'elle soit, peut engendrer leurs ruptures brutales.

1.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE

Lorsqu'une armature est placée dans le béton frais, on obtient une combinaison de matériaux favorable à la durabilité. En fait, le béton, grâce à son PH élevé, protège l'acier de sa tendance naturelle à la dégradation en présence d'humidité. La tendance naturelle de l'acier est de se dissoudre dans l'eau. Il s'y produit une oxydation à un endroit ($Fe \rightarrow Fe^{n+} + ne^-$) de l'élément métallique et une réduction à un autre endroit ($O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$ en présence d'oxygène et $2H_2O + 2e^- \rightarrow 2OH^- + H_2$ en l'absence d'oxygène). Entre ces 2 endroits, naît une différence de potentiel électrique qui agit comme force motrice. Si les produits formés étaient progressivement éliminés, le processus conduirait à la dissolution complète de l'acier. Heureusement, dans le cas de l'armature entourée par du béton, il y a passivation de l'acier : il s'agit de la création d'une couche protectrice par le dépôt d'oxydes stables. En effet, les réactions principales d'oxydoréduction sont suivies de réactions secondaires de formation des produits de corrosion à la surface du métal[2] :



Les oxydes Fe_3O_4 et Fe_2O_3 formés à la surface de l'armature ont pour effet de freiner les réactions de dissolution par un effet d'«écran». Ceci se produit pour autant que ces produits soient stables.

L'hydroxyde $Fe(OH)_2$ continue à s'oxyder et forme de la rouille anhydre (Fe_2O_3) ou de la rouille hydratée ($Fe(OH)_3$)[1].

Ils sont d'autant plus stables qu'ils sont entourés d'hydroxydes – en l'occurrence le $Ca(OH)_2$ du béton – et que le béton sert d'écran aux autres éléments agressifs de l'environnement (ion $Cl^- \dots$)

Nous nous trouvons, ici, avec un béton dont le pH est nettement supérieur à 9.

La corrosion des armatures survient lorsque la protection assurée par le béton n'est plus efficace. Ceci se produit dans les deux cas suivants :

- Lorsque le béton qui recouvre l'armature a été carbonaté (réaction du CO_2 de l'air avec le $Ca(OH)_2$ du béton \Rightarrow formation de $CaCO_3$ et baisse du pH à une valeur inférieure à 9), la stabilité de l'écran n'est plus assurée et la dissolution du fer peut se produire. Cette dissolution du fer conduit à la formation de produits de corrosion (rouille) beaucoup plus volumineux que le volume initial de fer. Il en résulte une expansion et un éclatement du béton. L'élimination physique de la couche de protection en béton conduit à un accroissement de la vitesse de corrosion de l'armature

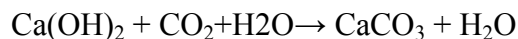
CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

•Lorsque des ions agressifs (comme des **chlorures**) traversent l'épaisseur du béton d'enrobage et entrent en contact avec l'armature.

1.2.1. La corrosion initiée par la carbonatation

a. Processus de carbonatation (phase d'initiation)

La réaction du dioxyde de carbone (CO_2) issu de l'air avec les substances alcalines du béton s'appelle la carbonatation. La combinaison du dioxyde de carbone avec l'hydroxyde de calcium -l'hydroxyde de calcium encore appelé portlandite est formée lors des réactions d'hydratation du ciment- donne lieu à un carbonate de calcium, comme le montre la réaction ci-après :



Cette réaction ne se déroule qu'en milieu aqueux d'abord, il faut que le dioxyde de carbone se dissolve dans l'eau des pores, ce qui entraîne une chute du pH (d'environ 13 à 9). Par cette chute de pH, l'hydroxyde de calcium entre également en solution. Les deux produits réagissent et se précipitent sous la forme de carbonate de calcium. L'humidité relative du milieu environnant qui détermine la teneur en eau du béton est un paramètre fondamental. En effet, pour que le processus se poursuive, il faut un apport de dioxyde de carbone frais. Or, la diffusion du dioxyde se déroule 10.000 fois plus rapidement dans l'air que dans l'eau. L'humidité relative doit donc être suffisamment faible pour que la diffusion du gaz carbonique soit possible mais elle doit aussi être suffisamment importante pour que la réaction de carbonatation proprement dite, qui ne peut être réalisée qu'en phase aqueuse, puisse avoir lieu. La vitesse de carbonatation diminue avec le temps. Au fur et à mesure que la zone de carbonatation (front de carbonatation) progresse, le carbonate de calcium forme colmate progressivement les pores du béton. Le CO_2 doit parcourir une distance plus longue pour trouver les substances alcalines, et dès lors, le processus se ralentit. La carbonatation est maximale lorsque l'humidité relative se situe entre 40 et 70 %, elle diminue, ensuite, rapidement.

Un béton constamment immergé dans l'eau ne présentera pour ainsi dire aucune carbonatation, la résistance de l'eau à la diffusion du dioxyde de carbone est trop élevée. Un béton exposé à un climat intérieur normal présentera une carbonatation rapide mais très superficielle par manque d'eau.

En ce qui concerne un béton exposé à un climat extérieur, il faut faire la distinction entre les situations où le béton est, soit abrité de la pluie, soit exposé à celle-ci. Pour la situation extérieure et non abritée, les pores sont régulièrement remplis d'eau, ce qui rend l'apport de dioxyde de carbone plus difficile. Pour la situation extérieure abritée, par contre, le processus de carbonatation se déroule plus rapidement, étant donné que les pores sont rarement saturés. À noter que les silicates (CSH) et les aluminates (CAH) hydratés, ainsi que les composés du clinker sont aussi susceptibles de réagir avec le dioxyde de carbone pour former du carbonate de calcium.

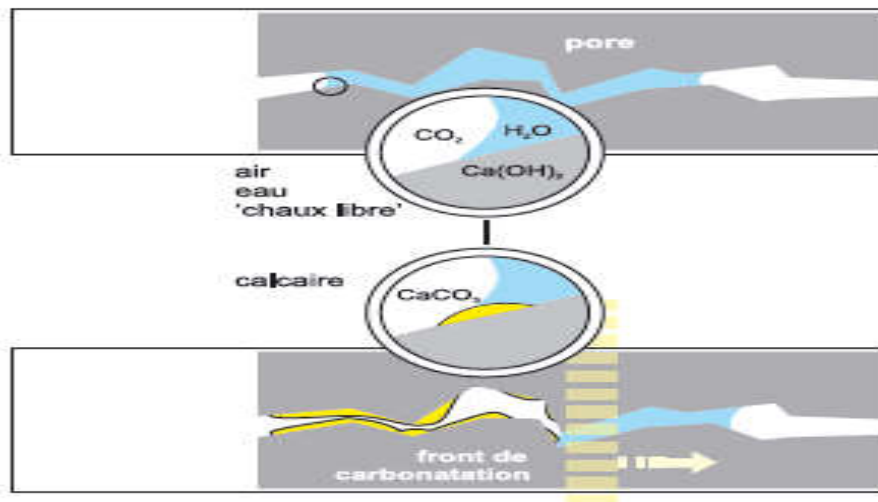


Figure 1.1. Processus de carbonatation

b. Processus de corrosion (phase de propagation)

Dans le béton non armé, la carbonatation n'a pas d'influence négative sur la durabilité. Au contraire, la formation de CaCO_3 insoluble fait diminuer la porosité.

Pour le béton armé, la carbonatation peut être néfaste par l'abaissement du pH. En effet, les substances alcalines disparaissent progressivement et l'acier n'est plus protégé. On dit qu'il n'est plus passif. La question qui se pose alors est de savoir si l'acier va se corroder et, dans l'affirmative, à quelle vitesse. L'acier ne peut se corroder que s'il est mis simultanément en présence d'eau et d'oxygène

Il existe une relation entre la vitesse de corrosion et l'humidité relative dans le béton carbonaté. L'expérience montre que la corrosion est le plus à craindre lorsque l'armature est régulièrement «humidifiée» (couverte d'eau) et que l'oxygène peut facilement pénétrer jusqu'à l'armature.

Dans un béton carbonaté, la probabilité d'une formation de rouille dépend donc des caractéristiques de l'environnement. Les armatures d'un béton exposées à un climat intérieur normal ne rouillent pas par manque d'eau. Pour les armatures d'un béton exposées à l'extérieur, la distinction doit être faite entre les trois situations suivantes :

- Présence d'armatures dans la zone carbonatée et plus particulièrement dans la zone soumise à des variations d'humidité (zone où s'alternent des phases de mouillage et de séchage, cette zone s'étend sur les 15 à 20 premiers millimètres à compter de la surface du béton). Dans ce cas, l'armature va se corroder. La rouille se produira plus vite dans un endroit abrité (par exemple la face inférieure d'un balcon), car, dans pareil cas, l'oxygène pénètre relativement facilement dans les pores qui ne sont que partiellement remplis d'eau la rouille progresse lentement et uniformément.
- Présence d'armatures dans la zone carbonatée mais en dehors de la zone sujette aux variations d'humidité. Dans une telle situation, la corrosion peut se produire lorsqu'il y a suffisamment d'humidité et d'oxygène. L'étude de cas pratiques démontre que la probabilité que cela se produise est plutôt faible. Dans la majorité des cas, il ne faut pas s'attendre à une détérioration notable due à la rouille pendant la durée d'existence de la construction.
- Présence d'armatures dans la zone non carbonatée, aucun danger de corrosion. On notera que la corrosion initiée par la carbonatation est une corrosion généralisée de l'acier se traduisant par une diminution progressive de la section des armatures.

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

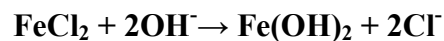
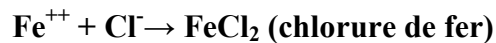
L'accumulation des produits de corrosion volumineux au niveau des armatures génère des gonflements et fait alors éclater le béton d'enrobage (formation d'épaufrures sur les ouvrages).

1.2.2 La corrosion initiée par les chlorures

Des ions chlorures véhiculés par l'eau peuvent être présents dans le béton : ils peuvent être présents dans les composants du béton (granulats marins, ...), être incorporés au moment du malaxage (adjuvants accélérateurs de prise chlorés, ...) ou encore pénétrer dans l'ouvrage au fil du temps par diffusion à partir du milieu extérieur.

À partir d'une teneur critique en chlorures, une armature peut se corroder localement pour autant qu'elle soit mise en présence d'eau et d'oxygène : des cratères de faible dimension affectent l'acier et s'agrandissent progressivement (figure 3). En effet, les ions Cl^- réagissent avec les ions Fe^{++} pour former du chlorure de fer.

Celui-ci consomme les ions hydroxyle, migre et s'oxyde plus loin en déposant de la rouille. De là, les taches de rouille en surface du béton, typiques d'une corrosion par les chlorures. Les réactions se déroulent comme suit :



On constate donc que les ions chlore, Cl^- , sont recyclés, ce qui explique que la rouille ne contient pas de chlorures, même si des chlorures ferreux sont formés lors des étapes intermédiaires de la réaction. Ainsi, cette corrosion est susceptible de continuer au même endroit. La corrosion initiée par les chlorures est donc une corrosion localisée par piqûres de l'acier. Elle est extrêmement dangereuse car elle entraîne une réduction locale de la section d'armature. Lorsque celle-ci devient trop petite, elle se rompra brusquement, ce qui peut avoir des conséquences désastreuses.

En ce qui concerne la teneur critique en chlorures, il a été constaté qu'il n'existe pas de valeur limite unique. La corrosion des armatures s'amorce dès que la teneur en ions chlorures au niveau des armatures atteint un certain seuil de dépassivation.

Ce seuil peut varier en fonction de nombreux facteurs (cation associée aux chlorures, teneur en oxygène, humidité relative, température, degré d'hydratation du ciment, teneur en C_3A , porosité, ajouts, composition de l'acier, ...). Toutefois, un rapport $[\text{Cl}^-]_{\text{libre}}/[\text{OH}^-]$ égale 0,6 est souvent admis. Cette seule teneur en chlorures limite est insuffisante pour déterminer si la corrosion aura lieu. Comme elle dépend du pH, il y a un rapport indirect avec la carbonatation. La corrosion peut se produire dans un béton carbonaté à des teneurs en chlorures plus faibles que pour un béton non carbonaté.

Un rapport $[\text{Cl}^-]_{\text{libre}}/[\text{OH}^-]$ compris entre 0,6 et 1 conduit généralement à une concentration «critique» en ions chlorure totaux de l'ordre de 0,4 % de la masse de ciment pour un béton non carbonaté et donc à des concentrations «critiques» comprises entre 0,04 et 0,1 % par rapport à la masse de béton suivant la formulation.



Figure 1.2. Corrosion initiée par des chlorures[4]

1.3. Corrosion des armatures de précontrainte

La pathologie la plus préoccupante concernant les ouvrages d'art en béton précontraint est la corrosion des armatures. Elle est souvent pernicieuse car peu ou pas visible depuis l'extérieur. La détérioration des câbles, pouvant aller jusqu'à la rupture d'un ou plusieurs fils constitutifs du toron, a pour conséquence une baisse de leur résistance mécanique. Lorsque la contrainte admissible du câble corrodé devient inférieure à la valeur de la précontrainte, le câble se rompt et ébranle la résistance de l'ouvrage. Cette pathologie peut être la cause de graves catastrophes dont l'une des plus connues est la ruine du toit du palais des congrès de Berlin le 21 mai 1980 [3]. La corrosion aqueuse d'une structure métallique est un phénomène électrochimique faisant suite à la mise en contact d'un métal avec une atmosphère humide ou directement immergé dans un liquide appelé électrolyte. Dans le cas des ouvrages précontraints, les câbles sont mis en contact avec le coulis de ciment qui contient de la chaux $\text{Ca}(\text{OH})_2$. La chaux se dissout ensuite dans l'eau de gâchage et contribue à la basicité du milieu (pH compris entre 12,4 et 13,5). Cette basicité provoque la passivation des armatures, donc leur protection [5].

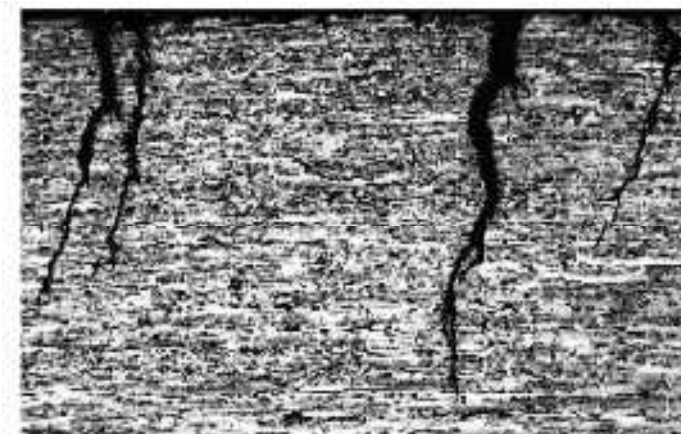


Figure 1.3. Propagation des fissures en corrosion sous contrainte dans une armature de précontrainte [6].

1.3.1. Les diverses formes de la corrosion des armatures de précontrainte

1.3.1.1. Cas de la précontrainte par pré-tension

La corrosion des armatures de précontrainte par pré-tension se développe s'il y a un défaut de protection des armatures en présence d'humidité et d'oxygène lorsque le pH du béton qui assure «la passivation »des armatures chute en dessous de 9. Cette chute est due à la carbonatation du béton et la pénétration des chlorures. C'est le même phénomène qui provoque la corrosion des armatures de béton armé.

La période d'incubation, c'est-à-dire le temps que mettent les agents agressifs pour arriver par les porosités du béton aux armatures et provoquer un début de corrosion, étant variable, plusieurs cas se présentent :

- Premier cas, en l'absence de toute fissure, la période d'incubation est la plus longue ;
- Deuxième cas, en présence de fissures non-actives de faible ouverture, il se produit rapidement un début de corrosion due aux agents agressifs qui pénètrent dans la fissure. Très vite, les produits de corrosion bloquent la réaction. Ensuite, les agents agressifs continuent à pénétrer dans le béton par ses porosités pour arriver aux armatures et provoquer leur corrosion comme dans le cas précédent. Par rapport au premier cas, la durée d'incubation est légèrement réduite ;
- Troisième cas, en présence de fissures non actives mais soumise à une circulation d'eau, celle-ci entraîne les produits de corrosion, ce qui a pour conséquence d'alimenter la réaction de corrosion. La période d'incubation est beaucoup plus courte ;
- Quatrième cas, la présence de fissures actives accélère le développement de la corrosion.

La corrosion qui se développe sur les armatures est tout d'abord locale, sous forme de piqûres, puis elle devient généralisée (corrosion dite de dissolution). La rouille, qui est expansive, provoque, d'une part, la fissuration puis l'éclatement du béton et, d'autre part, la réduction de la section résistante des armatures. Les armatures de précontrainte par pré tension peuvent être également affectées par une forme particulière et grave de corrosion : la corrosion fissurant sous tension.

1.3.1.2. Cas de la précontrainte par post-tension

La corrosion qui se développe dans les armatures de précontrainte par post-tension peut être une **corrosion de dissolution**, comme pour les armatures de béton armé et de précontrainte par pré-tension, ou une corrosion fissurante sous tension.

1.3.2. Facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ponts

Les principaux facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ponts sont :

* Humidité relative

La présence d'agents agressifs tels que les chlorures peut enclencher le processus de corrosion. En effet, La pénétration de ces agents est généralement favorisée par l'humidité relative. Cette dernière permet de transporter ces agents à travers les interstices jusqu'aux câbles et saturer le béton d'avantage de liquide accélérant ainsi la corrosion.

* Enrobage de béton

Le rôle du béton dans les ouvrages d'art est la lutte contre les efforts de compression. La couche de béton enrobant les câbles constitue une barrière contre les agents agressifs et offre un PH basique protégeant les câbles. Un enrobage épais retarde en principe l'amorçage de la corrosion au niveau des câbles.

* Concentration des chlorures

Une concentration en chlorures atteignant une valeur critique entraîne une rupture de la couche protectrice entourant l'acier [8].

Les sources des chlorures sont différentes ; elles peuvent être présentes lors de la fabrication des poutres précontraintes dans l'eau de gâchage comme elles peuvent migrer vers les câbles si l'ouvrage d'art se trouve à proximité d'un environnement marin.

* Oxygène

L'oxygène joue un rôle accélérateur de la réaction de réduction de l'eau. Par ce fait, la concentration des ions OH^- augmente la dissolution du métal est facilitée. Une atmosphère riche en oxygène favoriserait donc la corrosion des câbles.

* Le rapport Eau/ Ciment (E/C)

Le rapport E/C a une très grande influence sur la porosité du béton : plus il est important, plus la porosité du béton est grande, facilitant ainsi la pénétration des espèces agressives et par suite la corrosion de l'armature.

1.3.3. Plusieurs causes peuvent être à l'origine de ces corrosions :

- Divers défauts (une chape d'étanchéité défectueuse, un mauvais cachetage, des défauts de bétonnage importants avec nids de cailloux et/ou vides) permettent à l'humidité et aux chlorures de venir en contact avec les conduits, qui se corrodent, puis avec les armatures de précontraintes, qui se corrodent à leur tour. En effet, les armatures ne sont pas toujours correctement protégées par le coulis d'injection à cause des contacts entre la gaine et l'armature ou le mauvais remplissage de la gaine ;
- Un contact, en présence d'eau, entre une armature de précontrainte et sa gaine plombée peut amorcer une corrosion de type bimétallique entraînant la corrosion de l'armature (le potentiel normal de l'acier est inférieur à celui du plomb). Il faut bien entendu que de l'eau, qui peut être, en plus, chargée en chlorures, puisse pénétrer dans le conduit de précontrainte (étanchéité déficiente, câbles relevés avec ancrage au niveau de l'extrados, mauvais remplissage des conduits...). Ce type de gaine a été utilisé pendant de nombreuses années pour réduire les coefficients de frottement lors de la mise en tension ;
- Une mauvaise injection combinée à une décantation du coulis d'injection laisse alors une eau fossile en contact permanent avec l'armature de précontrainte. Bien que le pH de cette eau soit élevé, les phénomènes d'évaporation condensation de cette eau fossile (effet Evans) amorcent une corrosion inéluctable. Cette corrosion est plus rapide pour la précontrainte extérieure qui ne bénéficie pas, comme la précontrainte intérieure au béton, de l'inertie thermique du béton du tablier. Les aciers de précontrainte sous tension en contact permanent avec de l'eau développent la forme particulière de corrosion, dite corrosion fissurante sous tension, pouvant provoquant la rupture brutale et difficilement prévisible des fils, des torons et des câbles, même si ces aciers sont normalement classés non sensibles à ce phénomène.

- Les phénomènes de corrosion induits par la présence de chlorures correspondent à l'un des principaux mécanismes de dégradation des structures précontraintes. Ces chlorures peuvent avoir différentes origines telles que l'eau de mer ou les sels de déverglaçage. Au cours du temps, ils migrent depuis la surface du béton jusqu'au niveau des armatures, généralement par les « points faibles » de la structure tels que les joints de dilatation, les défauts de conception ou les fissures [7]. Ces chlorures génèrent alors une corrosion par piqûres induisant des attaques localisées qui peuvent être à l'origine de ruptures fragiles des câbles de précontrainte.

1.3.4. Techniques de réparation envisageables en cas de corrosion des armatures de précontrainte

Lorsqu'un diagnostic d'ouvrage est réalisé, il faut ensuite réfléchir aux actions correctives à mettre en place. La réparation de la structure doit être envisagée suivant deux optiques :

- Reconstituer la structure ;
- S'attaquer aux causes du désordre.

Lorsqu'un endommagement par corrosion des câbles ou qu'une rupture partielle ou totale d'un câble sont détectés, deux cas de figure peuvent être envisagés. Lorsqu'il s'agit de précontrainte extérieure, les câbles sont relativement accessibles donc un changement des câbles de précontrainte peut être possible mais reste délicat à réaliser notamment concernant le démontage de la précontrainte. En revanche, dans le cas de la précontrainte intérieure, les câbles ne sont pas démontables et il faut recourir à une précontrainte additionnelle (extérieure) après une estimation des pertes de précontrainte afin de ne pas surcomprimer le béton ;

-Parmi les techniques innovantes appliquées pour réparer les structures corrodées figurent les deux techniques les plus couramment utilisées :

- injection d'un inhibiteur de corrosion
- réparation et renforcement par précontrainte additionnelle

1.3.4.1. L'injection d'un inhibiteur de corrosion

Cette technique est fréquemment utilisée dans le cas des structures précontraintes par post tension, parce que les câbles localisés dans une gaine sont remplis d'un coulis de ciment. En cas des défauts de remplissage de ces gaines., l'acier n'est plus protégé par l'alcalinité du ciment et des processus de corrosion peuvent apparaître. En cas de contamination par les chlorures, ces vides peuvent aussi accroître les phénomènes de corrosion.

Principe général de la technique

Ce procédé d'injection est basé sur l'utilisation d'une pompe alternative de fréquence élevée correspondant à un transducteur ultrasonore de puissance dont la sonotrode est confinée dans une enceinte de compression. Elle se dilate et se contracte en créant des surpressions et des dépressions alternatives à la fréquence ultrasonore[7]la figure au-dessous présente l'appareillages de la technique :

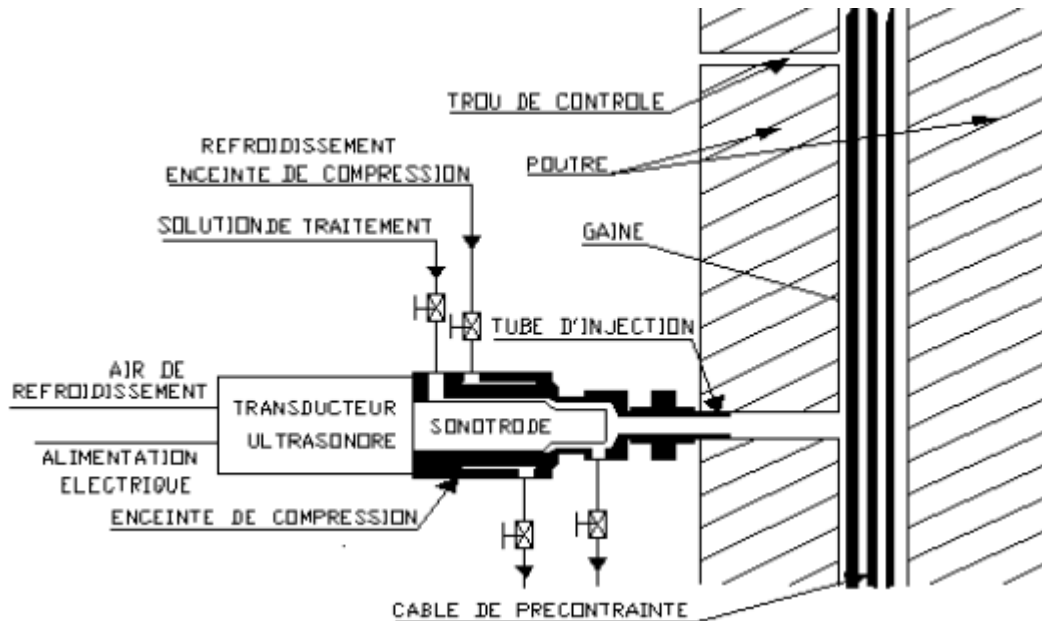


Figure 1.4. Principe de fonctionnement général de la pompe à ultrasons[4]

Mise en œuvre du procédé

Les principales étapes nécessaires à la mise en œuvre sont :

- Des trous sont percés jusqu'à la gaine
- Une buse d'injection est collée dans chaque trou
- Une pompe ultrasonore est positionnée sur buse d'injection
- La vérification de la progression du liquide est effectuée par les trous situés de part et d'autre des trous d'injection
- L'action des ultrasons induit principalement un état de cavitation en phase vapeur du liquide inhibiteur, l'énergie ainsi libérée permet de dégager efficacement les entrées des macropores du coulis en contact avec le câble de précontrainte favorisant ainsi la pénétration de la solution et l'imprégnation du milieu.
- Les défauts sont ensuite réinjectés par des microcoulis très fluides de façon à rétablir une qualité d'injection qui est celle qui aurait d'existé depuis la construction.

Inhibiteur de corrosion utilisée : est le nitrite de calcium qui a la propriété de transformer les oxydes ferreux qui sont perméables en oxydes ferrique qui sont imperméables restaurant ainsi la couche de passivation naturelle de l'acier dans un béton sain.

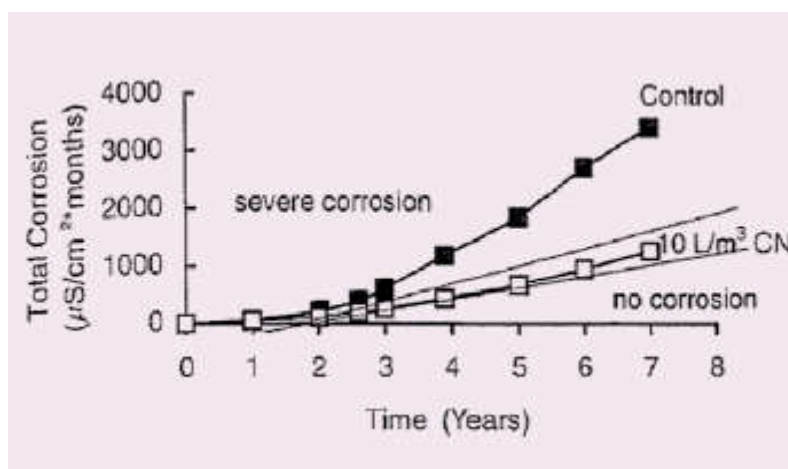


Figure1.5. Diminution de la vitesse de corrosion en présence de Nitrite de calcium[7]

1.3.4.2. Réparation et renforcement par précontrainte additionnelle

En cas de corrosion très avancée des armatures, il est souvent difficile de connaître précisément la résistance réelle de l'ouvrage ; il faut intervenir de façon préventive en ajoutant des câbles de précontrainte additionnels qui se substitueront progressivement à la précontrainte intérieure déclinante.

La réalisation d'une précontrainte additionnelle provisoire à base de câbles galvanisés est possible, par exemple dans le cas où l'injection des fissures ne peut être effectuée faute de pouvoir couper la circulation (coupure qui ne sera possible qu'après la mise en service d'un nouvel ouvrage actuellement en cours de construction). Cette précontrainte provisoire permettra de limiter au maximum l'endommagement de l'ouvrage malade. Au contraire, la réalisation d'une précontrainte additionnelle à titre définitif et à base des câbles galvanisée laissés libre est, le plus souvent, déconseillée, car sa durée de vie peut être réduite par corrosion, en particulier au niveau des ancrages, la couche de protection des fils étant endommagée par les clavettes. Le risque de corrosion ne se pose pas si elle est placée sous gaines injectées par un produit de protection souple [9] .



Figure 1.6. Précontrainte additionnelle d'une poutre.

Ilya deux cas possibles soit remplacer les câbles existants ou bien ajouter des câbles additionnels et garder les câbles existants ça dépend le cas d'ouvrage à réparé

La réalisation d'une précontrainte additionnelle comporte 4 parties :

- Mise en place de la précontrainte additionnelle ;
- Réalisation de l'injection des fissures ;
- Mise en tension de la précontrainte longitudinale additionnelle ;
- Mise en œuvre de la protection de la précontrainte additionnelle.

1.4. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons abordé l'une des pathologies qui affectent les ouvrages en béton précontraint, qui est la corrosion des aciers, ainsi que les facteurs qui sont à l'origine de leur dégradation. De même, nous avons relevé les principales méthodes envisageables pour la réparation et le renforcement des ouvrages endommagés. Il ressort que la méthode de réparation la plus applicable, dans le cas des câbles adhérents ou câbles intérieurs, est celle qui utilise l'injection d'un inhibiteur de corrosion, une autre méthode envisageable est la réparation par précontrainte additionnelle, cette méthode est utilisée dans le cas où l'ouvrage est gravement endommagé.

De cette étude bibliographique, il y a lieu de retenir que la corrosion des armatures de précontrainte, qui reste un domaine très vaste, est une pathologie qui peut endommager une structure en béton précontraint d'où la nécessité de mettre l'accent sur les méthodes de prévention et de réparation du phénomène.

CHAPITRE 2.

PRESENTATION GENERALE

CHAPITRE 2 : PRESENTATION GENERALE

2.1.INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception d'un ouvrage qui permet de franchir un obstacle donné, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet de ce chapitre

2.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet de fin d'étude a pour but de faire la conception et étude d'un ouvrage d'art sur une longueur de **400.4** mètres comprise entre le **PK 0+129.47** au **PK0+529 .87** .

Cet ouvrage est une partie intégrante dans un grand projet d'aménagement de l'entrée de la ville d'Annaba.

Le viaduc D est un passage supérieur sur voies ferrées et accès de port du **PK 0+129.47** au **PK0+529 .87** .



Figure 2.1. Implantation du projet sur GOOGLEMAPS .

2.2.1.Les données fonctionnelle

2.2.1.1. Donnés relative à l'obstacle franchi

L'ouvrage passe au-dessus :

- Quatre lignes de voies ferrées.
- Accès au port
- Conduite de Gaz.
- Zone marécageuse

CHAPITRE 2 : PRESENTATION GENERALE

2.2.1.2 Données relatives à la voie portée

2.2.1.2.1. Tracé en plan

L'ouvrage en plan suit une faible courbe d'un rayon de 60 m et de longueur de 100 m après il est droit sur une longueur 134.4 m et à la fin il suit une courbe d'un rayon de 139.7 m et de longueur de 166 m.

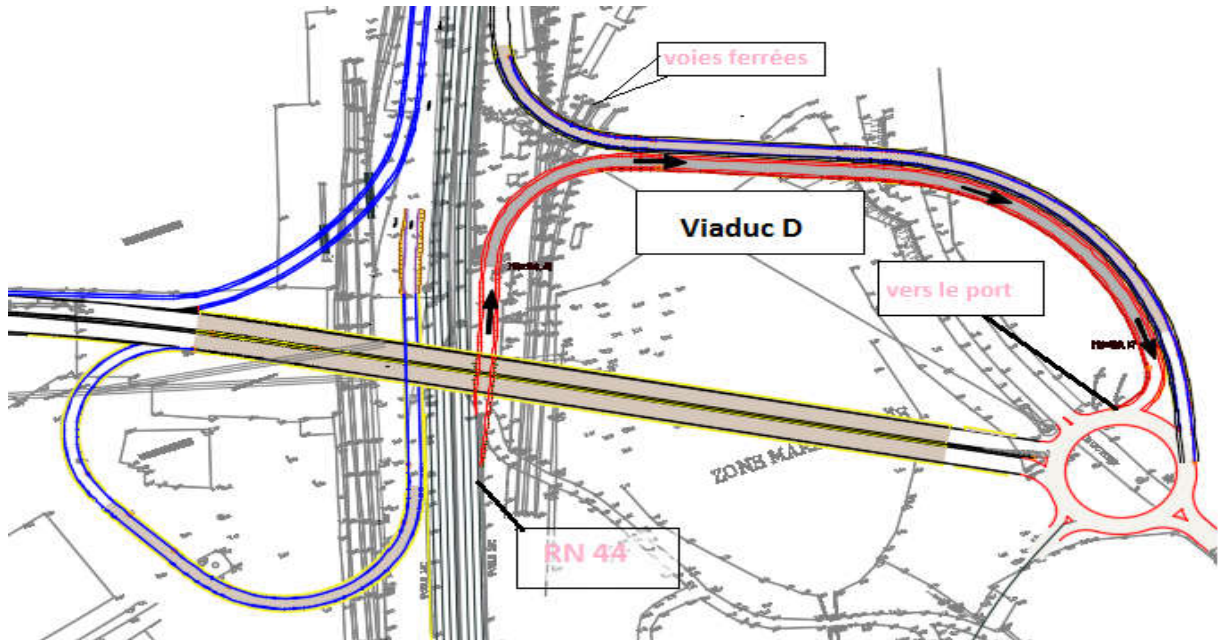


Figure 2.2. Tracé en plan de la voie portée.

2.2.1.2.2. Profil en long

Le profil en long de notre ouvrage suit une parabole de rayon $R = 750$ m.

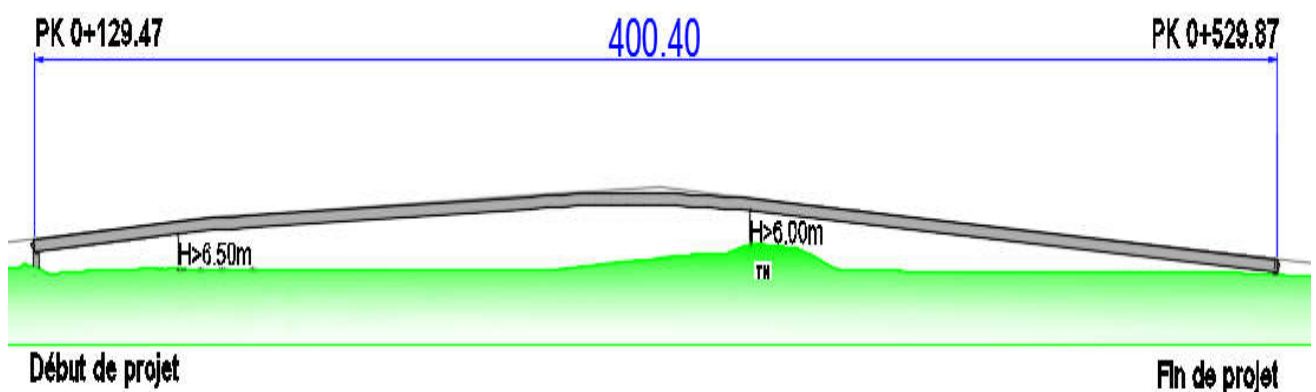


Figure 2.3. Profil en long de la voie portée.

CHAPITRE 2 : PRESENTATION GENERALE

2.2.1.2.3. Profil en travers

L'ouvrage D comporte une voie de circulation.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 6$ m.
- Largeur chargeable $L_c = 5$ m.
- Largeur de trottoir $= 1.5$ m.

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 9.3 m.

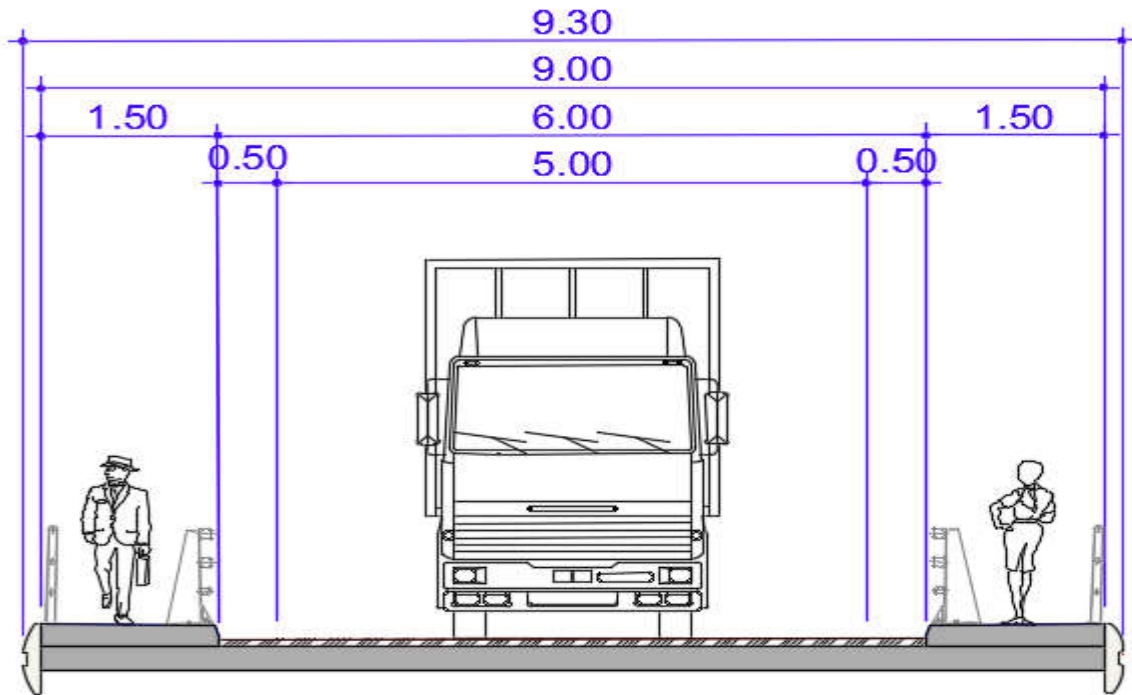


Figure 2.4. Profil en travers de la voie portée.

2.2.1.2.4. Gabarit

L'ouvrage franchit une voie ferrée ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de **6.5m**.

L'ouvrage franchit un accès au port ce qui conduit à un gabarit à respecter supérieur à **6 m**.

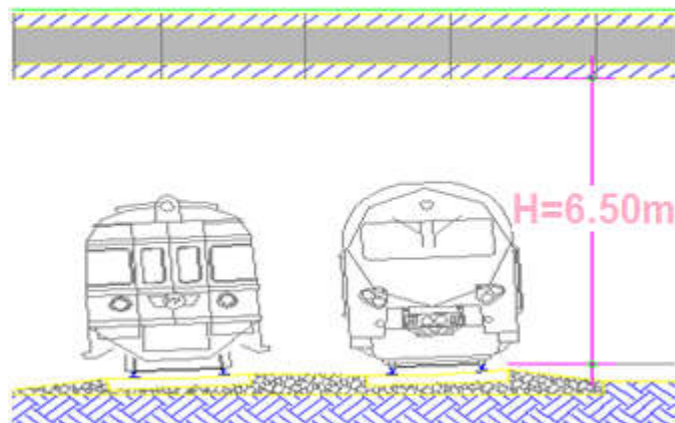


Figure 2.5. Gabarit à respecter.

CHAPITRE 2 : PRESENTATION GENERALE

2.3. CARACTERISTIQUES DU SITE :

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données concernant le site et son environnement.

Les principaux renseignements que nous avons recueillis après l'analyse des données topographique disponible sont évoqués ci-après :

2.3.1. Topographie

Selon L'analyse du levé topographique, le site retenu est dans son ensemble plat.

2.3.2. Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, permet de :

- Retenir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de l'ouvrage.
- Déterminer le type d'ouvrage qu'il convient de retenir (ou du moins elle contribue), et la nature des fondations à envisager pour les appuis.
- De choisir le meilleur emplacement pour assurer le bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Le programme d'investigation géotechnique a consiste a l'exécution des essais suivants :

- Cinq (05) sondages carottés (SC) de 50 mètres de profondeur accompagnes chacun des essais de pénétration au carottier (S.P.T.) ;
- Cinq (05) forages pressiométriques (SP) de 50 mètres de profondeur chacun accompagnes par des essais pressiométriques chaque 1.00 m.

L'étude géotechnique montre que le sol des assises étudié est homogène avec la prédominance de matériaux sablo / sablo-limoneux et des argiles sableuses avec la présence d'eau a une profondeur variable du niveau naturel du terrain (de -1.00 a -1.60 m).

2.3.3. Sismicité du site

Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008), la région d'Annaba où est situé notre ouvrage est classée en zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

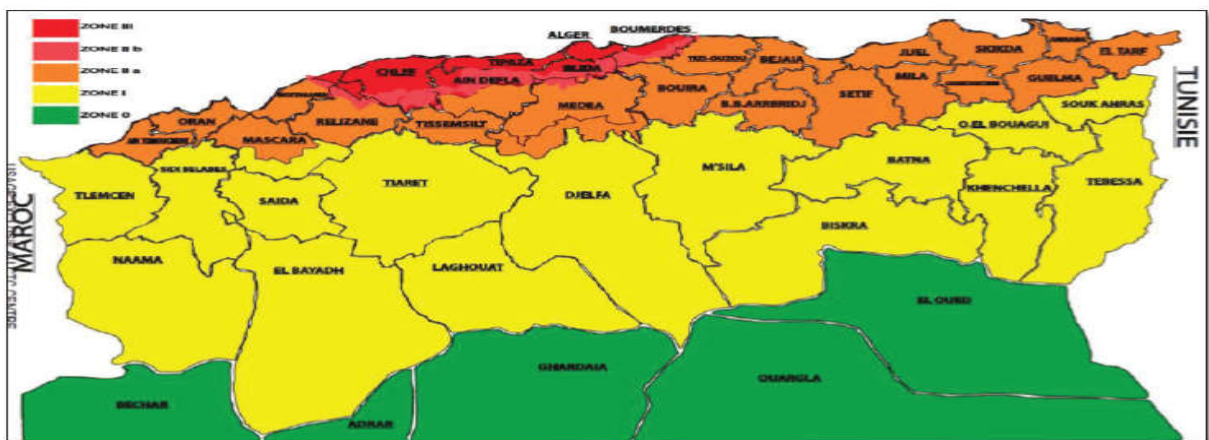


Figure 2.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie.

CHAPITRE 2 : PRESENTATION GENERALE

2.3.4. La température

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul. Surtout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La variation de température annuelle de la ville d'Annaba en Algérie du Nord (climat tempéré) est entre -15°C et $+35^{\circ}\text{C}$.

2.3.5. La neige

Annaba c'est une ville côtière donc les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul.

2.3.6. Le vent

Ses actions sont fixés par l'actuel règlement des charges (**RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des **Ponts Routes**).

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service;
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

2.3.7. L'humidité

Sous l'action d'agents atmosphérique, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70%. La présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorise le déclenchement de ce phénomène.

La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribué dans l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

Pour la région d'Annaba l'humidité ambiante varie entre 55 et 75%.

2.4. CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE 3.

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

3.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont s'insère en général dans une démarche globale de projet routier ou ferroviaire prenant en compte à chaque niveau d'avancement des contraintes environnementales et fonctionnelles de plus en plus détaillées. Le choix d'un type d'ouvrage appuie essentiellement sur une vue technique et économique dont l'ouvrage choisis doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleurs et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. En respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration dans l'espace.

Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui repend à toutes les sujétions.

3.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- ✓ L'obstacle à franchir.
- ✓ La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- ✓ Le matériau principal dont ils sont constitués.
- ✓ La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- ✓ La disposition en plan : droits, biais, courbes.

3.2.1. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

- ✓ Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- ✓ Les positions possibles des appuis.
- ✓ La nature du sol de fondation.
- ✓ Le gabarit à respecter.
- ✓ La brèche de l'ouvrage.
- ✓ Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

3.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

3.3.1 Variante 1 : pont mixte (bi poutre + dalle en béton armé).

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural.

3.3.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre de hauteur constante avec une travée réalisée par des poutres reconstituées soudées (PRS) et en dalle en béton armé. Les travées principales auront une longueur de **80 m** (4 travées) avec une hauteur des poutres égales à **2.7m**. Les travées de rives auront une longueur **40.2m** chacune, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à **400.4 m**.

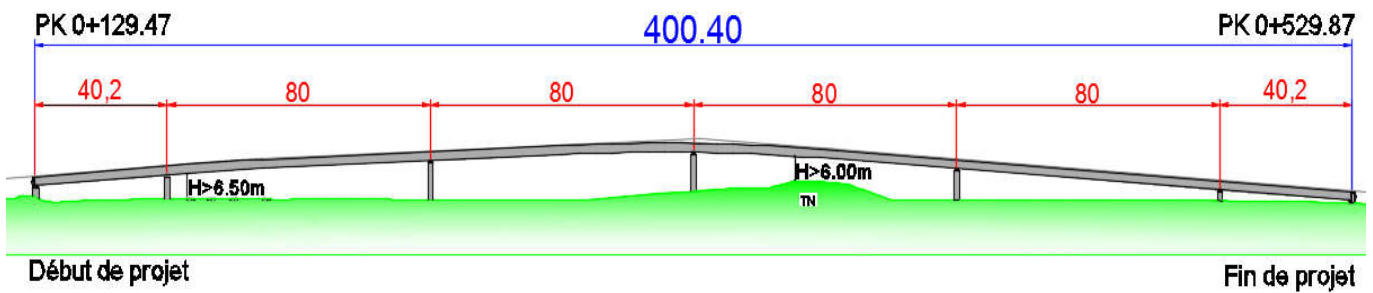


Figure 3.1. Vue longitudinale

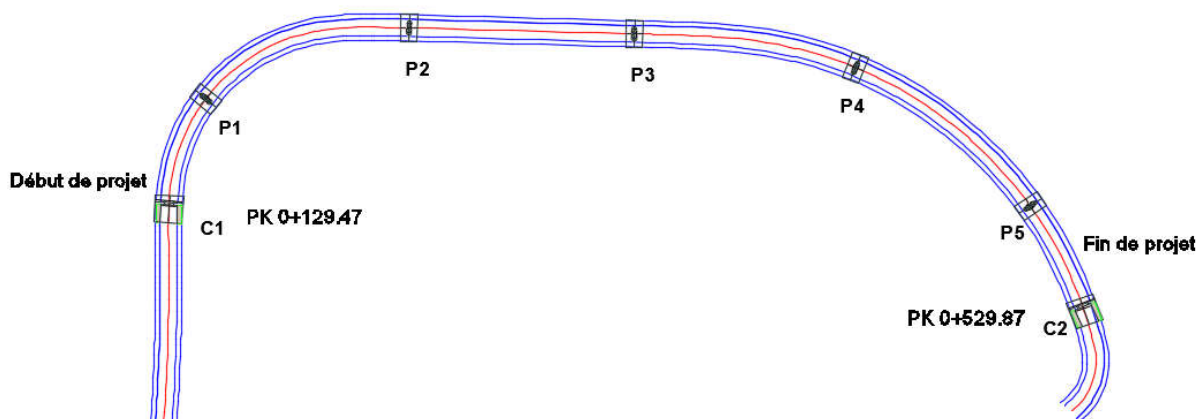


Figure 3.2. Implantations des piles et culées.

3.3.1.2 Conception transversale

Le tablier est de largeur égal à **9.3 m**, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises.

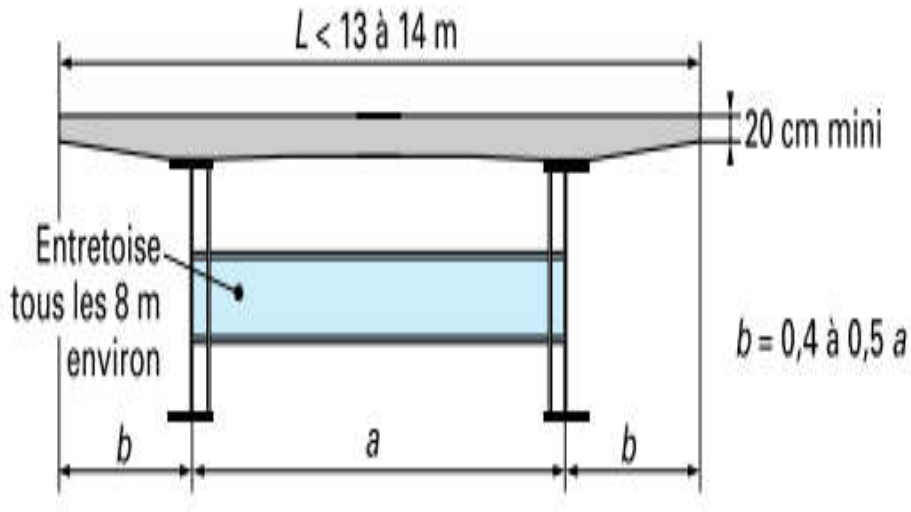


Figure 3.3. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L \rightarrow$ On opte pour : $a = 5 \text{ m}$, par conséquent $b = 2.15 \text{ m}$.

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

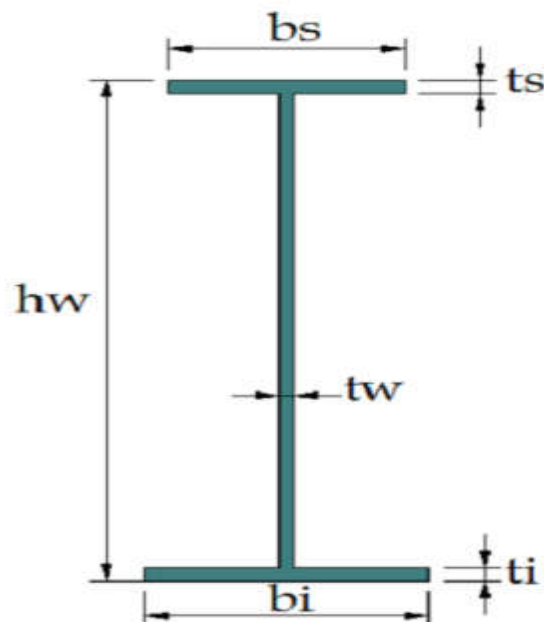


Figure 3.4. Notations des dimensions.

Tableau3.1. Les dimensions de différentes composantes de poutre PRS.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur des poutres	$H = \text{Max}(\frac{X}{28} (\frac{LT}{12})^{0.333}, 0.40 + \frac{X}{35})$	2700
Largeur des semelles inferieur	$B_{inf} = (0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}) \times (0.92 + \frac{LT}{150})$	1200
Largeur des semelles supérieure	$B_{sup} = B_{inf} \cdot 0.1$	1000
Epaisseur de la semelle inferieure	$t_i = B_{inf} / 30$	50
Epaisseur semelle supérieure	$t_s = B_{sup} / 30$	40
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 12 \text{ mm}$	30
Entretoise courantes	Profils IPE500 à IPE700 ou équivalents	IPE600

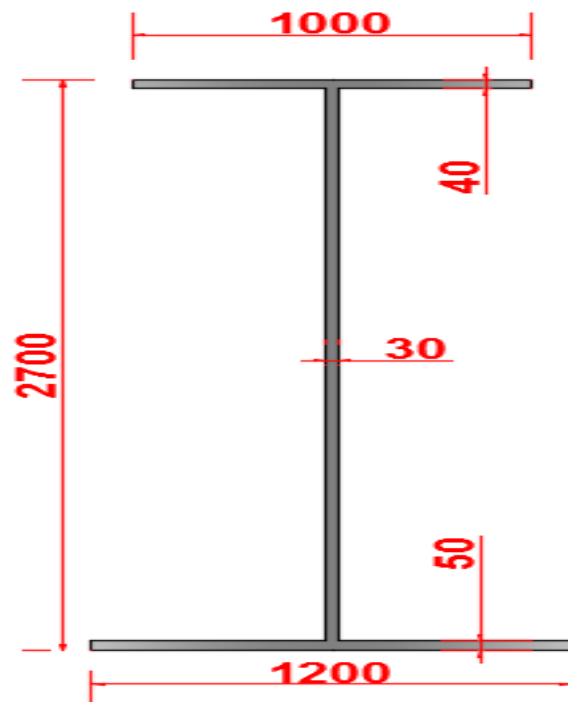


Figure3.5. Section de la poutre PRS

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Les entretoises

Pour notre cas, on prend pour les entretoises un profilé métallique **IPE600**, Leur espacement varie de 6 à 10 mètres, on fixe l'espacement à **8 m**. leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.2. Pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle t_f	19
Epaisseur de l'âme t_w	12

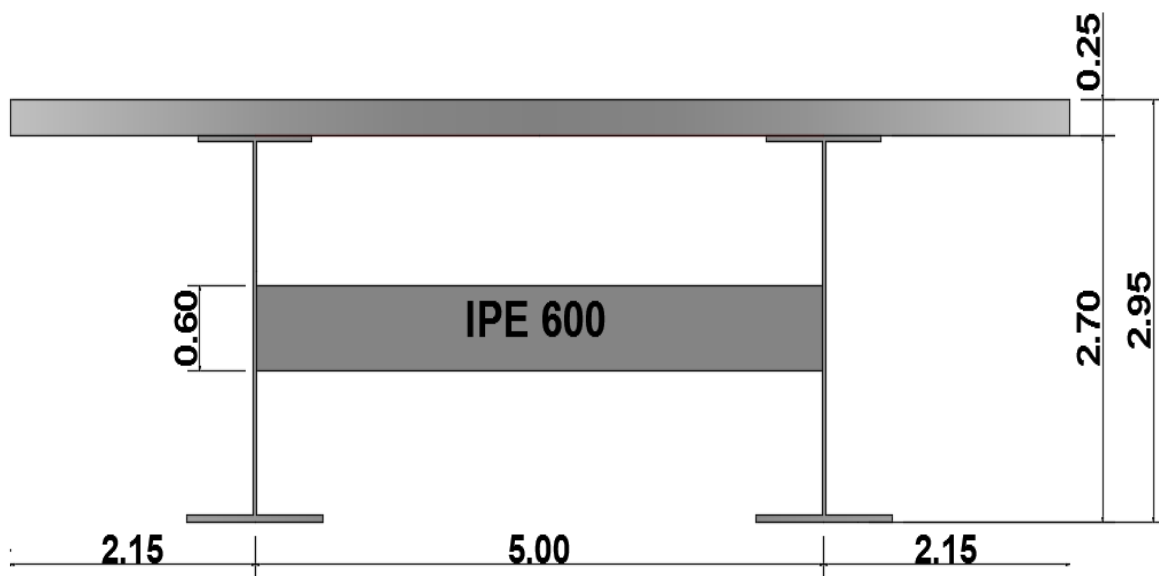


Figure 3.6. Entretoise courante

- ❖ 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 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.

3.3.1.3 Analyse de la variante

Avantages	Inconvénients
-La légèreté de la superstructure (le tablier mixte est léger par rapport à un tablier à poutre). -La possibilité de franchir des grandes portées. -La rapidité d'exécution globale -La précision dimensionnelle des structures - -Entretien de la voie minime pour les travées simples	- Le cout est plus élevé - Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion - Le phénomène de la fatigue dans les assemblages qui exige une surveillance avec des visites périodiques -Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).

3.3. 2 Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués

On peut envisager en concurrence avec les autres types, les ponts en béton précontraint construit par encorbellement. Ce mode de construction consiste à exécuter essentielle du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoir, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède.

Dans cette variante on a choisi de réaliser des voussoirs à hauteur constante, vu que la portée principale ne dépasse pas les 65 m. Ainsi qu'on opte pour des voussoirs mono caisson, car la largeur de pont est inférieure 20 m, et l'hourdis supérieur sera en béton armé seulement car la largeur est aussi inférieure à 15 m.

On propose dans cette variante un tablier constitué par une poutre-caisson monocellulaire continue en béton précontraint (pont voussoirs), de **55.5m** de travée et **33.7m** de travée de rive et **9.3m** de largeur.

3.3. 2.1 découpage des voussoirs

La longueur des voussoirs dépend essentiellement de :

- La géométrie longitudinale de l'ouvrage.
- Le mode de construction

On distingue trois types de voussoir :

Les voussoirs sur piles

Pour notre ouvrage, on pose une longueur de $L=2.1$ m.

Les voussoirs de clavage (à la clef)

Pour notre ouvrage, on prend : $L = 1.7$ m.

Les voussoirs courants

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages. Pour notre cas, on prend : $L = 2.35$ m. En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 173$.

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

- 7 voussoirs sur pile ;
- 8 voussoirs de clavage ;
- 154 voussoirs courants ;
- 4 voussoirs sur culée.

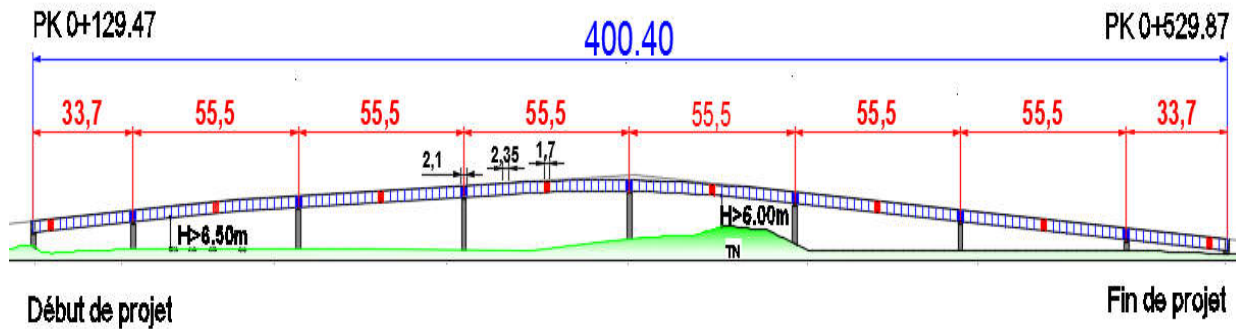


Figure 3.7. Coupe longitudinale du tablier.

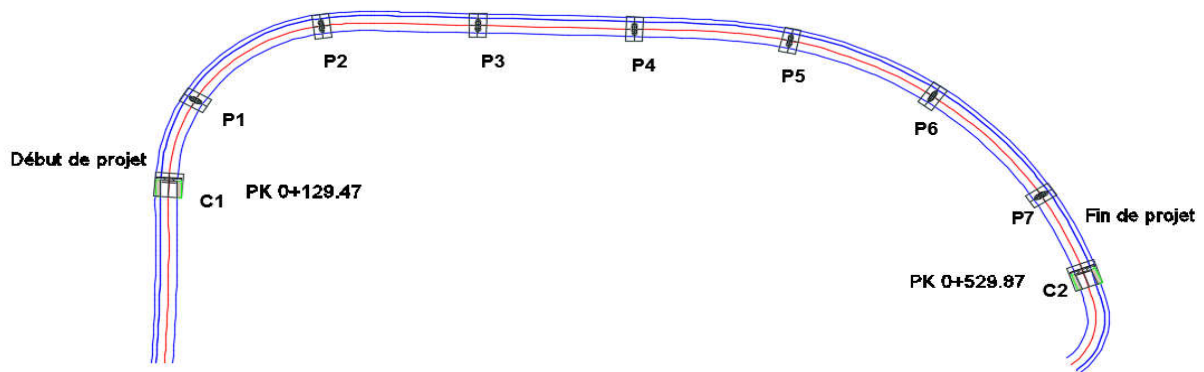


Figure 3.8. Implantations des piles et culées

3.3. 2.2 Conception transversale

On représente dans cette partie le pré dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir.

La figure 3.8 précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées ont montrées dans le tableau ci-dessous.

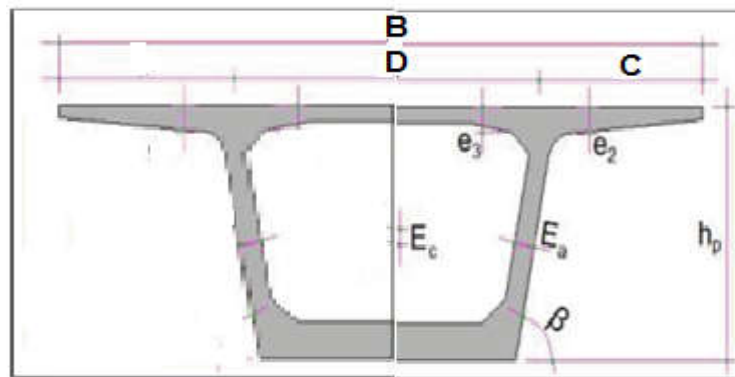


Figure 3.9. Notations des dimensions.

Tableau 3.3. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Eléments S	Seuil	retenus
Hauteur de voussoir	$\frac{l}{25} < h < \frac{l}{20}$	2.30 m
Largeur de voussoir	B	9.30 m
C	B/4	2.325 m
D	B-2C	4.65 m
e1	$e1 \geq 16$	25 cm
e2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	30 cm
e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	20 cm
e3	$e3 > e2 - 0.1$ et $e3 > 1.5e4$	35 cm
Ea	$Ea \geq 0.26 + L/500$	55 cm
Ec=Ep	$Ec \geq (18\text{cm}, 3\phi, Ea/3)$	40 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
Gossier supérieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gossier inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°

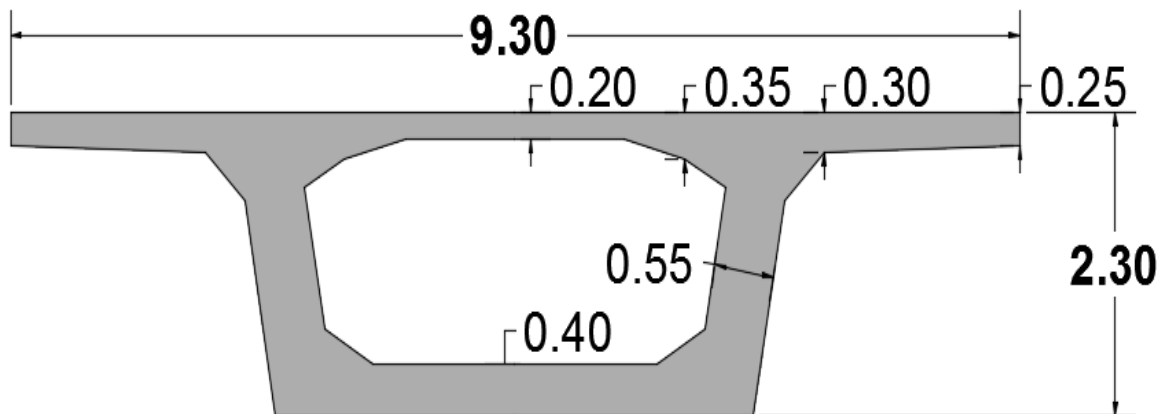


Figure 3.10 .section transversale du voussoir courant VSC.

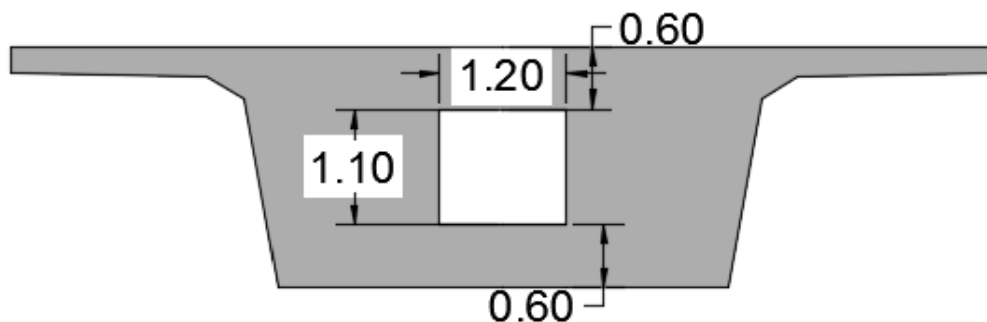


Figure 3.11 .section transversale du voussoir sur pile VSP.

3.3.2.3 Analyse de la variante

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">-Accepte des géométries très variées (hauteur, tracé en plan et profil en long)-Possibilité de franchissement sans toucher le sol-Réduire le nombre des appuis à réaliser- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable-L'effet de torsion est nettement faible	<ul style="list-style-type: none">-Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes.-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée pour la vérification de la pose des câbles de précontrainte et un matériel adéquat important.- Le procédé est lent et a un cout élevé notamment dû aux machines de levage.-La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.

3.3.3 Analyse multicritère

Pour sélectionner la variante qui présente plus d'avantages et moins d'inconvénients sur tous les plans de comparaison (les critères d'évaluations), une analyse soignée multicritère a été effectuée ; L'analyse sera effectuée du point de vue

- ❖ esthétique.
- ❖ réalisation.
- ❖ entretien.
- ❖ Intégration par rapport au site.

Variante 1 : pont mixte (bi poutre + dalle en béton armé).

Le pont mixte présente deux avantages sur le plan d'exécution :

- ✓ La légèreté du tablier.
- ✓ La rapidité d'exécution.

Par contre, il présente plusieurs points sensibles :

❖ Pour l'économie :

- ✓ Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
- ✓ Le coût est élevé.

❖ Pour l'entretien :

- ✓ La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans les assemblages.
- ✓ Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.

❖ Pour l'exécution

- ✓ Demande une main d'œuvre très qualifiée (surtout les soudeurs).
- ✓ Vérification de la stabilité est mise enjeu à tous les stades d'exécution.

Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués

Le pont à caisson présente des avantages sur le plan esthétique, entretien, exécution :

- ✓ Il s'intègre harmonieusement avec le site.
- ✓ L'absence totale de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.
- ✓ La rapidité d'exécution dans le cas des voussoirs préfabriqués aux unités de fabrication.

Les points sensibles sont :

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

❖ Pour l'économie :

- ✓ La procédure de réalisation est couteuse (préfabrication, transport, mise en place...).
- ✓ Consommation importante des matériaux (béton, acier...etc.).

❖ Pour l'exécution :

- ✓ Demande d'une main d'œuvre qualifiée et des moyens importants.
- ✓ Le délai est long par rapport au pont mixte.

3.4. CONCLUSION

Le pré dimensionnement des deux variantes et l'analyse multicritère de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre le pont voussoir à hauteur constante préfabriqué qui fera, désormais, l'objet de notre Étude définitive.

CHAPITRE 4.

HYPOTHESE DE CALCUL

CHAPITRE 4 : HYPOTHESE DE CALCUL

4.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont est généralement conditionné par le choix et la qualité des matériaux de construction, ce chapitre définit les différentes caractéristiques des matériaux utilisés (béton, aciers actifs et passif) ainsi que les règlements en relation directe avec le calcul à venir.

4.2. LES REGLEMENTS DE CALCUL

1. Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2. Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3. **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4. **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5. **Fascicule 62** - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
6. Document **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

4.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

4.3.1 Béton

Dans notre cas les différentes caractéristiques mécaniques des bétons utilisés à 28 jours sont de :

❖ **Poids volumique**

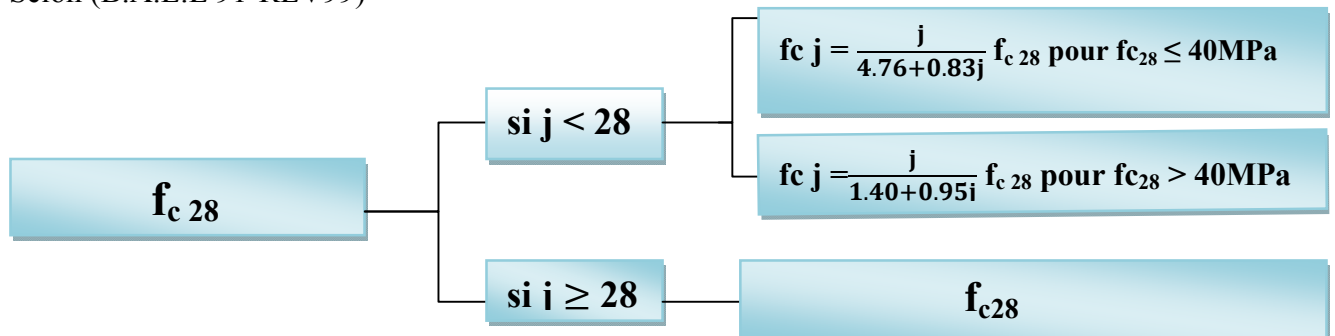
$$\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$$

❖ **La résistance caractéristique à la compression**

L'atout majeur du béton est sa forte résistance à la compression, on la note **fcj**. Cette résistance varie avec l'âge **j** du béton.

Pour **j** jours, la résistance caractéristique à la compression se calcule par les relations Suivantes.

Selon (B.A.E.L 91-REV99)



CHAPITRE 4 : HYPOTHESE DE CALCUL

Dans notre cas

- ✓ Pour les éléments d'infrastructure (pieux) $f_{c28} = 27\text{MPa}$
- ✓ Pour les éléments d'infrastructure (piles et culées) $f_{c28} = 30\text{MPa}$
- ✓ Pour la superstructure $f_{c28} = 45\text{MPa}$

❖ La résistance caractéristique à la traction

Elle est en fonction de la résistance caractéristique à la compression

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans notre cas

Pour L'infrastructure

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 (27) = 2.22\text{MPa}$

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 (30) = 2.4\text{MPa}$

Pour La Superstructure

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 (40) = 3\text{MPa}$

❖ Contraintes Admissibles

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

➤ Contrainte Ultime De Compression

Selon (B.A.E.L 91-REV99)

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

θ : Coefficient qui prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'action.

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{en situation durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } T \geq 24\text{h} \\ 0.9 & \text{Si } 1\text{h} \leq T < 24\text{h} \\ 0.85 & \text{Si } T < 1\text{h} \end{cases}$$

CHAPITRE 4 : HYPOTHESE DE CALCUL

Ou T la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

Dans notre cas la durée probable pour l'application de la combinaison d'action est supérieure à 24 h donc $\theta = 1$

➤ La Contrainte Limite De Compression En Service (ELS)

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

$f_{bc} = 16.2 \text{ MPa}$ Pour les éléments d'infrastructure (pieux)

$f_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Pour les éléments d'infrastructure (piles et culées)

$f_{bc} = 24 \text{ MPa}$ Pour la superstructure

➤ Module de déformation longitudinale du béton « E »

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton 'Eij' défini par les règles B.A.E.L comme suit

Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures)

$$E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{Cj}}$$

Dans notre cas

$E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$ pour l'Infrastructure (pieux).

$E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$ Pour les éléments d'infrastructure (piles et culées).

$E_{ij} = 377619.47 \text{ MPa}$ pour la superstructure.

✓ Module de déformation différée sous chargement de longue durée

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage

$$E_{vj} = 3\ 700 \times \sqrt{f_{Cj}}$$

Dans notre cas

$E_{vj} = 11100 \text{ MPa}$ pour l'Infrastructure (pieux).

$E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$ pour l'Infrastructure (piles et culées).

$E_{vj} = 12653.62 \text{ MPa}$ pour la superstructure.

➤ Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

Pour les calculs de béton précontraint On prend la valeur :

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS)

- $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

❖ Diagramme contrainte - déformation de béton

CHAPITRE 4 : HYPOTHESE DE CALCUL

La loi déformation-contrainte représentative du comportement du béton jusqu'à rupture, notamment dans les calculs aux états limites ultimes (ELU), Dans les cas courants, lorsqu'on n'a pas besoin d'une évaluation précise des déformations, on peut adopter le diagramme parabole-rectangle représenté ci-dessous.

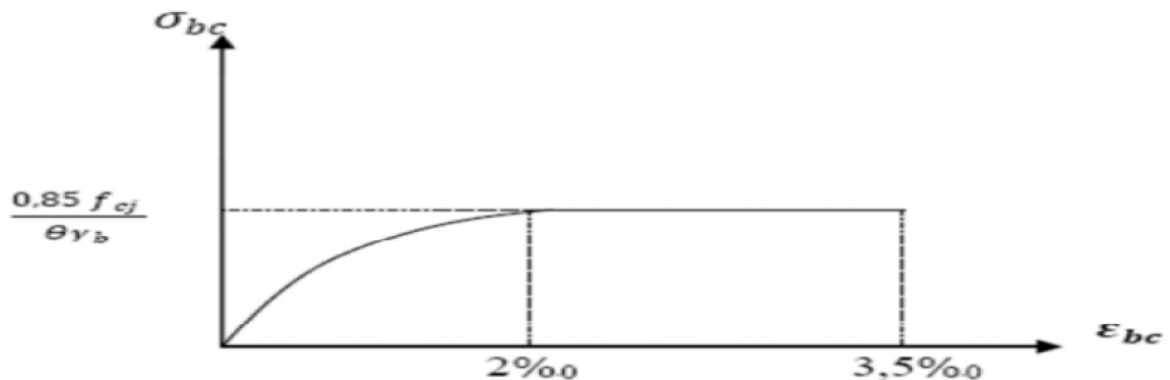


Figure 4.1. Diagramme contrainte- déformations

4.3.2 Les aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

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

❖ Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de nuance Fe E400

- La limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Modules de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$

❖ Aciers actifs (précontrainte)

Sous forme de fils, de torons ou de barres. Elles sont en acier à haute limite élastique, leur fabrication nécessite de différents traitements thermomécaniques. Les câbles utilisés sont de type : 13T15s TBR.

- Nombre de torons par câble : 13
- Section droite d'un toron : $A_p \text{ 1 toron} = 150 \text{ mm}^2$
- Section utile d'un câble : $AP = 1950 \text{ mm}^2$
- Force élastique garantie : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$
- Force de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Glissement à l'ancrage : $g = 2 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement (gaine-câble) : 2 mm^{-1}

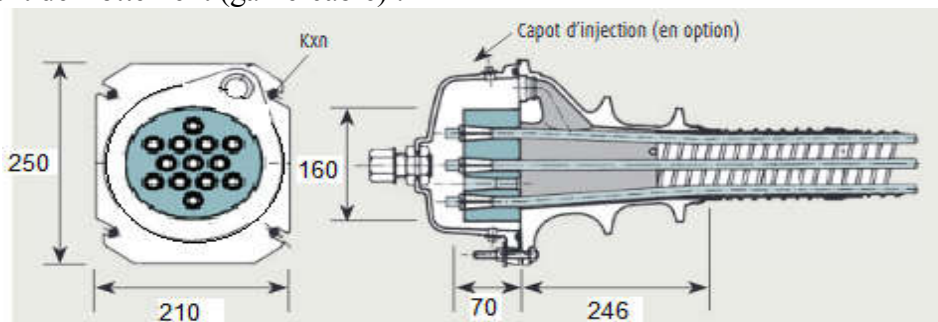


Figure 4.2 : Les dimensions d'ancrage

4.4. LOGICIEL UTILISE

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- ✓ La définition de la structure ;
- ✓ La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- ✓ La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier.etc.) ;
- ✓ La définition des conditions d'appuis ;
- ✓ La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul ;
- ✓ Résultats de calcul.

Dans le cadre de ce projet, on va utiliser le logiciel Autodesk ROBOT pour la modélisation de l'ouvrage, afin de déterminer les sollicitations de façon graphique, numérique ou combinée.

Le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. Comme tout logiciel de calcul de structure, Robot utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N, T) et les déformées des éléments de structure.

La définition du modèle par le logiciel est faite d'une façon plus ou moins automatique à partir des données introduites, notamment, le tracé en courbe ou alignement rectiligne, les matériaux, la position des appuis et leur définition et la caractérisation du tablier. Après l'introduction de toutes les données le logiciel construit un modèle 3D du pont.

CHAPITRE 5.

ANALYSE DES CHARGES

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

5.1. INTRODUCTION

Pour garantir la bonne fonctionnement du pont, ce dernier doit assurer la résistance, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquée en phase de construction et après la mise en service . Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter.

5.2. LES ACTIONS: Les actions appliquées à un pont sont de trois types :

5.2.1. Les actions hors trafic

5.2.1.1. Les actions permanentes

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (comme les actions différées du béton : retrait, fluage).

Les actions permanentes comprennent :

- Le poids propre G des éléments de la structure.
- Le poids des équipements fixe de toute nature (Garde corps, corniche, revêtement...).
- Les actions thermiques.
- L'effort de rappel dû au frottement des appareils d'appuis.

5.2.1.2. Actions variable hors trafic

- Actions dues au vent.
- Actions dues à l'eau.

5.2.2. Les actions dues au trafic

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (**RCPR** : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des **Ponts Routes**).

5.2.3. Les actions accidentelles

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un Règlement Parasismique Algérien des **Ouvrages d'Art (RPOA2008)**.

5.3. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

5.3.1 Actions permanentes

Les actions permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs et installations fixes ; on les appelle accessoires.

5.3.1.1. Les éléments porteurs (charge permanente CP)

a) Poids total des voussoirs :

$$G_{\text{voussoir}} = S \times L \times \gamma_{\text{béton.armé}}$$

- Voussoir sur pile: $S = 10,9051 \text{ m}^2$.
- Voussoir courant: $S = 6,2138 \text{ m}^2$.
- Voussoir sur culé: $S = 10,9051 \text{ m}^2$.

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

Tableau 5.1. Estimation du poids total des voussoirs.

Voussoir	Section (m ²)	longueur(m)	Poids (kn)
VSP	10,9051	2,1	572,51775
V1-V1'	6,2138	2,35	365,06075
V2-V2'	6,2138	2,35	365,06075
V3-V3'	6,2138	2,35	365,06075
V4-V4'	6,2138	2,35	365,06075
V5-V5'	6,2138	2,35	365,06075
V6-V6'	6,2138	2,35	365,06075
V7-V7'	6,2138	2,35	365,06075
V8-V8'	6,2138	2,35	365,06075
V9-V9'	6,2138	2,35	365,06075
V10-V10'	6,2138	2,35	365,06075
V11-V11'	6,2138	2,35	365,06075
V clavage	6,2138	1,7	264,0865
v culé	10,9051	2,55	695,200125

Poids totale d'un fléau : 8603,85425 (kn)

Poids totale de l'ouvrage: 65120,4723(kn)

5.3.1.2. Complément des charges permanentes CCP

Tableau 5.2. Complément des charges permanentes CCP

L'ELEMENT	FORMULE	APPLICATION (kn/ml)
trottoirs	$P_{tot}=St*25$	15
Glissière de Sécurité	0,6 KN/ml	1,2
Revêtement en BB	$prev=e*lr*\gamma_{bb}$	11,52
Corniche	$pcor=Scor*25$	40
garde corps	selon le DTR 1kn/ml	2
CCP	$ptot+prev+pcor+Pgs+Pgc$	$\Sigma 69,72$
L'ELEMENT	FORMULE	APPLICATION (kn)
GCCP	$CCP*L=69,72*400,4$	27915,888

Poids Total $G_{Total} = G_v + G_{Ccp} = 93036,3603$ (kn)

Poids Total $G_{Total}/ML = G_v + G_{Ccp} = 232.36$ (kn/ml)

5.3.1.3. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le $RCPR_{\Delta T} (\Delta\Theta) = \pm 7^\circ C$.

Les températures extrêmes En Algérie du Nord (climat tempéré) sont : $+35^\circ C$ et $-15^\circ C$

5.4. CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES

Les charges à utiliser dans le dimensionnement sont définies dans le **RCPR**, qui sont les suivantes :

- La surcharge de type **A (L)**.
- Système **Bc, Bt, Br**.
- La surcharge militaire **Mc120**.
- La surcharge exceptionnelle convoi **D240**.
- Les surcharges sur trottoirs.

5.4.1. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie :

5.4.1.1. Largeur roulable

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre pont :

$$L_r = 6 \text{ m}$$

5.4.1.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Pour notre pont :

$$L_c = 5 \text{ m}$$

5.4.1.3. Nombre de voies

Par convention, les chaussées comportant un nombre de voies de circulation égal à la partie par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$N = LC / 3 \rightarrow N = 5 / 3 = 1.66 \rightarrow N = 1 \text{ voie}$$

5.4.1.4. Largeur d'une voie

$$V = 5 \text{ m}$$

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable L_r .

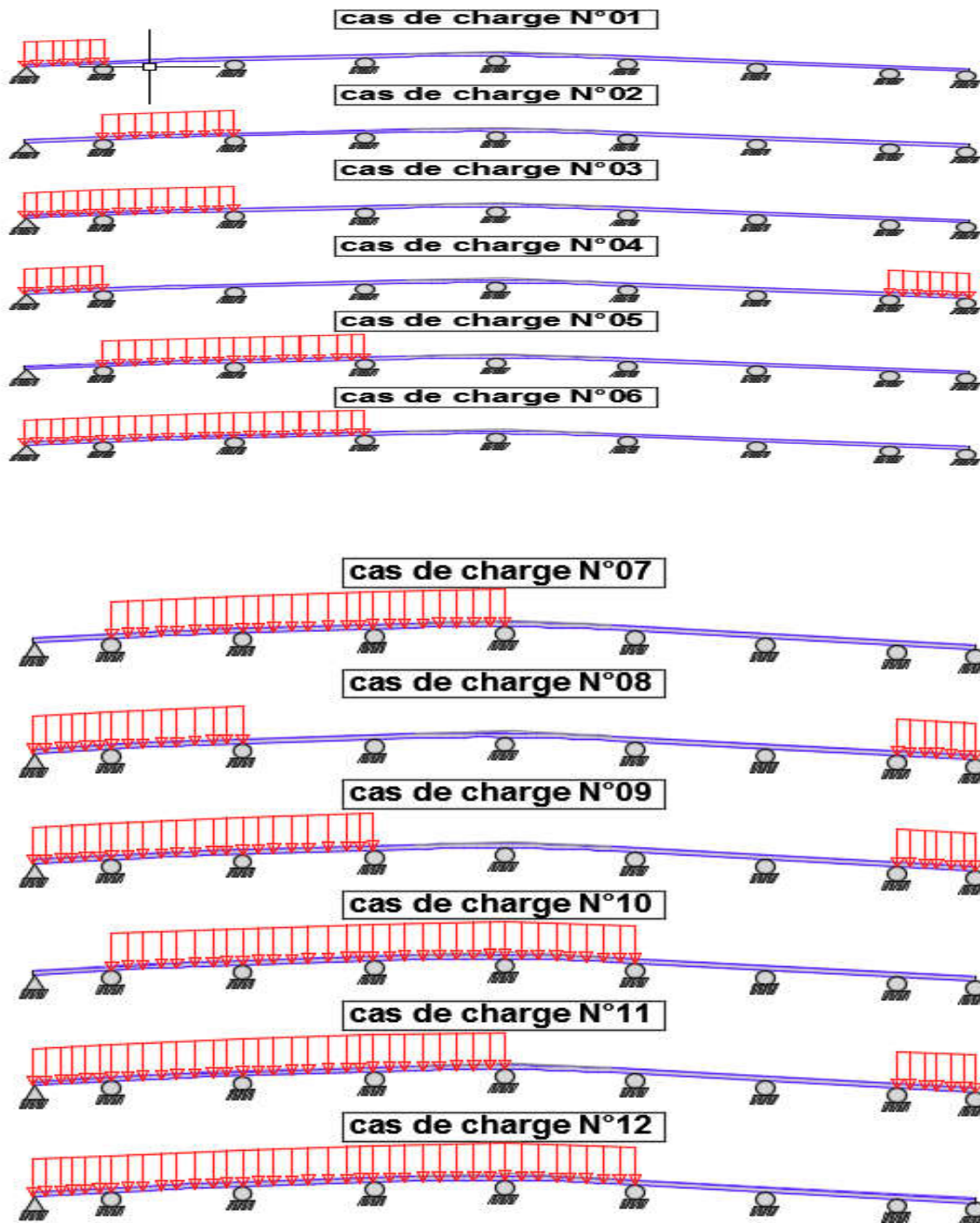
Tableau 5.3. Les classes des ponts routes

Classe du pont	Description
1 ^{ère} classe	$L_R \geq 7\text{m}$
2 ^{ème} Classe	$5,50 \text{ m} < L_R < 7\text{m}$
3 ^{ème} Classe	$L_R \leq 5,50 \text{ m}$

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

Les cas de chargement

Les différents cas des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous.



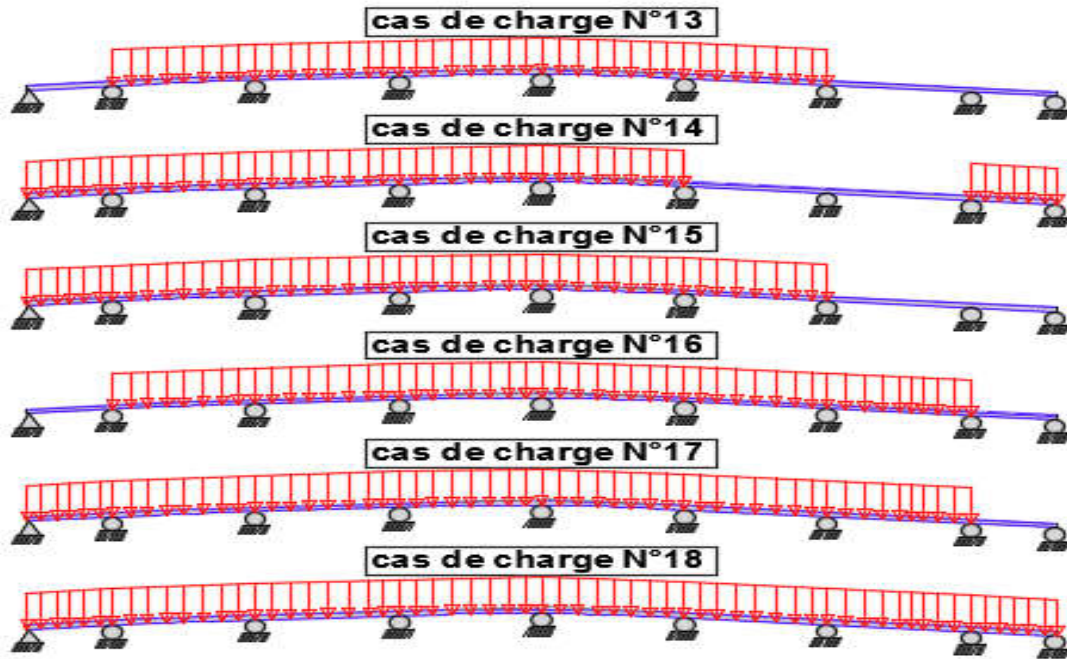


Figure.5.1.Les cas de chargement

5.5 SYSTEME DE CHARGE A

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge $A(l)$, exprimé en KN/m^2 , est donnée en fonction de la longueur chargée (l) exprimée en mètre.

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L + 12}$$

Avec :

l : longueur chargée (longueur de portée). (m)

La valeur de $A(l)$ calculée précédemment est multipliée par un coefficient a décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont.

Tableau 5.4. Coefficient a_1 .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge (en kN/m^2), calculée après application du coefficient a_1 est inférieure à $4 - 0,002l$, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte. La charge $A1$ est obtenue Par :

$$A1 = \max \{a_1 \times A(l) ; 4 - 0,002l\}.$$

Un autre coefficient multiplicateur a_2 permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

Avec :

$$a_2 = V0 / V$$

$A(L)_{iv} = A1 \times a_2 \times Lc$ Avec: Lc : est la largeur chargée.

On a :

$V0 = 3 \text{ m}$: Pour les ponts de 2^{ème} classe.

D'où : $a_2 = 0.6$

Pour une voie chargée :

$a_1 = 1$; $a_2 = 0.6$; $lc = 5\text{m}$

Tableau 5.5 : Valeurs de $A(L)$ pour les 18 cas possible

Cas de Charge	L(m)	A(l) (KN/m2)	A(l) en une voie chargées (KN/ml)
Cas 1	33,7	10,18	30,53
Cas 2	55,5	7,63	22,90
Cas 3	89,2	5,86	17,57
Cas 4	67,4	6,83	20,50
Cas 5	111,0	5,23	15,68
Cas 6	144,7	4,60	13,79
Cas 7	166,5	4,32	12,95
Cas 8	122,9	4,97	14,91
Cas 9	178,4	4,19	12,57
Cas 10	222,0	3,84	11,52
Cas 11	233,9	3,76	11,29
Cas 12	255,7	3,64	10,93
Cas 13	277,5	3,54	10,63
Cas 14	289,4	3,49	10,48
Cas 15	311,2	3,41	10,24
Cas 16	333,0	3,34	10,03
Cas 17	366,7	3,25	9,75
Cas 18	400,4	3,17	9,52

5.6. SYSTEME DE CHARGE B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système **Bt** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée (**10 kN**).

5.6.1. Système de charge Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut
- Disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet 1 plus défavorable (Figure 5.2).

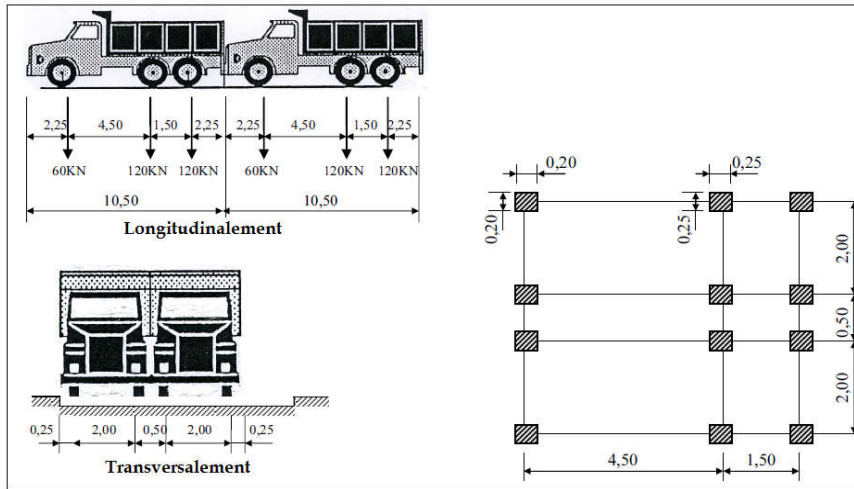


Figure 5.2.Système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**, donné par le tableau suivant :

Tableau 5.6 Valeurs du coefficient **bc**.

Classe du	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

Coefficients de majorations dynamiques

Les surcharges du système Bc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. On doit calculer le coefficient de majoration dynamique pour tous les cas possible afin de trouver la valeur maximale. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

Le système Bc est majoré par $\delta_{bc}=1,053$ pour les autres cas sont dans **Annexe B** (détail de calcul voir le **tableau 5.1**).

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

5.6.2. Système de charge Bt

Un tandem du système **Bt** comporte deux essieux (**2 x 160 kN**), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de **3,5m** de large.

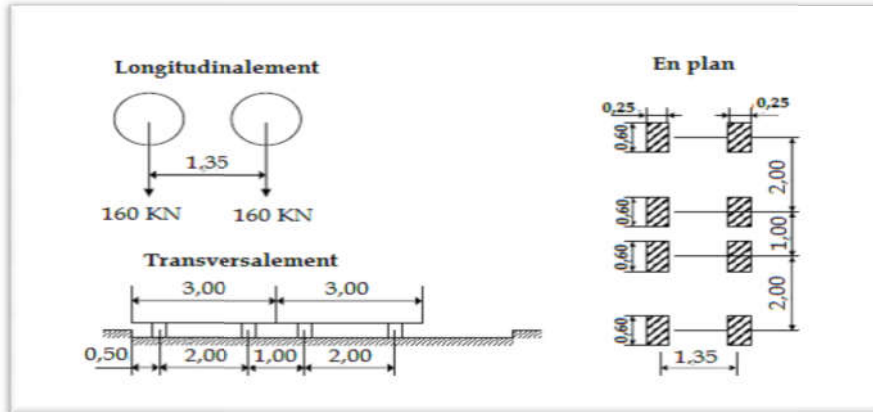


Figure 5.3. Système Bt.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient **bt** qui est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 5.7 : Valeurs de **bt**

Classe du pont	Coefficient
Première	1.2
Deuxième	1

Le système Bt est majoré par $\delta_{bt}=1,058$ pour les autres cas sont dans l'Annexe B (détail de calcul voir le tableau 5.2).

4.4.3. Surcharge Br

Ce système de charge est l'assimilation d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable

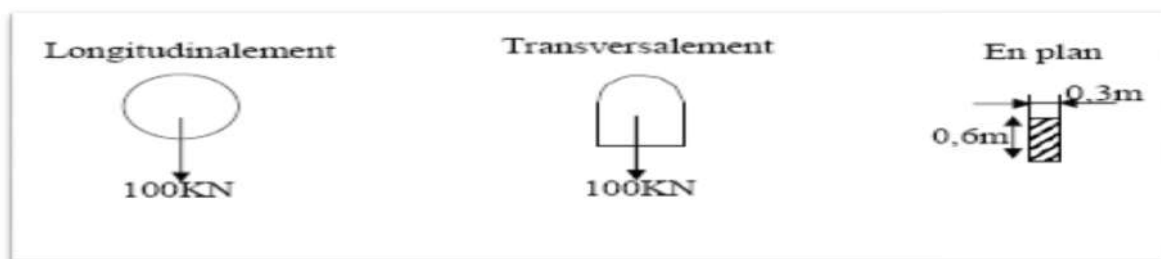


Figure 5.4. Dimensions du système Br.

Le système Br est majoré par $\delta_r=1,054$ pour les autres cas sont dans l'Annexe B (détail de calcul voir le tableau 5.3).

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

5.7. EFFORTS DE FREINAGE

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **Bc** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

5.7.1. Système de charge Bc

Chaque essieu d'un camion du système **Bc** peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions **Bc** que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système **Bc** ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, L'effort de Freinage susceptible d'être développé par le système **Bc** se trouve limité au poids d'un véhicule de **300 kN**.

D'où : $F_{Bc} = 300 \text{ kN}$.

5.7.2 Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN) ;}$$

S : surface chargée en (m²).

L effort de freinage de système $F_{\max} = 235,21 \text{ kN}$ pour les autres cas sont dans l'Annexe B (détail de calcul voir le tableau 5.4).

5.8. CHARGES MILITAIRES : MC120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type **Mc120** susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment **A** et **B**.

Les véhicules **Mc120** peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

- Poids totale : **1100 kN**.

- Longueur d'une chenille : **6,10 m**.

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité

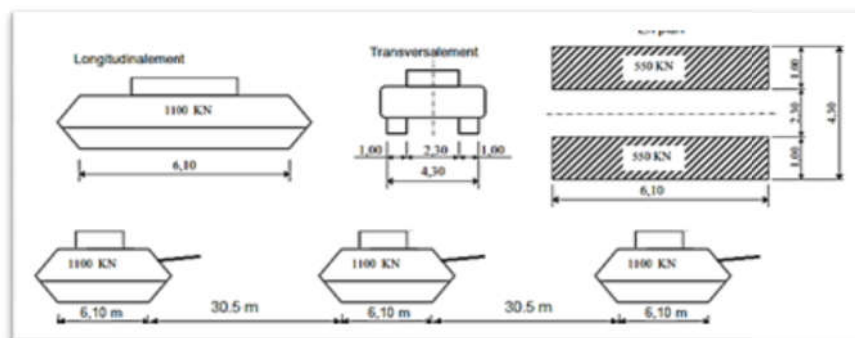


Figure 5.5. Dimensions du convoi Mc120

CHAPITRE 5 : ANALYSE DES CHARGES

Le Système **Mc120** est majoré par $\delta_{Mc120} = 1,072$ pour les autres cas sont dans l'**Annexe B** (détail de calcul voir le **tableau 5.5**).

4.9 CONVOI EXCEPTIONNEL : D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 Kn de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids égal à 129 kN/ml.

Le convoi D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont.

- Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

- Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 par rapport au l'axe du pont.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique

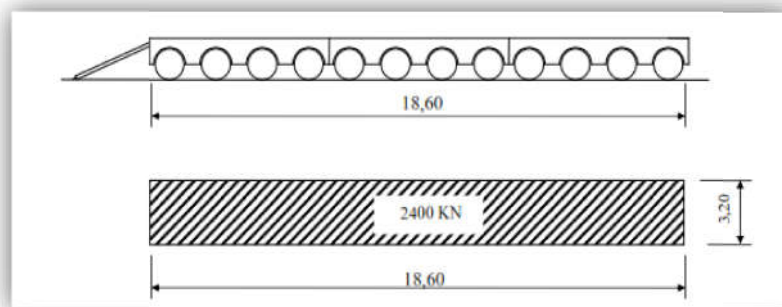


Figure 5.6. Convoi exceptionnel D240

5.10 SURCHARGES SUR TROTTOIRS

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de $1,5 \text{ KN/m}^2$ réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

CHAPITRE 6.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

6.1. INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés « voussoir », chacun de ces éléments étant construit en encorbellements par rapport à celui qui le précède.

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

Pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

6.2. STABILITE DE FLEAU

Pour la vérification de la stabilité de fléau on suit les étapes données par le document technique SETRA.

6.2.1. Efforts dus à l'exécution de fléau

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution.

On va étudier ½ fléau (la symétrie est le cas le plus défavorable). L'abscisse "x" est comptée à partir de l'axe de la pile.

Les charges à prendre en compte dans la phase de construction sont :

- . Poids propre du tablier ;
- . Charges variables d'exécution ;
- . Actions accidentelles.

6.2.1.1. Poids propre du fléau

Le poids propre des structures est calculé à partir des dimensions géométriques des coupes transversales du pont.

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

$$\checkmark \quad \mathbf{G_{max} = 1,02.G} \quad \mathbf{G_{min} = 0,98.G}$$

6.2.1.2. Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

Une charge répartie de 200N/m² sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée <120 m
 $\mathbf{QPRA1 = 1.86 \text{ KN/ml.}}$

Une charge concentrée de (50+5b) KN appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé : $\mathbf{QPRA2 = 96.5 \text{ KN.}}$

6.2.1.3. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipement mobile vide (FA) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

$$\mathbf{F_A = -365.06 \text{ KN.}}$$

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

6.2.2. Étude de la stabilité du fléau en cours de réalisation

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux. La stabilité d'un fléau en cours de construction est basée sur la dernière phase de la mise des voussoirs (La pose de la dernière paire de voussoirs).

6.2.2.1. Combinaisons de charges

Selon le guide SETRA (Pont en béton précontraint réalisé par encorbellement successif 2003), on distingue deux types de combinaisons de charges qui dépendent du mode construction (coulé sur place ou préfabriqué). Pour notre cas, on a des voussoirs préfabriqués.

Les deux types de combinaisons sont :

Type A (situation fondamentale)

1,1 (G_{max}) + 1,25 (Q_{pra1} + Q_{pra2})(C A1)

0,9 (G_{max}) + 1,25 (Q_{pra1} + Q_{pra2})(CA 2)

Type B (situation accidentelle)

1,1 (G_{min}) + Q_{pra1} + Q_{pra2} + FA(CB1)

0,9 (G_{min}) + Q_{pra1} + Q_{pra2} + FA(CB2)

Tels que : G_{max} = 1,02 G ; G_{min} = 0,98 G

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

Tableau 6 .1. Evaluation des efforts en les deux situations.

	CombinaisonA1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
N°V	Mg (MN.m)	Mg (MN.m)	Mg (MN.m)	Mg (MN.m)
Axe VSP	67,15	55 ,68	66 ,33	54 ,87
FIN VSP	62,06	51 ,49	61 ,29	50 ,71
FIN V1	51,55	42,81	50 ,86	42 ,12
FIN V2	42,01	34 ,93	41 ,40	34 ,32
FIN V3	33,45	27,85	32 ,91	27 ,32
FIN V4	25,86	21 ,57	25 ,40	21 ,11
FIN V5	19,24	16 ,09	18 ,85	15 ,71
FIN V6	13,60	11 ,41	13 ,28	11 ,10
FIN V7	8,93	7,53	8 ,68	7 ,28
FIN V8	5,24	4,45	5 ,05	4 ,27
FIN V9	2,52	2,17	2 ,4	2 ,05
FIN V10	0,77	0 ,68	0 ,71	0 ,62
FIN V11	0,00	0,00	0,00	0,00

Pour plus détails sur moment fléchissant de A1, A2, B1 et B2 voir l'annexe A (Figures 6.1, 6.2, 6.3 et 6.4)

6.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie. Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton. Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

Précontrainte par post-tension : Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

6.3.1 Mode de calcul

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

6.3.1.1. Câble de fléau

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

- ✓ Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs et les charges de chantier en phase de construction.
- ✓ Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

6.3.1.2. Câble de continuité

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés pour assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, elles sont :

- ✓ Soit relevés dans les âmes et ancrés dans les bossages ménagés dans la membrure supérieure.
- ✓ Soit filant dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certains câbles sont toutefois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis-à-vis des moments fléchissant négatifs dus aux surcharges d'exploitation.

6.3.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0} \quad \text{avec} \quad P = \frac{M \times v}{\frac{I}{S} + \frac{e \times v}{I}}$$

- **P** : La force de précontrainte.
- **v** : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- **v'** : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- **d** : distance d'enrobage.
- **I** : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- **e** : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- **M** : Moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
- **S** : La section du voussoir sur l'axe de la pile
- $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- $F_{peg} = 1674 \text{ MPa}$
- Section du câble $A_p = 1950 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- σ_{p0} : La tension d'origine $\sigma_{p0} = \min(0.8 F_{prg}; 0.9 F_{peg}) \rightarrow \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$
- P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 13T15S peut créer
 $P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble13T15s} = 2.9 \text{ MN}$

Concernant les pertes de charge on a estimé : $\Delta P = 25 \% P_0$

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques:

- $S = 6,21 \text{ m}^2$.
- $I = 4,5371 \text{ m}^4$.
- distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure $V = 0,9848 \text{ m}$.
- $e_1 = V - d$ on prend l'enrobage $d = 0.15 \text{ m}$ ce qui conduit à une valeur de $e = 0,8348 \text{ m}$.

Soit ci-dessous le nombre nécessaire de câbles pour chaque caisson :

Tableau 6.2. Estimation du nombre de câbles du fléau.

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	67150,53	2,30	1,3005	0,9995	5,73	10,91	0,8495	48,82	22,43	22
Fin VSP	1,05	62058,67	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	39,37	18,09	22
Fin V01	3,4	51554,12	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	32,71	15,03	22
Fin V02	5,75	42013,96	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	26,65	12,25	20
Fin V03	8,1	33448,19	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	21,22	9,75	18
Fin V04	10,5	25856,80	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	16,40	7,54	16
Fin V05	12,8	19239,81	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	12,21	5,61	14
Fin V06	15,2	13597,20	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	8,63	3,96	12
Fin V07	17,5	8928,98	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	5,66	2,60	10
Fin V08	19,9	5235,15	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	3,32	1,53	8
Fin V09	22,2	2515,71	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	1,60	0,73	6
Fin V10	24,6	770,66	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	0,49	0,22	4
Fin V11	26,9	0,00	2,30	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,8348	0,00	0,00	2

On prend $n = 22$ câbles de 13T15s.

6.3.2.1. Position et enrobage des câbles

La décroissance des moments fléchissant, considéré à partir de la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir. Cela pour éviter le phénomène de torsion.

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \phi_g \Rightarrow e_h = 20 \text{ cm}$

- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2\phi_g \Rightarrow e_v = 20 \text{ cm}$

- L'enrobage : $C = \max(3/4 a, \phi, d) \Rightarrow C = 15 \text{ cm}$

Avec

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits ;

ϕ : diamètre de la gaine.

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans la figure.

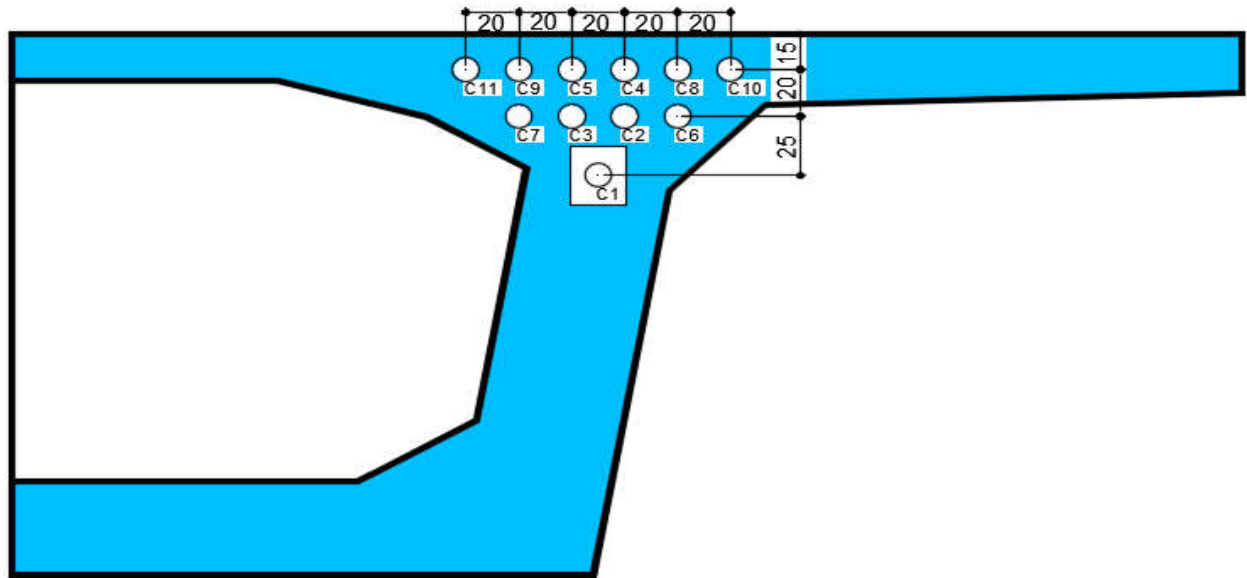


Figure 6.1. La disposition finale des câbles de fléau.

6.3.2.2. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé rectiligne par rapport à L'axe longitudinal de la poutre caisson puis s'infléchissent de manière accentuée suivant une forme de .S. jusqu'à l'ancrage. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

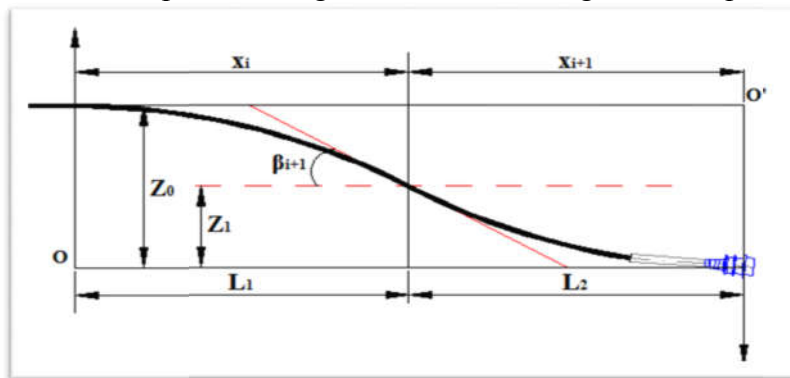


Figure 6.2. Tracé en plan des câbles de fléau.

Le tracé suit une équation parabolique de forme : $Z(x) = a x^2 + b x + c$

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

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

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

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

Les résultats sont dans l'annexe B le tableau 6.1

6.3.2.3. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique d'équation générale : $y(x) = x^2 + bx + c$

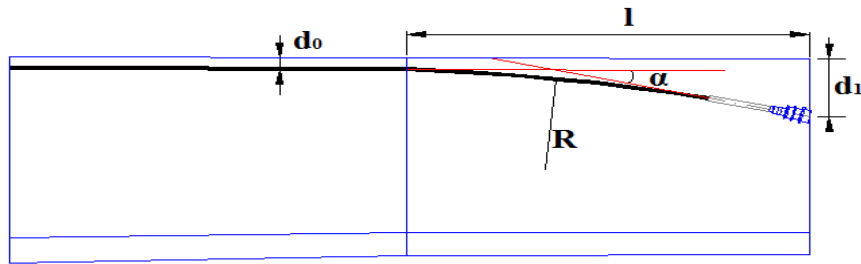


Figure 6.3. Tracé en élévation des câbles du fléau.

- ✓ En respectant les conditions aux limites, l'équation devient : $y=d_0+(d_1-d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$

d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

d_0 : Distance du CDG du câble à la fibre supérieure.

l : Distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

- ✓ Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression suivante :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1-d_0)} \geq R_{min}$$

- ✓ L'angle de déviation : $\alpha_n = \text{artg}\left(2 \times (d_1-d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2\right)$

Avec : R_{min} : rayon minimal pour les câbles 13T15s, $R_{min} = ?m$.

NB : les résultats sont élaborés dans L'annexe B le tableau 6.2

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la figure suivant :

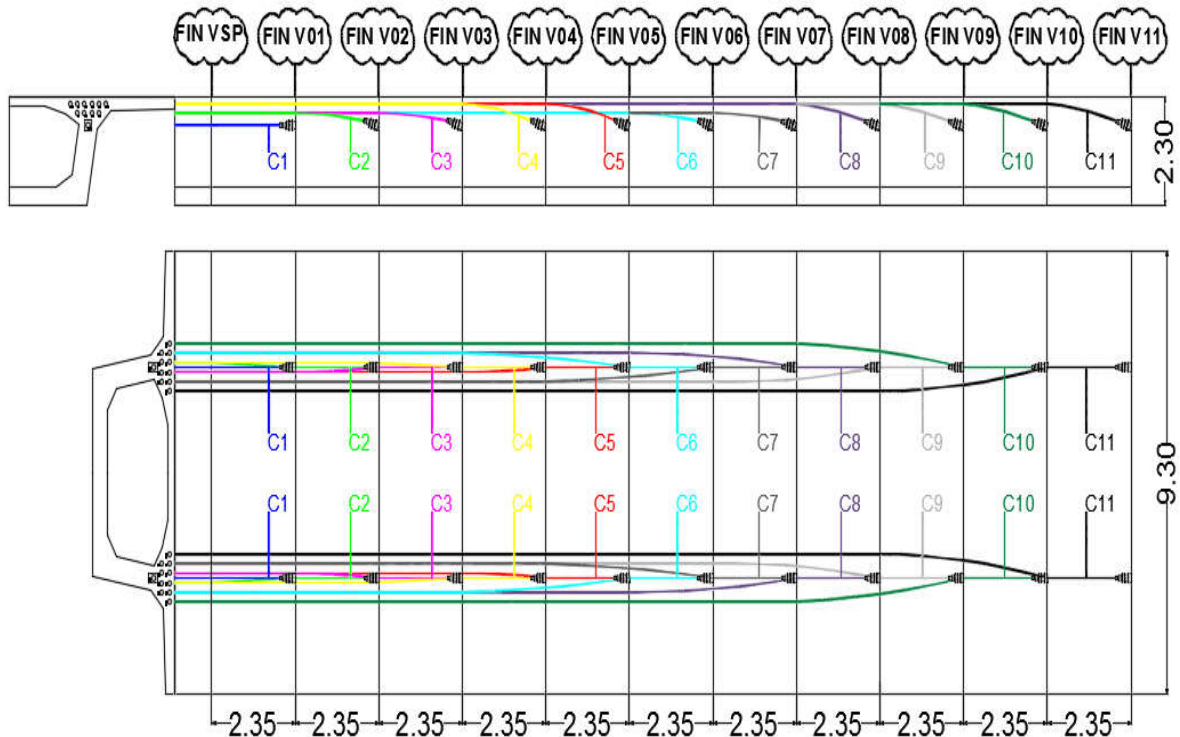


Figure6.4. Les tracés finals des câbles de fléau

6.3.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tentions après le clavage afin de s’opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d’exploitation.

6.3.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

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

❖ **Evaluation de l’effort de précontrainte P0 :**

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble}} = 2.9 \text{ MN}$$

❖ **Evaluation de l’effort de précontrainte P :**

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

$$P = \frac{\frac{M \times V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}} \quad \text{avec} \quad n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}; e = V - d$$

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

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

Pour plus détails sur moment fléchissant sous les combinaison a ELS et ELU voir l’annexe A (Figures 6.5, 6.4, 6.6, 6.7, 6.8, 6.9 6.10, 6.11, 6.12, 6.13 et 6.14).

Tableau 6.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V4	10,45	9569,08	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	6,88	3,06	2
FIN V5	12,8	17766,99	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	12,78	5,68	4
FIN V6	15,15	24836,32	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	17,87	7,95	6
FIN V7	17,5	30681,28	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	22,07	9,82	8
FIN V8	19,85	35299,22	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	25,40	11,29	10
FIN V9	22,2	38662,84	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	27,82	12,37	12
FIN V10	24,55	40709,56	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	29,29	13,02	14
FIN V11	26,90	41479,79	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	29,84	13,27	14
Centre vsc p1-p2	27,75	41512,01	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	29,87	13,28	14

On prend n =14 câbles de 13T15s.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

6.3.3.2. Détermination du nombre câbles nombre de continuité en travée de rive

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

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

Tableau 6.4. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	x (m)	M (kN.m)	σ' (m)	σ (m)	l (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN VSC1	2,55	7367,62	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	5,30	2,36	2
FIN VSC2	5,1	12903,28	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	9,28	4,13	4
FIN VSC C1-P1	6,8	15664,46	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	11,27	5,01	6
FIN V11	9,15	18174,37	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	13,08	5,81	6
FIN V10	11,5	19184,68	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	13,80	6,14	6
FIN V9	13,85	18638,56	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	13,41	5,96	6
FIN V8	16,2	16680,41	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	12,00	5,34	6
FIN V7	18,55	13275,68	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	9,55	4,25	4
FIN V6	20,9	8851,33	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	6,37	2,83	2
FIN V5	23,25	3257,70	1,32	0,98	4,54	6,21	0,83	2,34	1,04	2

On prend $n = 6$ câbles de 13T15s.

6.3.3.3. Trace des câbles de continuité

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

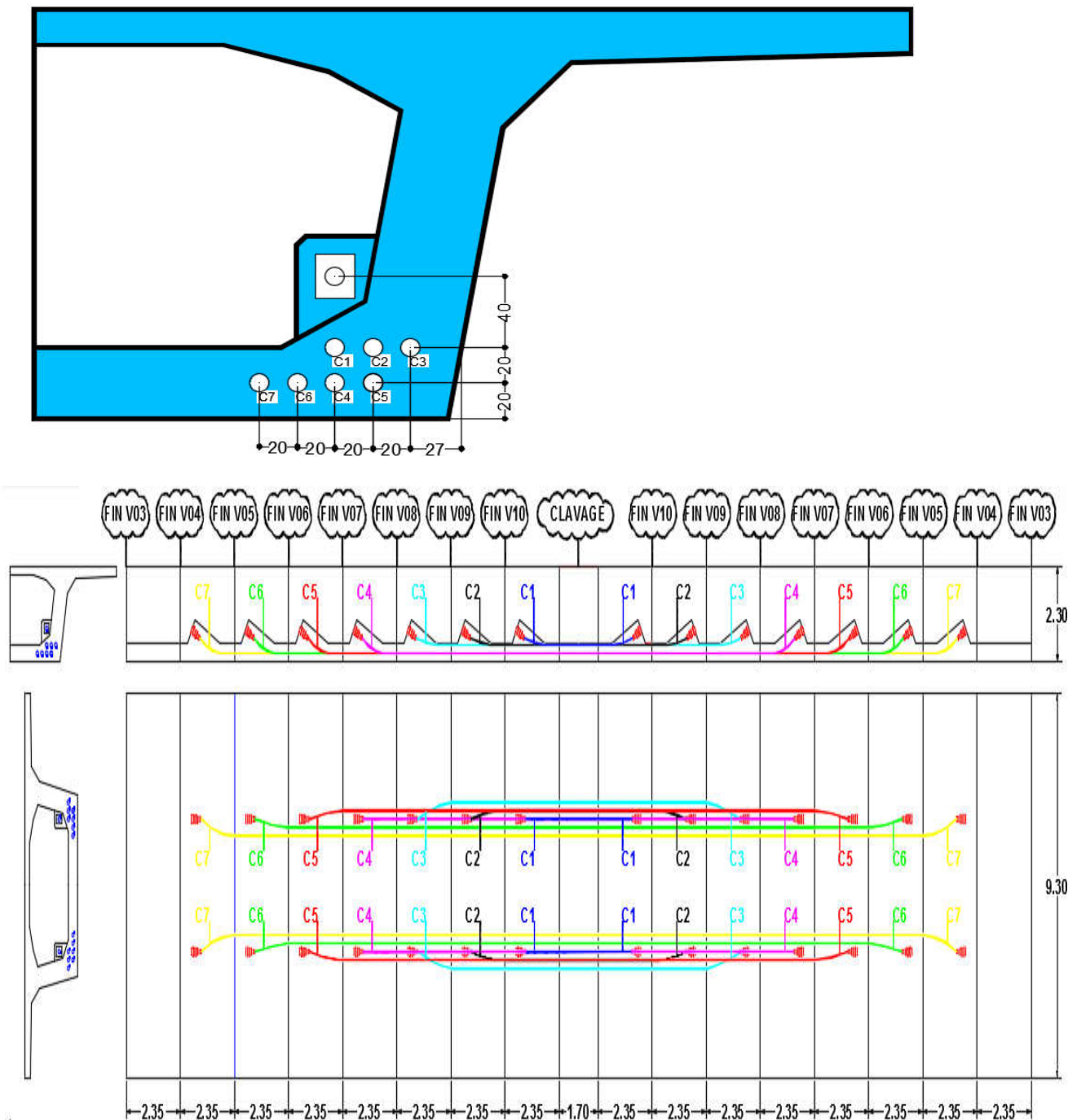


Figure 6.5. La disposition finale des câbles de continuités.

6.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

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

6.4.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, dues aux :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

6.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine ;

e : la base des logarithmes népériens ;

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

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

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

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

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$.

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée : $\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha}$

Les résultats sont représentés dans l'annexe B le tableau 6.3

6.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », ils sont définies comme suit :

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

k : fonction croissante ;

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

σ_{p0} : Contrainte initiale ;

g : **2 mm** l'intensité du recul d'ancrage.

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$: module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont représentés dans l'annexe B le tableau 6.4.

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

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le $n^{\text{ème}}$ câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux $(N - n)$ câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_{\varepsilon}(x) = \frac{N - n}{N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_c(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{Avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

- σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
- P : effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$;
- M_p : moment dû au poids propre.

Les résultats sont représentés dans l'annexe B le tableau 6.5

Pour la même abscisse x , la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma\phi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$ $\Delta\sigma_{i \text{ Max}} = 9.91\%$

Les résultats sont représentés dans l'annexe B le tableau 6.6

6.4.2. Pertes de tension différées

Elles se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension, due aux :

- Perte de tension due au retrait du béton ;
- Perte de tension due au fluage du béton ;
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

6.4.2.1. Pertes par retrait

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

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

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

- ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée ;
- $r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Les pertes par retrait sont : $\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,55 \%$

6.4.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_{ff} = E_p \times \varepsilon_f$

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

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1,5 \sigma_b$

$$\Delta\sigma_{ff} = 2,5 \sigma_b (x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$E_{bi} = 37619,47 \text{ MPa}$

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

6.4.2.3. Pertes par relaxation

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

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

$$\Delta\sigma_r = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x)$$

avec
$$\mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

- ρ_{1000} (%) = 2.5 : relaxation garantie à 1 000 h ;
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation ;
- $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

6.4.2.4. Pertes différées totales

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

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_n + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les résultats sont représentés dans l'annexe B les tableaux 6.7 , 6.8 et 6.9

Donc les pertes totale de la précontrainte : $\Delta\sigma_{max} = 22.52$ %

Les pertes de tension sont nettement inférieure à 25% (qu'on a supposés lors du calcul), donc les 22 câbles reprenne largement les charges considérées.

6. 5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

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

La condition à vérifier est la suivante :

$$\frac{\sigma_{bt1}}{\sigma_c} \leq \frac{\sigma_c}{\sigma_{bc}} \quad \text{dans la fibre supérieure;}$$

$$\frac{\sigma_{bt2}}{\sigma'_c} \leq \frac{\sigma'_c}{\sigma_{bc}} \quad \text{dans la fibre inférieure.}$$

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

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

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

6.5 .1.Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 24 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = -4,5 \text{ MPa}, \text{ Hors section d'enrobage} ;$$

$$\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3.3 = -2,1 \text{ MPa}, \text{ Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 6.5. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction

	x (m)	N° cables	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Axe VSP	0	22	67150,53	1,3005	0,9995	5,73	10,91	0,74	49,46	-0,83	11,51
Fin VSP	1,1	22	62058,67	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,72	49,46	2,23	15,61
Fin V01	3,4	22	51554,12	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,72	49,46	4,51	12,56
Fin V02	5,8	20	42013,96	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,75	44,96	5,48	9,58
Fin V03	8,1	18	33448,19	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,77	40,47	6,00	7,20
Fin V04	10	16	25856,80	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,78	35,97	6,30	5,10
Fin V05	13	14	19239,81	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,78	31,47	6,20	3,55
Fin V06	15	12	13597,20	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,77	26,98	5,89	2,28
Fin V07	18	10	8928,98	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,79	22,48	5,56	1,03
Fin V08	20	8	5235,15	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,83	17,99	5,02	0,06
Fin V09	22	6	2515,71	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,83	13,49	4,07	-0,36
Fin V10	25	4	770,66	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,83	8,99	2,91	-0,51
Fin V11	27	2	0,00	1,3152	0,9848	4,54	6,21	0,83	4,50	1,54	-0,36

6. 5.2Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états :

- Etat à vide (on prend en considération seulement le poids propre du tablier).
- Etat en charge (on prend en considération les charges et surcharges).

Les résultats sont résumés dans l'annexe B (représentés dans le tableau 6 .10 et 6.11)

CHAPITRE 7.

ETUDE TRANSVERSALE

7.1. INTRODUCTION

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la Section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celles situées au droit des appuis.

Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses, dans un ouvrage de hauteur constante comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante, nous nous intéressons à l'étude du voussoir courant.

7.2. MODELISATION

La modélisation est effectuée par le logiciel Robot Structural. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie :

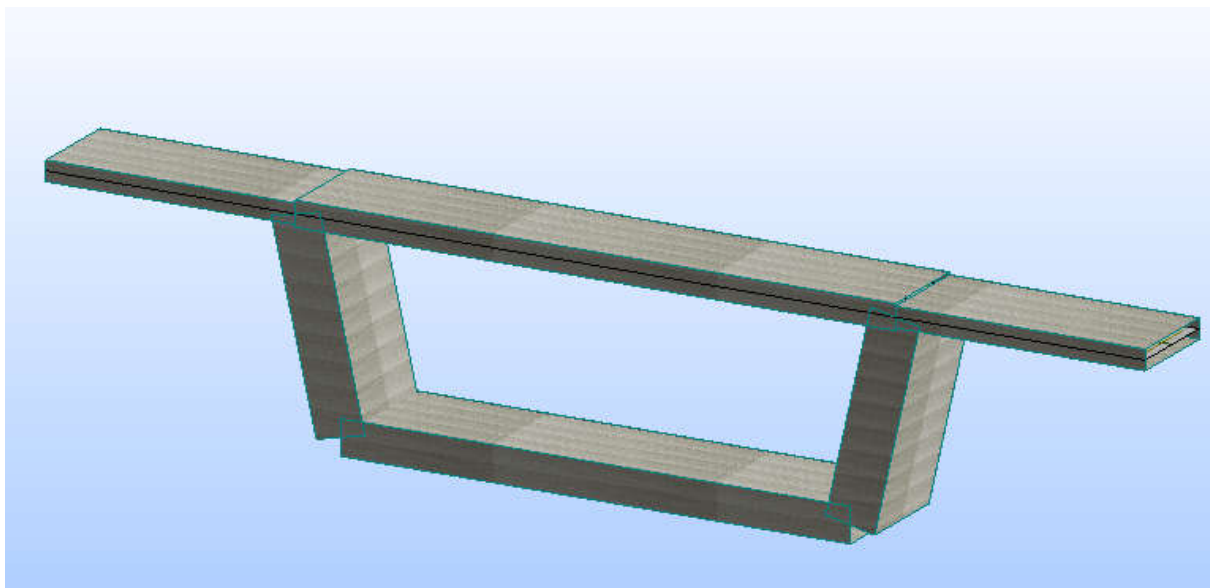


Figure 7.1. Vue en 3D du voussoir courant.

7.3. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Les charges à considérer sont celles définies précédemment dans le **CHAPITRE 6**, pour cela on définit sur logiciel les surcharges roulantes avec une disposition transversale variable, on aboutit finalement à avoir les sollicitations critique pour chaque éléments. Le ferrailage se fera en fonction de sollicitations défavorables engendrées par les différents chargements. Pour la modélisation on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « RCPR » :

Tableau 7.1. Les combinaisons de charge selon RCPR

CAS	ELU	ELS
COMB 1	$1,35 G + 1,6 A(L) + 1,6 St$	$G + 1,2 A(L) + St$
COMB 2	$1,35G + 1,6 Bc + 1,6 St$	$G + 1,2 Bc + St$
COMB 3	$1,35G + 1,6 Bt + 1,6 St$	$G + 1,2 Bt + St$
COMB 4	$1,35 (G + Mc120)$	$G + Mc120$
COMB 5	$1,35 (G + D240)$	$G + D240$

7.4. RESULTAT ET FERRAILLAGE

Le ferrailage est effectué par le logiciel Robot Structural. Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 7.2. 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	239.14	177.14	-75.52	-56.60
Hourdis inférieur	72.83	53.95	-60.00	-44.45
Âme	171.68	127.17	-60.00	-44.45

Les résultats de combinaison de Moment fléchissant transversal sont résumés dans **l'annexe A** (les figures 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 et 7.5 à ELS ; les figures 7.6, 7.7, 7.8, 7.9 et 7.10 à ELU)

CHAPITRE 7 : ETUDE TRANSVERSALE

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.3. Ferrailage passif des voussoirs.

Sens	Elément		Section des arm(cm/ml)	ferrailage
Transversal	Hourdis supérieur	Nappe Sup	42.946	6HA32
		Nappe Inf	15.375	6HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	7.809	8HA14
		Nappe Inf	6.629	8HA14
	Âme	Nappe Interne	50.17	7HA32
		Nappe Externe	50.17	7HA32
Longitudinal	Hourdis supérieur	Nappe Sup	14.315	5HA20
		Nappe Inf	5.125	5HA12
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	2.60	4HA12
		Nappe Inf	2.21	4HA10
	Âme	Nappe Interne	2.9	4HA12
		Nappe Externe	2.9	4HA12

7.5. EFFET DE TORSION

La torsion fait référence à la torsion d'une barre droite lorsqu'elle est chargée par des moments (ou des couples) qui tendent à produire une rotation autour de l'axe longitudinale de la barre.

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera rajouté au niveau des âmes ; et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion, $M_t = M_{\max} = 1073.964 \text{ t.m.}$

Il est engendré par la combinaison : $M_t = 1.35G + 1.35D240.$

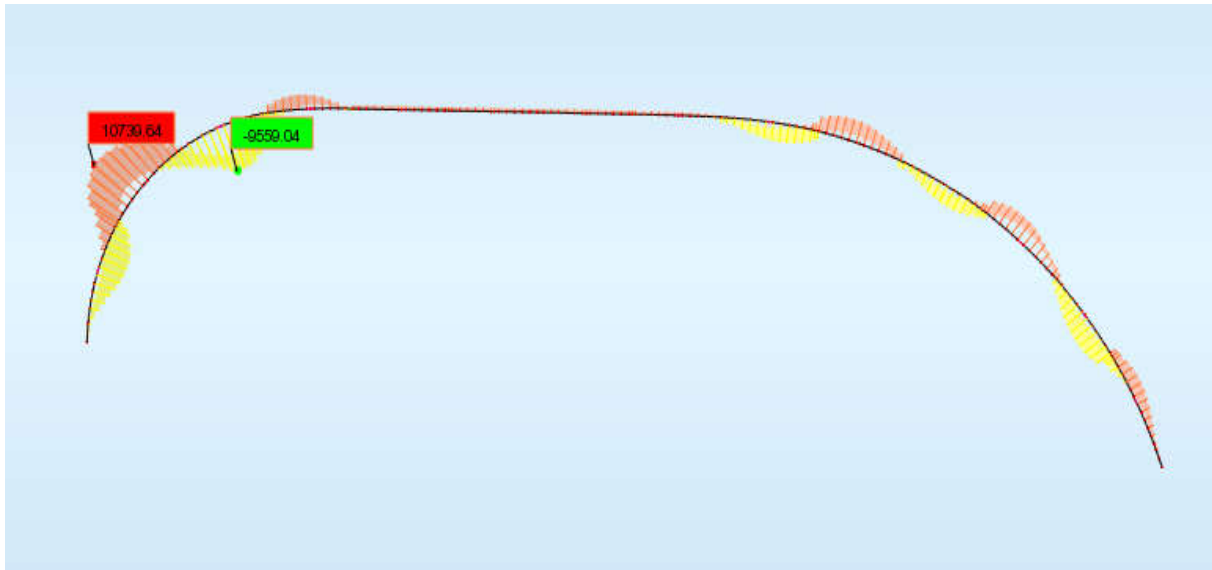


Figure 7. 2. Diagramme du moment de torsion.

La contrainte de cisaillement due à cette faible torsion est

$$\tau = \frac{Mt}{b\Omega}$$

Avec

Mt = 10739.64 kn.m ;

b = épaisseur de deux âmes = 2 x 0.55 = 1.1 m ;

$\Omega = 8.52 \text{ m}^2$;

U : Périmètre du VS = 22.15 m ;

$\bar{\tau}$: La contrainte de cisaillement admissible = 0.1 x fc28 = 4 MPA ;

St : l'espacement = 20 cm ;

γ_s : coefficient de pondération pris égal à 1,15.

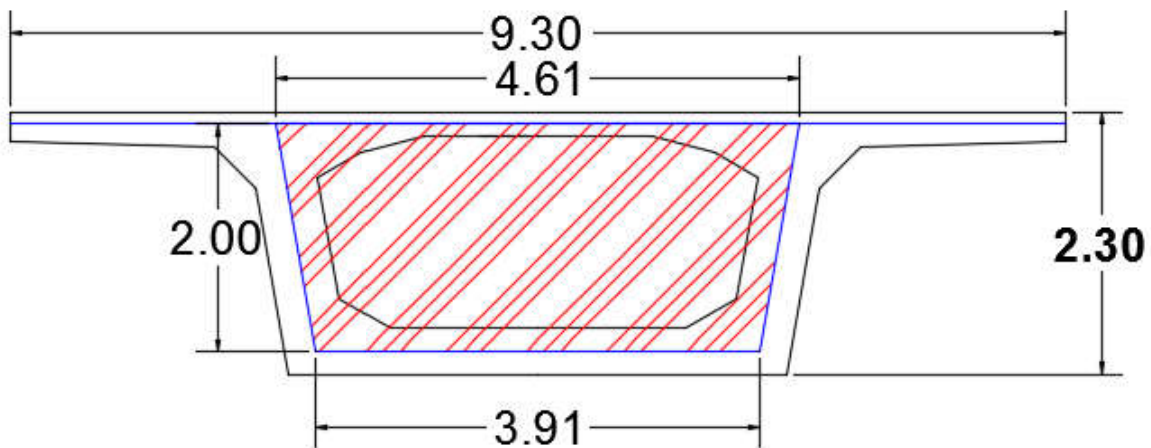


Figure 7.3. L'aire Ω .

7.5.1. Calcule le ferrailage

$$\tau = \frac{Mt}{b\Omega} = \frac{1073.964 \times 10^{-2}}{1.1 \times 8.52} = 1.15 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{\max} < \bar{\tau}$$

CHAPITRE 7 : ETUDE TRANSVERSALE

$$- A_1 = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \times \frac{U \cdot \gamma_s}{f_c} = 321.08 \text{ cm}^2;$$

$$- A_t = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega} \times \frac{St \cdot \gamma_s}{f_c} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

Ces sections sont à diviser par deux, car le calcul se fait pour les deux âmes.

Alors on rajoute : 160.54 cm² /âme longitudinalement soit **20HA32** par âme ; 2.90 cm² /âme transversalement (négligeable).

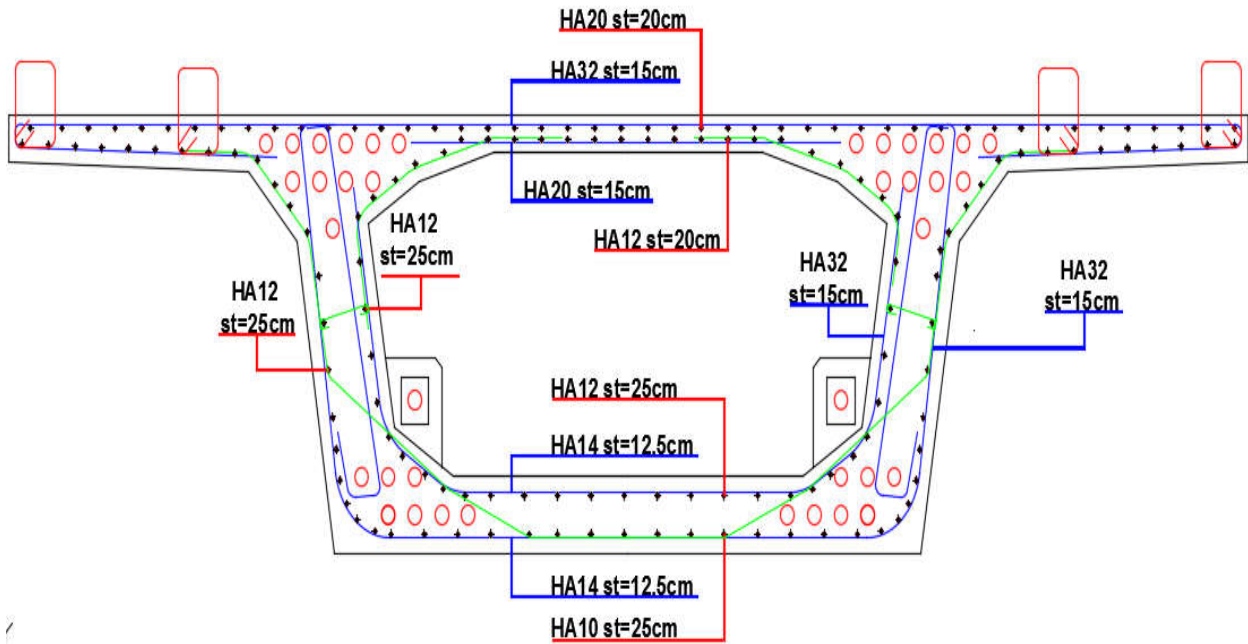


Figure 7. 4. Schéma du ferrailage passif du voussoir courant.

7.6. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compressions sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire. On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

- Câble centré rectiligne ;
- Câble excentré rectiligne ;
- Câble multiple rectiligne ;
- Cas général : câbles multiples courbes inclinés.

Soit :

Sa= section d'about où sont ancrés les câbles

Sr = section de régularisation se trouvant à une distance de d =hauteur de la section S_a

CHAPITRE 7 : ETUDE TRANSVERSALE

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton :

$$f_{cj} = 0.68 f_{c28} \log(j+1) = 19.01 \text{ MPa};$$

$$f_{tj} = 1.74 \text{ MPa}.$$

Les câbles vont subir après leurs mises en tension, des pertes instantanées :
pour le câble 1 (débit de voussoir 12):

$$\sigma_p = 1488 \text{ MPa} \quad \text{Tension à l'état initial ;}$$

$$\sigma_p' = 1340.54 \text{ MPa} \quad \text{Tension après pertes instantanées.}$$

7.6.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

7.6.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface :

$$A_s = 0.04 \frac{P_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec

P_{\max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, $P_{\max} = 2.9 \text{ MN}$;

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} F_e = 266.67 \text{ MPa}$$

Donc:

$$A_s = 0.04 \frac{2.9}{266.67} = 4.35 \text{ cm}^2 \text{ Soit 6HA10.}$$

7.5.1.2. Effet d'éclatement

- Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{\max}}{e d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{0.25}{0.4} \right) \frac{2.9}{1.1 \times 0.4} = 1.24 \text{ MPa} \leq 2.17 \text{ MPa} \rightarrow$$

Avec

$d_j = 0.4 \text{ m}$ hauteur de prisme symétrique de niveau j ;

$a_j = 0.25 \text{ m}$: dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ;

$e = 2 \times 0.55 = 1.1 \text{ m}$: largeur de l'âme.

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{\max}}{e d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \Rightarrow \frac{2.9}{1.1 \times 0.4} = 6.59 \text{ Mpa} \leq 12.67 \text{ MPa}$$

- Frettage d'éclatement :

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

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) P_{\max}}{K_j \frac{2}{3} f_e} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{0.25}{0.4} \right) 2.9}{1.5 \times \frac{2}{3} \times 400} = 6.79 \text{ cm}^2$$

N.B : K_j vaut 1.5 pour un enclage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max} \left(A_{ej}; 0.15 \frac{P_{\max}}{\frac{2}{3} f_c} \right) = 6.79 \text{ cm}^2$$

N.B. : Ces aciers sont à répartir sur une longueur d_j .

7.6.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prismes spéciaux dire « bossages ».

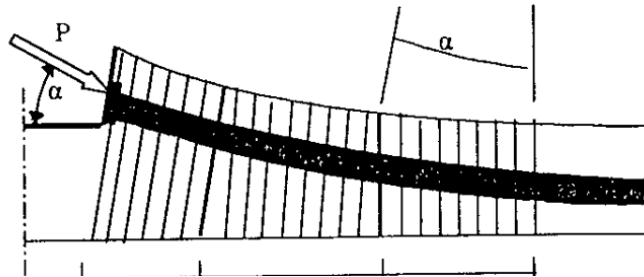


Figure 7. 5. Aciers de bossage.

Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferrailage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

Pour le câble C_C1 (fin de voussoir 1)

- Aciers d'éclatement A_1

Ils se situent sur une distance de $1.2C$ en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0.15P}{f_{yd}} = \frac{0.15 \times 2.9}{347.82} = 12.50 \text{ cm}^2$$

Avec

P : force précontrainte à l'ancrage ;

$$f_{yd} = \frac{f_c}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

- Aciers intermédiaire de couture

Les Aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

$$A_2 = \frac{0.4P}{f_{yd}} = 33.35 \text{ cm}^2.$$

- Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2 P}{3 f_{yd}} \sin \alpha = 13.75 \text{ cm}^2$$

Avec

$\alpha = 0.25$ rad: l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

- $A_1 + A_2 = 26.25 \text{ cm}^2$ soit 10HA20 ;
- $A_3 = 13.75 \text{ cm}^2$ soit 10HA14.

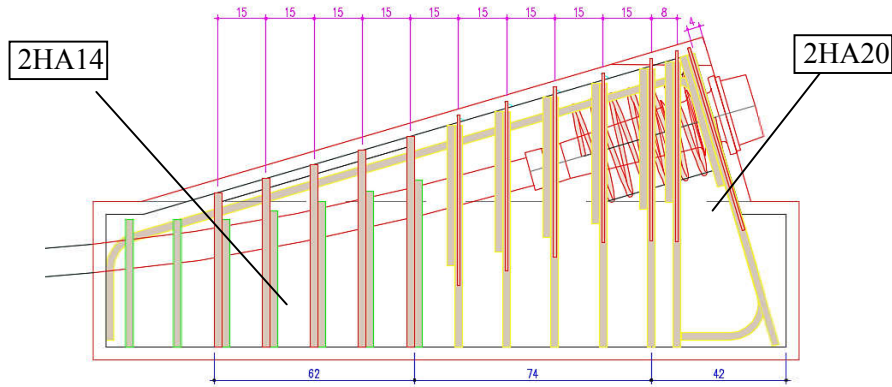


Figure 7.6. Schéma du ferrailage de bousage.

7.7. CONCLUSION

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel ROBOT, a permis de déterminer les différents efforts sous différentes combinaisons. Ce qui m'a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constructifs du voussoir.

CHAPITRE 8.

LES EQUIPEMENTS DU PONT

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

8.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que le dé d'appui, l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

8.2. APPAREIL D'APPUI

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Dans notre cas on a choisi l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF). Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

8.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculées à l'ELU : pour plus de détail voir l'annexe A (les figures **8.1, 8.2, 8.3, 8.4 et 8.5**)

Tableau 8.1. Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	R culée max(MN)	R pile max(MN)
1.35G+ 1.6A(l) + 1.35St	2.29	13.73
1.35G+ 1.6Bc + 1.35St	2.31	13.33
1.35G+ 1.6Bt + 1.35St	2.31	12.90
1.35G+ 1.35Mc120	2.24	13.84
1.35G+ 1.35D240	2.25	15.25

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

8.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frottement et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure :

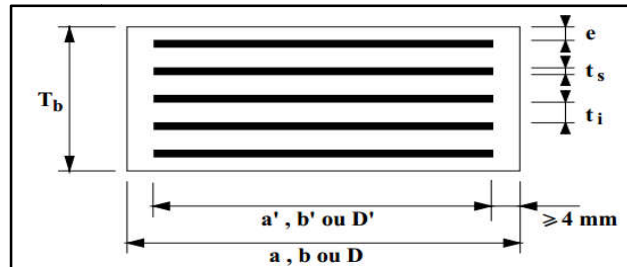


Figure 8.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

La définition géométrique de l'appareil d'appui du type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure 8.1, Avec :

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

8.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface

$$\frac{N_{\max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa} \quad \text{avec } N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2}$$

La réaction totale maximale sur l'appui est de 15250.48 KN répartir sur deux appareils d'appuis .

Application Numérique :

- Cas de la pile

$$R_{\max} = 15.25 \text{ MN} \quad a' \times b' \geq 3812.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } (a = 650 \text{ mm} , b = 600 \text{ mm})$$

- Cas de la culée

$$R_{\max} = 2.31 \text{ MN} \quad a' \times b' \geq 577.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } (a = b = 400 \text{ mm})$$

8.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère

La condition de non-flambement $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ avec :

a : est le grand côté de l'élastomère.

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

- Cas de la pile $\rightarrow 65 \leq T \leq 130$.
- Cas de la culée $\rightarrow 40 \leq T \leq 80$

8.2.2.3. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes : $\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$

- $\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$

- $\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b'}$

- $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$

- Cas de la pile

$t_s = 3.12 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $t_s = 4 \text{ mm}$

- Cas de la culée

$t_s = 2.21 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $t_s = 3 \text{ mm}$

En conclusion, on va prendre des appareils d'appuis qui portent les dimensions suivantes :

Tableau 8.2. Les dimensions de l'appareil d'appui.

Cas de la pile	Cas de la culée
❖ 7 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur : $t_i = 12 \text{ mm}$.	❖ 5 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur : $t_i = 10 \text{ mm}$.
❖ 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 6 \text{ mm}$.	❖ 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 5 \text{ mm}$.
❖ 8 frettes intermédiaires d'épaisseurs $t_s = 4 \text{ mm}$.	❖ 6 frettes intermédiaires d'épaisseurs $t_s = 3 \text{ mm}$.
❖ Enrobage des chants : 10 mm.	❖ Enrobage des chants : 10 mm.
$(a \times b \times T) = (650 \times 600 \times 128) \text{ (mm)}$	$(a \times b \times T) = (400 \times 400 \times 78) \text{ (mm)}$

8.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

8.2.3.1. Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit : $H_s = |X_i| \times K_i \times \epsilon$.

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;

K_i : la rigidité des appuis (*Voir chapitre 8*) ;

ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec $\Delta T = 35^\circ \text{C}$ et $\lambda = 10^{-5}$;

ϵ_f : coefficient du fluage $\epsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$;

K_{fl} : vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_{fl} = 2.5$;

$\epsilon_r = 1.5 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

8.2.3.2. Actions dynamiques :

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion
 $B_c : F_{fr} = 0.30MN$;(Voir chapitre 6).

8.2.3.3. Déplacement horizontale :

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \epsilon_T$;

V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \epsilon_f$;

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \epsilon_r$;

L : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 400.4 m ;

V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui $G = 0,9 \text{ MPa}$;

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau 8.3. Actions statiques et dynamiques sur les appuis

	X_i	K_i	$K_i/\sum K_i$	HT	Hflu	Hr	Hfr	V_{xT}	V_{xfl}	V_{xr}	V_{xfr}	V_x
C1	200,94	9,75	0,114	0,686	0,490	0,294	0,059	0,070	0,050	0,030	0,107	0,257
P1	167,24	9,65	0,113	0,565	0,403	0,242	0,048	0,059	0,042	0,025	0,051	0,177
P2	111,74	9,40	0,110	0,368	0,263	0,158	0,032	0,039	0,028	0,017	0,051	0,135
P3	56,24	9,06	0,106	0,178	0,127	0,076	0,015	0,020	0,014	0,008	0,051	0,093
P4	0,74	9,22	0,108	0,002	0,002	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,051	0,052
P5	54,76	9,44	0,110	0,181	0,129	0,078	0,016	0,019	0,014	0,008	0,051	0,092
P6	110,26	9,63	0,112	0,372	0,265	0,159	0,032	0,039	0,028	0,017	0,051	0,134
P7	165,76	9,74	0,114	0,565	0,404	0,242	0,048	0,058	0,041	0,025	0,051	0,176
C2	199,46	9,75	0,114	0,681	0,486	0,292	0,058	0,070	0,050	0,030	0,107	0,256

Avec

$$X_{CR} : \text{centre de rigidité ; } X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 200.94m;$$

$|X_i|$: la distance entre l'appui et le centre de rigidité;

K_i : raideur d'appui ;(voir chapitre 9).

Donc

$$V_x \text{ pile max} = 0.177 \text{ m.}$$

$$V_x \text{ culée max} = 0.257 \text{ m.}$$

Et d'après l'étude sismique (voir chapitre 9)

$$V_x \text{ pile dynamique} = V_x \text{ culée dynamique} = 0.031$$

$$\text{Donc } V_x \text{ pile max} = 0.208$$

$$V_x \text{ culée max} = 0.288$$

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

8.2.4. Vérification des appareils d'appui

❖ Résistance à la compression

• Cas de la pile

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{7.625}{0.65 \times 0.6} = 19.55 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1.155}{0.4 \times 0.4} = 14.44 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \times Pu \leq Pc$

- $\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité ;
 - Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
 - $Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d / h$: la charge critique de flambement ;
 - B : l'aire nominale de l'appui ;
 - d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;
 - h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;
- $$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$
- : le facteur de forme

• Cas de la pile

$$S = 12.18 \quad Pu = 7.625 \text{ MN} \quad B = 0.39 \text{ m}^2 \quad d = 0.016 \text{ m} \quad h = 0.128 \text{ m} \quad Pc = 34.71 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times Pu = 22.87 \text{ MN} \leq Pc = 34.71 \text{ MN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Cas de la culée

$$S = 12.82 \quad Pu = 1.155 \text{ MN} \quad B = 0.16 \text{ m}^2 \quad d = 0.013 \text{ m} \quad h = 0.078 \text{ m} \quad Pc = 21.03 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times Pu = 3.46 \text{ MN} \leq Pc = 21.03 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ Limitation de la distorsion

On doit vérifier $\delta = V_x / T < \delta_c$.

Pour $p = Pu/Pc = 0.22 \text{ MN} < 0.25 \text{ MPA}$; on trouve : $\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p)$; Tel que $\delta_0 = b/T$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$;

- b : petit côté de l'appui ;
- T : épaisseur totale d'élastomère.

• Cas de la pile

$$b = 600 \text{ mm} \quad T = 128 \text{ mm} \quad \delta_0 = 5 \rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2 \quad \delta_c = 0.663$$
$$\delta = 1.625 \quad \delta \leq \delta_c \rightarrow \text{Non Vérifiée}$$

• Cas de la pile

$$b = 400 \text{ mm} \quad T = 78 \text{ mm} \quad \delta_0 = 6.25 \rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2 \quad \delta_c = 0.249$$
$$\delta = 3.692 \quad \delta \leq \delta_c \rightarrow \text{Non Vérifiée}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la pile et culée.

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

❖ Condition de non glissement:

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \text{ et } f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

Avec

N est l'effort de compression vertical ;

f est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

Cas de la pile

$$N = 7.35 \text{ MN} ; \sigma_m = 18.85 \text{ MPa} ;$$

$$f = 0.13 ; \quad H = 3.07 \text{ mn} ;$$

$$3.07 \text{ MN} < 7.30 \times 0.13 = 0.96 \text{ MN} \rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

Cas de la culée

$$N = 0.847 \text{ MN} ; \sigma_m = 14.44 \text{ MPa} ;$$

$$f = 0.14 ; \quad H = 0.119 \text{ mn} ;$$

$$0.119 \text{ MN} < 1.03 \times 0.14 = 0.14 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile

8.3. ETUDES DES DÈS D'APPUI

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Les dimensions (a_1 , b_1 , h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

- Cas de la pile

- ❖ Dimensionnement des dés d'appuis

$$A = a + 200 \rightarrow A = 650 + 200 \rightarrow A = 850 \text{ mm} ;$$

$$B = b + 200 \rightarrow B = 600 + 200 \rightarrow B = 800 \text{ mm} ;$$

$$h \geq \frac{2B_0}{P_0} \rightarrow h \geq 0.412 \text{ m. on prend } h = 0.5 \text{ m} ;$$

$$\text{Avec } B_0 = A \times B = 0.68 \text{ m}^2 ;$$

$$P_0 = 2(A+B) = 3.3 \text{ m.}$$

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

❖ Ferrailage des dés d'appuis

▪ Armature de chaînage

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire : $R=0,25R_{max}$. La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 7.625}{434.78} = 43.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 14HA20 .}$$

▪ Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures qu'on appelle les armatures de profondeur.

La section calculée doit reprendre un effort de $R=0,125 R_{max}$.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 7.625}{434.78} = 21.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 12HA16.}$$

▪ Armatures de diffusion : Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

• Ferrailage de surface (frettes supérieure)

Ces armatures sont capables de reprendre 4% R_{max} ; il s'agit d'armatures croisées. Placées à la face supérieure des dés d'appui.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 7.625}{434.78} = 7.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 8HA12.}$$

• Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 7.625}{434.78} = 17.54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 10HA16.}$$

• Cas de la culée :

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile ; on trouve :

$$(A \times B \times h) = (650 \times 650 \times 550) \text{ mm}^3$$

- Armature de chaînage \rightarrow Soit 6HA12.
- Armatures de profondeur \rightarrow Soit 6HA10.
- Ferrailage de surface (frettes supérieure) \rightarrow Soit 4HA10.
- Frette inférieure \rightarrow Soit 4HA10.

Le ferrailage de dé d'appui est montré dans le schéma suivant :

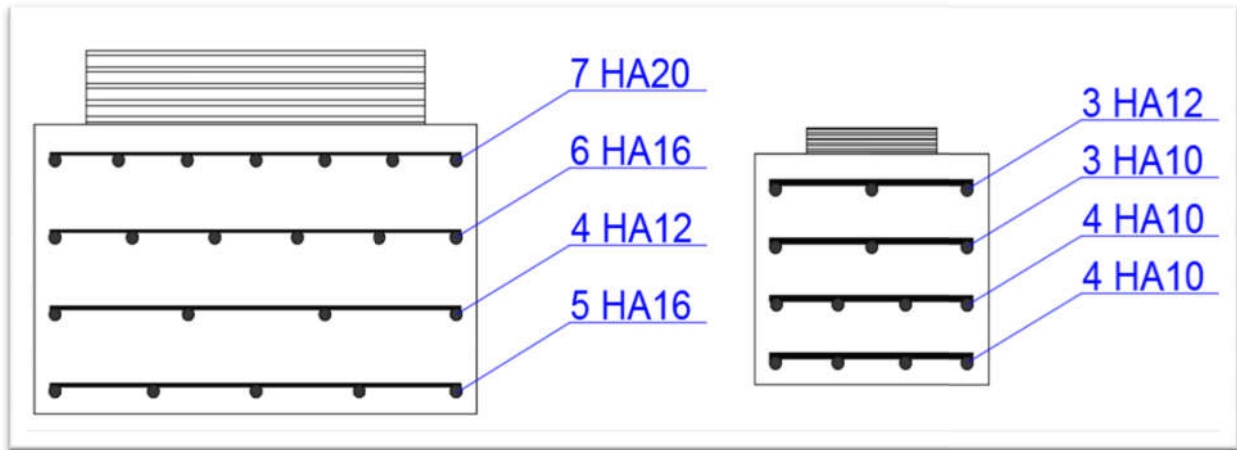


Figure 8.2. Le ferrailage des dés d'appuis de la pile et la culée.

8.4. JOINTS DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée, (ou de dilatation) sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type. Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur dues à la température ou aux effets différés dans le cas des structures en béton (retrait, fluage) et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis. La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.

Le choix du type de joint dépend principalement de son souffle, du trafic supporté par l'itinéraire et du type d'étanchéité retenu (chape mince ou épaisse). Le souffle est déterminé en tenant compte des effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, selon leur trois composantes : longitudinale, transversale et verticale.

- Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur W des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme.

- Dilatation thermique

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$W_T = L \times \lambda \times \Delta T$$

$$W_T = L \times \lambda \times \Delta = 200.2 \times 10^{-5} \times 35 = 7 \text{ cm}$$

Sachant que :

W : Variation de la longueur.

L : La longueur dilatable.

λ : Coefficient de dilatation.

ΔT : Différence de température.

CHAPITRE 8 : LES EQUIPEMENTS DU PONT

- Retrait et Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. Pourra prendre en première approximation :

$$W_D = 200.2 \times 1.5 \times 10^{-4} + 200.2 \times 2.5 \times 10^{-4} = 8 \text{ cm}$$
$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3} \longrightarrow \text{RPOA 2008}$$

Avec

W : souffle total du joint ;

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

W_T : souffle thermique ;

W_S : souffle sismique.

Les souffles W_T, W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui. Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_S = 3.1 \text{ cm}$). Donc : $W = 11.14 \text{ cm}$.

8.4.1. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon les joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 11.14 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle

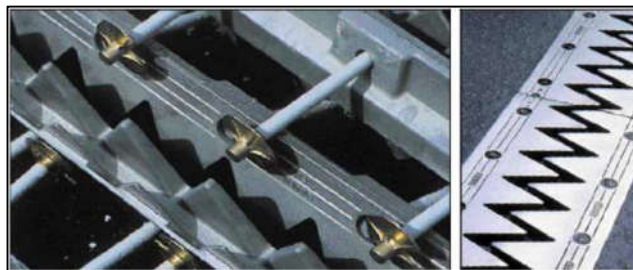


Figure 8.3. Joint du type Wd.

Tableau 8.4. Modèles des joints Wd

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

8.5. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

CHAPITRE 9.

ETUDE DE LA PILE

9.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet.

Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble

Les piles et leurs fondations présenteront solutions distinctes en fonction de leur hauteur, de la solution structurale adoptée pour le tablier. A travers ce chapitre, on va étudier les piles avec le ferrailage de ces derniers et les fondations sous ouvrages.

9.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

9.2.1 Structure des appuis

Un appui peut être caractérisé par ces caractéristiques géométriques et mécaniques, elles doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) qui sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes ;

Pour notre cas on a opté pour une pile de type voile les plus convenable au site.

9.2.2. Pré dimensionnement de la pile

Tableau 9.1. Hauteurs des piles.

Pile	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Hauteur(m)	5,69	8,67	11,02	10	8,29	6,03	2,32

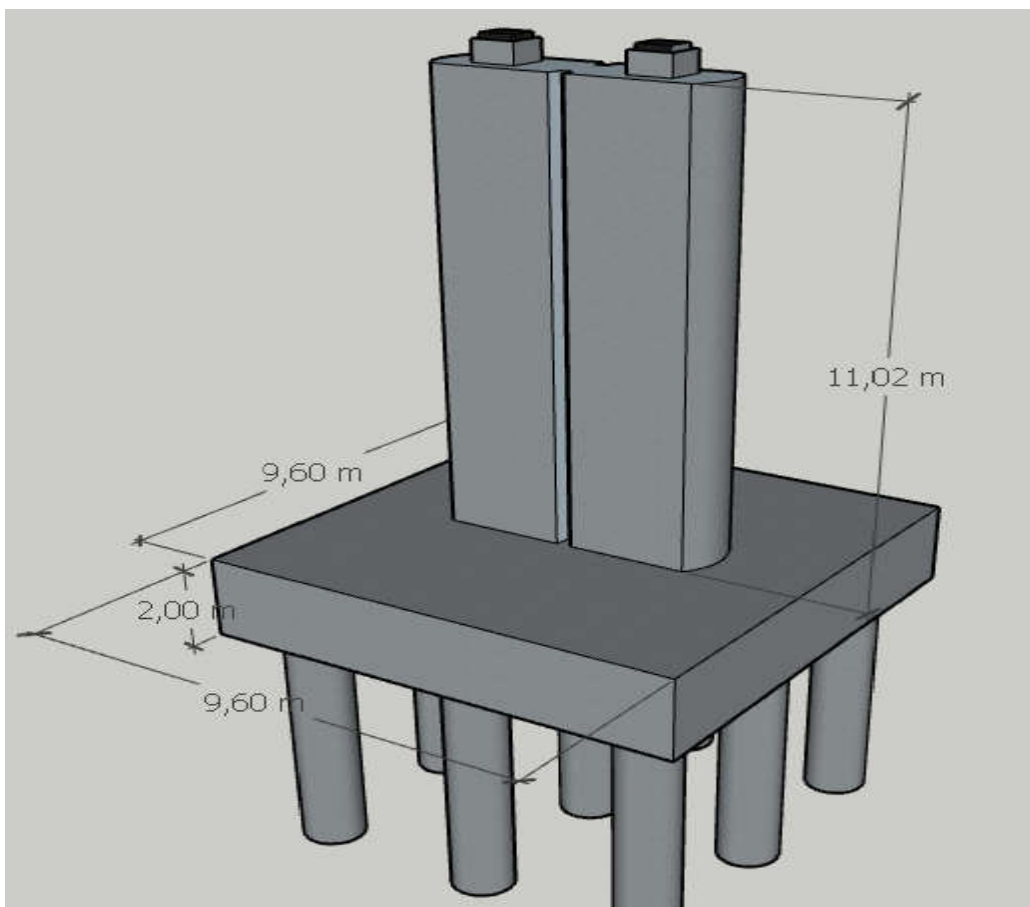


Figure 9.1 Dimensions de la pile la plus haute.

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA PILE

Les piles sont à section reporté dans la figure dessous :

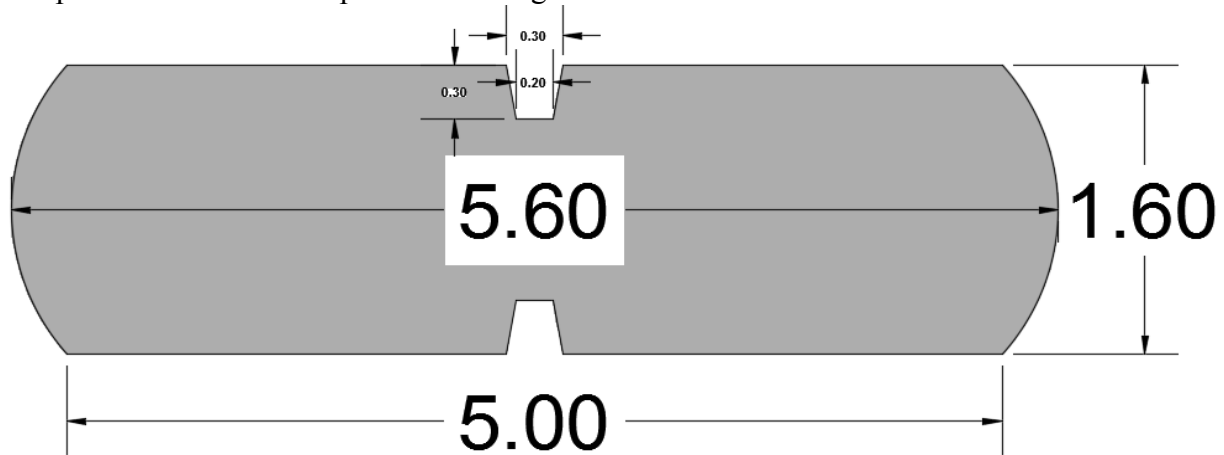


Figure 9.2 coupe du fut de la pile

9.2.3. Evaluation des efforts sismique

9.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S3** (site meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- L'accélération de zone **A= 0,2**.

8.2.3.2. Méthode de calcul

L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de l'ouvrage :

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

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire des conditions, permis ces conditions il y a :

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades.

Dans notre pont il y a un arc avec $L=166$ m et $R= 139.7$ m $\rightarrow \alpha=L/R=1.18\text{rad}= 68.11$ grades. Donc 68.11 grades > 30 grades \rightarrow **Condition non vérifiée.**

Alors on utilise « la méthode du **spectre de réponse** ».

8.2.3.3. Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes à utiliser, pour le calcul de résistance, avec un coefficient de comportement « **q** » est donné par :

Le coefficient de comportement « **q** » est pris égal à 1 (article 4.4.1 RPOA).

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA PILE

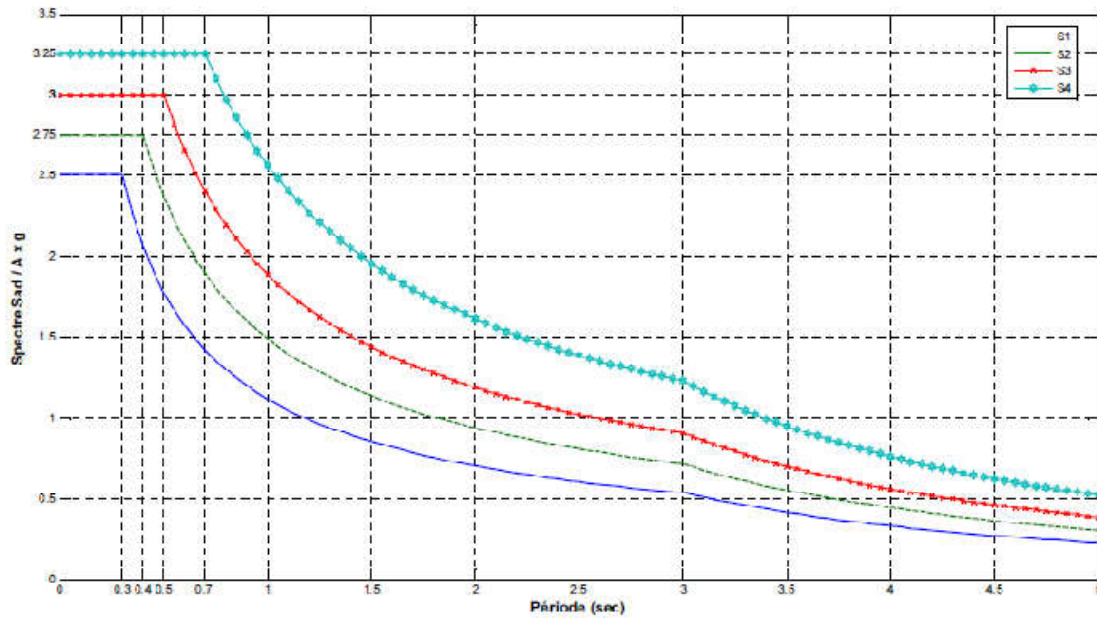


Figure 9.3 spectre de dimensionnement 5% d'amortissement

$$Sa_d(T, \xi) = \begin{cases} 2,5 \eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²**

η : facteur de correction de l'amortissement. $\eta=1$

ξ : taux d'amortissement. **5%**

T_2 : période caractéristique associées à la catégorie de site.

S : coefficient du site.

A : Coefficient d'accélération.

Tableau 9.2. Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

9.2.3.4. Effet de séisme longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times Sa(T)$$

M_T : est la masse effective totale de la structure ; $M_T = 98238 \text{ 36 Kg}$

$Sa(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale ; La période fondamentale T a pour expression :

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA PILE

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

a) **Evaluation de la raideur totale K**
on calcule les raideurs des différents appuis.

$$k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T}, \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pille}} + \frac{1}{K_{A - APP}}}, \quad k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile égal à deux ;

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

Tableau 9.3. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis

Piles	K _{PILE} (MN/m)	k _{Appareils} (MN/m)	n _{Appareils} d'appuis	K _{longitudinale} (MN/m)
P1	917,16	4,88	2	9,65
P2	259,25	4,88	2	9,40
P3	126,25	4,88	2	9,06
P4	168,96	4,88	2	9,22
P5	296,57	4,88	2	9,44
P6	770,61	4,88	2	9,63
P7	13530,69	4,88	2	9,74
C1/C2	Infinie	4,88	2	9,75

Tableau 9.4. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appui	K _{PILE} (MN/m)	k _{Appareils} d'appuis	n _{Appareils} d'appuis	K _{transversale} (MN/m)
P1	11382,15	4,88	2	9,74
P2	3217,39	4,88	2	9,72
P3	1566,81	4,88	2	9,69
P4	2096,82	4,88	2	9,70
P5	3680,42	4,88	2	9,72
P6	9563,33	4,88	2	9,74
P7	167917,98	4,88	2	9,75
C1/C2	Infinie	4,88	2	9,75

Application Numérique :

$$M_T = 98238 \text{ 36 Kg} ; K_{longitudinale} = 85,64 \text{ MN/m}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{98238 \text{ 36}}{85,62 \cdot 10^6}} = 2,13 \text{ s}$$

$$T_1, T_2 = f(S_3) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,2 ; 0,50) \text{ et } S = 1,2$$

$$T_2 < T < 3,00 \text{ s} \rightarrow S_a(T ; \xi) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) \rightarrow S_a = 1,38 \text{ m/s}^2 ;$$

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA PILE

$$F_L = M_T \times Sa(T) \rightarrow F_L = 98238,36 * 1,38 \rightarrow F_L = 135846,55 \text{ KN.}$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F_L, \quad d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa$$

Les résultats sont résumés dans l'annexes B le tableau 9.1

9.2.3.5. Effet de séisme transversal

C'est la même étude comme dans le sens transversale et on trouve :

$$T=0,76 \text{ s} \rightarrow T_2 < T < 3,00 \text{ s} \rightarrow Sa(T; \xi) = 2,5 \eta A g S(T_2/T) \rightarrow Sa = 3,86 \text{ m/s}^2 ;$$

$$F_T = M_T \times Sa(T) \rightarrow F_T = 4976,17 \text{ KN.}$$

Les résultats sont résumés dans l'annexes B le tableau 9.2

9.2.4. Calcul des efforts de la pile

On choisit d'étudier la pile -P3- qui est la plus sollicitée.

Tableau 9.5. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical	Horizontal	Moment
Désignations	(KN)	(KN)	(KN.m)
voile	2204,00	/	
Dé d'appui	10,00	/	
G _{max} Tablier	9098,00	/	
H _{flv} (Ret + flu)	/	292,79	3343,69
HT°	/	87,84	1003,11
(Al)	793,00	/	/
(Bc)	607,00	/	/
Mc120	1348,00	/	/
D240	2389,00	/	/
ST	256,00	/	/
Al	/	117,61	1343,05
Bc	/	150,00	1713,00

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas de la pile ;
- Centre de la pile.

NB2 : Les force horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égale à : $H = H_{\text{dé d'appui}} + H_{\text{pile}} = 11,42\text{m}$.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot de la pile P3 dans le cas le plus défavorable :

Tableau 9.6. Sollicitation les plus défavorables pour la pile-3-

Etat	Fv (KN)	Fh (KN)	M (KN.m)
ELU	18496.35	714,32	8157,58
ELS	13701,00	525,50	6001,15

Pour plus détail voire l'annexe B (les tableaux 9.3 , 9.4 et 9.5)

9.2.5. Ferrailage de la pile

❖ Géométrie

Largeur de la pile : B pile=1.6 m sens longitudinale X
 Longueur de la pile L pile=5.6 m sens transversale Y
 Hauteur de la pile h pile=11,02 m

Section d'acier

La pile sera considérée comme une console encastree dans la semelle de la fondation, Le ferrailage se détermine en flexion composée.

Avec robot Expert : $A_s=80\text{cm}^2$ donc on prend **26HA20** $\Rightarrow (A_s'=81.68\text{cm}^2)$

Ferrailage transversal:

La section d'armature transversale à mettre en place est définie d'après le RPOA :

Avec :

- St : l'espacement des armatures transversales en mm $St=\min (24\phi_t ; 8\phi_L ; 0.25d)$
- Al : La section totale des armatures longitudinales.
- fel ; fet : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

On prend : St=200mm

$$At \geq \frac{A_s}{16} \times \frac{fel}{fet} \times \frac{St(\text{mm})}{100}$$

$$At \geq \frac{80}{16} \times \frac{400}{400} \times \frac{200}{100}$$

Donc : $At=10\text{cm}^2$; Ce qui donne : **5HA16** $\Rightarrow (A_s'=10.05 \text{ cm}^2)$

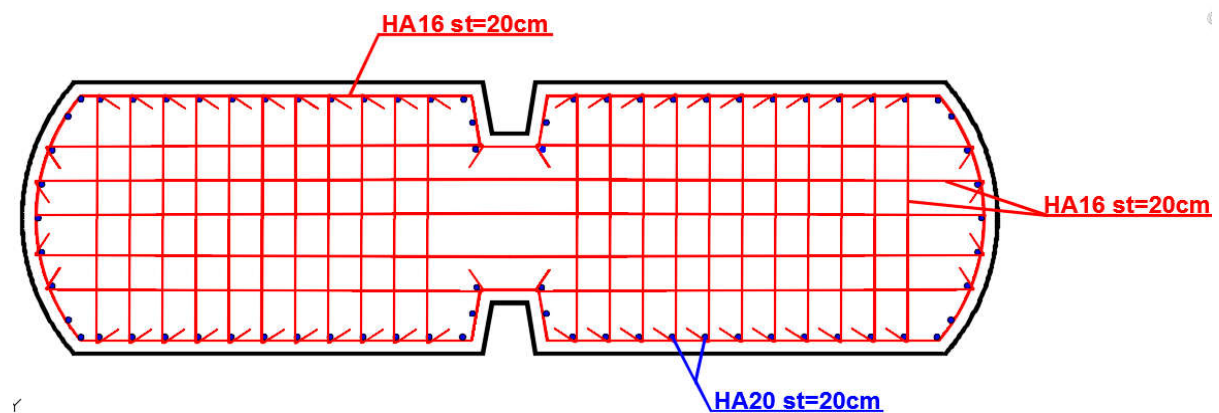


Figure.9.4 ferrailages de la pile

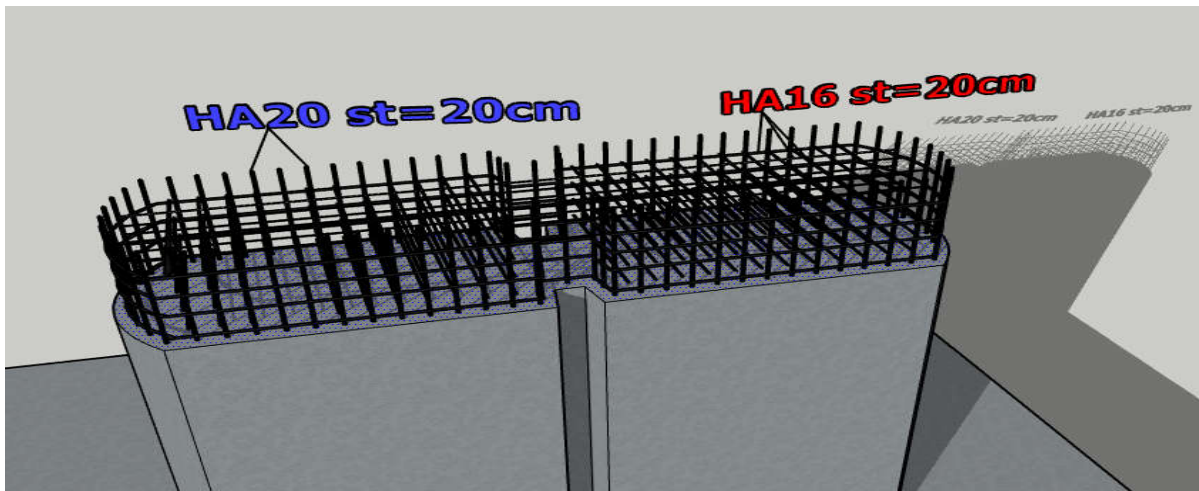


Figure.9. 5 ferrailages de la pile 3D

9.2.6. Estimation de nombre des pieux

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$N = \text{effort maximale} / \text{capacité portante d'un pieux}$; $N = 32936.46 / 5000 = 6.59$ donc on prend : $N = 9$ pieux de diamètre $\phi = 1,2\text{m}$.

❖ Disposition des files des pieux

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement de $e_p 3.6\text{m}$ (l'espacement doit vérifier : $e_p > 0,75 \times 2\phi = 1.8\text{m}$) car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique. Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 3 files de 3 pieux.

❖ L'effet du groupe des pieux

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et leur voisinage diminue leur force portante. On calcule le rendement des pieux avec la formule de Los Angeles :

$$C_e = 1 - \frac{\phi}{e_p} \times \frac{1}{l m n} \times (m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1))$$

$$C_e = 0,79 \rightarrow C_e = 79\% > 30\% \rightarrow \text{L'effet du groupe est très important}$$

9.2.6.1. Action sur les pieux

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments, ce qui conduit à l'encastrement mécanique parlant des pieux dans la semelle.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = d^4 y / dx^4 + C_u b Y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

Y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{CUb}}$$

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA PILE

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment se détermine par la méthode de WARNER. Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement et la rotation sont nul.

Calcul le Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{CUB}{4EI}}$$

$$b = \phi = 1,2\text{m}$$

$$CU = 30 \text{ MN/m}^3$$

E : module d'élasticité du béton = 33 000 MPa

I : moment d'inertie du pieu = 0,101736 m⁴

L : longueur du pieu = 15m

Donc : $\lambda = 0,228$ D'où : $\lambda_L = 3,413\text{m}$.

9.2.6.2 Effort tranchant en tête du pieu

Combinaison la plus défavorable :

- ELS-Condition normale : Hmax= 525,51 KN P' = 58,39KN /pieu
- ELU-Condition normale : Hmax=714.33 KN P' = 79,37 KN /pieu
- ELA-Condition sismique : Hmax= 6606.00 KN P' = 734,00KN/pieu

Pour plus détail voire l'annexe B (le tableau 9.6)

Détermination des coefficients ($X\phi_P, X\phi_M$) :

$X\phi_P, X\phi_M$: sont données en fonction de λL tirées des abaques de WARNER.

$$\lambda L = 3,413\text{m} \rightarrow \begin{cases} X\phi_P = 1,20 \\ X\phi_M = 1,50 \end{cases}$$

ELS-Condition normale : 204 ,85 KN.m

ELU-Condition normale : 278,46 KN.m

ELA-Condition sismique : 2575,22 KN.m

➔ Avec Robot expert $A_s = 108.9 \text{ cm}^2$ donc on prend **14HA32** ($A_s' = 112.59 \text{ cm}^2$)

Armatures transversale :

$$A_t \geq \frac{112.59}{16} \times \frac{400}{400} \times \frac{200}{100}$$

Donc : $A_t = 14.07 \text{ cm}^2$;

On prendra des cercles **HA20** avec un espacement de **20cm**

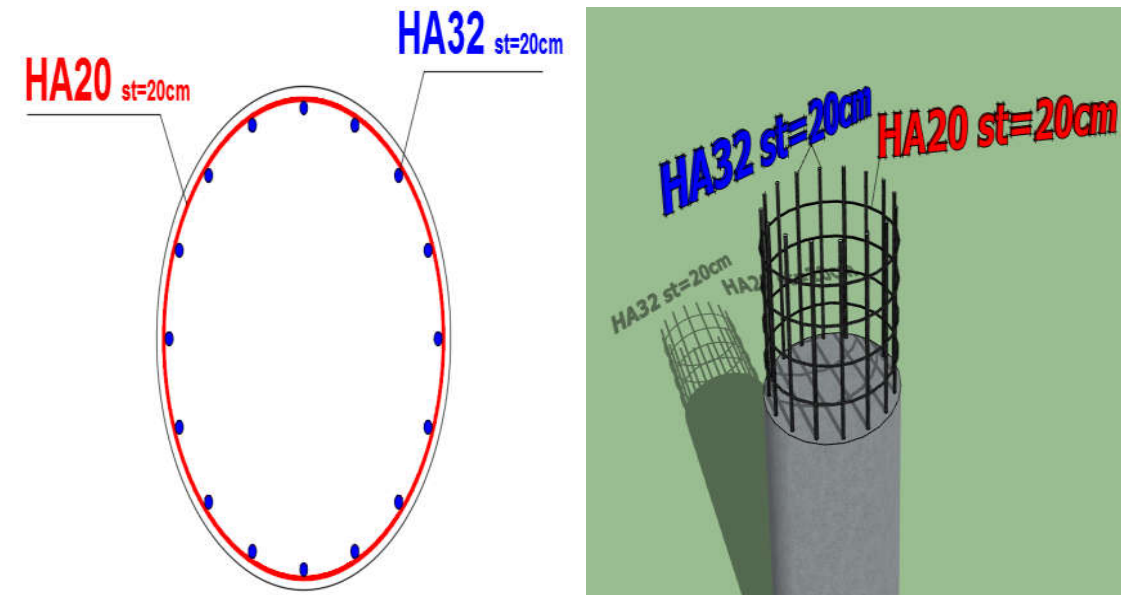


Figure 9.6: Ferrailage de pieu

9.2.7 Etude de la semelle

Largeur $B=9,6m$

Longueur $L=9,6m$

Epaisseur $e=2m$, Pour assurer une semelle rigide conforme au fascicule 62 ; il faut vérifier la condition suivante :

$$e \geq \frac{E}{2,5} = \frac{3,6}{2,5} = 1,44m < 2m \rightarrow OK$$

Donc Le poids de la semelle : $P_{sem} = B \cdot L \cdot h \cdot 25 = 4608 \text{ KN}$

⇒ Condition normale : $N_{max} = 2034.33 \text{ KN}$

⇒ Condition sismique $N_{max} = 5881.15 \text{ KN}$

Pour plus détail voir l'annexe B (les tableaux 9.7, 9.8 et 9.9)

9.2.7.1. Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on appliquera la méthode des bielles et tirants :

La Condition de la méthode est

- $\alpha \geq 45^\circ$

- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

On a :

$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$

avec : $\left\{ \begin{array}{l} h = H - d = 1,9 \\ \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,1 \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 51.74^\circ$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} 1,9 \geq 1,1 \\ 51.74^\circ \geq 45^\circ \end{array} \right. \rightarrow \text{les deux conditions sont vérifiées.}$

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA PILE

➤ armatures transversales inférieures

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \Rightarrow$$

Condition normale :

$$\sigma_s = (2/3) f_e = 333,33 \text{ MPA}, N_{\max} = 2034,33 \text{ KN} \rightarrow A_s = 48,18 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\sigma_s = f_e = 500 \text{ MPA}, N_{\max} = 5881,15 \text{ KN} \rightarrow A_s = 92,86 \text{ cm}^2$$

➔ on prend **19HA25/3.10ml** avec un espacement **e=15cm**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi \text{ pieu} = 3,10\text{m}$.

➤ Armatures longitudinales inférieures :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation Soit : **15HA20** avec un espacement **e=20cm**

➤ Armatures transversales supérieures :

Soit : **16HA16** avec un espacement **e=20cm**

➤ Armatures longitudinales supérieures :

Soit : **16HA14** avec un espacement **e=20cm**

➤ Armatures latérales :

Soit **9HA12** avec un espacement **e=20cm**

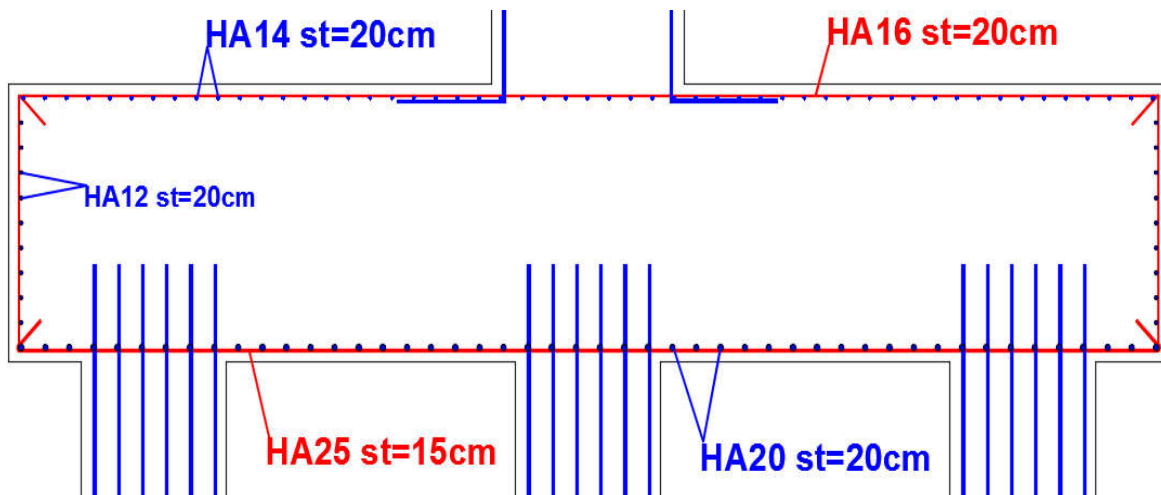


Figure 9.5. Ferrailage de la semelle

CHAPITRE 10.
ETUDE DE LA CULEE

10.1. Introduction

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tabliers, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont .

10.2. Pré-dimensionnement de la culée

- Le pré-dimensionnement a été fait selon le document SETRA, on s'intéresse au dimensionnement de la culée la plus haute :
- **Mur de garde grève :**
La hauteur h du mur de garde grève est déterminée comme suit :
 h : hauteur du dernier caisson (côté culée) + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui.
 $h = (2,30 + 0,4 + 0,05) = 2,75\text{m}$
 e : L'épaisseur du mur est : $e = \max(0,3\text{m} ; h/8) = (0,3\text{m} ; 0,3425\text{m})$
 $e = 0,4\text{m}$
Longueur : est celle de tabliers = 9,3m
- **La dalle de transition :**
Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :
 $L = \min [6\text{m} ; \max(4\text{m} ; 0,6 \times H)]$ Avec :
 H : étant la hauteur de remblai = 6.30 m ; donc $L = 4\text{ m}$
 e : Pour l'épaisseur elle est Généralement $e = 0,3\text{ m}$.
- **Mur frontal :**
 $h = 3,45\text{m}$; $e = 1,5\text{m}$; $L = 8,10\text{m}$
- **Le Corbeau :**
 $e = 0,3\text{m}$; $h = 2,80\text{m}$.
- **dés d'appui :**
 $e = 0,4\text{m}$; $a = 0,45\text{m}$; $b = 0,45\text{m}$
- **Murs en retour :**
 $e = 0,6\text{m}$; $L = 2,75\text{m}$; $h = 6,30\text{m}$
- **La semelle**
 - $H = 2\text{ m}$.
 - Longueur de la semelle : $L = 9,30\text{m}$.
 - Largeur de la semelle : $B = 6\text{ m}$.

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivants

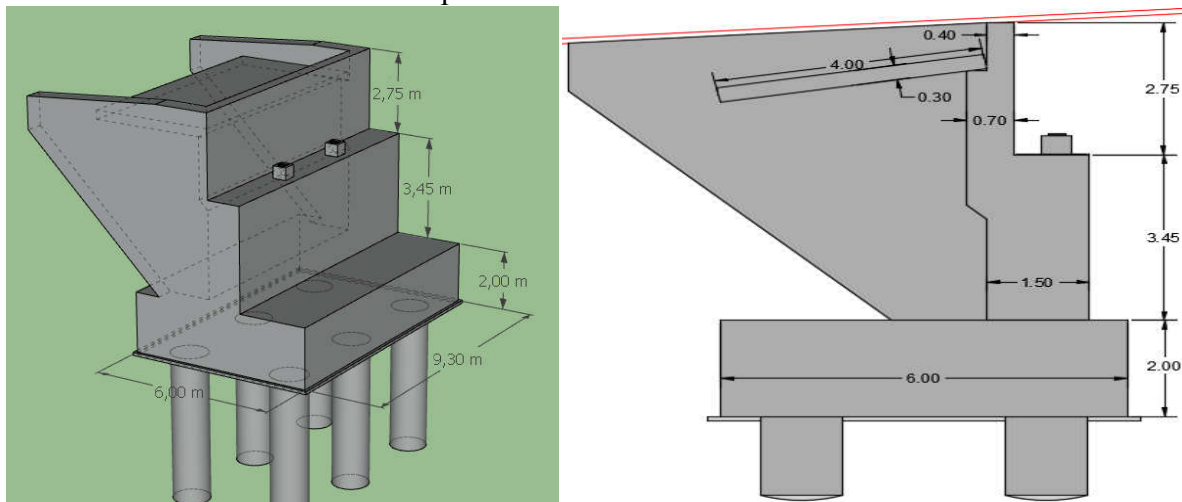


Figure 10.1 Dimensions de la culée.

CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE

10.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée

10.3.1. Calcul de coefficient de poussée

Selon le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA) 2008 le coefficient de poussée dynamique active peut être calculé suivant la formule dite MONOBE- OKABE, dans le cas d'un écran vertical :

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

Avec

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres ;

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale ;

$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$.

Tel que

$k_h = A$; $k_v = 0.3 \times k_h$

A : coefficient d'accélération de zone $A=0.2$ dans notre cas .

Tableau 10.1. Calcul du coefficient de poussée K_{ad} .

Action du séisme	k_h	k_v	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,333
séisme «horizontal ; 1+ k_v »	0.2	0.06	10.68	0.464
séisme «horizontal ; 1- k_v »	0.2	-0.06	12.01	0.484

Tableau 10.2. Evaluations des efforts.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Levier <v> (m)	Levier <v> (m)	Levier <v> (m)	Ms (KN.m)
Semelle	2790	/	0	1	0	/
Mur Frontal	1206,67	/	0	3,73	0	/
Dalle de transition	240	/	2,75	7,05	660	/
Mur en retour	752,4	/	3,22	5,64	2422,728	/
Corbeau	179,212	/	0,9	5,73	161,2913	/
Mur en retour	254,82	/	0,55	6,83	140,151	/
Poids des Terres	927,288	/	1,53	4,4	1418,751	/
Poids des Terres sur DDT	520,506	/	2,75	7,61	1431,392	/
Somme	6870,90	0	/	/	6234,312	0
R G_{max} tablier	1664,20	/	-0,28	/	-465,98	/

CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE

$R_{A(0)}$	-57,15	/	-0,28	/	16,00	/
R_{BC}	94,21	/	-0,28	/	-26,38	/
R_{MC120}	240,32	/	-0,28	/	-67,29	/
R_{D240}	331,81	/	-0,28	/	-92,91	/
R_{st}	9,65	/	-0,28	/	-2,70	/
Fflv (Retrait+fluage)	/	146,40	/	-5,46	/	-799,32
F température	/	17,57	/	-5,46	/	-95,92
Freinage A(l)	/	47,04	/	-5,46	/	-256,85
Freinage Bc	/	30,00	/	-5,46	/	-163,80

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé : Bas du la semelle;

Les combinaisons et les sollicitations sont montrées dans l'Annexe B (les tableaux 10.1, 10.2, 10.3 et 10.4)

10.4. Etude et ferrailage de la culée

10.4.1 Etude de Mur garde grève

- Evaluation des efforts

- Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec

H : hauteur des remblais, H = 2.75 m ;

K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0.33$;

L : longueur des remblais, L=1m.

➔ $M_{P-ELS} = 20.59 \text{ KN.m/ml.}$

➔ $M_{P-ELU} = 27.80 \text{ KN.m/ml.}$

- Moment due à la force de freinage M_{fBc} :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 \mu \times P \times h}{0.25 \times 2h}$$

Avec

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'E.L.U et $\mu = 1.2$ à l'E.L.S ;

P = 60 KN.

➔ $M_{f-ELS} = 68.87 \text{ KN.m/ml.}$

➔ $M_{f-ELU} = 91.83 \text{ KN.m/ml.}$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et 1,2 à ELS ;

CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE

B_c : coefficient de pondération du système B_c ;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

→ $M_{P-ELS} = 37.63 \text{ KN.m/ml}$.

→ $M_{P-ELU} = 50.18 \text{ KN.m/ml}$.

❖ Combinaison d'actions sur le MGG

→ $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 127.09 \text{ KN.m/ml}$.

→ $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 169.80 \text{ KN.m/ml}$.

❖ Ferrailage de MGG

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec logiciel de calcul **Robot Expert** on trouve $A_s = 19.3 \text{ cm}^2$, On prend 7HA20/ml avec $St = 15 \text{ cm}$;

Armatures transversales : $A_{st} = A_s/4$; Soit : 6HA12/ml avec $St = 20 \text{ cm}$;

Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : 5HA12/ml avec $St = 25 \text{ cm}$;

10.4.2. Dalle de transition

❖ Evaluation des efforts

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m

Tableau 10.3. Evaluations des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	$25 \times 0.3 = 7.5$	15	19,6875
Revêtement	$24 \times 0.08 = 1,92$	3.84	3.84
Remblai	$18 \times 0.95 = 17,1$	34.2	34.2
Surcharges	10	20	20

▪ Combinaison d'actions sur la dalle de transition

Tableau 10.4. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G+1.6Q	103.60	103.60
ELS	G+1.2Q	77.04	77.04

❖ Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE

Section d'acier : $A_s = 21.7 \text{ cm}^2$ On prend **7HA20/ml** avec **St=15 cm** ;
Armatures longitudinales : barres de **4HA12** avec **St=25cm** ;
Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit **7HA12:** avec **St=15 cm**.

10.4.2.1 Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

❖ Evaluation des efforts

Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

$$\rightarrow R_{\text{Rem}} = \frac{26.52 \times 4}{2} = 53.04 \text{ KN/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{Dal-T}} = \frac{ql}{2}$$

Avec

q : charge due au poids de la dalle de transition.

$$\rightarrow R_{\text{Dal-T}} = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaison d'actions sur le corbeau

$$R_{\text{ELS}} = M_G + 1,2 \times M_Q = 77.04 \text{ KN/ml} .$$

❖ Ferrailage du corbeau

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 10.4 \text{ cm}^2$ On prend **6HA16/ml** avec **St=20cm** ;

Armature de construction: $A's = A_s/3$; Soit : **4HA12/ml** avec **St= 25cm**.

10.4.3 Etude de mur frontal

Sollicitations les plus défavorables dus au tablier :

$$\begin{array}{ll} \mathbf{a \ ELS} : M_{\text{max}} = -171.30 \text{ KN.m/ml} & \mathbf{a \ ELU} : M_{\text{max}} = -230.82 \text{ KN.m/ml} \\ N_{\text{cor}} = 615.26 \text{ KN./ml} & N_{\text{cor}} = 1037.02 \text{ KN./ml} \\ T_{\text{max}} = 82.48 \text{ KN./ml} & T_{\text{max}} = 111.27 \text{ KN./ml} \end{array}$$

Les efforts de mur frontal et Les combinaisons sont montrées dans l'Annexe B (les tableaux 10.5 et 10.6)

CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE

❖ Ferrailage du mur frontal

Le mur frontal est sollicité par une flexion composée, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 15 \text{ cm}^2$ On prend **6 HA20/ml** avec **St=20cm** ;

Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **6 HA12/ml** avec **St= 20cm**.

Armatures transversales $A's = A_s/4$: **5 HA12/ml** avec **St= 25cm**.

10.4.4. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

Efforts horizontaux

Poussée des terres $P_t = 1/2(0.33 \times 1.8 \times 6.20^2 \times 1) = 11.42 \text{ t/ml}$

Poussée des surcharges sur remblai $P_{sr} = 0.33 \times 1.2 \times 6.20 \times 1 \times 1 = 2.46 \text{ t/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée (2t) $P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ t}$

Les moments

Poussée des terres $M_t = 11.42 \times 6.20/3 = 23.60 \text{ t. m/ml}$

Poussée des surcharges sur remblai $M_{sr} = 2.46 \times 6.20/2 = 7.63 \text{ t. m/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée $M_{sc} = 2.4 \times (6.20 - 1) = 12.48 \text{ t. m/ml}$

Les combinaisons

$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 64.04 \text{ t. m/ml}$

$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{sr} + M_{sc}) = 47.73 \text{ t. m/ml}$

Efforts verticaux

Poids propre du mur $P_G = 1 \times 0.6 \times 6.20 \times 2.5 = 9.30 \text{ t/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) $P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t/ml}$

Les moments

Poids propre du mur : $M_G = 9.3 \times 1.5 = 15.53 \text{ t. m/ml}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) $M_{sc} = 4.8(5.9-1) = 23.52 \text{ t. m/ml}$

Les combinaisons

$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6(M_{sc}) = 58.60 \text{ t. m/ml}$

$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{sc}) = 43.75 \text{ t. m/ml}$

❖ Ferrailage du mur en retour

Le mur en retour est sollicité par une flexion composée la fissuration est considérée préjudiciable

Section d'acier : $A_s = 26.3 \text{ cm}^2$ On prend **9HA20/ml** avec **St=12.5cm** ;

Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **6HA14/ml** avec **St= 20cm**.

Armatures transversales $A's = A_s/4$: **6HA12/ml** avec **St= 20cm**.

10.5. ETUDE DES FONDATION

10.5.1. Etude de la semelle

Largeur B=6m

Longueur L=9.3m

Epaisseur e=2m

Pour assurer une semelle rigide confirme au fascicule 62; il faut vérifier la condition suivante:

$$e \geq \frac{E}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44 \text{ m} < 2 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

Donc Le poids de la semelle : $P_{sem} = B \cdot L \cdot h \cdot 25 = 2790 \text{ KN}$

⇒ **Condition normale :** $N_{max} = 1772.81 \text{ KN}$

⇒ **Condition sismique** $N_{max} = 2100.96 \text{ KN}$

CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE

⇒ **armatures transversales inférieures**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Condition normale :

$$\sigma_s = (2/3) \cdot f_e = 333,33 \text{ MPA}, N_{\max} = 1772,81 \text{ KN} \rightarrow A_s = 41,99 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\sigma_s = f_e = 500 \text{ MPA}, N_{\max} = 2100,96 \text{ KN} \rightarrow A_s = 33,17 \text{ cm}^2$$

→ on prend **21HA16/3.10ml** avec un espacement **e=15cm**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi \text{ pieu} = 3,10 \text{ m}$.

⇒ **Armatures longitudinales inférieures :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation Soit : **14HA14** avec un espacement **e=20cm**

⇒ **Armatures transversales supérieures :**

Soit : **14HA12** avec un espacement **e=20cm**

⇒ **Armatures longitudinales supérieures :**

Soit : **12HA12** avec un espacement **e=20cm**

⇒ **Armatures latérales :**

Soit **9HA12** avec un espacement **e=20cm**

10.5.2 Effort tranchant en tête du pieu

Combinaison la plus défavorable :

- | | |
|--|--------------------------------|
| ▪ ELS-Condition normale : $H_{\max} = 767,04 \text{ KN}$ | $P' = 127,84 \text{ KN /pieu}$ |
| ▪ ELU-Condition normale : $H_{\max} = 1034,76 \text{ KN}$ | $P' = 172,46 \text{ kN /pieu}$ |
| ▪ ELA-Condition sismique : $H_{\max} = -1081,8 \text{ KN}$ | $P' = -180,30 \text{ KN/pieu}$ |

Détermination des coefficients ($X \phi_P, X \phi_M$) :

$X \phi_P, X \phi_M$: sont données en fonction de λL tirées des abaques de WARNER.

$$\lambda L = 3,413 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} X \phi_P = 1,20 \\ X \phi_M = 1,50 \end{cases}$$

ELS-Condition normale : 448.53 KN.m

ELU-Condition normale : 605.08 KN.m

ELA-Condition sismique : -632.58 KN.m

→ Avec Robot expert $A_s = 22,6 \text{ cm}^2$ donc on prend **12HA16** $s_t = 25 \text{ cm}$

Armatures transversale :

$$A_t \geq \frac{22,6}{16} \times \frac{400}{400} \times \frac{200}{100}$$

Donc : $A_t = 2,825 \text{ cm}^2$;

On prendra des cercles **HA12** avec un espacement de **20cm**

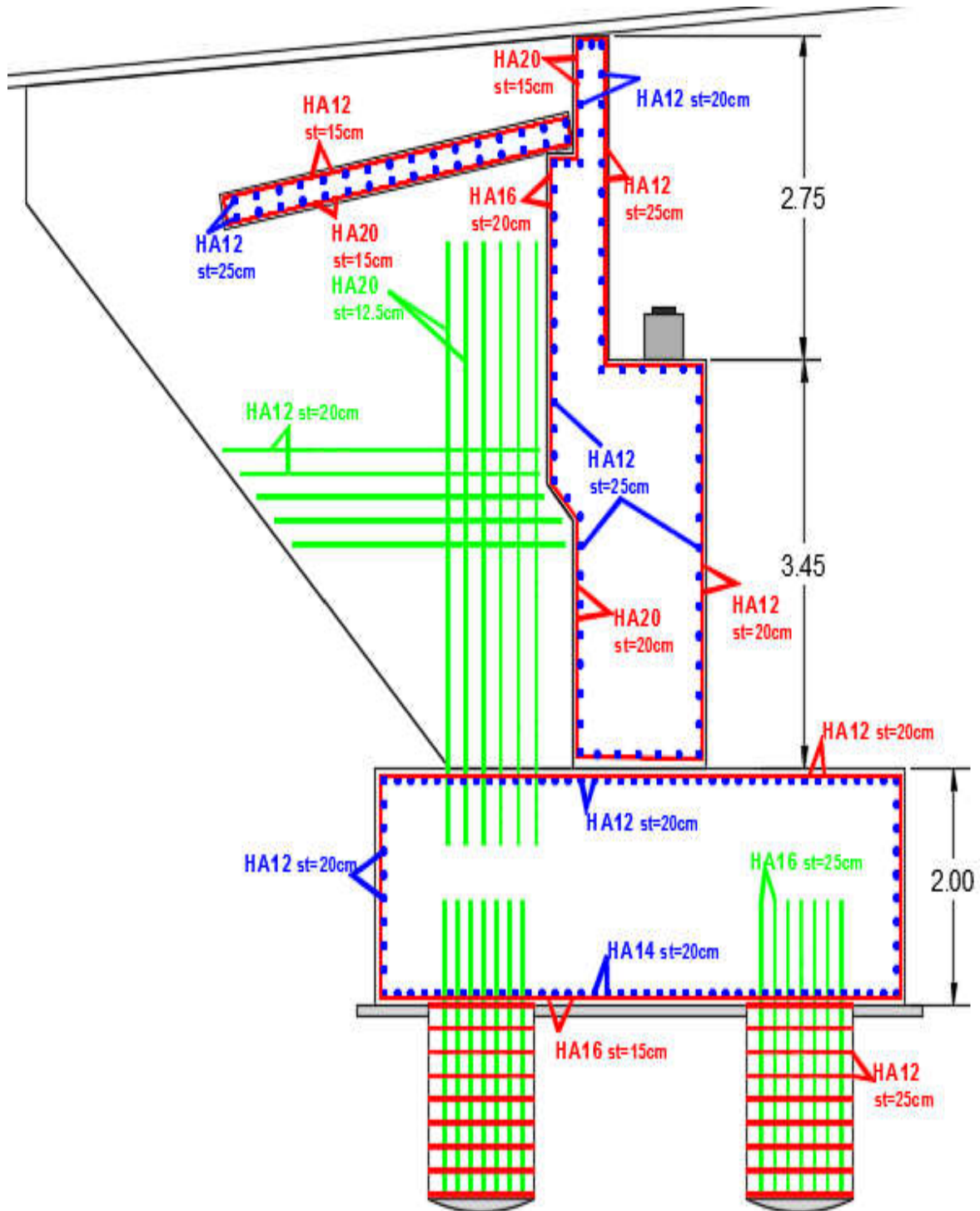


Figure 10.2. Ferrailage les éléments de la culée

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de notre projet, intitulé «Conception et étude d'un viaduc en béton précontraint construit par encorbellement successif du PK 0+129.47 au PK 0+529 .87 de l'ouvrage du carrefour Sidi Brahim vers la cité Seybousse ,w Annaba » , nous a permis de toucher l'aspect pratique de nos connaissances théorique que nous avons reçues au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, durant notre cursus.

Ce travail nous a permis de nous perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calcul « Robot et Autocad », la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art en Algérie notamment les Eurocodes et le règlement parasismique algérien RPOA 2008, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques.

A la lumière de cette étude on a pu mieux voir les détails des étapes à suivre afin d'étudier un pont routier, ainsi que l'acquisition des informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrages.

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de prouver en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les 3 années de formation.

Références bibliographiques

[1] A. Raharinaivo, G. Arliguie, T. Chaussadent, G. Grimaldi, V. Pollet and G. Taché, La corrosion et la protection des aciers dans le béton, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167 pages, 1998.

[2] Laurent Gaillet .Les câbles dans le génie civile De l'importance de comprendre et connaitre leurs de dégradation, de les protéger

[3] B. Isecke : Failure analysis of the collapse of the berlin congress hall. In Stress Corrosion of prestressing steel, proceedings of third symposium, Madrid, 1981.

[4] Source : Pierre-Marie Dubois, Daniel Michaux (Pmd - Ateav Systems)

[5] V. Baroghel-Bouny : Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons : méthodes, analyse, interprétation. Thèse de doctorat, ENPC, 1994.

[6] P. Brevet, A. Raharinaivo et D. Siegert : Microstructure et propriétés mécaniques des aciers pour câble : synthèse des travaux du LCPC (1970-2000) : II.ténacité, fissuration sous contrainte et fatigue. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 250-251:75-92, 2004

[7] bulletin du SETRA n° 59 de novembre 2008 Technique innovante : traitement des câbles de précontrainte par injection d'un inhibiteur de corrosion Pierre-Marie Dubois, Daniel

[8] Project Funded by the European Commission under the Transport, RTD Programme of the 4th Framework Programme - Bridge Management and Condition Monitoring, BRIME PL97-2220, January 2001.

[9] GUIDES STRRES (FABEM 8):Réparation et renforcement des structures par précontrainte additionnelles

BIBLIOGRAPHIE

Calgaro, J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

Calgaro, J.A & Virlogeux, M., *Projet et construction des ponts*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).

Thonier, H. *Le béton précontraint aux états limites*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2^{ème} édition, (France), (1992).

AMIEUR Mohammed, cours de pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BENREDHOUANE Mustapha, cours de béton armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2016.

BOUTEMEUR Ramdhane, cours de béton précontraint, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2016.

KIBBOUA, cours des règles parasismiques applicables sur un pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2017.

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).

BABAKHOYA youcef ingénieur de SONATRAC, fichier Excel.

BOUNAB sofiane & MADJOURI abderrazak : Etude d'un pont caisson courbe construit par encorbellement successif au niveau de la pénétrée Guelma-autoroute est-ouest, thèse d'ingénieur sous la direction de Dr TAKI, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger 2013.

AZIL mahdi & HEBBACHI salaheddine : Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif sur la liaison autoroutière SETIF-BARIKA thèse d'ingénieur sous la direction de Dr TAKI, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger 2018.

Annexes A.

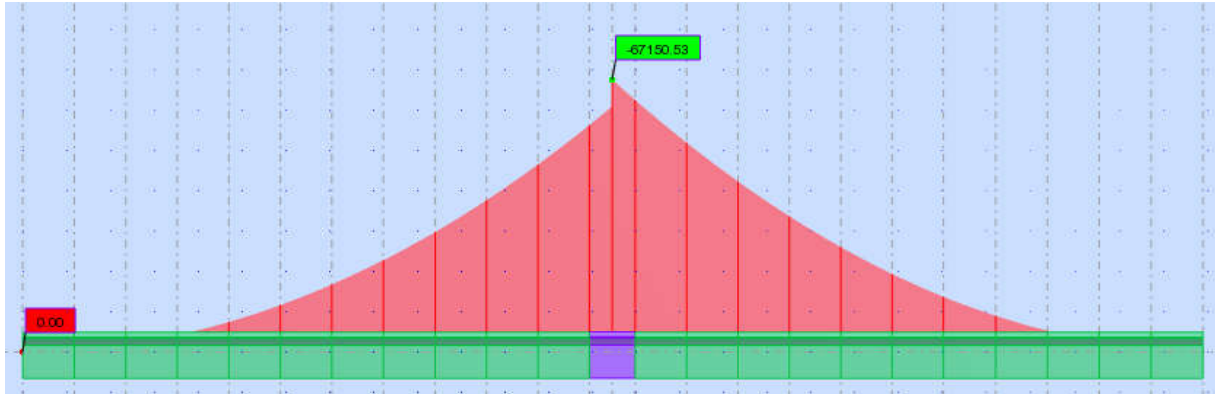


Figure.6.1. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.

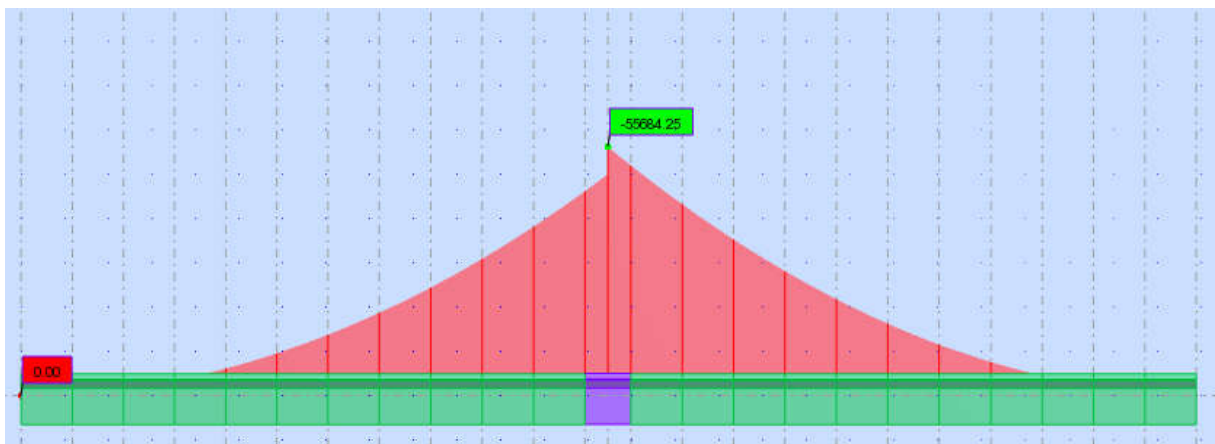


Figure.6.2. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.

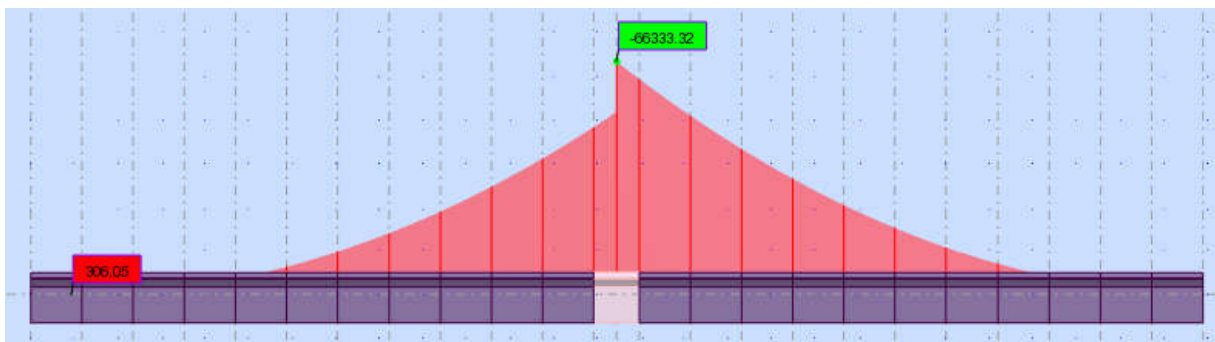


Figure.6.3. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.

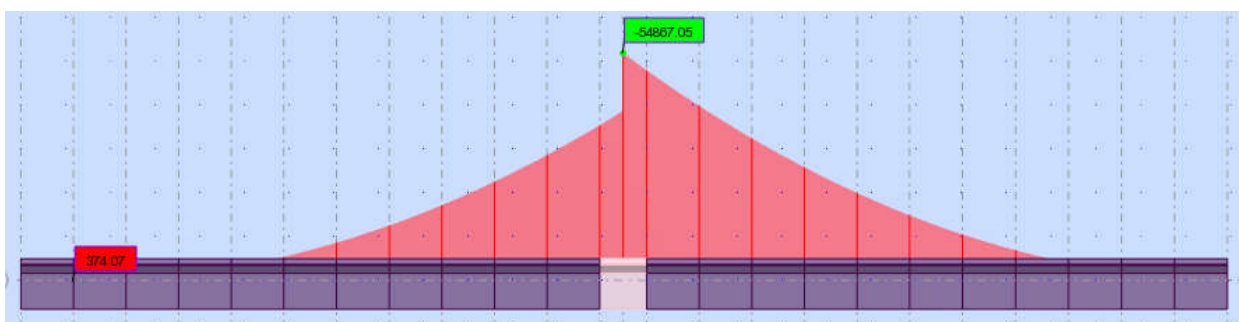


Figure.6.4. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.

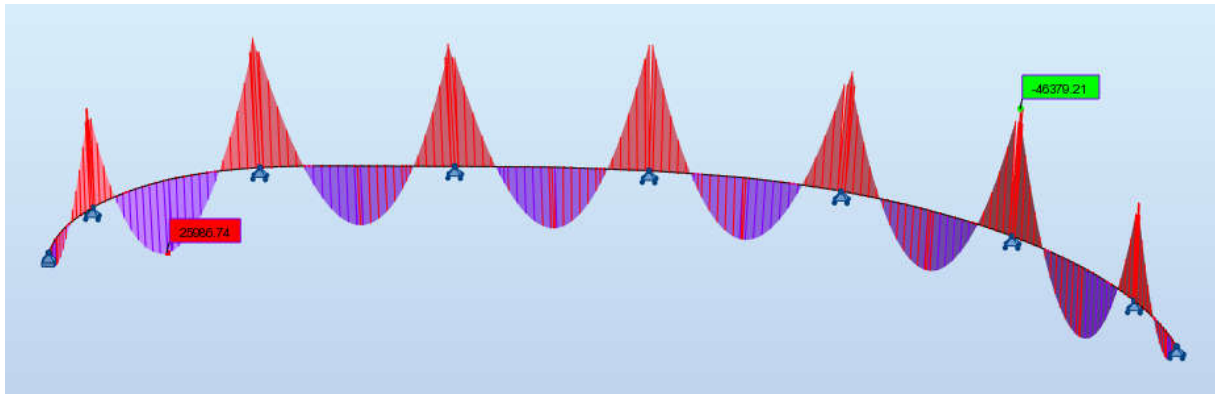


Figure.6.5. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $G+1.2A_l+St$

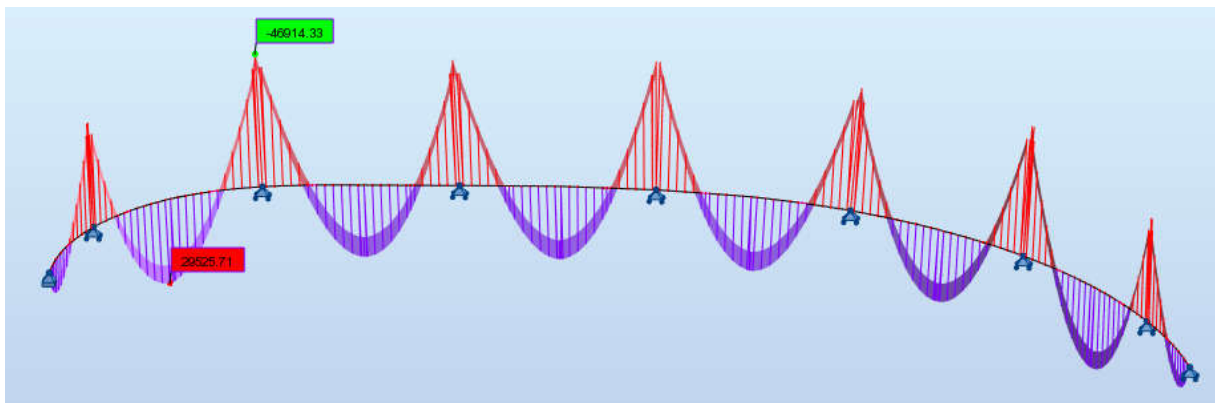


Figure.6.6. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $G+1.2B_c+St$

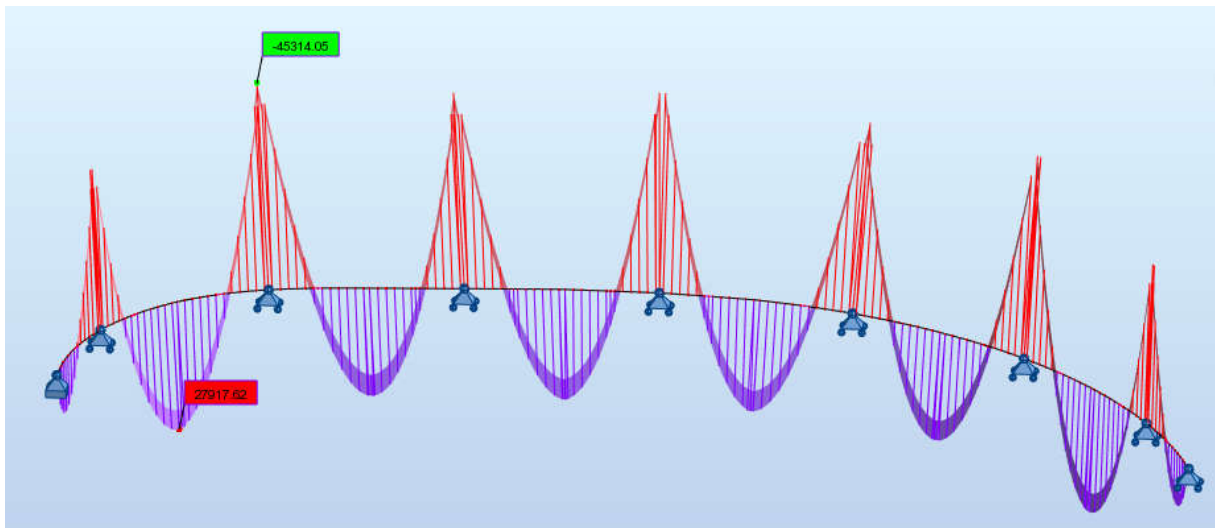


Figure.6.7. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $G+1.2B_t+St$.

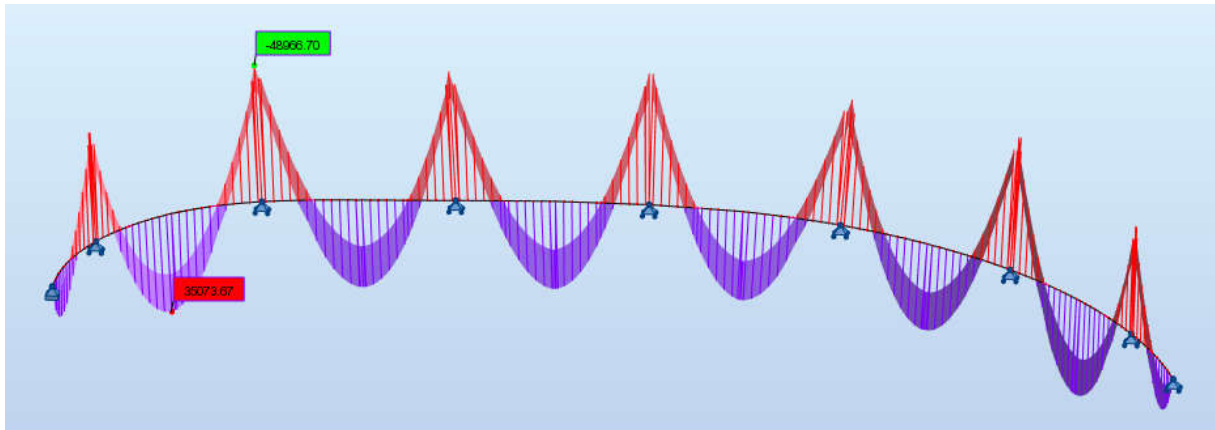


Figure.6.8. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120

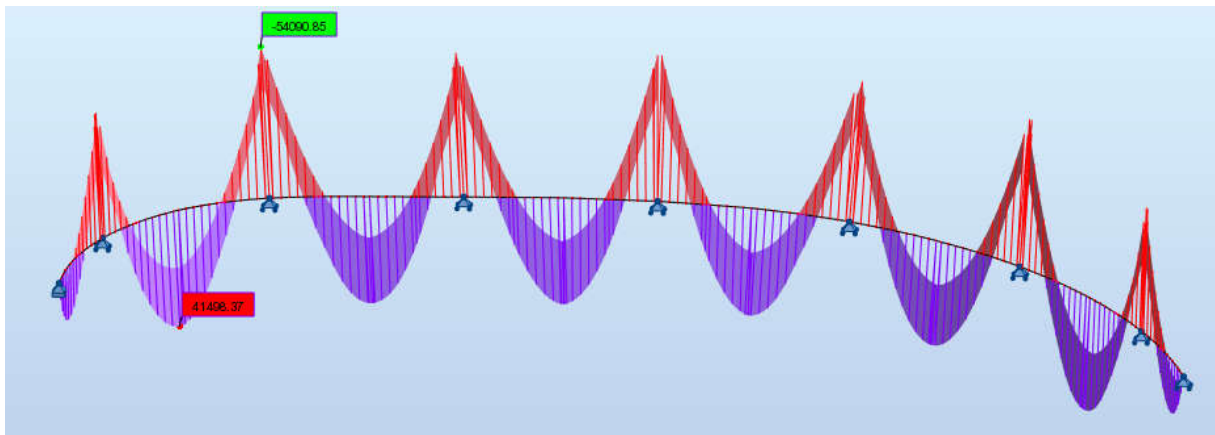


Figure.6.9. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

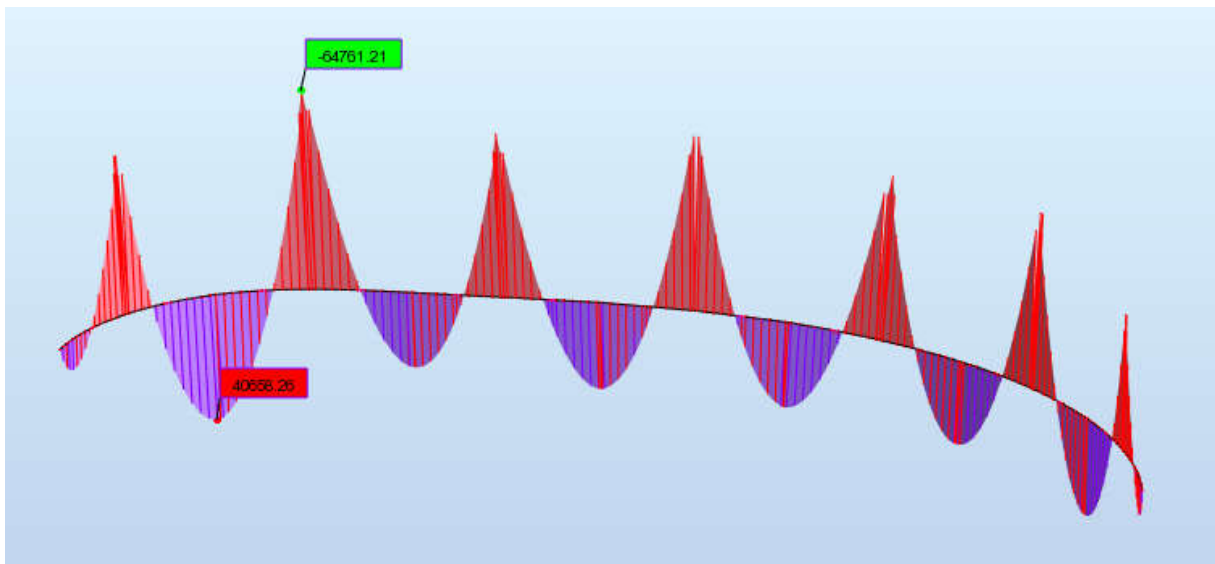


Figure.6.10. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35A1+1.6St.

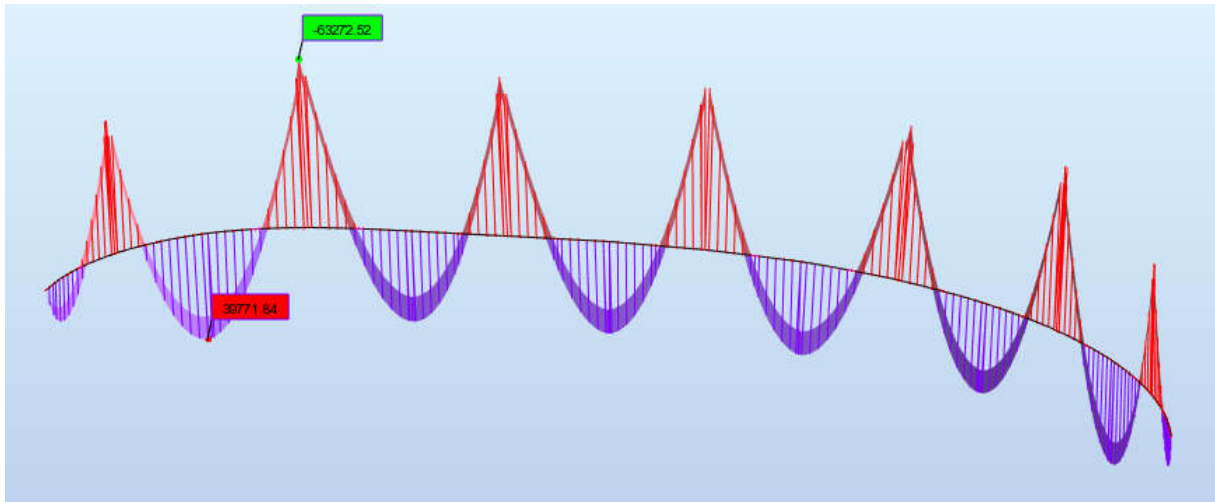


Figure.6.11. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $1.35G+1.35Bc+1.6St$.

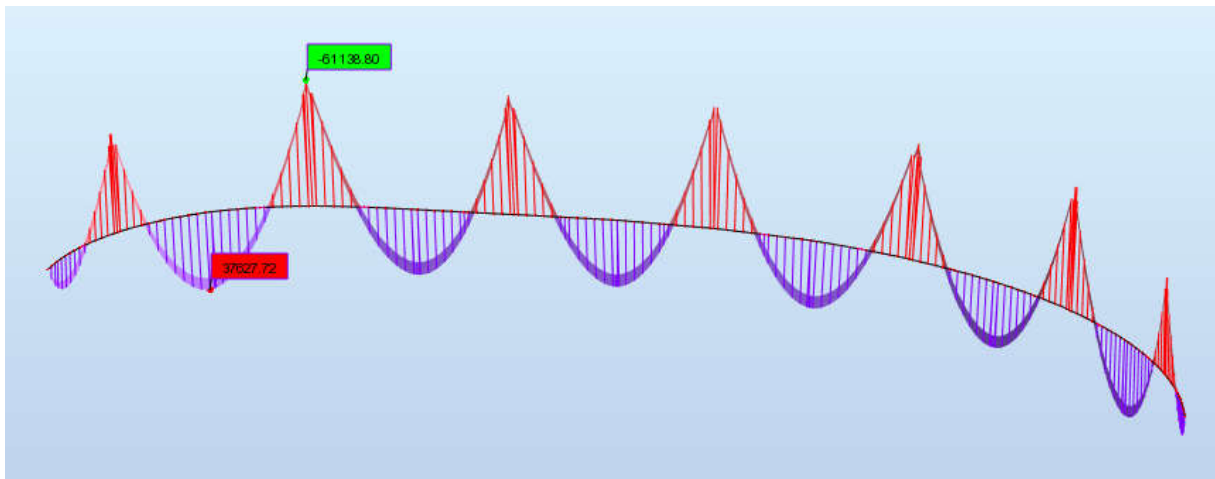


Figure.6.12. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $1.35G+1.35Bt+1.6St$

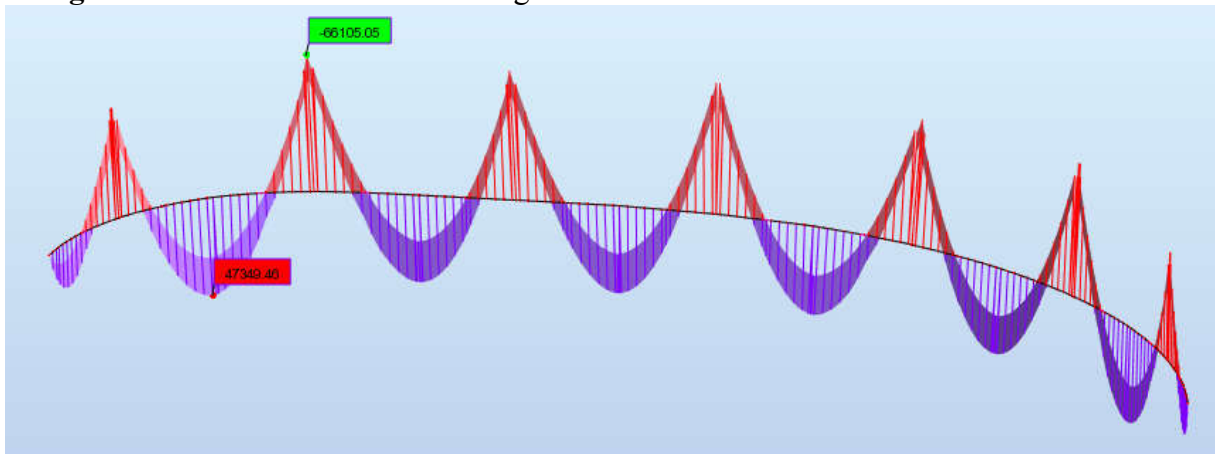


Figure.6.13. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison $1.35G+1.35MC120$

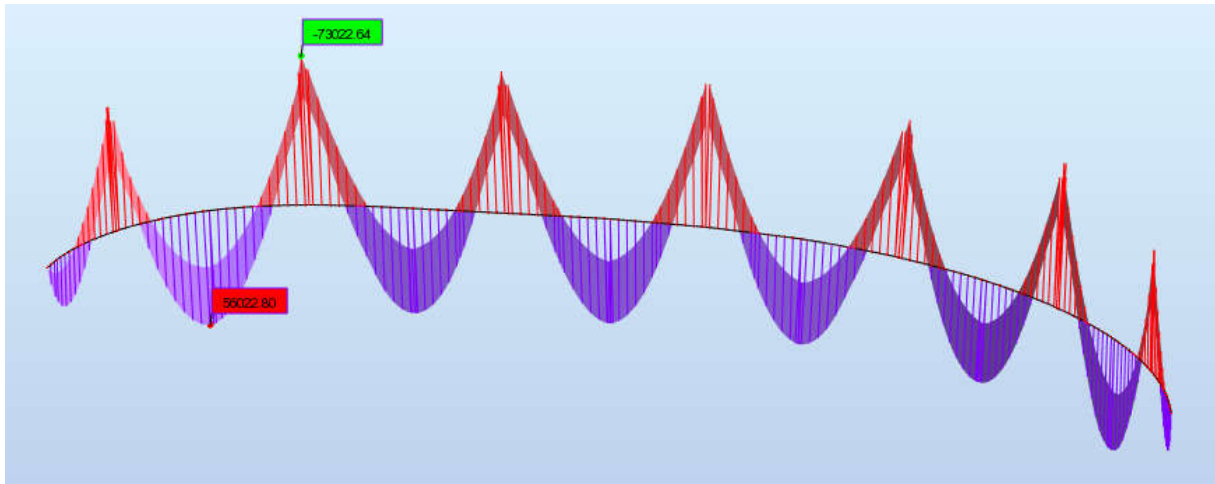


Figure.6.14. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

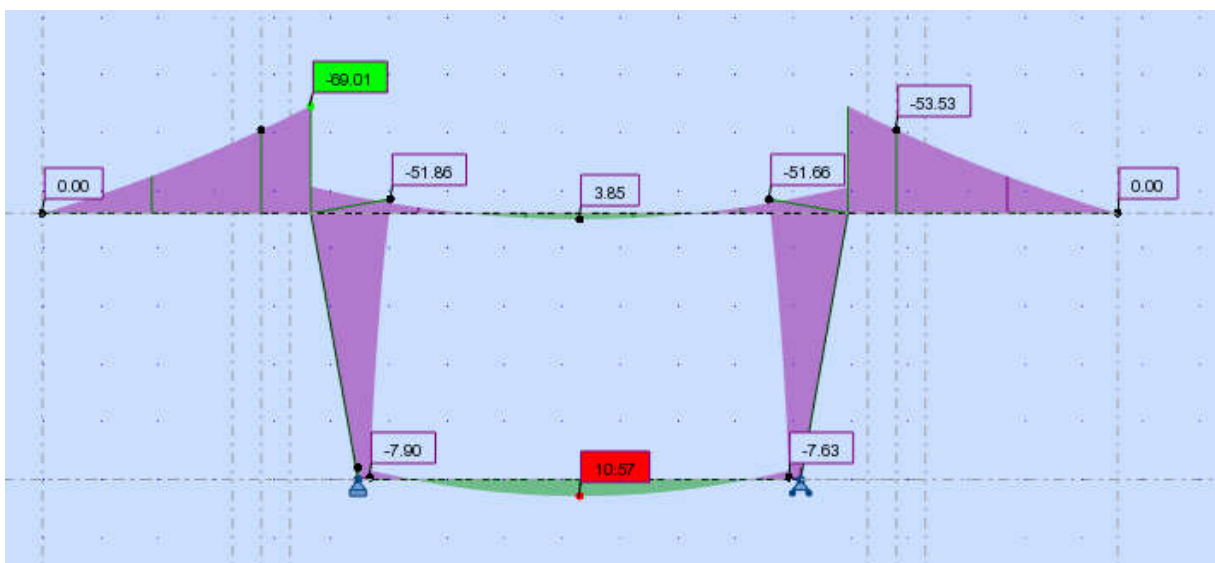


Figure.7.1. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2A1+St

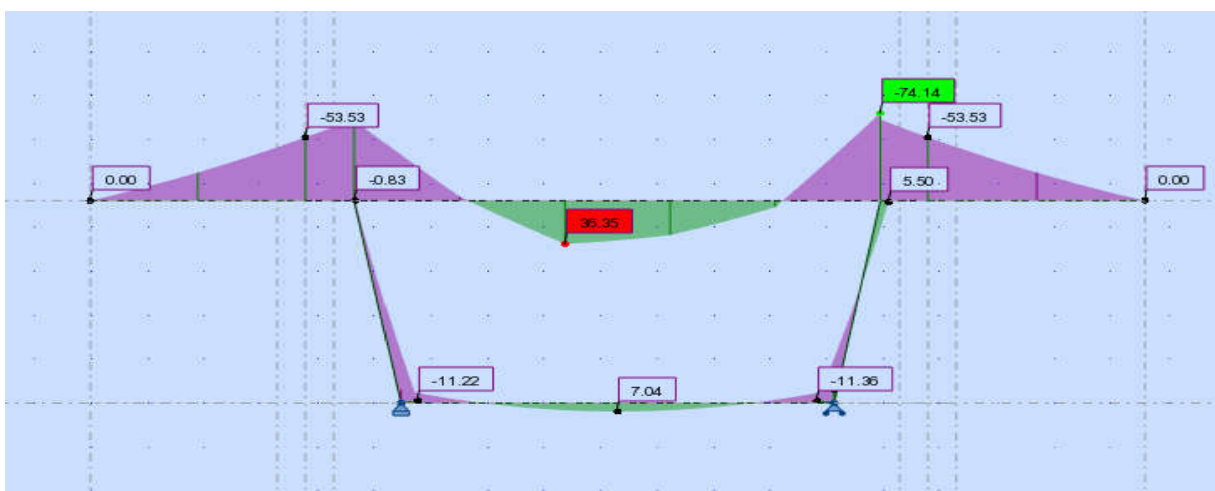


Figure7.2. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St.

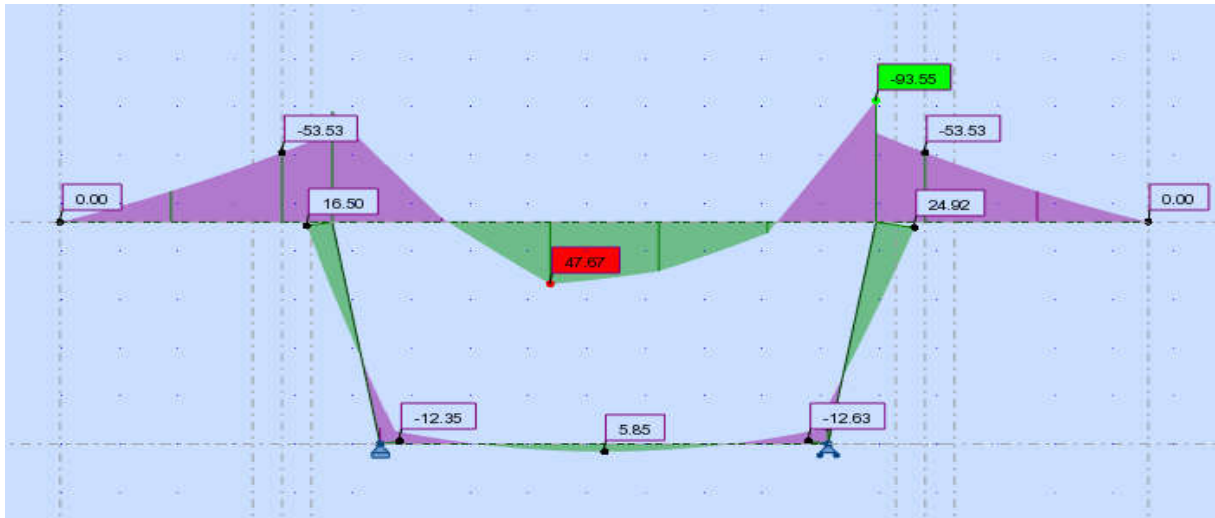


Figure.7.3. Moment fléchissant transversal sous la combinaison $G+1.2Bt+St$

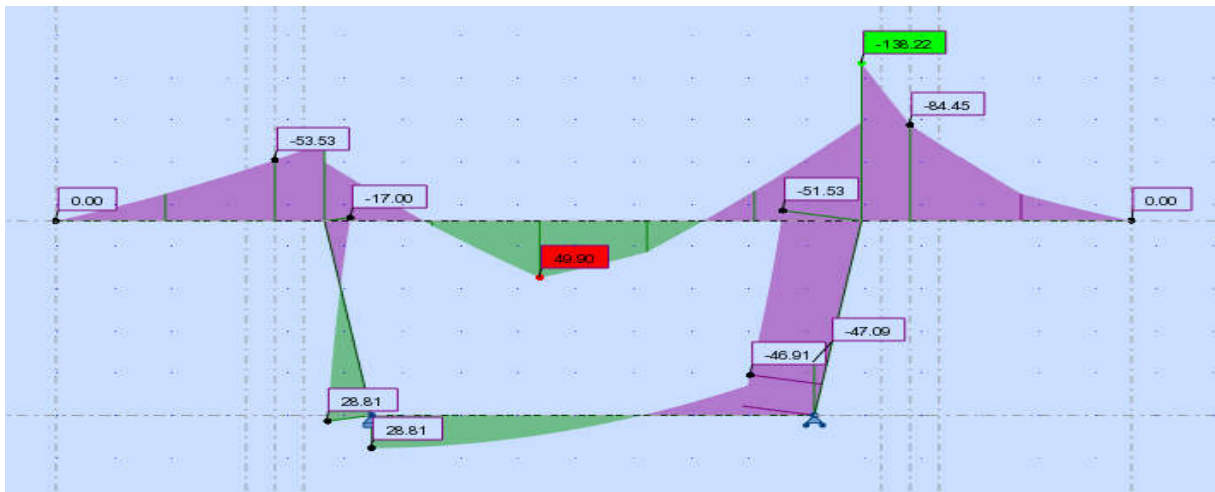


Figure.7.4. Moment fléchissant transversal sous la combinaison $G+MC120$.

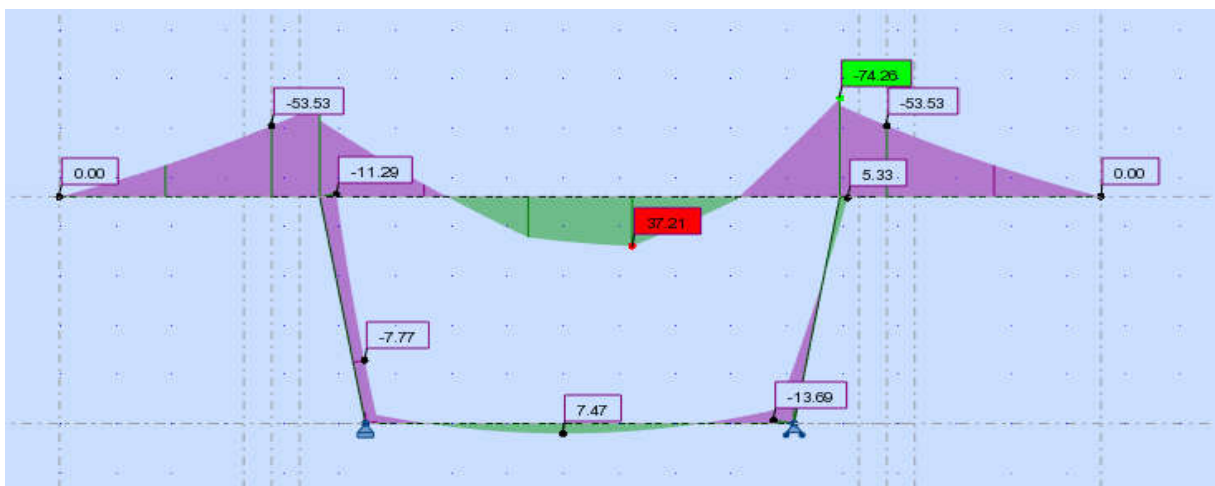


Figure.7.5. Moment fléchissant transversal sous la combinaison $G+D240$

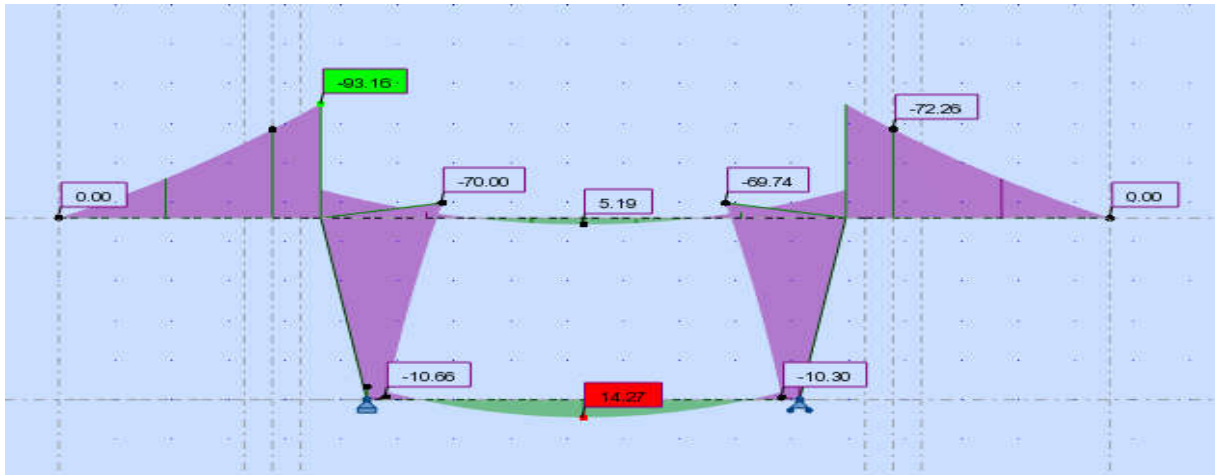


Figure.7.6. Moment fléchissant transversal sous la combinaison $1.35G+1.6Al+1.6St$

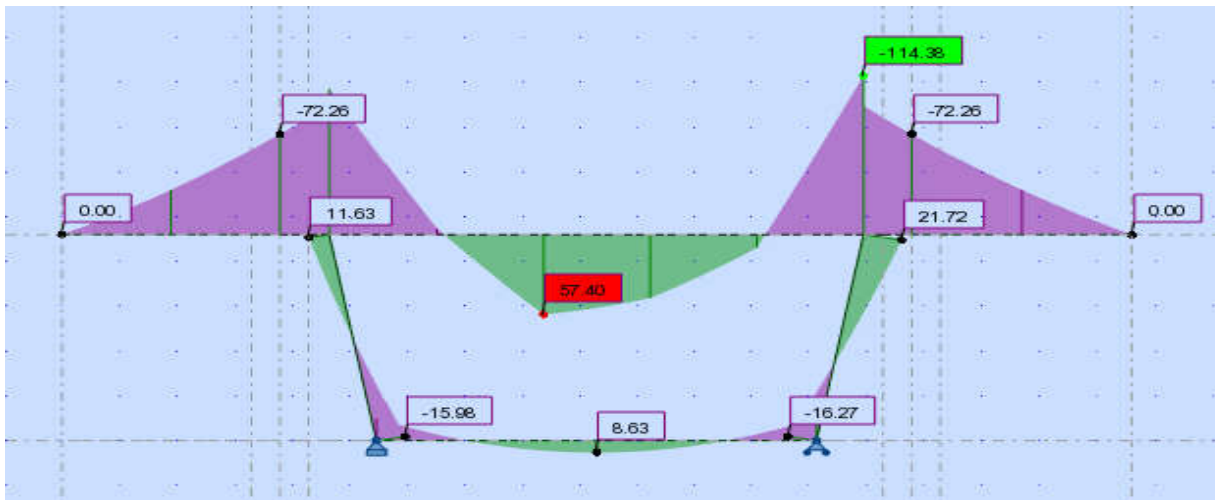


Figure.7.7. Moment fléchissant transversal sous la combinaison $1.35G+1.6Bc+1.6St$.

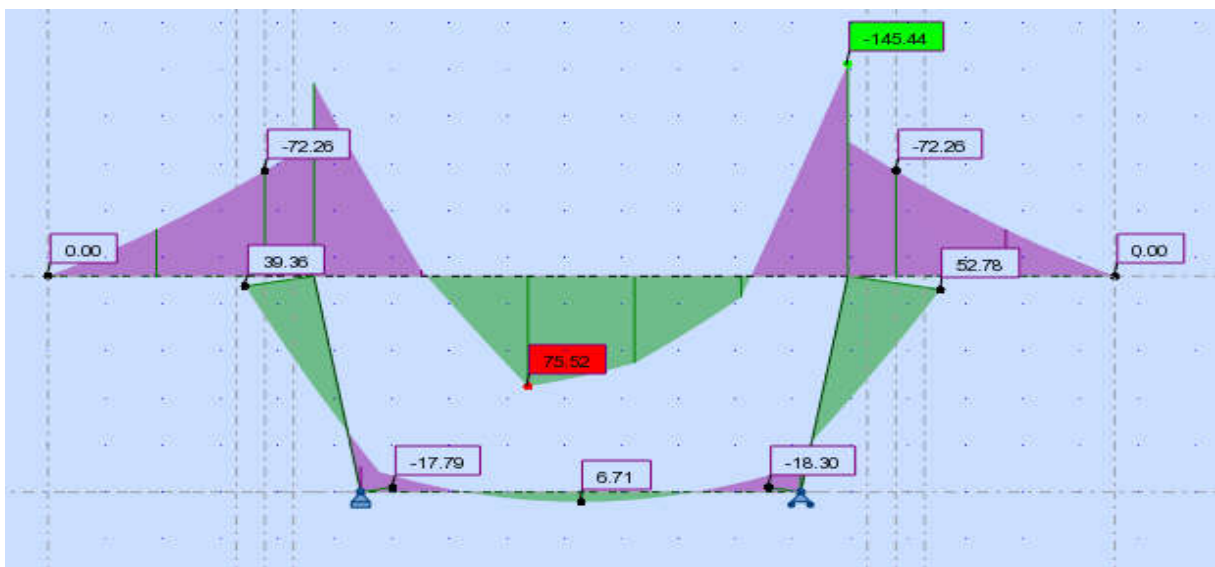


Figure.7.8. Moment fléchissant transversal sous la combinaison $1.35G+1.6Bt+1.6St$.

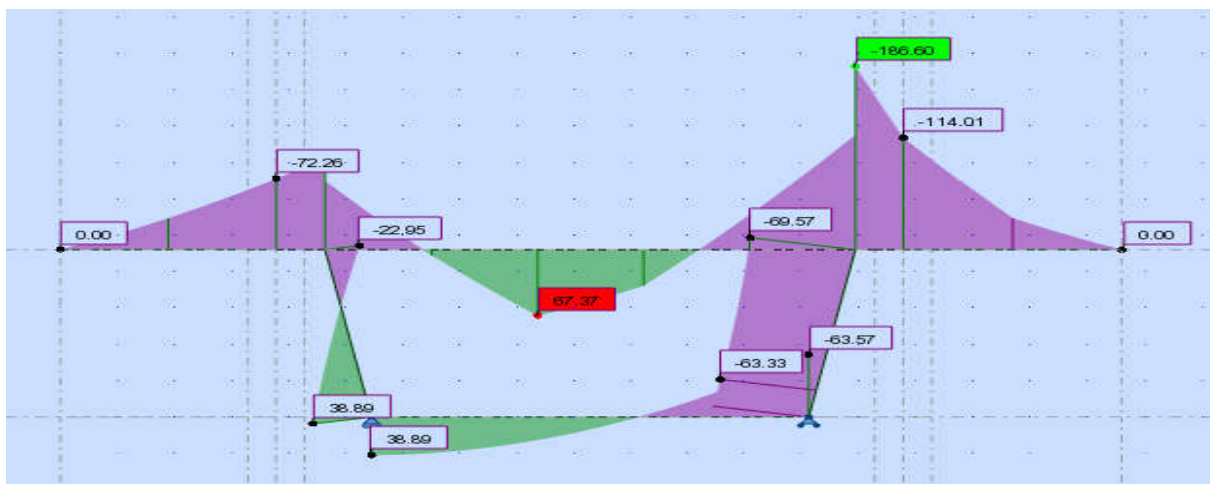


Figure.7.9. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120

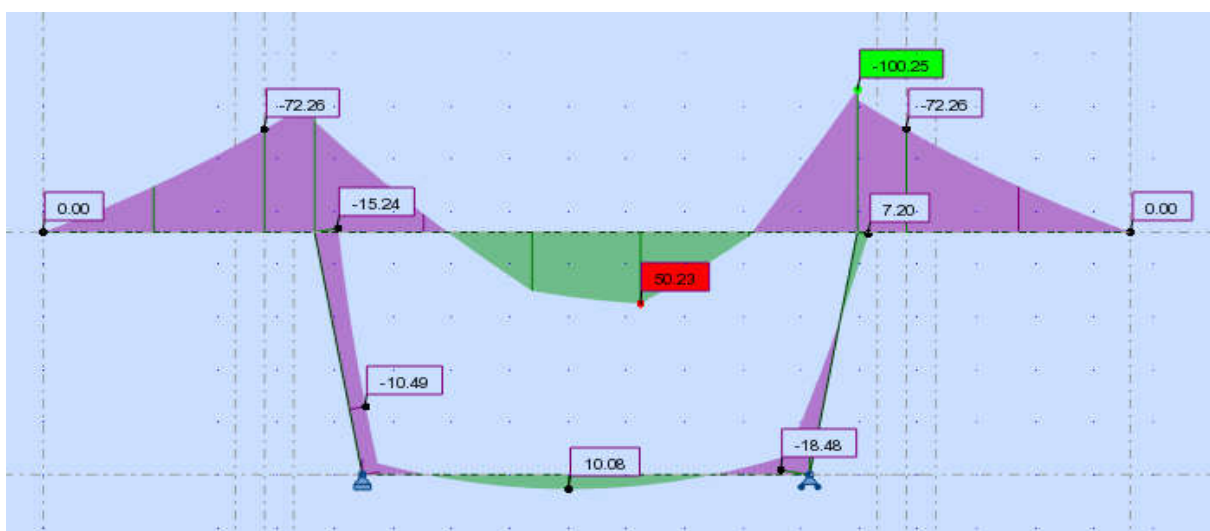


Figure.7.10. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

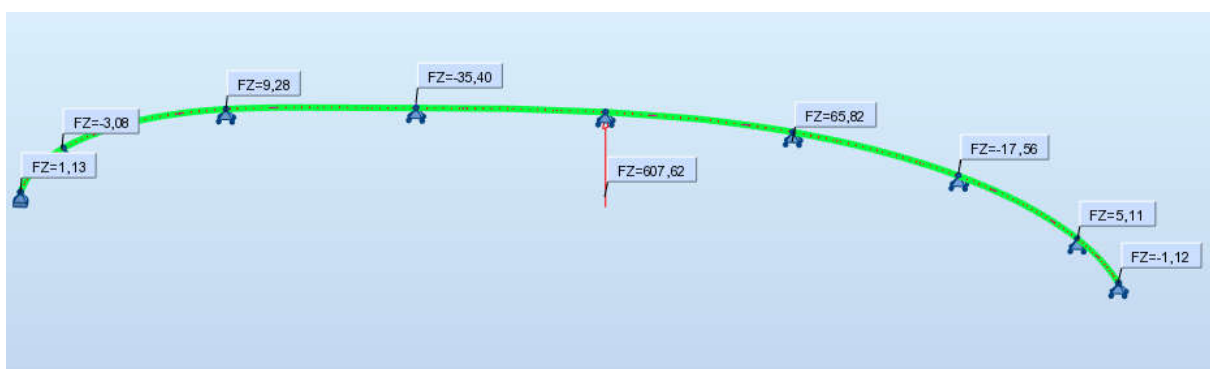


Figure.8.1. réaction des piles sous la charge Bc.

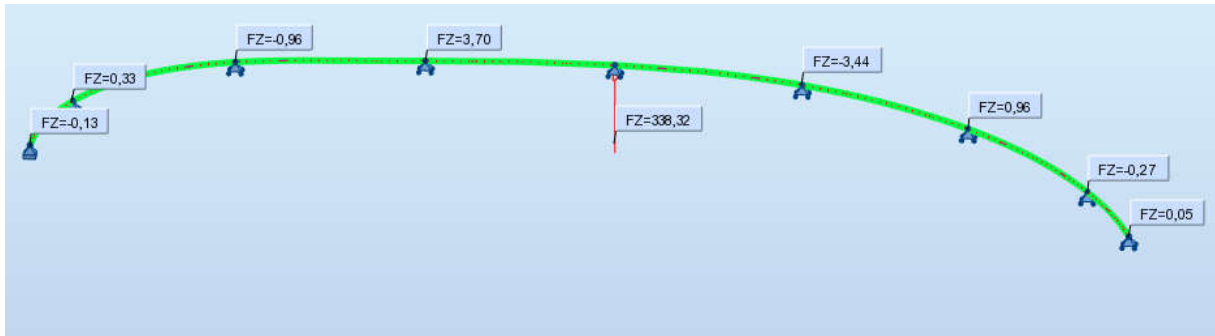


Figure.8.2. réaction de les piles sous la charge Bt.

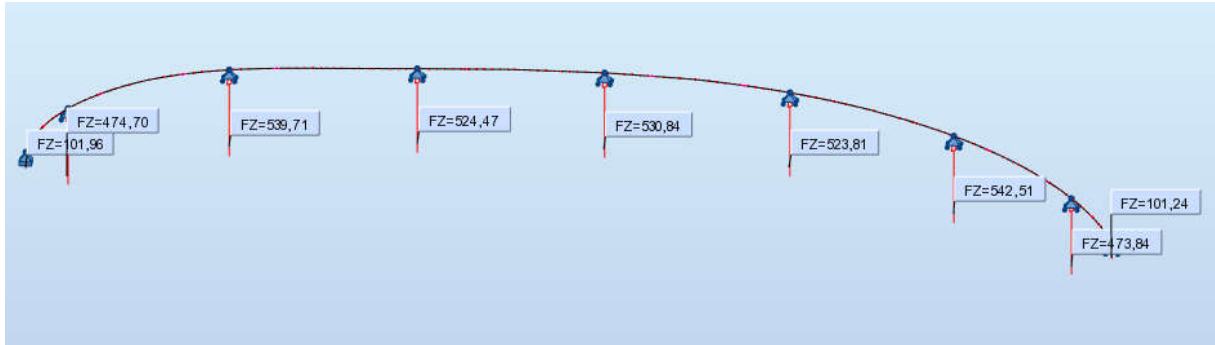


Figure.8.3. réaction des piles sous la charge A1.

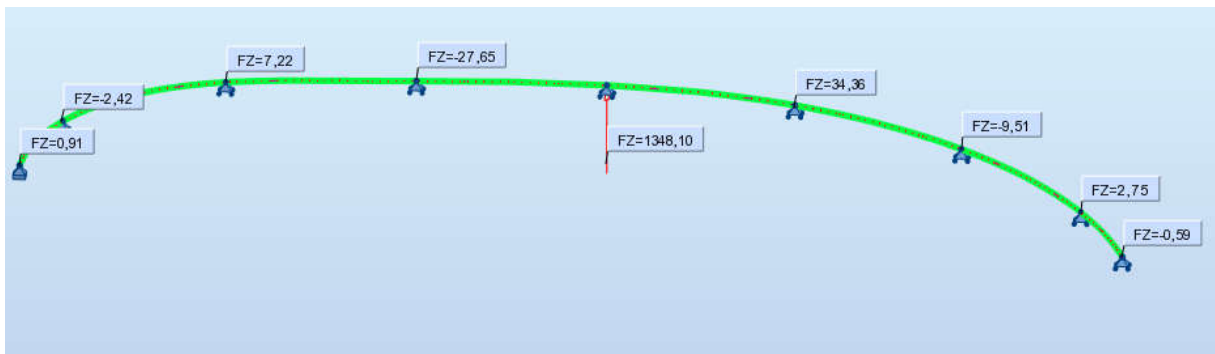


Figure.8.4. réaction des piles sous la charge Mc₁₂₀.

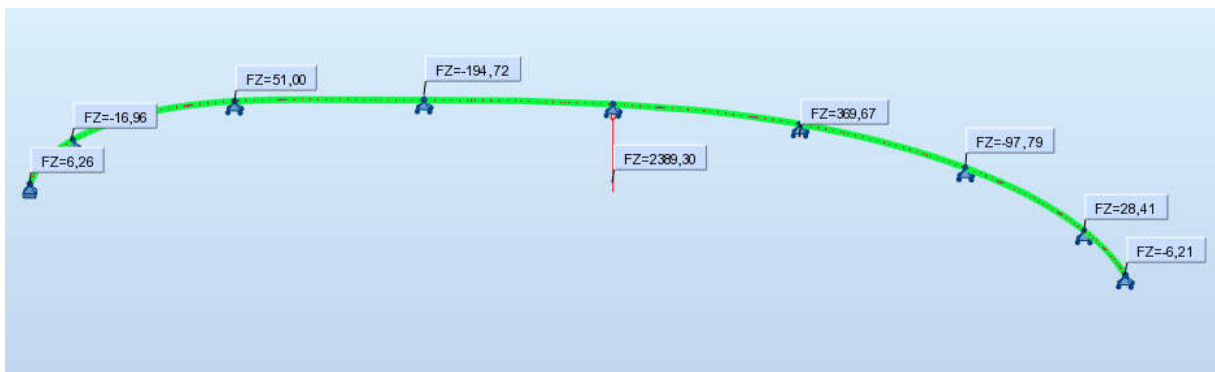


Figure.8.5. réaction des piles sous la charge D240.

Annexes B.

Tableau.5.1. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de Charge	G(kn)	L(m)	bc	S	δ
Cas 1	7 830,483	33,7	1	60	1,053
Cas 2	12 895,899	55,5	1	60	1,034
Cas 3	20 726,382	89,2	1	60	1,022
Cas 4	15 660,966	67,4	1	60	1,028
Cas 5	25 791,798	111,0	1	60	1,018
Cas 6	33 622,281	144,7	1	60	1,014
Cas 7	38 687,697	166,5	1	60	1,012
Cas 8	28 556,865	122,9	1	60	1,016
Cas 9	41 452,764	178,4	1	60	1,011
Cas 10	51 583,596	222,0	1	60	1,009
Cas 11	54 348,663	233,9	1	60	1,009
Cas 12	59 414,079	255,7	1	60	1,008
Cas 13	64 479,495	277,5	1	60	1,007
Cas 14	67 244,562	289,4	1	60	1,007
Cas 15	72 240,271	310,9	1	60	1,006
Cas 16	77 375,395	333,0	1	60	1,006
Cas 17	85 205,877	366,7	1	60	1,005
Cas 18	93 036,360	400,4	1	60	1,005
Coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} =$					1,053

Tableau.5.2. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de Charge	G(kn)	L(m)	S	δ
Cas 1	7 830,483	33,7	320	1,058
Cas 2	12 895,899	55,5	320	1,037
Cas 3	20 726,382	89,2	320	1,024
Cas 4	15 660,966	67,4	320	1,031
Cas 5	25 791,798	111,0	320	1,019
Cas 6	33 622,281	144,7	320	1,015
Cas 7	38 687,697	166,5	320	1,013
Cas 8	28 556,865	122,9	320	1,017
Cas 9	41 452,764	178,4	320	1,012
Cas 10	51 583,596	222,0	320	1,010
Cas 11	54 348,663	233,9	320	1,009
Cas 12	59 414,079	255,7	320	1,008
Cas 13	64 479,495	277,5	320	1,008
Cas 14	67 244,562	289,4	320	1,008

Cas 15	72 240,271	310,9	320	1,007
Cas 16	77 375,395	333,0	320	1,007
Cas 17	85 205,877	366,7	320	1,006
Cas 18	93 036,360	400,4	320	1,005
Coefficient de majoration dynamique $\delta_{bt} =$				1,058

Tableau.5.3. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Br.

Cas de Charge	G(kn)	L(m)	S	δ
Cas 1	7 830,483	33,7	100	1,054
Cas 2	12 895,899	55,5	100	1,034
Cas 3	20 726,382	89,2	100	1,022
Cas 4	15 660,966	67,4	100	1,029
Cas 5	25 791,798	111,0	100	1,018
Cas 6	33 622,281	144,7	100	1,014
Cas 7	38 687,697	166,5	100	1,012
Cas 8	28 556,865	122,9	100	1,016
Cas 9	41 452,764	178,4	100	1,011
Cas 10	51 583,596	222,0	100	1,009
Cas 11	54 348,663	233,9	100	1,009
Cas 12	59 414,079	255,7	100	1,008
Cas 13	64 479,495	277,5	100	1,007
Cas 14	67 244,562	289,4	100	1,007
Cas 15	72 240,271	310,9	100	1,007
Cas 16	77 375,395	333,0	100	1,006
Cas 17	85 205,877	366,7	100	1,006
Cas 18	93 036,360	400,4	100	1,005
Coefficient de majoration dynamique $\delta_{br} =$				1,054

Tableau.5.4. Effort de freinage A(l).

Cas de Charge	L(m)	A(l) (KN/m2)	A(l) en une voie chargées(KN/ml)	F(AI)(kn)
Cas 1	33,7	10,18	30,53	83,289
Cas 2	55,5	7,63	22,90	101,007
Cas 3	89,2	5,86	17,57	121,161
Cas 4	67,4	6,83	20,50	108,740
Cas 5	111,0	5,23	15,68	132,204
Cas 6	144,7	4,60	13,79	147,620
Cas 7	166,5	4,32	12,95	156,838
Cas 8	122,9	4,97	14,91	137,839
Cas 9	178,4	4,19	12,57	161,671
Cas 10	222,0	3,84	11,52	178,384
Cas 11	233,9	3,76	11,29	182,707
Cas 12	255,7	3,64	10,93	190,395
Cas 13	277,5	3,54	10,63	197,803

Cas 14	289,4	3,49	10,48	201,737
Cas 15	310,9	3,41	10,24	208,660
Cas 16	333,0	3,34	10,03	215,541
Cas 17	366,7	3,25	9,75	225,611
Cas 18	400,4	3,17	9,52	235,207

Tableau.5.5 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge BMc120.

Cas de Charge	G(kn)	L(m)	S	δ
Cas 1	7 830,483	33,7	1 100	1,072
Cas 2	12 895,899	55,5	2 200	1,058
Cas 3	20 726,382	89,2	3 300	1,044
Cas 4	15 660,966	67,4	2 200	1,048
Cas 5	25 791,798	111,0	3 300	1,036
Cas 6	33 622,281	144,7	4 400	1,032
Cas 7	38 687,697	166,5	5 500	1,032
Cas 8	28 556,865	122,9	4 400	1,038
Cas 9	41 452,764	178,4	5 500	1,030
Cas 10	51 583,596	222,0	6 600	1,027
Cas 11	54 348,663	233,9	7 700	1,029
Cas 12	59 414,079	255,7	7 700	1,027
Cas 13	64 479,495	277,5	8 800	1,027
Cas 14	67 244,562	289,4	8 800	1,026
Cas 15	72 240,271	310,9	9 900	1,026
Cas 16	77 375,395	333,0	9 900	1,025
Cas 17	85 205,877	366,7	11 000	1,024
Cas 18	93 036,360	400,4	12 100	1,024
Coefficient de majoration dynamique $\delta_{Mc120} =$				1,072

Tableau 6.1. Paramètres du tracé des câbles du fléau en élévation.

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Equation
F VSP	0	2,1	-	-	-	-	-
F VSP	0	2,1	-	-	-	-	-
V1	C1	2,35	-	-	-	-	-
V1	C2	2,35	-	-	-	-	-
V2	C3	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V2	C4	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V3	C5	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V3	C6	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V4	C7	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V4	C8	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$

V5	C9	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V5	C10	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V6	C11	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V6	C12	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V7	C13	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V7	C14	2,35	0,35	0,6	11,045	0,197	$0,35+0,045x^2$
V8	C15	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V8	C16	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V9	C17	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V9	C18	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V10	C19	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V10	C20	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V11	C21	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$
V11	C22	2,35	0,15	0,6	6,1361	0,312	$0,15+0,081x^2$

Tableau 6.2. Paramètres du tracé des câbles du fléau en plan.

Vrs	Cables	L1,2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	β_i (rad)	β_{i+1} (rad)	Equation
F VSP	0	0	0	0	0	0	infinie	infinie	0	0	0
F VSP	0	0	0	0	0	0	infinie	infinie	0	0	0
V1	C1	0	0	0	0	0	infinie	infinie	0	0	0
V1	C2	0	0	0	0	0	infinie	infinie	0	0	0
V2	C3	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V2	C4	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V3	C5	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V3	C6	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V4	C7	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V4	C8	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V5	C9	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V5	C10	2,35	0,1	0,05	2,35	2,35	55,23	55,23	0,043	0,043	$0,1- 0,0091 x^2$
V6	C11	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	$0,3-0,0068 x^2$
V6	C12	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	$0,3-0,0068 x^2$
V7	C13	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	$0,3-0,0068 x^2$
V7	C14	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	$0,3-0,0068 x^2$

V8	C15	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	0,3-0,0068 x²
V8	C16	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	0,3-0,0068 x²
V9	C17	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	0,3-0,0068 x²
V9	C18	4,7	0,3	0,15	4,7	4,7	73,63	73,63	0,064	0,064	0,3-0,0068 x²
V10	C19	4,7	0,5	0,25	4,7	4,7	44,18	44,18	0,106	0,106	0,5-0,0113 x²
V10	C20	4,7	0,5	0,25	4,7	4,7	44,18	44,18	0,106	0,106	0,5-0,0113 x²
V11	C21	4,7	0,5	0,25	4,7	4,7	44,18	44,18	0,106	0,106	0,5-0,0113 x²
V11	C22	4,7	0,5	0,25	4,7	4,7	44,18	44,18	0,106	0,106	0,5-0,0113 x²

Tableau 6.3. Les pertes par frottement pour le demi-fléau (Mpa)

X	Cables	α	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
3,4	C1	0,000	10,08	6,98	0,00										
3,40	C2	0,000	10,08	6,98	0,00										
5,75	C3	0,214	72,60	69,62	62,94	0,00									
5,75	C4	0,214	72,60	69,62	62,94	0,00									
8,1	C5	0,214	79,23	76,27	69,62	62,94	0,00								
8,10	C6	0,214	79,23	76,27	69,62	62,94	0,00								
10,45	C7	0,322	112,80	109,91	103,41	96,89	90,34	0,00							
10,45	C8	0,322	112,80	109,91	103,41	96,89	90,34	0,00							
12,8	C9	0,322	119,25	116,37	109,91	103,41	96,89	90,34	0,00						
12,80	C10	0,322	119,25	116,37	109,91	103,41	96,89	90,34	0,00						
15,15	C11	0,233	103,74	100,83	94,29	87,73	81,13	74,50	67,84	0,00					
15,15	C12	0,233	103,74	100,83	94,29	87,73	81,13	74,50	67,84	0,00					
17,50	C13	0,233	110,23	107,33	100,83	94,29	87,73	81,13	74,50	67,84	0,00				
17,50	C14	0,233	110,23	107,33	100,83	94,29	87,73	81,13	74,50	67,84	0,00				
19,85	C15	0,334	141,34	138,51	132,15	125,76	119,35	112,90	106,42	99,91	93,37	0,00			
19,85	C16	0,334	141,34	138,51	132,15	125,76	119,35	112,90	106,42	99,91	93,37	0,00			
22,20	C17	0,334	147,65	144,84	138,51	132,15	125,76	119,35	112,90	106,42	99,91	93,37	0,00		
22,20	C18	0,334	147,65	144,84	138,51	132,15	125,76	119,35	112,90	106,42	99,91	93,37	0,00		
24,55	C19	0,370	162,52	159,73	153,47	147,19	140,87	134,52	128,15	121,74	115,30	108,84	102,34	0,00	
24,55	C20	0,370	162,52	159,73	153,47	147,19	140,87	134,52	128,15	121,74	115,30	108,84	102,34	0,00	
26,90	C21	0,370	168,73	165,96	159,73	153,47	147,19	140,87	134,52	128,15	121,74	115,30	108,84	102,34	0,00
Moyenne			111,65	108,76	102,26	100,384	98,806	94,201	89,191	87,344	86,065	79,378	70,393	51,170	0,00
EN (%)			7,50	7,31	6,87	6,75	6,64	6,33	5,99	5,87	5,78	5,33	4,73	3,44	0,00

Tableau 6.4. Les pertes de précontrainte de au recul d'ancrage (Mpa)

X	Cables	Théta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
3,4	C1	0,000	0,002 0	11,30	47,02	53,27	67,26										
3,40	C2	0,000	0,002	11,30	47,02	53,27	67,26										
5,75	C3	0,214	0,009	5,42	0	0	79,43	140,2 7									
5,75	C4	0,214	0,009	5,42	0	0	79,43	140,2 7									
8,1	C5	0,214	0,007	6,15	0	0	0	76,36	123,6 1								
8,10	C6	0,214	0,007	6,15	0	0	0	76,36	123,6 1								
10,45	C7	0,322	0,008	5,82	0	0	0	0	77,86	130,6 2							
10,45	C8	0,322	0,008	5,82	0	0	0	0	77,86	130,6 2							
12,8	C9	0,322	0,007	6,26	0	0	0	0	0	75,85	121,4 9						
12,80	C10	0,322	0,007	6,26	0	0	0	0	0	75,85	121,4 9						
15,15	C11	0,233	0,005	7,32	0	0	0	0	0	0	70,51	103,8 7					
15,15	C12	0,233	0,005	7,32	0	0	0	0	0	0	70,51	103,8 7					
17,50	C13	0,233	0,004	7,62	0	0	0	0	0	0	0	68,98	99,74				
17,50	C14	0,233	0,004	7,62	0	0	0	0	0	0	0	68,98	99,74				
19,85	C15	0,334	0,005	7,13	0	0	0	0	0	0	0	0	71,48	106,6 4			
19,85	C16	0,334	0,005	7,13	0	0	0	0	0	0	0	0	71,48	106,6 4			
22,20	C17	0,334	0,005	7,37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70,26	103,1 8		
22,20	C18	0,334	0,005	7,37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70,26	103,1 8		
24,55	C19	0,370	0,005	7,36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70,28	103,2 2	
24,55	C20	0,370	0,005	7,36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70,28	103,2 2	
26,90	C21	0,370	0,004	7,55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	69,31	100,6 0
Moyenne					7,84	4,84	13,34	21,66	22,39	25,81	27,43	28,81	34,24	44,23	57,82	86,26	100,6 0
EN (%)					0,53	0,33	0,90	1,46	1,50	1,73	1,84	1,94	2,30	2,97	3,89	5,80	6,76

Tableau 6.5. Les pertes de précontrainte par raccourcissement du béton (Mpa)

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	22	1,000	0,2636	0,74	5,73	10,91	67,15	2,90	8,62	0,58
FIN VSP	22	0,985	0,2636	0,72	4,54	6,21	62,06	2,90	20,40	1,37
FIN V1	22	0,985	0,2636	0,72	4,54	6,21	51,55	2,90	24,81	1,67
FIN V2	20	0,985	0,2300	0,75	4,54	6,21	42,01	2,90	25,44	1,71
FIN V3	18	0,985	0,2166	0,77	4,54	6,21	33,45	2,90	25,17	1,69
FIN V4	16	0,985	0,2000	0,78	4,54	6,21	25,86	2,90	24,55	1,65
FIN V5	14	0,985	0,2071	0,78	4,54	6,21	19,24	2,90	22,85	1,54
FIN V6	12	0,985	0,2166	0,77	4,54	6,21	13,60	2,90	20,67	1,39
FIN V7	10	0,985	0,1900	0,79	4,54	6,21	8,93	2,90	18,86	1,27

FIN V8	8	0,985	0,1500	0,83	4,54	6,21	5,24	2,90	16,73	1,12
FIN V9	6	0,985	0,1500	0,83	4,54	6,21	2,52	2,90	13,23	0,89
FIN V10	4	0,985	0,1500	0,83	4,54	6,21	0,77	2,90	9,26	0,62
FIN V11	2	0,985	0,1500	0,83	4,54	6,21	0,00	2,90	4,82	0,32

Tableau 6.6. Les pertes totales instantanées (Mpa)

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
PERTES INSTANTANES (%)	8,609	9,005	9,436	9,912	9,836	9,715	9,373	9,195	9,353	9,431	9,506	9,859	7,084

Tableau 6.7 les Pertes par fluage

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	22	0,9995	0,26	0,74	5,73	10,91	67,15	2,65	28,29	1,90
FIN VSP	22	0,9848	0,26	0,72	4,54	6,21	62,06	2,64	77,56	5,21
FIN V1	22	0,9848	0,26	0,72	4,54	6,21	51,55	2,63	97,68	6,56
FIN V2	20	0,9848	0,23	0,75	4,54	6,21	42,01	2,61	100,87	6,78
FIN V3	18	0,9848	0,22	0,77	4,54	6,21	33,45	2,62	101,52	6,82
FIN V4	16	0,9848	0,20	0,78	4,54	6,21	25,86	2,62	100,54	6,76
FIN V5	14	0,9848	0,21	0,78	4,54	6,21	19,24	2,63	95,13	6,39
FIN V6	12	0,9848	0,22	0,77	4,54	6,21	13,60	2,63	87,10	5,85
FIN V7	10	0,9848	0,19	0,79	4,54	6,21	8,93	2,63	79,94	5,37
FIN V8	8	0,9848	0,15	0,83	4,54	6,21	5,24	2,63	71,33	4,79
FIN V9	6	0,9848	0,15	0,83	4,54	6,21	2,52	2,63	56,72	3,81
FIN V10	4	0,9848	0,15	0,83	4,54	6,21	0,77	2,62	39,76	2,67
FIN V11	2	0,9848	0,15	0,83	4,54	6,21	0,00	2,70	21,41	1,44

Tableau 6.8 Pertes par relaxation

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	22	1359,89	0,731	0,43	61,42	4,13
FIN VSP	22	1354,00	0,728	0,43	60,52	4,07
FIN V1	22	1347,60	0,725	0,43	59,53	4,00

FIN V2	20	1340,51	0,721	0,43	58,45	3,93
FIN V3	18	1341,63	0,721	0,43	58,62	3,94
FIN V4	16	1343,43	0,722	0,43	58,90	3,96
FIN V5	14	1348,53	0,725	0,43	59,68	4,01
FIN V6	12	1351,18	0,726	0,43	60,08	4,04
FIN V7	10	1348,83	0,725	0,43	59,72	4,01
FIN V8	8	1347,66	0,725	0,43	59,54	4,00
FIN V9	6	1346,55	0,724	0,43	59,37	3,99
FIN V10	4	1341,30	0,721	0,43	58,57	3,94
FIN V11	2	1382,58	0,743	0,43	64,98	4,37

Tableau 5.9 Les pertes totales (Mpa)

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
PERTES DIFFEREES	7,895	11,155	12,453	12,606	12,660	12,609	12,289	11,772	11,270	10,682	9,691	8,506	7,632
PERTES INSTANTANES	8,609	9,005	9,436	9,912	9,836	9,715	9,373	9,195	9,353	9,431	9,506	9,859	7,084
Total (%)	16,504	20,160	21,888	22,518	22,496	22,325	21,662	20,967	20,623	20,113	19,197	18,365	14,716

Tableau.6.10.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Voussoirs	X(m)	M (MN.m)	n C F	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	Obs
début VC 01	0,00	0,00	0	2	0,00	4505,25	10,91	5,73	1,00	1,30	-	0,90	-0,29	1,33	OK
début VC 02	2,55	-3735,07	0	2	0,00	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	-	0,92	0,64	0,84	OK
début VSC C01-P01	5,10	-6460,65	0	4	0,00	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	-	0,92	1,06	1,97	OK
début V 01	6,80	-7705,33	2	6	4495,39	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	2,65	3,23	OK
début V 02	9,15	-8679,32	4	6	8990,78	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	4,35	2,65	OK
début V 03	11,50	-8782,57	6	6	13486,17	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	5,86	2,32	OK
début V 04	13,85	-8015,57	8	6	17981,56	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	7,19	2,24	OK
début V 05	16,20	-6379,97	10	6	22476,95	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	0,92	8,13	2,68	OK
début V 06	18,55	-3878,52	12	4	26972,34	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	0,92	9,05	1,44	OK
début V 07	20,90	-515,19	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	0,92	9,98	0,20	OK
début V 08	23,25	3704,95	16	2	35963,12	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	0,92	10,55	1,12	OK
début V 09	25,60	8775,69	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	10,91	0,63	OK
début V 10	27,95	14689,70	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	10,92	2,31	OK
début V 11	30,30	21438,51	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	10,51	4,55	OK
début VSP P 01	32,65	29024,70	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	5,39	3,42	OK
AXE VSP	33,70	32998,59	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	4,69	4,33	OK

P 01															
début V 12	34,75	28928,84	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	8,88	6,72	OK
début V 13	37,10	19849,57	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	9,80	3,80	OK
début V 14	39,45	11606,94	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	10,30	1,45	OK
début V 15	41,80	4211,67	16	0	35963,12	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	-	10,61	-0,65	OK
début V 16	44,15	-2326,60	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	10,17	-0,07	OK
début V 17	46,50	-7999,51	12	4	26972,34	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	9,55	0,77	OK
début V 18	48,85	-12799,84	10	6	22476,95	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	8,93	1,60	OK
début V 19	51,20	-16721,53	8	8	17981,56	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,12	8,12	2,68	OK
début V 20	53,55	-19759,77	6	10	13486,17	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	7,12	4,02	OK
début V 21	55,90	-21910,93	4	12	8990,78	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	5,93	5,62	OK
début V 22	58,25	-23172,63	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	4,55	7,47	OK
début VSC P01-P02	60,60	-23550,00	0	14	0,00	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,00	1,03	3,14	7,66	OK
début V 23	62,30	-23261,80	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	4,57	7,44	OK
début V 24	64,65	-22100,93	4	14	8990,78	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	5,80	7,48	OK
début V 25	67,00	-20052,64	6	12	13486,17	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	7,02	5,86	OK
début V 26	69,35	-17120,49	8	10	17981,56	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	8,04	4,49	OK
début V 27	71,70	-13309,21	10	8	22476,95	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	8,68	3,63	OK
début V 28	74,05	-8624,76	12	6	26972,34	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	9,32	2,77	OK
début V 29	76,40	-3074,32	14	4	31467,73	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	9,97	1,90	OK
début V 30	78,75	3333,60	16	2	35963,12	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	10,43	1,28	OK
début V 31	81,10	10589,45	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	10,52	1,16	OK
début V 32	83,45	18682,40	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	10,06	3,47	OK
début V 33	85,80	27600,48	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	9,17	6,34	OK
début VSP P 02	88,15	37331,73	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	3,94	5,31	OK
AXE VSP P 02	89,20	41988,67	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	3,13	6,37	OK
début V 34	90,25	37459,57	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	7,03	9,20	OK
début V 35	92,60	28044,78	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	8,02	6,18	OK
début V 36	94,95	19481,60	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	8,59	3,74	OK
début V 37	97,30	11772,01	16	0	35963,12	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	-	8,97	1,54	OK
début V 38	99,65	4917,84	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	8,60	2,03	OK
début V 39	102,00	-1079,43	12	4	26972,34	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	8,05	2,78	OK
début V 40	104,35	-6218,39	10	6	22476,95	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	7,50	3,51	OK
début V 41	106,70	-10497,90	8	8	17981,56	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,12	6,77	4,49	OK
début V 42	109,05	-13917,04	6	10	13486,17	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	5,86	5,71	OK
début V 43	111,40	-16475,06	4	12	8990,78	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	4,75	7,19	OK
début V 44	113,75	-18171,46	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,46	8,92	OK
début VSC P02-P03	116,10	-19007,54	0	14	0,00	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,00	1,03	2,15	8,98	OK
début V 45	117,80	-19079,33	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,66	8,66	OK

début V 46	120,15	-18439,32	4	14	8990,78	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	5,01	8,54	OK
début V 47	122,50	-16941,66	6	12	13486,17	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	6,34	6,76	OK
début V 48	124,85	-14586,38	8	10	17981,56	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	7,49	5,22	OK
début V 49	127,20	-11373,46	10	8	22476,95	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	8,26	4,19	OK
début V 50	129,55	-7302,90	12	6	26972,34	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	9,03	3,15	OK
début V 51	131,90	-2374,68	14	4	31467,73	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	9,82	2,10	OK
début V 52	134,25	3411,16	16	2	35963,12	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	10,42	1,30	OK
début V 53	136,60	10054,64	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	10,64	1,00	OK
début V 54	138,95	17555,73	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	10,30	3,14	OK
début V 55	141,30	25914,48	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	9,54	5,85	OK
début VSP P 03	143,65	35130,88	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	4,32	4,81	OK
AXE VSP P 03	144,70	39590,41	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	3,55	5,82	OK
début V 56	145,75	35106,43	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	7,54	8,51	OK
début V 57	148,10	25835,17	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	8,50	5,54	OK
début V 58	150,45	17421,46	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	9,04	3,14	OK
début V 59	152,80	9865,27	16	0	35963,12	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	-	9,38	0,99	OK
début V 60	155,15	3166,63	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	8,98	1,53	OK
début V 61	157,50	-2674,47	12	4	26972,34	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	8,39	2,31	OK
début V 62	159,85	-7658,04	10	6	22476,95	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	7,82	3,09	OK
début V 63	162,20	-11784,08	8	8	17981,56	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,12	7,05	4,11	OK
début V 64	164,55	-15052,57	6	10	13486,17	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	6,10	5,39	OK
début V 65	166,90	-17463,53	4	12	8990,78	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	4,97	6,91	OK
début V 66	169,25	-19016,95	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,65	8,67	OK
début VSC P03-P04	171,60	-19712,87	0	14	0,00	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,00	1,03	2,31	8,77	OK
début V 67	173,30	-19681,64	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,79	8,48	OK
début V 68	175,65	-18900,08	4	14	8990,78	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	5,11	8,41	OK
début V 69	178,00	-17261,51	6	12	13486,17	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	6,41	6,67	OK
début V 70	180,35	-14765,93	8	10	17981,56	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	7,53	5,17	OK
début V 71	182,70	-11413,35	10	8	22476,95	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	8,27	4,18	OK
début V 72	185,05	-7203,76	12	6	26972,34	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	9,01	3,18	OK
début V 73	187,40	-2137,17	14	4	31467,73	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	9,77	2,17	OK
début V 74	189,75	3786,44	16	2	35963,12	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	10,34	1,41	OK
début V 75	192,10	10567,05	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	10,52	1,15	OK
début V 76	194,45	18204,68	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	10,16	3,33	OK
début V 77	196,80	26699,30	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	9,37	6,08	OK
début VSP P 04	199,15	36051,62	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	4,16	5,02	OK
AXE VSP P 04	200,20	40570,05	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	3,37	6,04	OK
début V 78	201,25	36038,91	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	7,34	8,78	OK
début V 79	203,60	26657,52	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	8,33	5,78	OK

début V 80	205,95	18133,27	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	8,88	3,34	OK
début V 81	208,30	10466,21	16	0	35963,12	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	-	9,25	1,16	OK
début V 82	210,65	3656,45	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	8,88	1,67	OK
début V 83	213,00	-2295,74	12	4	26972,34	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	8,31	2,42	OK
début V 84	215,35	-7390,93	10	6	22476,95	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	7,76	3,17	OK
début V 85	217,70	-11628,43	8	8	17981,56	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,12	7,02	4,16	OK
début V 86	220,05	-15008,43	6	10	13486,17	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	6,09	5,40	OK
début V 87	222,40	-17530,91	4	12	8990,78	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	4,98	6,89	OK
début V 88	224,75	-19195,81	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,68	8,62	OK
début VSC P04-P05	227,10	-20000,50	0	14	0,00	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,00	1,03	2,37	8,69	OK
début V 89	228,80	-20050,47	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,87	8,38	OK
début V 90	231,15	-19373,67	4	14	8990,78	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	5,21	8,27	OK
début V 91	233,50	-17835,33	6	12	13486,17	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	6,54	6,50	OK
début V 92	235,85	-15435,76	8	10	17981,56	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	7,68	4,97	OK
début V 93	238,20	-12175,47	10	8	22476,95	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	8,43	3,96	OK
début V 94	240,55	-8055,04	12	6	26972,34	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	9,20	2,93	OK
début V 95	242,90	-3075,27	14	4	31467,73	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	9,97	1,90	OK
début V 96	245,25	2762,97	16	2	35963,12	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	10,56	1,11	OK
début V 97	247,60	9458,59	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	10,77	0,83	OK
début V 98	249,95	17010,47	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	10,42	2,98	OK
début V 99	252,30	25417,19	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	9,65	5,70	OK
début VSP P 05	254,65	34677,24	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	4,40	4,71	OK
AXE VSP P 05	255,70	39155,55	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	3,62	5,72	OK
début V 100	256,75	34692,15	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	7,63	8,39	OK
début V 101	259,10	25474,60	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	8,58	5,43	OK
début V 102	261,45	17110,59	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	9,10	3,05	OK
début V 103	263,80	9602,08	16	0	35963,12	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	-	9,44	0,91	OK
début V 104	266,15	2950,74	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	9,03	1,46	OK
début V 105	268,50	-2841,88	12	4	26972,34	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	8,43	2,26	OK
début V 106	270,85	-7774,46	10	6	22476,95	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	7,84	3,06	OK
début V 107	273,20	-11845,91	8	8	17981,56	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,12	7,07	4,10	OK
début V 108	275,55	-15055,36	6	10	13486,17	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	6,10	5,38	OK
début V 109	277,90	-17402,10	4	12	8990,78	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	4,95	6,92	OK
début V 110	280,25	-18885,66	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,62	8,71	OK
début VSC P05-p06	282,60	-19502,98	0	14	0,00	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,00	1,03	2,26	8,83	OK
début V 111	284,30	-19414,82	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	3,73	8,56	OK
début V 112	286,65	-18542,66	4	14	8990,78	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	5,03	8,51	OK
début V 113	289,00	-16806,86	6	12	13486,17	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	6,31	6,80	OK
début V 114	291,35	-14208,00	8	10	17981,56	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	7,41	5,33	OK

début V 115	293,70	-10746,95	10	8	22476,95	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	8,12	4,38	OK
début V 116	296,05	-6424,79	12	6	26972,34	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	8,84	3,41	OK
début V 117	298,40	-1242,80	14	4	31467,73	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	9,57	2,43	OK
début V 118	300,75	4797,48	16	2	35963,12	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	10,12	1,70	OK
début V 119	303,10	11694,23	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	10,28	1,48	OK
début V 120	305,45	19445,46	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	9,89	3,69	OK
début V 121	307,80	28048,90	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	9,07	6,47	OK
début VSP P 06	310,15	37504,19	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	3,91	5,35	OK
AXE VSP P 06	311,20	42071,87	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	3,11	6,38	OK
début V 122	312,25	37367,75	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	7,05	9,17	OK
début V 123	314,60	27627,49	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	8,11	6,06	OK
début V 124	316,95	18740,37	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	8,75	3,52	OK
début V 125	319,30	10708,42	16	0	35963,12	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	-	9,20	1,23	OK
début V 126	321,65	3533,47	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	8,90	1,63	OK
début V 127	324,00	-2782,96	12	4	26972,34	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	8,42	2,28	OK
début V 128	326,35	-8239,43	10	6	22476,95	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	7,94	2,92	OK
début V 129	328,70	-12834,79	8	8	17981,56	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,12	7,28	3,81	OK
début V 130	331,05	-16568,00	6	10	13486,17	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	6,43	4,95	OK
début V 131	333,40	-19438,31	4	12	8990,78	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	5,40	6,33	OK
début V 132	335,75	-21445,13	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	4,17	7,97	OK
début VSC P06-07	338,10	-22588,19	0	14	0,00	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,00	1,03	2,93	7,94	OK
début V 133	339,80	-22877,68	2	14	4495,39	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	4,48	7,56	OK
début V 134	342,15	-22526,74	4	14	8990,78	31536,77	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,03	5,90	7,36	OK
début V 135	344,50	-21312,63	6	12	13486,17	27031,52	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,05	7,29	5,49	OK
début V 136	346,85	-19235,69	8	10	17981,56	22526,27	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	1,08	8,50	3,87	OK
début V 137	349,20	-16296,49	10	8	22476,95	18021,01	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	1,12	9,33	2,77	OK
début V 138	351,55	-12495,76	12	6	26972,34	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	1,12	10,16	1,65	OK
début V 139	353,90	-7834,39	14	4	31467,73	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	11,00	0,52	OK
début V 140	356,25	-2313,49	16	2	35963,12	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	1,12	11,66	-0,36	OK
début V 141	358,60	4065,68	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	11,94	-0,73	OK
début V 142	360,95	11301,67	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	11,66	1,33	OK
début V 143	363,30	19392,79	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	10,95	3,96	OK
début VSP P 07	365,65	28343,64	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	5,51	3,27	OK
AXE VSP P 07	366,70	32678,44	22	0	49449,29	0,00	10,91	5,73	1,00	1,30	0,69	-	4,75	4,25	OK
début V 144	367,75	28937,07	22	0	49449,29	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,67	-	8,88	6,73	OK
début V 145	370,10	21325,48	20	0	44953,90	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,70	-	9,48	4,23	OK
début V 146	372,45	14567,42	18	0	40458,51	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	-	9,66	2,31	OK
début V 147	374,80	8664,86	16	0	35963,12	0,00	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	-	9,64	0,64	OK
début V 148	377,15	3619,47	14	2	31467,73	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,73	0,92	9,08	1,40	OK

début V 149	379,50	-567,35	12	2	26972,34	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	0,72	0,92	8,50	0,48	OK
début V 150	381,85	-3894,49	10	4	22476,95	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	0,74	0,92	7,76	1,48	OK
début V 151	384,20	-6361,00	8	6	17981,56	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	6,83	2,72	OK
début V 152	386,55	-7966,31	6	6	13486,17	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	5,69	2,55	OK
début V 153	388,90	-8710,03	4	6	8990,78	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	4,36	2,64	OK
début V 154	391,25	-8592,07	2	6	4495,39	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,78	0,92	2,84	2,97	OK
début VSC P07-C02	393,60	-7610,40	0	6	0,00	13515,76	6,21	4,54	0,98	1,32	0,00	0,92	1,14	3,55	OK
début VC 03	395,30	-6367,33	0	4	0,00	9010,51	6,21	4,54	0,98	1,32	-	0,92	1,04	1,99	OK
début VC 04	397,85	-3656,24	0	2	0,00	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	-	0,92	0,62	0,86	OK
FIN VC 04	400,40	0,00	0	2	0,00	4505,25	6,21	4,54	0,98	1,32	-	0,92	-0,17	1,92	OK

Tableau.6.11.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service: Etat pont en service.

Voussoirs	X (m)	Mmin	Mmax	Ncf	Ncc	P F	P C	ef	ec	seg sup min	seg inf min	seg sup max	seg inf max	Obs
début VC 01	0,00	0,00	0,00	0	2	0,00	4505,25	0,00	0,90	-0,29	1,33	-0,29	1,33	OK
début VC 02	2,55	-2717,25	-7361,90	0	2	0,00	4505,25	0,00	0,92	0,42	1,13	1,43	-0,21	OK
début VSC C01-P01	5,10	-4424,54	-12900,64	0	4	0,00	9010,51	0,00	0,92	0,62	2,56	2,46	0,10	OK
début V 01	6,80	-4993,89	-15644,38	2	6	4495,39	13515,76	0,78	0,92	2,06	4,01	4,38	0,93	OK
début V 02	9,15	-4550,16	-18130,33	4	6	8990,78	13515,76	0,78	0,92	3,46	3,84	6,40	-0,09	OK
début V 03	11,50	-4235,00	-19116,28	6	6	13486,17	13515,76	0,78	0,92	4,88	3,64	8,11	-0,68	OK
début V 04	13,85	-2553,73	-18638,56	8	6	17981,56	13515,76	0,78	0,92	6,00	3,82	9,49	-0,84	OK
début V 05	16,20	-9,03	-16680,41	10	6	22476,95	13515,76	0,74	0,92	6,74	4,52	10,36	-0,31	OK
début V 06	18,55	3396,28	-13275,68	12	4	26972,34	9010,51	0,72	0,92	7,47	3,55	11,09	-1,28	OK
début V 07	20,90	7658,16	-8851,33	14	2	31467,73	4505,25	0,73	0,92	8,20	2,57	11,79	-2,22	OK
début V 08	23,25	12771,54	-3257,70	16	2	35963,12	4505,25	0,73	0,92	8,58	3,75	12,06	-0,90	OK
début V 09	25,60	18730,14	3648,91	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	8,75	3,52	12,03	-0,85	OK
début V 10	27,95	25526,58	10691,83	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	8,57	5,45	11,79	1,15	OK
début V 11	30,30	33152,38	17130,26	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	7,97	7,95	11,44	3,30	OK
début VSP P 01	32,65	42598,02	24394,67	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	3,02	6,50	6,19	2,37	OK
AXE VSP P 01	33,70	45982,42	28243,93	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	2,43	7,27	5,52	3,25	OK
début V 12	34,75	40212,52	24432,21	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	6,43	9,99	9,86	5,42	OK
début V 13	37,10	27715,94	15966,89	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	8,10	6,08	10,65	2,68	OK
début V 14	39,45	17879,75	8343,19	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	8,94	3,27	11,01	0,51	OK
début V 15	41,80	10169,08	-537,78	16	0	35963,12	0,00	0,73	0,00	9,32	1,08	11,64	-2,03	OK
début V 16	44,15	3307,42	-9811,03	14	2	31467,73	4505,25	0,73	1,12	8,95	1,57	11,80	-2,24	OK
début V 17	46,50	-2696,42	-18010,75	12	4	26972,34	9010,51	0,72	1,12	8,40	2,31	11,72	-2,13	OK

début V 18	48,85	-7834,75	-25062,50	10	6	22476,95	13515,76	0,74	1,12	7,86	3,04	11,59	-1,96	OK
début V 19	51,20	-12101,06	-30879,48	8	8	17981,56	18021,01	0,78	1,12	7,12	4,02	11,20	-1,42	OK
début V 20	53,55	-15490,06	-35460,96	6	10	13486,17	22526,27	0,78	1,08	6,20	5,26	10,53	-0,53	OK
début V 21	55,90	-17997,64	-38781,51	4	12	8990,78	27031,52	0,78	1,05	5,08	6,75	9,59	0,73	OK
début V 22	58,25	-19620,92	-40780,58	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	3,78	8,50	8,37	2,37	OK
début VSC P01-P02	60,60	-20366,19	-41498,37	0	14	0,00	31536,77	0,00	1,03	2,45	8,58	7,04	2,46	OK
début V 23	62,30	-18789,80	-41207,19	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	3,02	9,51	8,46	2,24	OK
début V 24	64,65	-17065,45	-39676,16	4	14	8990,78	31536,77	0,78	1,03	3,75	10,23	9,62	2,39	OK
début V 25	67,00	-16152,50	-36778,02	6	12	13486,17	27031,52	0,78	1,05	4,45	9,28	10,65	1,01	OK
début V 26	69,35	-12633,07	-32248,01	8	10	17981,56	22526,27	0,78	1,08	4,97	8,59	11,32	0,10	OK
début V 27	71,70	-8235,90	-26122,02	10	8	22476,95	18021,01	0,74	1,12	7,58	5,10	11,46	-0,08	OK
début V 28	74,05	-2966,58	-19209,73	12	6	26972,34	13515,76	0,72	1,12	8,09	4,41	11,62	-0,30	OK
début V 29	76,40	3168,06	-11550,78	14	4	31467,73	9010,51	0,73	1,12	8,62	3,71	11,81	-0,56	OK
début V 30	78,75	10160,04	-3126,40	16	2	35963,12	4505,25	0,73	1,12	8,95	3,25	11,84	-0,60	OK
début V 31	81,10	18000,08	6387,67	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	8,91	3,31	11,43	-0,06	OK
début V 32	83,45	26677,71	16573,75	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	8,32	5,78	10,51	2,85	OK
début V 33	85,80	36181,43	25341,61	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	7,31	8,83	9,66	5,68	OK
début VSP P 02	88,15	47814,06	34926,06	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	2,11	7,69	4,36	4,76	OK
AXE VSP P 02	89,20	54090,56	39516,24	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	1,02	9,11	3,56	5,80	OK
début V 34	90,25	49307,10	35251,18	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	4,46	12,63	7,51	8,56	OK
début V 35	92,60	39250,62	26420,22	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	5,59	9,43	8,38	5,71	OK
début V 36	94,95	30043,11	16468,86	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	6,30	6,80	9,24	2,86	OK
début V 37	97,30	21686,71	6166,71	16	0	35963,12	0,00	0,73	0,00	6,82	4,41	10,18	-0,08	OK
début V 38	99,65	14183,38	-3036,83	14	2	31467,73	4505,25	0,73	1,12	6,59	4,72	10,33	-0,27	OK
début V 39	102,00	7534,78	-11076,29	12	4	26972,34	9010,51	0,72	1,12	6,18	5,27	10,22	-0,12	OK
début V 40	104,35	1742,47	-18176,53	10	6	22476,95	13515,76	0,74	1,12	5,78	5,81	10,10	0,04	OK
début V 41	106,70	-3192,25	-24829,99	8	8	17981,56	18021,01	0,78	1,12	5,19	6,60	9,88	0,33	OK
début V 42	109,05	-7268,30	-30403,44	6	10	13486,17	22526,27	0,78	1,08	5,11	6,71	9,43	0,94	OK
début V 43	111,40	-10484,78	-34396,58	4	12	8990,78	27031,52	0,78	1,05	3,96	8,25	8,64	2,00	OK
début V 44	113,75	-12841,02	-36826,65	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	-3,59	18,34	7,51	3,51	OK
début VSC P02-P03	116,10	14332,56	-37900,94	0	14	0,00	31536,77	0,00	1,03	-5,08	18,64	6,25	3,50	OK
début V 45	117,80	-13231,20	-37899,39	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	2,39	10,35	7,74	3,20	OK
début V 46	120,15	-11152,65	-36807,15	4	14	8990,78	31536,77	0,78	1,03	3,43	10,66	9,00	3,22	OK
début V 47	122,50	-8216,48	-34472,44	6	12	13486,17	27031,52	0,78	1,05	4,45	9,29	10,15	1,68	OK
début V 48	124,85	-4422,67	-30908,52	8	10	17981,56	22526,27	0,78	1,08	5,28	8,17	11,03	0,49	OK
début V 49	127,20	-288,77	-26093,22	10	8	22476,95	18021,01	0,74	1,12	5,85	7,41	11,45	-0,07	OK
début V 50	129,55	2875,98	-20091,08	12	6	26972,34	13515,76	0,72	1,12	6,82	6,10	11,81	-0,55	OK
début V 51	131,90	5737,88	-12919,31	14	4	31467,73	9010,51	0,73	1,12	8,06	4,45	12,11	-0,96	OK
début V 52	134,25	12104,61	-4583,39	16	2	35963,12	4505,25	0,73	1,12	8,53	3,82	12,15	-1,02	OK

début V 53	136,60	19328,98	4832,67	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	8,62	3,69	11,77	-0,51	OK
début V 54	138,95	27410,95	14851,05	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	8,16	6,00	10,89	2,36	OK
début V 55	141,30	32093,97	23047,02	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	8,20	7,64	10,16	5,02	OK
début VSP P 03	143,65	36350,60	32093,97	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	4,11	5,09	4,85	4,12	OK
AXE VSP P 03	144,70	51400,37	36259,58	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	1,49	8,50	4,13	5,07	OK
début V 56	145,75	46632,49	31855,63	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	5,04	11,85	8,25	7,57	OK
début V 57	148,10	36725,76	22763,49	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	6,14	8,70	9,17	4,65	OK
début V 58	150,45	27676,58	14528,88	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	6,81	6,11	9,66	2,30	OK
début V 59	152,80	19484,93	4508,97	16	0	35963,12	0,00	0,73	0,00	7,29	3,78	10,54	-0,57	OK
début V 60	155,15	12150,82	-4911,02	14	2	31467,73	4505,25	0,73	1,12	7,03	4,13	10,73	-0,82	OK
début V 61	157,50	5674,25	-13218,67	12	4	26972,34	9010,51	0,72	1,12	6,58	4,73	10,68	-0,74	OK
début V 62	159,85	2757,54	-20375,47	10	6	22476,95	13515,76	0,74	1,12	5,56	6,11	10,58	-0,60	OK
début V 63	162,20	55,21	-26320,90	8	8	17981,56	18021,01	0,78	1,12	4,48	7,54	10,21	-0,10	OK
début V 64	164,55	-4706,29	-31070,86	6	10	13486,17	22526,27	0,78	1,08	3,86	8,38	9,58	0,74	OK
début V 65	166,90	-8610,25	-34593,86	4	12	8990,78	27031,52	0,78	1,05	3,05	9,47	8,68	1,94	OK
début V 66	169,25	-11656,68	-36858,11	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	2,05	10,81	7,52	3,50	OK
début VSC P03-P04	171,60	-15176,97	-37887,29	0	14	0,00	31536,77	0,00	1,03	1,32	10,09	6,25	3,50	OK
début V 67	173,30	-13841,57	-37849,76	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	2,52	10,18	7,73	3,22	OK
début V 68	175,65	-11583,33	-36729,84	4	14	8990,78	31536,77	0,78	1,03	3,52	10,53	8,98	3,24	OK
début V 69	178,00	-8468,07	-34350,05	6	12	13486,17	27031,52	0,78	1,05	4,50	9,21	10,12	1,71	OK
début V 70	180,35	-4495,81	-30731,70	8	10	17981,56	22526,27	0,78	1,08	5,30	8,15	11,00	0,54	OK
début V 71	182,70	333,45	-25908,12	10	8	22476,95	18021,01	0,74	1,12	5,72	7,59	11,41	-0,02	OK
début V 72	185,05	3069,41	-19852,76	12	6	26972,34	13515,76	0,72	1,12	6,78	6,16	11,76	-0,49	OK
début V 73	187,40	6019,71	-12608,97	14	4	31467,73	9010,51	0,73	1,12	8,00	4,53	12,04	-0,87	OK
début V 74	189,75	12563,01	-4232,38	16	2	35963,12	4505,25	0,73	1,12	8,43	3,95	12,08	-0,92	OK
début V 75	192,10	19963,29	5284,36	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	8,48	3,87	11,67	-0,38	OK
début V 76	194,45	28220,60	15417,83	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	7,99	6,23	10,77	2,52	OK
début V 77	196,80	37334,89	23739,69	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	7,06	9,16	10,01	5,22	OK
début VSP P04	199,15	47306,21	32918,99	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	2,20	7,57	4,71	4,31	OK
AXE VSP P 04	200,20	52103,85	37360,69	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	1,36	8,66	3,93	5,32	OK
début V 78	201,25	47173,20	32914,02	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	4,92	12,01	8,02	7,88	OK
début V 79	203,60	37189,25	23691,60	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	6,04	8,83	8,97	4,92	OK
début V 80	205,95	28062,32	15326,33	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	6,73	6,22	9,49	2,53	OK
début V 81	208,30	19792,49	5226,19	16	0	35963,12	0,00	0,73	0,00	7,23	3,86	10,39	-0,36	OK
début V 82	210,65	12379,86	-4316,18	14	2	31467,73	4505,25	0,73	1,12	6,98	4,20	10,61	-0,64	OK
début V 83	213,00	5824,71	-12754,41	12	4	26972,34	9010,51	0,72	1,12	6,55	4,78	10,58	-0,61	OK
début V 84	215,35	2875,43	-20030,86	10	6	22476,95	13515,76	0,74	1,12	5,53	6,14	10,50	-0,50	OK
début V 85	217,70	126,50	-26134,23	8	8	17981,56	18021,01	0,78	1,12	4,47	7,57	10,17	-0,05	OK
début V 86	220,05	-4714,11	-31006,33	6	10	13486,17	22526,27	0,78	1,08	3,86	8,38	9,57	0,76	OK

début V 87	222,40	-8697,29	-34652,28	4	12	8990,78	27031,52	0,78	1,05	3,06	9,45	8,70	1,92	OK
début V 88	224,75	-11823,00	-37078,10	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	2,08	10,76	7,57	3,44	OK
début VSC P04-P05	227,10	14091,20	-38231,16	0	14	0,00	31536,77	0,00	1,03	-5,03	18,57	6,33	3,40	OK
début V 89	228,80	15501,17	-38299,12	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	-3,85	18,68	7,83	3,09	OK
début V 90	231,15	14276,88	-37291,38	4	14	8990,78	31536,77	0,78	1,03	-2,09	18,03	9,10	3,08	OK
début V 91	233,50	-12111,19	-34980,32	6	12	13486,17	27031,52	0,78	1,05	5,29	8,16	10,26	1,53	OK
début V 92	235,85	-9084,86	-31117,46	8	10	17981,56	22526,27	0,78	1,08	6,30	6,82	11,08	0,43	OK
début V 93	238,20	-5198,34	-25659,12	10	8	22476,95	18021,01	0,74	1,12	6,92	5,98	11,36	0,05	OK
début V 94	240,55	-452,19	-18626,11	12	6	26972,34	13515,76	0,72	1,12	7,55	5,14	11,49	-0,13	OK
début V 95	242,90	5152,84	-11451,82	14	4	31467,73	9010,51	0,73	1,12	8,19	4,28	11,79	-0,53	OK
début V 96	245,25	11615,92	-3840,17	16	2	35963,12	4505,25	0,73	1,12	8,64	3,68	11,99	-0,80	OK
début V 97	247,60	18935,99	4876,50	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	8,71	3,58	11,76	-0,50	OK
début V 98	249,95	27111,98	14069,79	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	8,23	5,91	11,06	2,13	OK
début V 99	252,30	36142,51	22300,68	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	7,32	8,81	10,32	4,80	OK
début VSP P 05	254,65	46026,23	31384,92	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	2,42	7,28	4,98	3,96	OK
AXE VSP P 05	255,70	50777,68	35782,12	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	1,59	8,36	4,21	4,96	OK
début V 100	256,75	45498,34	31594,32	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	5,29	11,53	8,30	7,50	OK
début V 101	259,10	35685,97	22826,21	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	6,37	8,39	9,16	4,67	OK
début V 102	261,45	26724,71	14624,40	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	7,02	5,83	9,64	2,33	OK
début V 103	263,80	18616,67	4380,03	16	0	35963,12	0,00	0,73	0,00	7,48	3,52	10,57	-0,60	OK
début V 104	266,15	11363,66	-4990,70	14	2	31467,73	4505,25	0,73	1,12	7,20	3,90	10,75	-0,84	OK
début V 105	268,50	4967,38	-13251,54	12	4	26972,34	9010,51	0,72	1,12	6,74	4,53	10,69	-0,75	OK
début V 106	270,85	-570,71	-20347,06	10	6	22476,95	13515,76	0,74	1,12	6,28	5,14	10,57	-0,59	OK
début V 107	273,20	-5249,35	-26246,67	8	8	17981,56	18021,01	0,78	1,12	5,63	6,01	10,19	-0,08	OK
début V 108	275,55	-9067,54	-30950,46	6	10	13486,17	22526,27	0,78	1,08	4,80	7,12	9,55	0,78	OK
début V 109	277,90	-12024,42	-34406,25	4	12	8990,78	27031,52	0,78	1,05	3,79	8,48	8,64	1,99	OK
début V 110	280,25	-14119,37	-36611,34	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	2,58	10,09	7,46	3,57	OK
début VSC P05-p06	282,60	-15361,14	-37564,13	0	14	0,00	31536,77	0,00	1,03	1,36	10,03	6,18	3,60	OK
début V 111	284,30	-16354,56	-37466,26	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	3,07	9,45	7,65	3,33	OK
début V 112	286,65	-14106,62	-36259,04	4	14	8990,78	31536,77	0,78	1,03	4,07	9,80	8,88	3,38	OK
début V 113	289,00	-11785,57	-33765,44	6	12	13486,17	27031,52	0,78	1,05	5,22	8,25	9,99	1,88	OK
début V 114	291,35	-8602,19	-30040,46	8	10	17981,56	22526,27	0,78	1,08	6,19	6,96	10,85	0,74	OK
début V 115	293,70	-4557,25	-25092,95	10	8	22476,95	18021,01	0,74	1,12	6,78	6,17	11,24	0,22	OK
début V 116	296,05	348,25	-18911,77	12	6	26972,34	13515,76	0,72	1,12	7,37	5,37	11,55	-0,21	OK
début V 117	298,40	6113,08	-11556,83	14	4	31467,73	9010,51	0,73	1,12	7,98	4,56	11,81	-0,56	OK
début V 118	300,75	12735,79	-3049,36	16	2	35963,12	4505,25	0,73	1,12	8,39	4,00	11,82	-0,58	OK
début V 119	303,10	20214,66	6587,19	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	8,43	3,95	11,39	0,00	OK
début V 120	305,45	28547,74	17228,06	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	7,92	6,33	10,37	3,04	OK
début V 121	307,80	37732,86	25592,38	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	6,97	9,27	9,61	5,76	OK

début VSP P 06	310,15	47767,67	34435,10	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	2,12	7,68	4,44	4,65	OK
AXE VSP P 06	311,20	53818,73	38731,09	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	1,06	9,05	3,70	5,63	OK
début V 122	312,25	48852,15	34096,42	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	4,56	12,50	7,76	8,22	OK
début V 123	314,60	38474,32	24528,68	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	5,76	9,20	8,79	5,16	OK
début V 124	316,95	28947,12	15814,80	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	6,53	6,48	9,39	2,67	OK
début V 125	319,30	20272,75	5702,78	16	0	35963,12	0,00	0,73	0,00	7,12	4,00	10,29	-0,22	OK
début V 126	321,65	12453,19	-3762,72	14	2	31467,73	4505,25	0,73	1,12	6,97	4,22	10,49	-0,48	OK
début V 127	324,00	5490,10	-12060,44	12	4	26972,34	9010,51	0,72	1,12	6,62	4,68	10,43	-0,41	OK
début V 128	326,35	-614,92	-19522,22	10	6	22476,95	13515,76	0,74	1,12	6,29	5,13	10,39	-0,35	OK
début V 129	328,70	-5660,57	-26428,85	8	8	17981,56	18021,01	0,78	1,12	5,72	5,89	10,23	-0,13	OK
début V 130	331,05	-10245,65	-32282,57	6	10	13486,17	22526,27	0,78	1,08	5,06	6,78	9,84	0,39	OK
début V 131	333,40	-13769,25	-36571,77	4	12	8990,78	27031,52	0,78	1,05	4,16	7,98	9,11	1,37	OK
début V 132	335,75	-16430,64	-39283,86	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	3,08	9,42	8,04	2,80	OK
début VSC P06-07	338,10	-18229,45	-40666,50	0	14	0,00	31536,77	0,00	1,03	1,98	9,20	6,85	2,70	OK
début V 133	339,80	-18999,95	-40885,95	2	14	4495,39	31536,77	0,78	1,03	3,64	8,68	8,39	2,34	OK
début V 134	342,15	-19245,23	-40085,29	4	14	8990,78	31536,77	0,78	1,03	5,18	8,31	9,71	2,27	OK
début V 135	344,50	-17929,76	-37969,54	6	12	13486,17	27031,52	0,78	1,05	6,56	6,47	10,91	0,66	OK
début V 136	346,85	-15548,99	-34248,23	8	10	17981,56	22526,27	0,78	1,08	7,70	4,94	11,76	-0,48	OK
début V 137	349,20	-12306,17	-28960,20	10	8	22476,95	18021,01	0,74	1,12	8,46	3,92	12,07	-0,90	OK
début V 138	351,55	-8201,94	-22994,76	12	6	26972,34	13515,76	0,72	1,12	9,23	2,89	12,44	-1,40	OK
début V 139	353,90	-3237,05	-16202,20	14	4	31467,73	9010,51	0,73	1,12	10,01	1,85	12,82	-1,91	OK
début V 140	356,25	2587,51	-8683,00	16	2	35963,12	4505,25	0,73	1,12	10,60	1,06	13,04	-2,21	OK
début V 141	358,60	9270,59	-79,96	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	10,81	0,78	12,84	-1,94	OK
début V 142	360,95	16810,86	9249,54	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	10,46	2,92	12,10	0,73	OK
début V 143	363,30	27033,21	16682,47	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	9,29	6,17	11,54	3,17	OK
début VSP P 07	365,65	39380,89	24969,13	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	3,58	5,77	6,09	2,50	OK
AXE VSP P 07	366,70	45308,13	29012,06	22	0	49449,29	0,00	0,69	0,00	2,55	7,12	5,39	3,42	OK
début V 144	367,75	41178,40	25384,74	22	0	49449,29	0,00	0,67	0,00	6,22	10,27	9,65	5,70	OK
début V 145	370,10	32699,26	18024,90	20	0	44953,90	0,00	0,70	0,00	7,01	7,53	10,20	3,28	OK
début V 146	372,45	25070,30	11477,26	18	0	40458,51	0,00	0,72	0,00	7,38	5,36	10,33	1,42	OK
début V 147	374,80	18293,76	3309,17	16	0	35963,12	0,00	0,73	0,00	7,55	3,43	10,81	-0,91	OK
début V 148	377,15	12371,56	-3566,65	14	2	31467,73	4505,25	0,73	0,92	7,18	3,93	10,64	-0,69	OK
début V 149	379,50	7305,39	-9106,60	12	2	26972,34	4505,25	0,72	0,92	6,79	2,76	10,35	-1,99	OK
début V 150	381,85	3096,62	-13456,58	10	4	22476,95	9010,51	0,74	0,92	6,24	3,50	9,83	-1,30	OK
début V 151	384,20	-253,54	-16773,04	8	6	17981,56	13515,76	0,78	0,92	5,50	4,49	9,09	-0,30	OK
début V 152	386,55	-2744,24	-18661,03	6	6	13486,17	13515,76	0,78	0,92	4,55	4,07	8,01	-0,55	OK
début V 153	388,90	-4374,82	-19079,60	4	6	8990,78	13515,76	0,78	0,92	3,42	3,89	6,61	-0,37	OK
début V 154	391,25	-4450,49	-18045,14	2	6	4495,39	13515,76	0,78	0,92	1,95	4,17	4,90	0,23	OK
début VSC P07-C02	393,60	-5052,78	-15521,65	0	6	0,00	13515,76	0,00	0,92	0,59	4,30	2,86	1,26	OK

début VC 03	395,30	-4450,49	-12798,34	0	4	0,00	9010,51	0,00	0,92	0,63	2,55	2,44	0,13	OK
début VC 04	397,85	-2706,04	-7257,70	0	2	0,00	4505,25	0,00	0,92	0,42	1,14	1,41	-0,18	OK
FIN VC 04	400,40	0,00	0,00	0	2	0,00	4505,25	0,00	0,92	-0,17	1,92	-0,17	1,92	OK

Tableau.9.1. Détermination de la raideur et la répartition longitudinale des efforts sismique de la structure selon le RPOA.

Piles	Hmoy (m)	I (m ⁴)	k _{Fût} (MN/m)	k _{Ap-d'appui}	N _{A-Apps}	K _{appuis} (MN/m)	KT (MN/m)	F (kN)	F _i (kN)
C1	/	/	/	4,88	2	9,75	85,64	13585,9	1546,7
P1	5,69	1,72	924,33	4,88	2	9,65	85,64	13585,9	1530,6
P2	8,67	1,72	261,28	4,88	2	9,40	85,64	13585,9	1491,1
P3	11,02	1,72	127,24	4,88	2	9,06	85,64	13585,9	1436,7
P4	10	1,72	170,28	4,88	2	9,22	85,64	13585,9	1463,0
P5	8,29	1,72	298,88	4,88	2	9,44	85,64	13585,9	1497,9
P6	6,03	1,72	776,63	4,88	2	9,63	85,64	13585,9	1527,6
P7	2,32	1,72	13636,40	4,88	2	9,74	85,64	13585,9	1545,6
C2	/	/	/	4,88	2	9,75	85,64	13585,9	1546,7

Tableau.9.2. Détermination de la raideur et la répartition transversale des efforts sismique de la structure selon le RPOA.

Piles	Hmoy (m)	I(m ⁴)	k _{Fût} (MN/m)	k _{Ap-d'appui}	K _{appuis} (MN/m)	M (Kg)	T (s)	sa (m/s ²)	Fi (KN)	deplacement (m)
C1	/	/	/	4,88	9,75	1 289 598,0	2,29	1,29	1 660,89	17,03
P1	5,69	21,18	11382,15	4,88	9,65	1 410 510,5	2,39	1,23	1 736,26	17,82
P2	8,67	21,18	3217,39	4,88	9,40	1 473 835,5	2,45	1,20	1 772,88	18,24
P3	11,02	21,18	1566,81	4,88	9,06	1 523 773,0	2,49	1,18	1 799,81	18,57
P4	10	21,18	2096,82	4,88	9,22	1 502 098,0	2,47	1,19	1 788,36	18,43
P5	8,29	21,18	3680,42	4,88	9,44	1 465 760,5	2,44	1,21	1 768,36	18,19
P6	6,03	21,18	9563,33	4,88	9,63	1 417 735,5	2,40	1,23	1 740,56	17,87
P7	2,32	21,18	167917,98	4,88	9,74	1 338 898,0	2,33	1,26	1 692,29	17,36
C2	/	/	/	4,88	9,75	1 289 598,0	2,29	1,29	1 660,89	17,03

Tableau.9.3. Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appuis.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1546,75	1 660,89	554,4	2 211,33	2 291,23	1 516,69
P1	1530,60	1 736,26	9760	4 979,48	5 123,44	10 740,06
P2	1491,10	1 772,88	13725	6 140,47	6 337,71	14 704,20
P3	1436,66	1 799,81	13725	6 094,10	6 348,30	14 695,94
P4	1462,98	1 788,36	13725	6 116,99	6 344,75	14 700,40
P5	1497,88	1 768,36	13725	6 145,89	6 335,22	14 704,87
P6	1527,57	1 740,56	9760	4 977,74	5 126,83	10 740,44
P7	1545,64	1 692,29	3660	3 151,33	3 253,98	4 631,38
C2	1546,75	1 660,89	554,4	2 211,33	2 291,23	1 516,69
				longitudinale	transversale	verticale

Tableau.9.4. Combinaison d'actions normales sous la voile.

	N	H	MH	MV	M
G	11312,00	345,50	3945,55	0,00	3945,55
G+1.2Al+ST	12519,60	486,62	5557,21	0,00	5557,21
G+1.2Bc+ST	12296,40	525,50	6001,15	0,00	6001,15
G+Mc120	12660,00	345,50	3945,55	0,00	3945,55
G+D240	13701,00	345,50	3945,55	0,00	3945,55
1,35G	15271,20	474,32	5416,78	0,00	5416,78
1.35G+1.6Al+1.6ST	16949,60	662,49	7565,66	0,00	7565,66
1.35G+1.6B+1.6ST	16652,00	714,32	8157,58	0,00	8157,58
1.36G+1.35Mc120	18496,35	474,32	5416,78	0,00	5416,78
1.35G+1.35D240	15616,80	474,32	5416,78	0,00	5416,78

Tableau.9.5. Effort sismique combiné selon le RPOA sur la pied de la pile .

	E1	E2	E3	E4	E5	E6
VL (MN)	6,61	2,23	2,23	5,90	1,52	1,52
VT(MN)	1,93	6,45	1,93	1,93	6,45	1,93
ML	29,51	87,48	29,51	20,18	78,16	20,18
MT	24,84	82,82	24,84	24,84	82,82	24,84
N (MN)	16,48	16,48	26,78	7,65	7,65	-2,65

Tableau.9.6. Combinaison d'actions normales sous les pieux.

	N	H	MH	MV	M
G	15920,00	345,50	4636,54	0,00	4636,54
G+1.2Al+ST	17127,60	486,62	6530,46	0,00	6530,46
G+1.2Bc+ST	16904,40	525,50	7052,14	0,00	7052,14
G+Mc120	17268,00	345,50	4636,54	0,00	4636,54
G+D240	18309,00	345,50	4636,54	0,00	4636,54
1.35G+1.6Al+1.6ST	23106,40	21680,17	8890,64	0,00	8890,64
1.35G+1.6B+1.6ST	22808,80	21732,00	9586,23	0,00	9586,23
1.36G+1.35Mc120	24717,15	21492,00	6365,43	0,00	6365,43
1.35G+1.35D240	21837,60	21492,00	6365,43	0,00	6365,43

Tableau.9.7. Evaluations des efforts dû à la semelle.

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	4608,00	/	0,00	1,00	0,00	/
voile	2204,00	/	0,00	7,51	0,00	/
de dappuit	10,00	/	0,00	7,91	0,00	/
G Tablier	9098,00	/	0,00	13,42	0,00	/
Hf+r	/	292,79	/	13,42	/	3929,28
HT°	/	87,84	/	13,42	/	1178,78
Somme	15920,00	345,50	/	/	0,00	4636,54
(Al)	793,00	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	607,00	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1348,00	/	0,00	/	0,00	/
D240	2389,00	/	0,00	/	0,00	/
ST	256,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	117,61	/	13,42	/	1578,26

Tableau.9. 8. Combinaison d'actions normales dus à la semelle.

	N	H	MH	MV	M	R1	R2	R3
G	15920,00	345,50	4636,54	0,00	4636,54	1339,58	1768,89	1768,88
G+1.2AI+ST	17127,60	486,62	6530,46	0,00	6530,46	1298,39	1903,07	1903,06
G+1.2Bc+ST	16904,40	525,50	7052,14	0,00	7052,14	1225,29	1878,27	1878,26
G+Mc120	17268,00	345,50	4636,54	0,00	4636,54	1489,36	1918,67	1918,66
G+D240	18309,00	345,50	4636,54	0,00	4636,54	1605,02	2034,33	2034,33
1,35G	21492,00	474,32	6365,43	0,00	6365,43	1798,61	2388,00	2388,00
1.35G+1.6AI+1.6ST+0,9T	23106,40	662,49	8890,64	0,00	8890,64	1744,17	2567,38	2567,37
1.35G+1.6B+1.6ST+0,9T	22808,80	714,32	9586,23	0,00	9586,23	1646,70	2534,31	2534,31
1.35G+1.35Mc120+0,9T	24717,15	474,32	6365,43	0,00	6365,43	2156,96	2746,35	2746,35
1.35G+1.35D240+0,9T	21837,60	474,32	6365,43	0,00	6365,43	1837,01	2426,40	2426,4

Tableau.9.9. Effort sismique combiné selon le RPOA sur a la base de la semelle

	E1	E2	E3	E4	E5	E6
VL (MN)	6,54	2,21	2,21	5,83	1,50	1,50
VT(MN)	1,91	6,38	1,91	1,91	6,38	1,91
ML	24,96	74,00	24,96	17,14	66,18	17,14
MT	21,02	70,05	21,02	21,02	70,05	21,02
N (MN)	16,20	16,20	26,51	7,38	7,38	-2,93

Tableau.10.1.Evaluations des efforts dus à la Stabilité de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2790,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	1203,19	/	0,00	3,73	0,00	/
DDT	240,00	/	2,75	7,05	660,00	/
Mur en R	752,40	/	3,22	5,64	2422,73	/
Corbeau	179,21	/	0,90	5,73	161,29	/
MGG	255,75	/	0,55	6,83	140,66	/
Poids des Terres Amot	927,29	/	1,53	4,40	1418,75	/
Poids des T sur DDT	520,51	/	2,75	7,61	1431,39	/
Poussée Mur Frontal	/	288,00	/	-3,15	/	-908,16
Poussée Semelle	/	806,53	/	-1,00	/	-806,53
Poussée DDT	/	24,06	/	-5,63	/	-135,52
Poids Sur 10kN/m ²	311,85	/	2,75	/	857,59	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	220,52	/	-4,13	/	-909,66

Rg	1664,20	/	-0,28	/	-465,98	/
Ral	-57,15	/	-0,28	/	16,00	/
Rbc	471,04	/	-0,28	/	-131,89	/
Rmc120	1201,60	/	-0,28	/	-336,45	/
Rd240	1659,06	/	-0,28	/	-464,54	/
Rst	48,25	/	-0,28	/	-13,51	/
Hf+r	/	146,40	/	-5,45	/	-797,86
HT°	/	43,92	/	-5,45	/	-239,36
Frein Al	/	235,21	/	-5,45	/	-1281,89
Frein Bc	/	150,00	/	-5,45	/	-817,50

Tableau.10.2. Combinaison d'actions normales dus à la Stabilité de la culée

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
G+0.6T	8532,54	1291,34	-3701,35	5768,85	2067,50
G+0.6T+1.2Q	8906,76	1555,97	-4792,93	6797,95	2005,02
G+0.6T+1.2A(l)+ST	8512,21	1573,59	-5239,62	5771,84	532,22
G+0.6T+1.2Bc+ST	9146,04	1471,339	-4682,35	5594,37	912,02
G+0.6T+Mc120	9734,14	1291,34	-3701,35	5432,40	1731,05
G+0.6T+D240	10191,60	1291,34	-3701,35	5304,31	1602,96
1.35G+0.9T	11518,93	1747,26	-3790,33	7787,94	3997,62
1.35G++0.9T+1.6Q	12017,89	2711,64	-6572,39	11885,87	5313,48
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	15536,32	2735,14	-7167,97	10517,71	3349,74
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	16381,43	2598,80	-6424,94	10281,08	3856,14
1.35G+0.9T+1.35Mc120	17172,72	1747,26	-3790,33	10059,52	6269,20
1.35G+0.9T+1.35D240	17790,29	1747,26	-3790,33	9886,60	6096,28

Tableau.10.3. Evaluations des efforts Sismique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	167,40	558,00	0,00	1,00	0,00	558,00
Mur F	72,19	240,64	0,00	3,73	0,00	896,37
DDT	14,40	48,00	2,75	7,05	39,60	338,40
Mur en R	45,14	150,48	3,22	5,64	145,36	848,71
Corbeau	10,75	35,84	0,90	5,73	9,68	205,38
MGG	15,35	51,15	0,55	6,83	8,44	349,35
Poids des Terres Amot	55,64	185,46	1,53	4,40	85,13	816,01
Poids des T sur DDT	31,23	104,10	2,75	7,61	85,88	792,21
Somme	412,10	1373,67	/	/	374,09	4804,44

Tableau.10.4. Combinaison d'effort sismique dû à la culée.

	N	V	M
cas de séisme «horizontal ; 1+kv»	0,00	4407,61	16666,40
cas de séisme «horizontal ; 1-kv »	0,00	4252,56	16327,76
cas de séisme «vertical»	1571,68	0,00	565,94
P max - H + 0,3V	9335,86	-4196,61	-11771,57
P min - H - 0,3V	8013,54	-4058,60	-11971,58
P max + V - 0,3H	10436,03	-1111,28	291,07
P min - V - 0,3H	6913,37	-1081,81	-938,31

Tableau.10.5. Evaluations des efforts dus au mur frontal.

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	1203,1875	/	0	1,73	0	/
DDT	240	/	2,75	5,05	660	/
				3,64		/
Corbeau	179,2125	/	0,9	3,73	161,29125	/
MGG	255,75	/	0,55	4,83	140,6625	/
Poids des T sur DDT	520,506	/	2,75	2,40	1431,3915	/
Poussée Mur Frontal	/	288,0007812	/	-5,15	/	- 908,162463384
Poussée DDT	/	24,057	/	-7,63	/	-135,5211
Poussée Sur 10kN/m ²	/	220,52	/	-4,125	/	-909,6553125
Rg	1664,20	/	-0,28	/	-465,98	/
Ral	-57,15	/	-0,28	/	16,00	/
Rbc	471,04	/	-0,28	/	-131,89	/
Rmc120	1201,60	/	-0,28	/	-336,45	/
Rd240	1659,06	/	-0,28	/	-464,54	/
Rst	48,25	/	-0,28	/	-13,51	/
Hf+r	/	146,40	/	-3,45	/	-797,86
HT°	/	43,92	/	-3,45	/	-239,36

Tableau.10.6. Combinaisons d'actions normales dus au le mur frontal.

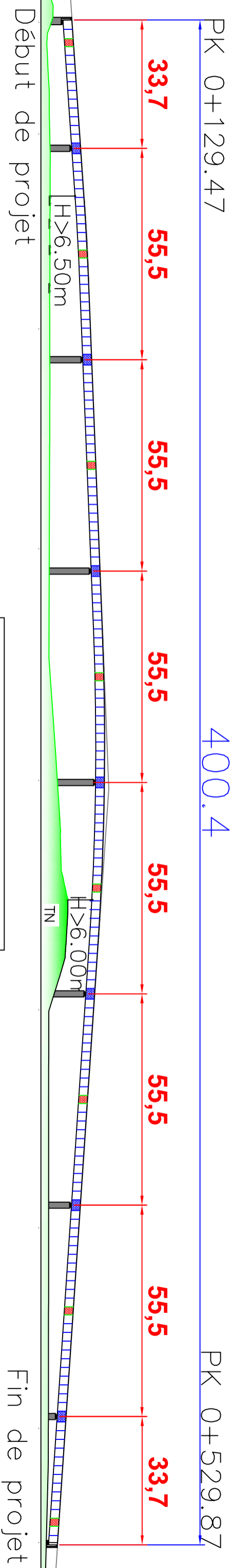
	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
G+0.6T	4062,86	484,81	-1985,16	1927,37	-57,79
G+0.6T+1.2Q	4062,86	749,43	-3076,74	1927,37	-1149,37
G+0.6T+1.2A(l)+ST	4042,53	767,06	-3523,43	1930,36	-1593,07
G+0.6T+1.2Bc+ST	4676,35	664,805	-2966,16	1752,89	-1213,27
G+0.6T+Mc120	5264,46	484,81	-1985,16	1590,92	-394,24
G+0.6T+D240	5721,92	484,81	-1985,16	1462,83	-522,33
1.35G+0.9T	5484,86	658,44	-2701,51	2601,95	-99,56
1.35G++0.9T+1.6Q	5484,86	1011,28	-4156,95	2601,95	-1555,01
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	7390,32	1034,78	-4752,54	2605,94	-2146,60
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	8235,42	898,44	-4009,51	2369,31	-1640,20
1.35G+0.9T+1.35Mc120	9026,72	658,44	-2701,51	2147,74	-553,76
1.35G+0.9T+1.35D240	9644,29	658,44	-2701,51	1974,82	-726,68

PROFILE EN LONG Echelle: 1/1000

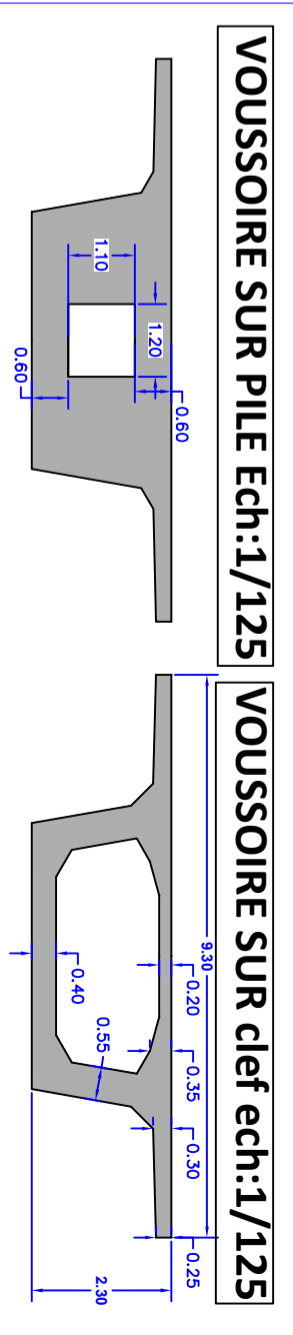
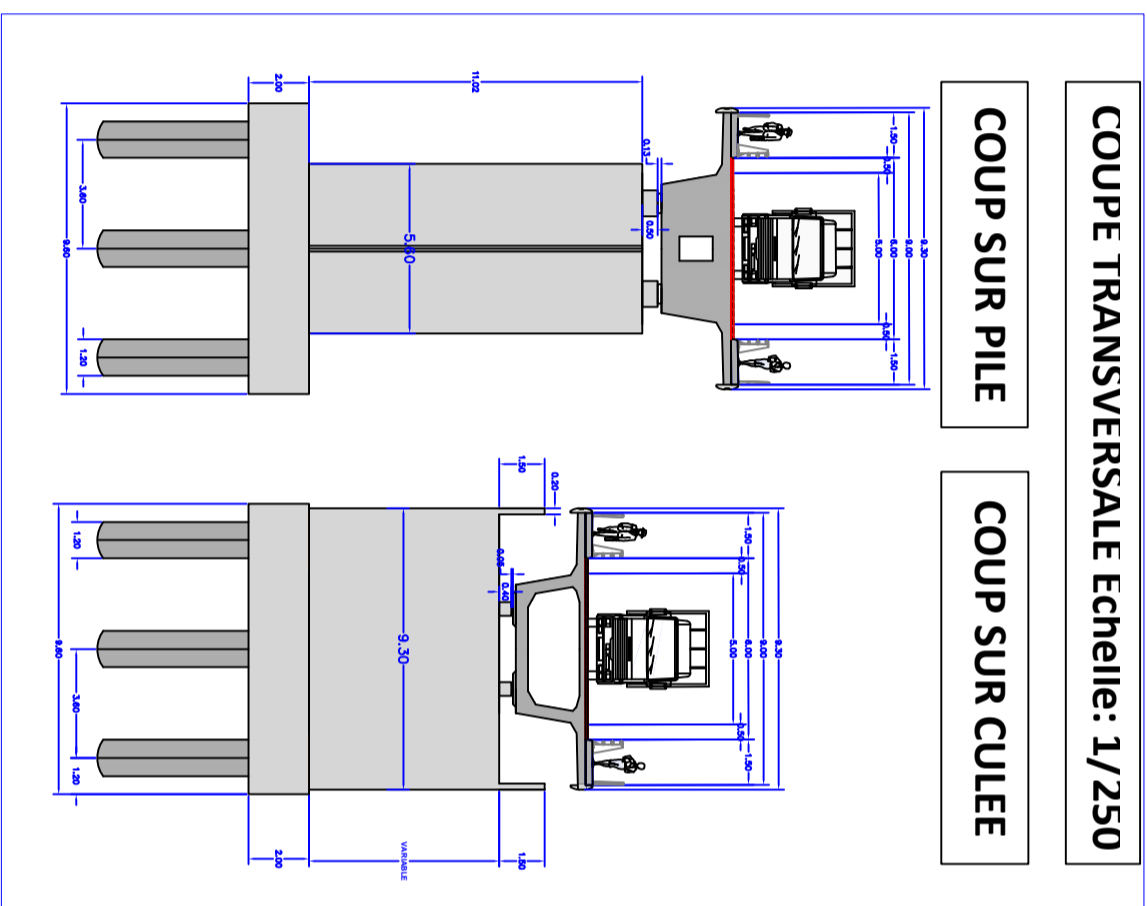
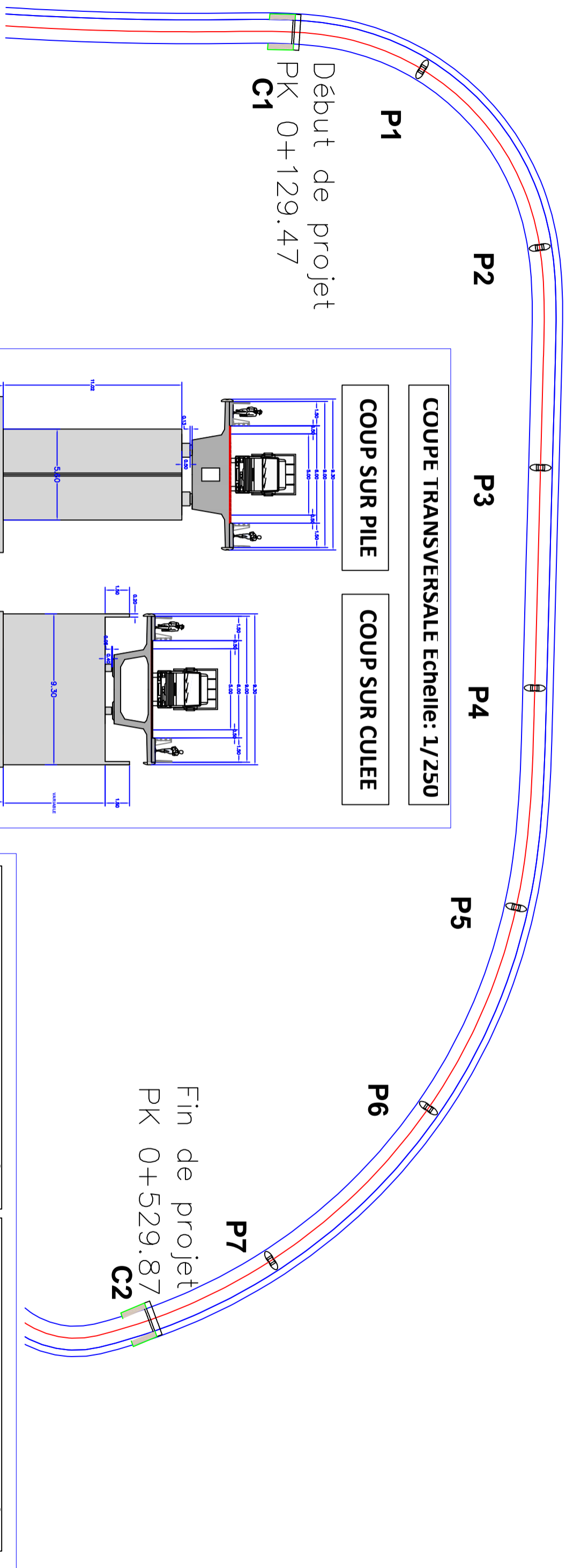
PK 0+129.47

400.4

PK 0+529.87



VUE EN PLAN Echelle: 1/1000



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

PROJET DE FIN D'ETUDES
 Aménagement de l'entrée de la ville d'Annaba à partir du carrefour sidi Brahim vers la city Seyhousse bretelle 'D' L'ouvrage de PK 0+129.47 au PK0+529.87

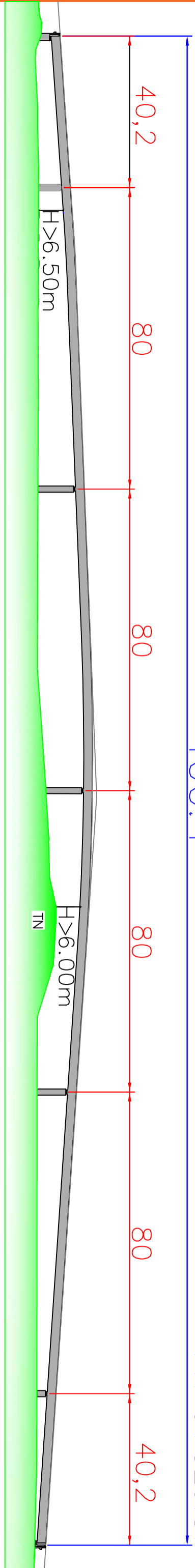
Réalisé par	Encadré par	N° Planche	Année
HAMROUNI FADLALLAH LAMRI IMENE	Mr.ABDALLI TAHAR Mr.TAKI MOHAMED	Variante 2: pont voussoirs en béton précontrainté	universitaire 2019/2020

PROFILE EN LONG Echelle: 1/1000

PK 0+129.47

400.4

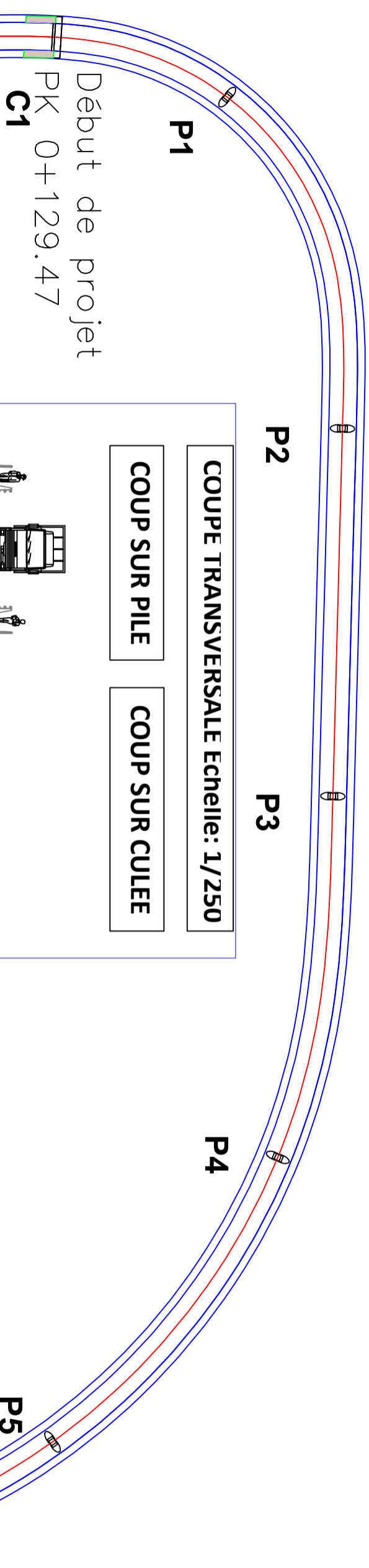
PK 0+529.87



Début de projet

VUE EN PLAN Echelle: 1/1000

Fin de projet



P1

P2

P3

P4

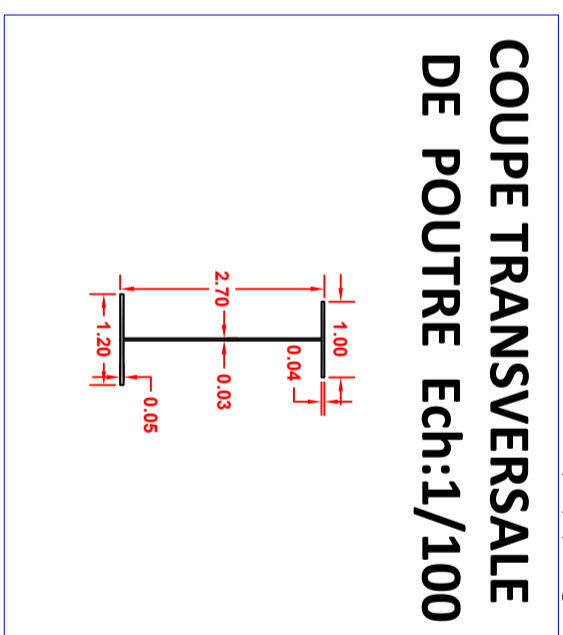
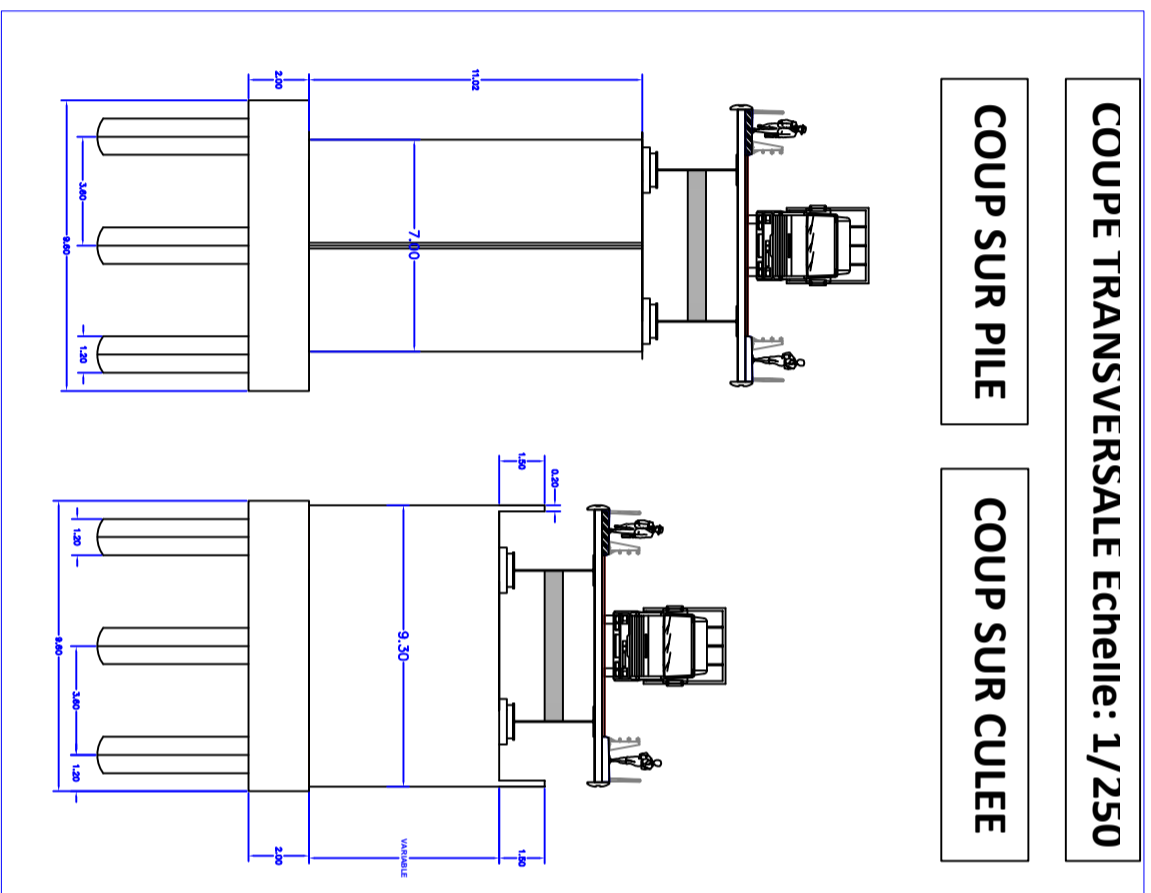
P5

C1

C2

Début de projet
PK 0+129.47

Fin de projet
PK 0+529.87



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

PROJET DE FIN D'ETUDES
 Aménagement de l'entrée de la ville d'Annaba à partir du carrefour sidi Brahim vers la city Seybouse brecelle ^D^
 L'ouvrage de PK 0+129.47 au PK0+529.87

Réalisé par
 HAMROUNI FADLALLAH
 LAMRI IMENE

Encadré par
 Mr.ABDALLI TAHAR
 Mr.TAKI MOHAMED

N° Planche
 Variante 1:
 PONT MIXTE
 BIPOUTRE

Année universitaire
 2019/2020