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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un pont sur la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est-Ouest dans la wilaya de Tlemcen

Présenté par :

BENGLIA Soumia
BENCHIKH Mohammed Elamine Rabah

Encadré par :

Mr HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remercîments

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur Mr. HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib, docteur en génie civil au CGS, pour ses orientations, ses conseils, ses grands efforts, sa responsabilité et sa patience durant la réalisation de ce travail.

Nos infinis remerciements à notre co-encadreur Mr. TAKI Mohamed pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.

Egalement au personnel du SEROR de Tlemcen ainsi que Mr. YOUSFI Nordine directeur générale adjoint exploitation et Meme. BENSALAH Yassmine.

ON adresse un grand remerciement à l'organisme CGS pour l'opportunité de travailler au CGS pendant la durée de préparation de notre mémoire de PFE.

Nos remerciements et toutes les Appréciations s'adressent, à tous nos enseignants notamment Meme. MESSAOUDI Akila, Mr. MEZOUAR Nourredine, CHIKH Benazouz, Mr. KIBBOUA Abderrahmane, Mr. HADID Mohamed, Mr. BELAOURA, Mr. BELABDELOUAHAB Farid, Mr BENOUCHFOUN Abdelhakim et Mr. DERRADJI Ayachi qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

À nos chers amis ingénieurs et docteurs Meme. DJEDDOU Manel, Mr. ABDERRAHMANE Abdessamia, Mr. MAHDI Ali, Meme. ADJABI Hanane, Mr. OUZANDJA Toufiq et Mr. BEDER Samir Pour leurs aides et leurs sacrifices.

Ainsi à tous le personnel de notre école ENSTP plus précisément à Meme. MOHRI Rachida, Meme. BOURBIA Amina et Mr. ZOUGGARI Mustapha qui ont contribué à notre formation.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier l'ensemble de nos enseignants du Primaire, CEM, Lycée, EPST.Tlemcen, EPST.Alger, et tous ceux qui ont contribué à notre éducation.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent également à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.

Dédicace

À vant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail ; que je dédie :

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune ne dédicace ne saurait exprimer l'affectation et l'amour que je lui éprouve, à celle que Je prie souvent ALLAH pour qu'il la protège à toi ma mère.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant le mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots, toi mon père.

À mes sœurs Imene, Hayet et leurs époux Riad et Rida et mes frères Ali, Fical, Rachid, Rabah, Houssem et leurs épouses Amel, Faiza, Sabrina.

À mes grands-mères et mes grands-pères et ma tante Malika.

À mes cousins et mes cousines et surtout Chaima, Houda, Fouzi, Meriem, Aya.

À mon chèr binôme Mohammed Elamine Rabah et toute sa famille
À mes chers amis : Dounia, Dalel, Chahinez, Mounia, Imene.

À mon chère enseignent de lycée Mr. Deryouche.

À mon super encadreur.

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

À vous.

BENGLIA Soumia

Dédicace

Avant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail ; que je dédie :

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affectation et l'amour que je lui éprouve, à celle que Je prie souvent ALLAH pour qu'il la protège à toi ma mère.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant le mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots, toi mon père.

À mes sœurs Youssra, Meriem et mon frère Yahia.

À mes grands-mères Merzaka et Fatima, mes grands-pères Ahmed et Hocine, ma tante Rym.

À mes cousins et mes cousines et surtout Assma, Ramla, Sarra, Boubakeur, Zakaria.

À mon chère binôme Soumia et toute sa famille
À mes chers amis : Djamel, Islam, Mahdi, Hicham, Moncef, Basset,Toufik, Abdelghafour, Rafik.

À mes amies et collègues : Anis, Abderrahmane.

A mon super encadreur.

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

À vous.

BENCHIKH Mohammed Elamine Rabah

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر طوله 367م، منجز بطريقة التتابع المتتالي فوق رابط الطريق السريع الذي يربط ميناء الغزوات بالطريق السيار شرق غرب في ولاية تلمسان، والذي يتضمن مقدمة عامة، تقديم المشروع و تحديد الخيار المناسب من بين ثلاثة اقتراحات مختلفة مع إعطائها الأبعاد المبدئية، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي ، وذلك لدراسته دراسة معمقة والتي تتضمن ,خصائص المواد المستعملة في الحساب وتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة المطبقة على الجسر ,لخرسانة مسبقة الإجهاد، الدراسة الطولية والعرضية ،معدات الجسر،و تصميم و دراسة البنية التحتية)عمود و دعامة(، أخيرا خاتمة عامة

الكلمات المفتاحية : تصميم ودراسة جسر،التتابع المتتالي ،الأبعاد المبدئية، جسر صندوقي،الخرسانة مسبقة الإجهاد،معدات الجسر ،البنية التحتية.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont de 367 m de longueur réalisé par la méthode d'encorbellement successif, sur la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet a l'autoroute est ouest dans la wilaya de Tlemcen, ce memoire comprend une introduction générale, une présentation du projet, et l'identification du choix approprié parmi trois propositions différentes. Compte tenu du prédimensionnement, Où nous avons choisi un pont à caisson du hauteur constante, pour l'étude approfondie, qui comprend les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul, l'évaluation des charges et surcharges appliquées au pont, le béton précontraint, les études longitudinales et transversales, les équipements du pont, la conception et l'études d'infrastructures (pile et culée),finissant par une conclusion générale.

Mots clés: Conception et étude de pont, encorbellement successif, Prédimensionnement, Pont en caisson, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure

Abstract

The aime of this work is to disign a prestressed box girder bridge with a total legnth of 367m, on the motorway link connecting the port of Ghazaouet to the east west highway in the wilaya of Tlemcen, includes a general introduction, a presentation of the project, and identify the appropriate choice among three different proposals, taking into account the pre-dimensioning, where we have chosen a height-non-adjustable box bridge made by the method of succesive corbelling for the comprehensive study, which includes the characteristics of the materials used for the calculation, the evaluation of the loads and overloads applied to the bridge, the prestressed concrete, the longitudinal studies and transversal, bridge equipment, design and infrastructure studies (pile and abutment), ending with a general conclusion.

Keywords: Design and study of bridge, successive corbelling, pre-dimensioning, Box Bridge, Prestressed concrete, Bridge equipment, Infrastructure.

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I ISOLATEUR PARASISMIQUES

Figure I. 1 Kobé (Japon, 1995) 1
Figure I. 2 Pont San Fernando (USA, 1971) 1
Figure I. 3 Pont Chi-Chi (Taiwan, 1999) 2
Figure I. 4 Pont Kobé (Japon, 1995) 2
Figure I. 5 Pont de Northridge (USA, 1994) 2
Figure I. 6 Pont de Loma Prieta (USA, 1989) 2
Figure I. 7 Pont Niigata (Japon, 1964) 2
Figure I. 8 Conception (Chili, 2010) 2
Figure I. 9 Décalage des périodes par l'effet des appuis parasismiques,position des deux pont (Chifting) 3
Figure I. 10 Système avec un isolateur sismique 3
Figure I. 11 Les appuis à déformation 4
Figure I. 12 Appui en Elastomère fretté 4
Figure I. 13 Appui en élastomère fretté doté d'un noyau de plomb. 5
Figure I. 14 Elastomère fretté à amortissement élevé 5
Figure I. 15 Appui en pendule glissant 6
Figure I. 16 Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux 3. Sur l'accélération et les forces d'inertie ; (b) sur le déplacement sismique. 7
Figure I. 17 Variations de la réponse sismique en fonction du déplacement entre pile conventionnelle et pile isolée (thèse 7

CHAPITRE II GE NERAL IT E S S UR L ES PONT S E T PRES E NTAT ION D'OUVRA GE

Figure II. 1Implantation du projet sur Google maps 12
Figure II. 2 Tracé en plan de la voie portée 12
Figure II. 3 Profil en long de la voie portée 13
Figure II. 4 Profil en travers de la voie portée 13
Figure II. 5 Topographie du site 14

CHAPITRE III CONCEPTION ET HYPOTESE DE CALCUL

Figure III. 1Tracé en plan de la variante 1 17
Figure III. 2Coupe longitudinale de la variante 1 18
Figure III. 3 Coupe transversale d'un tablier bipoutre 18
Figure III. 4 Coupe transversale du tablier de notre cas 18
Figure III. 5 Coupes transversales de la poutre principale et les valeurs obtenues 19
Figure III. 6 Coupe transversale de la pièce de pont 19
Figure III. 7 Coupe transversale sur pile Variante 1 20
Figure III. 8 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint 20
Figure III. 9 Tracé en plan de la variante 2 21
Figure III. 10 Coupe longitudinale de la variante VIPP 21
Figure III. 11Coupes transversales des sections de la poutre 22
Figure III. 12 Coupe transversale sur pile Variante 2 22
Figure III. 13 Tracé en plan de la variante 3 23
Figure III. 14 Coupe longitudinale de la Variante 3 23
Figure III. 15 Coupe transversale du voussoir 24

Figure III. 17 Coupe transversale sur pile Variante 3 24
CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES
Figure IV 1 1argeurs roulable et chargeable selon le RCPR 3
Figure IV 2 les quatorze cas de chargements possibles pour le pont 31
Figure IV 3 Les dimensions du système Bc 33
Figure IV 4 Les dimensions du système Bt 34
Figure IV 5 Les dimensions du système MC120 35
Figure IV 6 Les dimensions du système D240 36
CHAPITRE V ETUDE DE TABLIER
Figure V. 1 Vue en élévation du fléau central 39
Figure V. 2 Vue en élévation du fléau centrale 40
Figure V. 3 Dispositions des voussoirs à compléter la première travée 40
Figure V. 4 Dispositions des voussoirs à compléter la deuxième travée 40
Figure V. 5 Dispositions des voussoirs à compléter la troisième travée 40
Figure V. 6 Dispositions des voussoirs à compléter quatrième travée 40
Figure V. 7 Dispositions des voussoirs à compléter cinquième travée 40
Figure V. 8 Dispositions des voussoirs à compléter sixième travée 40
Figure V. 9 Distributions de force sur fléau en cours de construction 41
Figure V. 10 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons fondamentales ... 42
Figure V. 11 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons fondamentales accidentelles ……..42
Figure V. 12 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP 45
Figure V. 13 Câblage du voussoir en élévation 45
Figure V. 14 la distance entre les câbles……..…46
Figure V. 15 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux……46
Figure V. 16 Modèle de calcul……..……..47
Figure V. 17 Coupe transversale du Disposition des câbles de continuité au voussoir de travée principale……....…...50
Figure V.18 Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive ……..….50
Figure V.19 Coupe transversale Disposition des câbles de continuité au voussoir de travée de rive…….…51
Figure V.20 Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive ……..…….51
Figure V. 21 Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel…….……59
Figure V. 22 Vue en 3D du caisson sur culé modélisé sur le logiciel……..…..59
Figure V. 23 Position des charges permanentes (G)……..59
Figure V. 24 Position de la charge A(l)……..….59
Figure V. 25 Position de la charges Bc……..……..…..60
Figure V. 26 Position de la charges Bt……60
Figure V. 27 Position de la charge Mc120……..60
Figure V. 28 Position de la charge D240……....60
Figure V. 29 Ferraillage du voussoir sur pile (vsp)……..63
Figure V. 30 Ferraillage du voussoir sur cule (vc)……64

CHAPITRE VI ETUDE DES EQUIPEMENTS
Figure VI. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui..... 66
Figure VI. 2 Distorsion sous effort normal 68
Figure VI. 3 Distorsion sous une rotation 68
Figure VI. 4 Distorsion sous effort horizontal 69
Figure VI. 5 Plaques de fixation..... 69
Figure VI. 6 Ferraillage d'un dé d'appui. 70
Figure VI. 7 Rotation d'extrémité sous chargement. 72
Figure VI. 8 Joint du type Wd 73
CHAPITRE VII ETUDE INFRASTRUCTURE
Figure VII. 1 Vue en plan de la pile sur cule 75
Figure VII. 2 L'abaque de Walther 78
Figure VII. 3 Vue en plan de ferraillage de la pile..... 79
Figure VII. 4 Le ferraillage des pieux 83
Figure VII. 5 Eléments constituants la culée remblayée 84
Figure VII. 6 Dimensions de la culée..... 86
Figure VII. 7 Dimensions de la culée..... 86
Figure VII. 8 La poussée des terres 87
Figure VII. 9 la poussée des surcharges 89
Figure VII. 10 le moment stabilisant et renversant 89
Figure VII. 11 Poussées de la charge locale située en arrière du mur..... 92
Figure VII. 12 Schéma de ferraillage du mur garde-grève 94

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III CONCEPTION ET HYPOTESE DE CALCUL

Tableau III. 1Pré-dimensionnement des poutres métalliques 18
Tableau III. 2Pré-dimensionnement des pièces de pont 19
Tableau III. 3 Avantages et inconvénients de pont mixte bipoutre 20
Tableau III. 4 Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2 21
Tableau III. 5 Avantages et inconvénients de pont à Poutre Précontrainte par post tension 23
Tableau III. 6 Les dimensions des différentes composantes du voussoir 24
Tableau III. 7 Avantages et inconvénients Pont Voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé en place 25
Tableau III. 8 Tableaux estimatifs et récapitulatifs des variantes 25
Tableau III. 9 Grille d'évaluations de conception 25
Tableau III. 10 Caractéristiques du béton 27
Tableau III. 11 Caractéristiques des Armatures de précontraintes 27
Tableau III. 12 Contrainte admissible de compression à ELU et à ELS 28
Tableau III. 13 Contrainte limite de traction des aciers 28

CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV. 1 Evaluation des actions hors trafic 29
Tableau IV. 2 La classe de pont selon le RCPR 30
Tableau IV. 3 Les valeurs du coefficient a1 32
Tableau IV. 4 Valeur de bc 33
Tableau IV. 5 coefficients bt selon la classe du pont 34
Tableau IV. 6 coefficients de pondération des actions permanentes. RCPR p 44 37
Tableau IV. 7 Coefficients pondération des actions dues au trafic RCPR p 45 37
Tableau IV. 8 les combinaisons de charges 38

CHAPITRE V ETUDE DE TABLIER

Tableau V. 1 Caractéristique des voussoirs 41
Tableau V. 2 Les charges intervenant dans la phase de construction 41
Tableau V. 3Combinaisons des moments obtenus 43
Tableau V. 4 la variation du nombre de câble de fléaux des voussoirs 44
Tableau V. 5 Tracé en élévation des câbles de fléau 46
Tableau V. 6 Combinaisons de charges en phase de service 48
Tableau V. 7 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale .. 48
Tableau V. 8 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive 49
Tableau V. 9 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales 50
Tableau V. 10 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives 51
Tableau V. 11 Des valeurs de f et φ selon B.P.E.L 52
Tableau V. 12 Combinaisons des charges appliquées 61
Tableau V. 13 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile 61
Tableau V. 14 Moments extrêmes dans le voussoir sur culé 61
Tableau V. 15 Ferraillage du voussoir sur culée 63

CHAPITRE VI ETUDE DES EQUIPEMENTS

Tableau VI. 1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 65
Tableau VI. 2 Modèles des joints Wd 73
Tableau VI. 3 Caractéristique physiques des joints Wd 73

CHAPITRE VII ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau VII. 1 Classification des ponts 74
Tableau VII. 2 Implantation et hauteurs des piles 75
Tableau VII. 3 Raideurs longitudinales des appuis 75
Tableau VII. 4 Raideurs statiques et dynamiques transversale des appuis 75
Tableau VII. 5 Force horizontale statique équivalente dans chaque pieu 77
Tableau VII. 6 Les combinaisons des forces agissant 78
Tableau VII. 7 Dimensions de la semelle 80
Tableau VII. 8 Efforts appliqués à la semelle 81
Tableau VII. 9 Réaction maximale appliqués à la semelle 81
Tableau VII. 10 Effort maximal sous combinaison des forces 83
Tableau VII. 11 Les coefficients de poussées pour les différents cas sismique 88
Tableau VII. 12 Les efforts de poussées des terres pour les différentes conditions 88
Tableau VII. 13 Résultats des sollicitations sur la culée 90
Tableau VII. 14 Moments des poussées des terres= 91
Tableau VII. 15 Rapport (M'p / K) pour différents valeurs de h 91
Tableau VII. 16Les valeurs de M'p 92

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CP : charges permanentes.
CCP : Complément des charges permanentes.
P_p: poids des voussoirs sur pile.
P_c: poids des voussoirs courants.
CCTP : le cahier des clauses techniques particulières
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
RPOA : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
BB : béton bitumineux
VSP : Voussoir sur pile.
VSC : Voussoir à la clef.
12T15 : deuze (12) torons de quinze (15) fils.
fc_{lim} : Contrainte de compression limite.
fc_{max} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.
σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
M_P : Masse des piles.
M_T : Masse du tablier.
F_L : Force séismique longitudinale.
F_T : Force séismique transversale.
H_T : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
H_{flv} : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
DTR : Document technique réglementaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I ISOLATEUR PARASISMIQUES

I.1.INTRODUCTION 1

I.1.1.contexte 1

I.1.2.problématique 1

I.1.3.Objectif 1

I.1.4.Plan de rédaction 1

I.2.RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE 1

I.2.1.La prise en compte du risque sismique sur les ouvrages d'arts 1

I.2.2.le principe de l'isolation parasismique des ponts 3

I.2.3.Appuis parasismiques 4

I. 2.3.1.Appuis en Elastomères à déformation 4

I.2.3.2.Appuis à glissement 5

I.2.4.Effet de l'isolation parasismique sur les ponts 6

I.2.5.Matériels et méthodes 8

I.3.RESULTAT ET DISCUTION 8

I.4.CONCLUSION 8

CHAPITRE II GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION D'OUVRAGE

II.1.INTRODUCTION 9

II.2.LA CLASSIFICATION DES PONTS 9

II.2.1.Classification selon la voie portée 9

II.2.2.Classification selon la structure 9

II.2.2.1.Les ponts suspendus 9

II.2.2.2. Les ponts à haubans 10

II.2.2.3.Les ponts en arc 10

II.2.2.4.Pont à voute 11

II.2.2.5.Ponts à poutres 11

II.3.PRESENTATION DU PROJET 11

II.3.1.Objectif du projet 11

II.3.2.Situation du projet 12

II.3.3.Obstacle à franchir 12

II.3.4.Caractéristiques de l'ouvrage 12
II.4.DONNEES DU PROJET 12
II.4.1.Données fonctionnelles 12
II.4.1.1.Tracé en plan 12
II.4.1.2.Profil en long 13
II.4.1.3.Profil en travers 13
II.4.2.Données naturelles 13
II.4.2.1.Topographie et géologie 13
II.4.2.2.Géotechnique 14
II.4.2.3.Sismicité du site 15
II.4.2.4. Température 15
II.5.CONCLUSION 16
CHAPITRE III CONCEPTION ET HYPOTESE DE CALCUL
III.1.INTRODUCTION 17
III.2.PRESENTATIION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 17
III.2.1.Variante1 : «Pont Mixte Bipoutre » 17
III.2.1.1.Conception longitudinale 17
III.2.1.2.Conception transversale 18
III.2.2.Variante2« Pont à Poutre Précontrainte par post tension » 20
III.2.2.1Conception longitudinale 21
III.2.2.2Conception transversale 21
III.2.3.Variante3 «Pont Caissons en béton Précontraint construit par encorbellement successif préfabriqué » 23
III.2.3.1.Conception longitudinale 23
III.2.3.2.Conception transversale 23
III.3.ESTIMATION DES COUTS DES TROIS VARIANTES 25
III.4.GRILLE D'EVALUATION DE CONCEPTION 25
III.5.CONCLUSION 26
III.6.LES HYPOTHESES DE CALCUL 26
III.6.1.Norme et règles de calcul 26
III.6.2.Caracteristiques des matériaux 26
III.6.2.1.Béton 26
III.6.2.2.Armatures 27
III.6.2.3.Contraintes admissibles 27

CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES
IV.1.INTRODUCTION 29
IV.2.EVATUATION DES ACTIONS 29
IV.2.1.Evaluation des actions hors trafic 29
IV.2.1.1.Actions permanentes 29
IV.2.1.2.Action thermique 29
IV.2.2.Evaluation des actions dues au trafic 30
IV.2.2.1Caractéristiques de pont 30
IV.2.2.2.Système de charge A(L) 32
IV.2.2.3.Système de charge B 32
IV.2.2.4.charge militaire 35
IV.2.2.5.Autres surcharges 36
IV.3.COMBINAISON DES ACTIONS 37
IV.3.1.Valeurs caractéristiques des actions 37
IV.3.1.1.Coefficients pour les actions permanentes 37
IV.3.1.2.Coefficients pour les actions dues au trafic 37
IV.3.2.Forme générales des combinaisons d'actions 37
IV.4.CONCLUSION 38
CHAPITRE V ETUDE DE TABLIER
V.1.INTRODUCTION 39
V.2.ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE 39
V.2.1.Etude du fléau 39
V.2.1.1.Méthode de construction 39
V.2.1.2.Caractéristiques des voussoirs 40
V.2.1.3.Les charges intervenant dans la phase de construction 41
V.2.1.4.Combinaisons d'actions 42
V.2.1.5.Répartition des câbles dans chaque voussoir 43
V.2.1.6.Etude du tracé des câbles en élévation 45
V.2.2.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 47
V.2.2.1Modélisation du pont à la phase de service 47
V.2.2.2.Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire ..... .48
V.3.Calcul des pertes de précontrainte 52
V.3.1Pertes de tension instantanées 52

V.3.1.1.Pertes de tension par frottement 52
V.3.1.2.Pertes de tension par recul à l'ancrage 53
V.3.1.3.Pertes dues au raccourcissement élastique du béton 53
V.3.2.Pertes différées 54
V.3.2.1.Pertes par retrait du béton 54
V.3.2.2.Pertes par fluage 54
V.3.2.3.Pertes par relaxation des aciers 55
V.4.VERIFICATION DES CONTRAINTES 55
V.4.1.Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 56
V.4.2.Vérification des contraintes en phase de service 56
V.4.3. vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant 56
V.4.3.1 Détermination de l'effort tranchant dû à l'effort de précontrainte 56
V.4.3.2.Vérification de la contrainte de cisaillement 57
V.5.1.EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 58
V.5.1.1 Modélisation 58
V.5.1.2.Combinaisons de charges 61
V.5.1.3.Résultats 61
V.5.2.FERRAILLAGE 61
V.6.CONCLUSION 64
CHAPITRE VI ETUDE DES EQUIPEMENTS
VI.1.INTRODUCTION 65
VI.2.APPAREIL D'APPUI 65
VI.2.1.Choix de type d'appareil d'appui 65
VI.2.3. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 65
VI.2.4.Dimensionnement d'appareil d'appuis 66
VI.2.5.Vérifications du dimensionnement 67
VI.2.5.1.Stabilité au flambement 67
VI.2.5.2.Traction dans les frettes 67
VI.2.5.3.Condition de non-glissement 67
VI.2.5.4. Limitation de distorsion 67
VI.2.5.5.Les plaques de fixation 69
VI.3.DES D'APPUIS 69
VI.3.1.Dimensionnement des dés d'appuis 69
VI.3.2.Ferraillage des dés d'appuis 69

VI.4.JOINT DE CHAUSSEE 70
VI.4.1Définition 70
VI.4.2.Calcul du souffle des joints 71
VI.4.2.1.Rotation d'extrémité sous chargement 71
VI.4.2.2.Dilatation thermique 72
VI.4.2.3Retrait 72
VI.4.2.4Fluage 72
VI.4.2.5choix de type de joint 72
VI.5. CONCLUSION 73
CHAPITRE VII ETUDE D'INFRASTRUCTURE
VII.1.INTRODUCTION 74
VII.2.ETUDE DE LA PILE 74
VII.2.1.Conception de la pile 74
VII.2.2.Evaluation de la raideur totale K 75
VII.2.3.Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 76
VII.2.3.1.Etude longitudinale 77
VII.2.3.2.Etude transversale 77
VII.2.3.3.Etude verticale 77
VII.2.3.4 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 78
VII.2.4.Le ferraillage de la pile 78
VII.2.4.1.Armatures longitudinales 78
VII.2.4.2.Armatures transversales 79
VII.2.4.3.Vérification de la stabilité au flambement de la pile 80
VII.2.5.Etude de fondation sous la pile 80
VII.2.5.1.Choix du type de fondation 80
VII.2.5.2.Détermination du nombre des pieux : 81
VII.2.5.3.Ferraillage de la semelle 81
VII.2.5.4.Le ferraillage des pieux 82
VII.3.ETUDE DE LA CULEE 83
VII.3.1.Choix de la morphologie 84
VII.3.2.Pré-dimensionnement de la culée 84
VII.3.2.1.Mur frontal 84
VII.3.2.2.Mur de garde grève 84
VII.3.2.3.Dalle de transition 85
VII.3.2.4Murs en retour 85

VII.3.2.5. Corbeau **85**
VII.3.2.6.Sommier d'appui **85**
VII.3.2.7.La semelle **85**
VII.3.3.Evaluation des efforts sollicitant la culée **86**
VII.3.3.1calcul des sollicitations permanentes sur la culée **86**
VII.3.3.2.Calcul de la poussée des terres **87**
VII.3.3.3.Calcul de la poussée des surcharges de remblai **89**
VII.3.4.Vérification de la stabilité de la culée : **89**
VII.3.4.1. Vérification de la stabilité au renversement **90**
VII.3.4.2. Vérification de la stabilité au glissement **90**
VII.3.5. Le ferraillage de la culée **90**
VII.3.5.1 Le mur garde grève **90**
VII.3.5.2.Ferraillage du Mur frontal **94**
VII.3.5.3.Dalle de transition **94**
VII.3.5.4.Ferraillage du corbeau **95**
VII.3.5.5.Ferraillage de Mur en retour **95**
VII.3.5.6.Ferraillage de la semelle **95**
VII.3.CONCLUSION **95**
CONCLUSION GENERALE .... ……..... 96

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES
ANNEXES 1
ANNEXES 2
ANNEXES 3
ANNEXES 4

INTRODUCTION GENERALE



ENSTP 2018-2019

INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrage d'arts tels que : les ponts.

D'une façon générale, Construire un pont a toujours été considéré comme l'un des actes les plus mystérieux de l'art de bâtir : en effet, l'homme avait à affronter, dans cet ouvrage, à la fois l'eau, et un sol qu'il ne connaissait pas bien, caché qu'il était par le fleuve toujours en mouvement. Dans cet acte, la fondation était, évidemment, la partie la plus difficile, et la plus entachée de risques.
De tels ouvrages sont qualifiés d'art par ce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur

En ALGERIE, les infrastructures routières et autoroutières jouent un rôle important dans le déplacement des biens et des personnes. Ce rôle confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, la direction des travaux publics de la wilaya de TLEMCEN a lancé un programme de réalisation d'une ligne (pénétrante autoroutière) qui va relier l'autoroute Est-Ouest avec le port Ghazaouet sur 41 km. La direction étant du nord-ouest au sud-est, le point de départ se trouve au port de Ghazaouet.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en sept chapitres : Les deux premiers chapitres sont consacrés à la recherche bibliographique pour notre chapitre Master et la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, Les chapitres suivants sont réservés à la conception et hypothèses de calcul dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Le 5eme chapitre est consacré à l'étude du tablier puis on passe à l'étude des équipements et l'étude d'infrastructure (étude sismique). Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

ISOLATEURS PARASISMIQUES



ENSTP 2018-2019

I.1.INTRODUCTION

I.1.1.contexte

Une nouvelle technique de protection des ouvrages d'art contre les secousses sismiques ; est d'ajouter des dispositifs parasismiques (les isolateurs). On incorpore des isolateurs parasismiques qui atténuent la réponse dynamique en éliminant la plus grande partie de l'énergie transmise à la structure.

I.1.2.problématique

L'Algérie et plus particulièrement sa région côtière du nord est aux prises avec une activité sismique importante, le risque sismique posé par cette activité est important puisque cette région est la plus peuplé de l'Algérie.

I.1.3.Objectif

Notre sujet de recherche consiste en l'étude de l'utilisation des isolateurs parasismiques et leur impact sur les risques sismiques posés par l'activité sismique de la région du nord Algérien, plus précisément l'effet de chifting sur la réduction de la réponse sismique. Pour cela on va voir l'importance de l'isolation sismique dans quelque ouvrage d'art et on va exposer les différents types d'isolateur sismiques et les dispositifs de dissipation d'énergie.

I.1.4.Plan de rédaction

On va tout d'abord commencer par une recherche bibliographique qui va être divisé en deux parties : détails sur les isolateurs parasismiques et une étude comparative des articles travaillant sur les ponts en discutant sur les résultats remarqués, puis on va finir par une conclusion qui va résumer les idées retenues dans cette étude.

I.2.RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.2.1.La prise en compte du risque sismique sur les ouvrages d'arts

Sollicitations sismiques = efforts et/ou déplacements proportionnels à la masse du tablier et principalement horizontaux

- ✓ **Echappements d'appui** ➔Causes multiples : entrechoquements, déplacements différentiels entre appuis, tassements des fondations...



Figure I. 1 Kobé (Japon, 1995)



Figure I. 2 Pont San Fernando (USA, 1971)

✓ **Ruptures par cisaillement des piles** ➔ sous l'effet d'effort tranchant

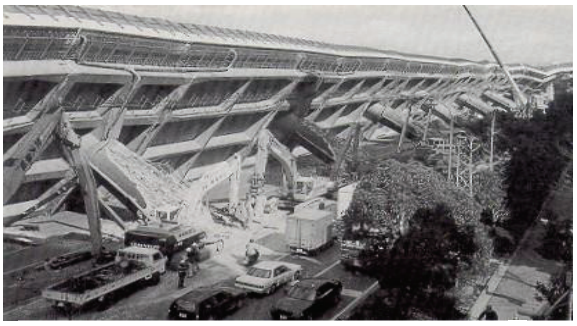


Figure I. 4 Pont Kobé (Japon, 1995)



Figure I. 3 Pont Chi-Chi (Taiwan, 1999)

✓ **Endommagement des piles** ➔ sous l'effet des efforts de flexion





Figure I. 5 Pont de Northridge (USA, 1994)

✓ **Poinçonnement du tablier** ➔ sous l'effet de la composante verticale





Figure I. 6 Pont de Loma Prieta (USA, 1989)

✓ **Effondrement** ➔lié à la liquéfaction du sol porteur



Figure I. 8 Conception (Chili, 2010)



Figure I. 7 Pont Niigata (Japon, 1964)

I.2.2.le principe de l'isolation parasismique des ponts

En cas de séisme, un isolateur permet de diminuer la force transmise à une structure, d'abord en augmentant sa période de vibration (chifting), et ensuite, mais dans une moindre mesure, en dissipant une certaine quantité d'énergie par amortissement. L'isolation sismique repose sur le principe que la période de vibration de la structure est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à celle-ci (et par conséquent les forces) sont considérablement réduites.

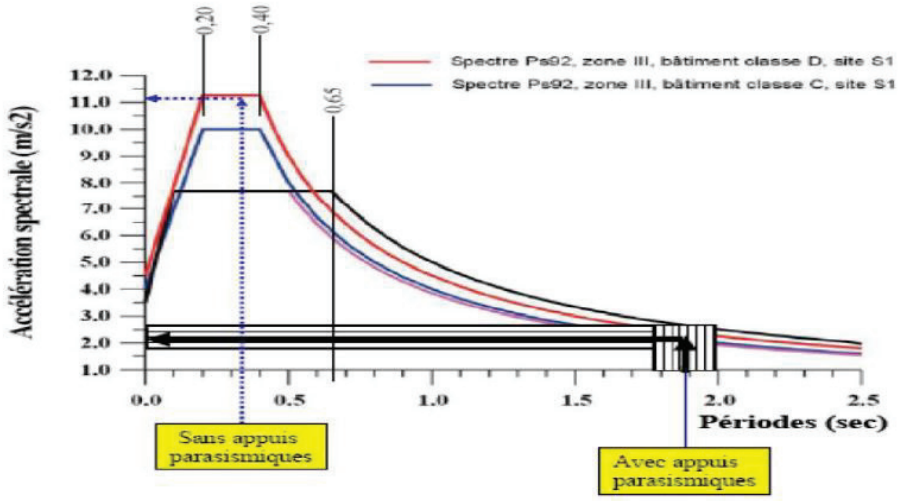


Figure I. 9 Décalage des périodes par l'effet des appuis parasismiques, position des deux structures (Chifting)

Selon les résultats d'une thèse (thèse 2016/2017 réaliser par BENAMLADJ Mohamed) ils ont trouvé que L'allure du spectre de conception montre que la réponse en pseudo accélération décroît pour les longues périodes. Par conséquent, le principe fondamental de l'isolation sismique est d'introduire la flexibilité à la base de la structure dans le plan horizontal pour augmenter la période de la structure de sorte que les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) soient considérablement réduites.
La pile sans isolateurs sismiques est plus rigide que celle avec isolateurs sismiques, qui augmente l'accélération spectrale, ça s'explique par l'augmentation de la flexibilité du tablier (demande de la souplesse qui réduit les efforts sismiques).

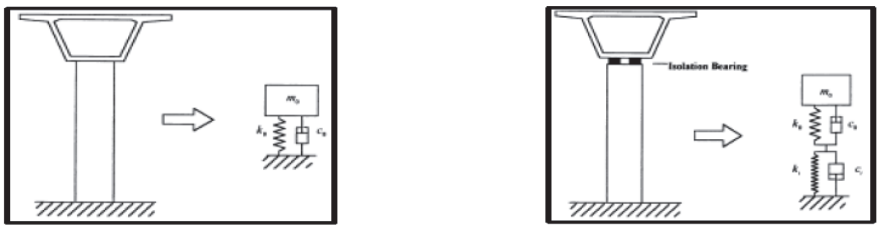


Figure I. 10 Système avec un isolateur sismique

(thèse 2016/2017 BENAMLADJ Mohamed)

I.2.3.Appuis parasismiques

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être répertoriés comme suit :

I. 2.3.1.Appuis en Elastomères à déformation

Il existe trois types d'isolateurs en élastomère : l'élastomère fretté, l'élastomère fretté avec noyau de plomb et l'élastomère fretté à amortissement élevé.

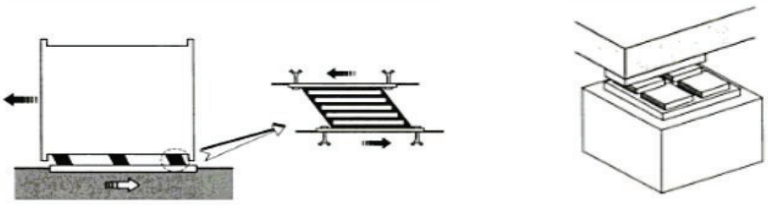


Figure I. 11 Les appuis à déformation

- **Elastomère Fretté**

Pour certaines structures, des appuis à faible amortissement peuvent considérablement réduire les coûts de construction. Les appuis frettés standard ont un amortissement d'environ 5 %. Comme leur utilisation est très répandue, ils constituent une solution économique.

Les appuis en élastomère à amortissement élevé sont identiques aux appuis frettés standard, mais utilisent un caoutchouc avec des propriétés amortissantes plus grandes. L'amortissement supplémentaire est obtenu par l'ajout d'additifs à l'élastomère pendant le processus de fabrication. L'amortissement de ces appuis est d'environ 10 %. Ils constituent une autre façon économique d'isoler sismiquement une structure.

L'élastomère offre une meilleure résistance à la charge latérale, son module de cisaillement est relativement bas, soit de l'ordre de 1.0 MPa, par contre, les frettes montrent une meilleure résistance à la charge verticale.

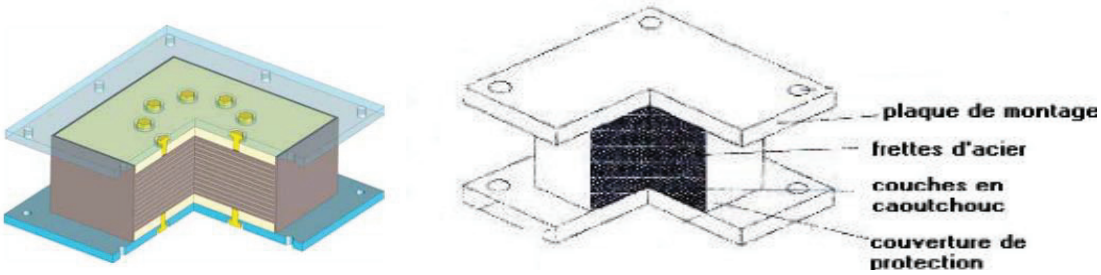


Figure I. 12 Appui en Elastomère fretté

Les appuis en élastomère fretté s'utilisent dans les projets où un amortissement faible est requis. Ces appuis ont habituellement un nombre davantage élevé de couches internes plus minces que les appuis frettés traditionnels. Ils peuvent être de forme rectangulaire ou circulaire. Les appuis en élastomère à amortissement élevé sont fabriqués similairement.

- **Elastomère Fretté avec Noyau de Plomb**

Cet autre type d'appui en élastomère fretté est doté d'un trou central parfaitement circulaire accueillant un noyau en plomb. Ce type d'appui confère un amortissement plus élevé, jusqu'à 30 %. Toutefois, comme pour tous les appuis en élastomère fretté, la charge verticale pouvant y être appliquée est limitée. Ils constituent une autre façon économique d'isoler sismiquement une structure.

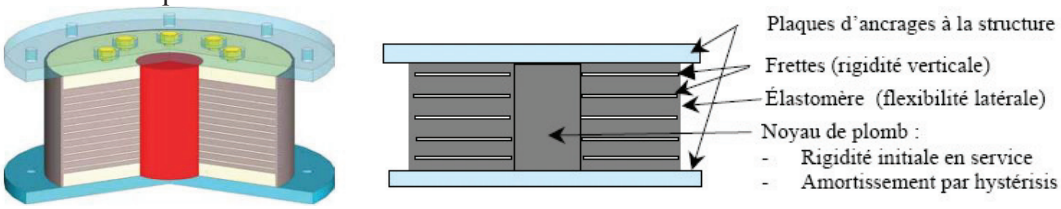


Figure I. 13 Appui en élastomère fretté doté d'un noyau de plomb.

À température ambiante, le plomb agit comme un solide élastoplastique.

- ✓ Caractéristiques particulières du produit : L'appui est doté de fusibles qui limitent le mouvement sous les charges de service. Son amortissement est de plus de 30 %.
- ✓ Ce noyau de plomb se déforme lorsque l'isolateur est soumis à un déplacement latéral.

Il fournit ainsi une grande capacité de dissipation d'énergie et donne lieu à une grande capacité de dissipation d'énergie et à une plus grande rigidité sous l'effet des forces latérales statiques.

- **Elastomère Fretté à Amortissement Elevé**

Les isolateurs en élastomères frettés ont à la fois la capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et de dissiper l'énergie de façon à limiter le déplacement. Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères normaux. L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non linéaire sous les forces latérales, ce comportement est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui changent les propriétés du matériau.

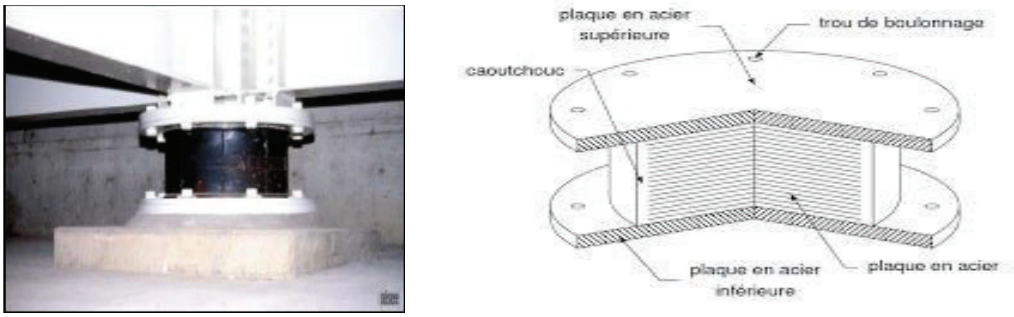


Figure I. 14 Elastomère fretté à amortissement élevé

I.2.3.2.Appuis glissants

Le système d'appuis à glissement le plus simple est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement. Le débord de la plaque la plus grande doit être dans toutes les directions au moins égal à 1.2 fois le glissement maximal calculé dans la direction considérée et au moins égal au déplacement absolu au niveau du sol. Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Par ailleurs, la dureté de la plaque la plus courte doit être plus faible

que celle de l'autre plaque pour éviter la formation d'empreinte en cas d'absence prolongée de secousses. La réponse d'une structure à l'excitation sismique reposant sur des plaques de glissement ne dépend que de sa masse et du coefficient frottement entre les plaques. Les forces sismique horizontales transmises à la superstructure est inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Parmi les inconvénients de ce type d'appuis le déplacement résiduel de ces plaques après l'arrêt un séisme qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage de la structure. Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Un autre système d'appuis à glissement performant a été conçu ; chaque appui est un pendule inversé glissant, consistant en une rotule qui se déplace sur une surface concave en acier chromé. Le bord relevé de cette surface constitue une butée empêchant d'atteindre des déplacements imprévus.

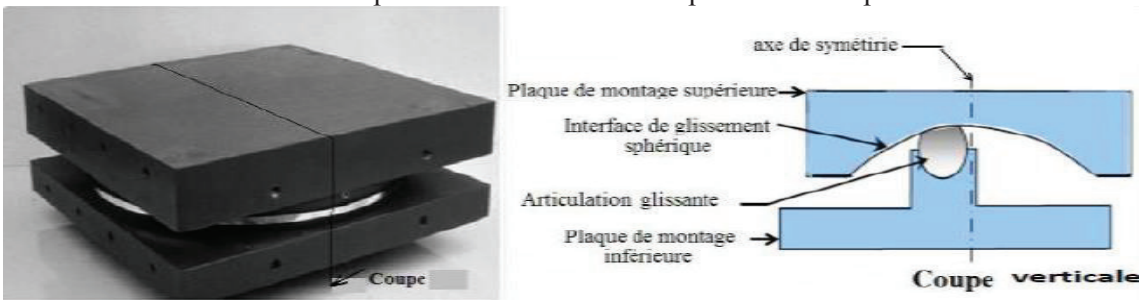


Figure I. 15 Appui en pendule glissant

I.2.4.Effet de l'isolation parasismique sur les ponts

On a choisi deux exemples d'étude sur un pont réel pour analyser et pouvoir concluons l'effet des isolateurs parasismiques sur les ponts

- **CAS n1 : Isolation parasismique de la base du pont d'Alma « Canada »**

  Le pont, d'une longueur totale de 318m et d'une largeur hors tout de 14.63m comprend deux voies de roulement et un trottoir. La superstructure est continue et est composée de 4 poutres d'acier longitudinales supportant un tablier en béton. En dehors des culées, la superstructure est supportée par 5 piliers en béton armé d'une hauteur variant de 15 à 40m au-dessus de leurs fondations superficielles. Le pont comporte un seul joint modulaire situé à l'une des deux culées et tous les appuis sur les piliers sont de type élastomère confiné mobile dans la direction longitudinale. La culée " fixe".

  Le système d'isolation a été utilisé pour l'isolation sismique dans la direction longitudinale, actuellement en construction sur la route. Le site des travaux est zoné 3 en accélération et en vitesse (A=0.15g, v=0.15m/s) et les fondations de l'ouvrage reposent sur le rocher. Le système d'isolation du pont a été conçu sur la base d'analyses dynamiques non-linéaires et a été conçu pour une rigidité effective globale de 21270kN/m et un amortissement global équivalent de 21.9%. Le déplacement sismique a été établi à 60mm mais les unités fournies ont une capacité de déplacement de 120mm. La période d'isolation est de 3.2 sec et la charge maximale à la culée où sont situés les isolateurs (au déplacement de calcul) a été établie par analyse à 1004 kN soit de l'ordre de 2% de la charge morte.

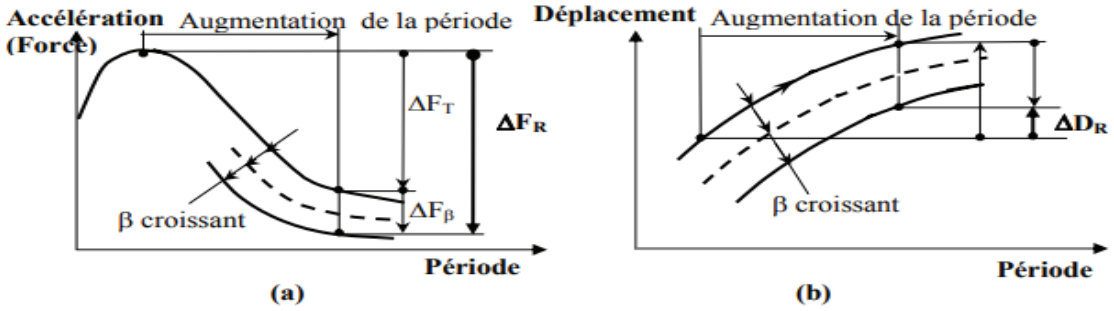


Figure I. 16 Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux 3. Sur l'accélération et les forces d'inertie ; (b) sur le déplacement sismique. (Thèse Par : Lotfi Guizani, ing., M.Sc.A Les Industries Z-Tech Inc.)

- **CAS n2 :**

L'ouvrage étudié est un pont qui se situe dans la wilaya de Bejaia, Il est constitué de cinq travées de 35 m. Le tablier de 17 m de largeur en béton armé ayant une épaisseur 25 cm.
Il repose sur 9 poutres en béton précontraint qui reposent sur des appareils d'appui en élastomère.
La pile de section circulaire de 1,50 m de diamètre a une hauteur de 8.8 m. Le ferraillage des armatures longitudinales est de 38 HA 32 avec un espacement de 10 cm, le ferraillage transversal, sont des cerces HA16 avec un espacement de 15 cm.
L'ouvrage représente une symétrie longitudinale et transversale et une régularité appropriée.
Le pont appartient au groupe d'usage 1 (RPOA2008), il est implanté dans une zone de moyenne sismicité (IIa) et sur un site S3.
La période du pont sans isolation parasismique est égale à 1.46s et cette dernière deviendra égale à 2.59s en ajoutant des isolateurs, en parallèle on remarque que la fréquence diminue en présence des isolateurs en partant de 0.69Hz vers une valeur de 0.39 Hz

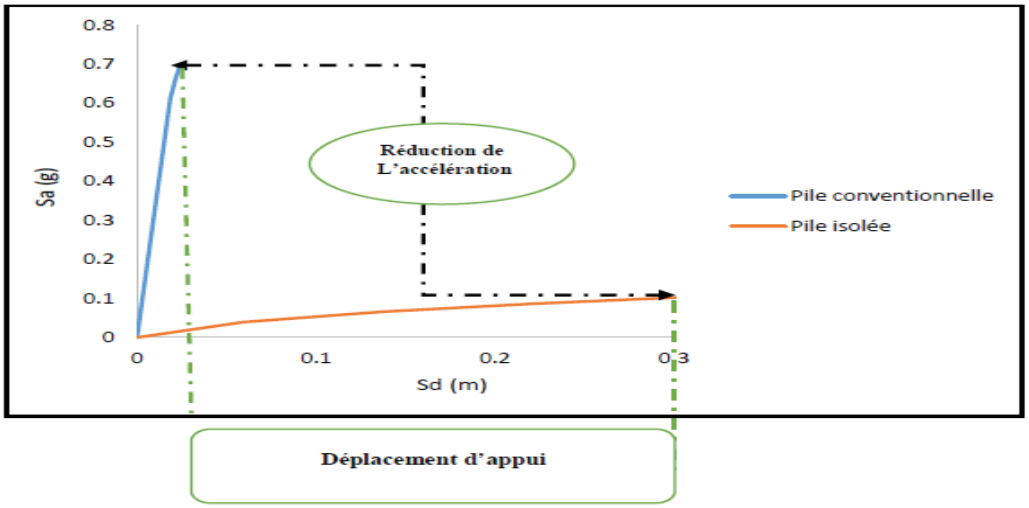


Figure I. 17 Variations de la réponse sismique en fonction du déplacement entre pile conventionnelle et pile isolée (thèse 2016/2017 BENAMLADJ Mohamed)

I.2.5.Matériels et méthodes

- **Matériaux :** les ponts ; appareils isolateurs parasismiques
- **Matériel :** normes canadiennes, MTALAB, SAP 2000, normes algériennes

I.3.RESULTATS ET DISCUTION

- On observe très bien que le déplacement des piles isolées est plus grand que celui des piles sans isolateurs parasismiques, qui confirme le déplacement de l'isolateur parasismique.
- On remarque que la pile sans isolateurs sismiques est plus rigide que celle avec isolateurs parasismiques qui augmente l'accélération spectrale, ça s'explique par l'augmentation de la flexibilité du tablier, de la souplesse qui réduit les efforts sismiques).

I.4.CONCLUSION

La problématique des ponts en zone sismique nécessite une étude et une recherche spécifique plus détaillé dans ce sujet, les deux cas traité ne suffit pas, on a remarqué au cours de cette recherche qu'il y a un manque d'articles et sources qui traitent ce sujet et qui puissent lui donner sa valeur ;

Les isolateurs parasismiques peuvent résoudre notre problème de sécurité des ouvrages d'arts, c'est la solution efficace qui va décaler la réponse en la réduisant ils mettent la structure dans le niveau le moins excité,

Les appareils d'isolation parasismique contiennent un amortissement important qui va absorber l'énergie transmise à la superstructure
Plus le problème de site est compliqué plus les amortisseurs se développe (les différents types d'isolateurs).

PRESENTATION D'OUVRAGE



ENSTP 2018-2019

II.1.INTRODUCTION

Chaque ouvrage est un ouvrage unique qui nécessite une analyse de tous les paramètres intervenants et une étude spécifique complète, la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ainsi les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble, pour cela on va faire une introduction sur les ponts et puis on va présenter ses exigences dans ce chapitre.

II.2.LA CLASSIFICATION DES PONTS

Les ponts peuvent être classés selon quelque critères : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue,), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

II.2.1.Classification selon la voie portée

- Pont routier
- Pont-rail ou pont ferroviaire
- Passerelle
- Pont aqueduc
- Pont-canal

II.2.2.Classification selon la structure

II.2.2.1.Les ponts suspendus

Le principe des ponts suspendus est de maintenir le poids du tablier par deux câbles Porteurs solidement arrimés aux berges.

- **Avantages et inconvénients**

Les Avantages

- L'avantage premier des ponts suspendus est que la structure de ces ouvrages permet de franchir des plus grandes distances.
- Le tablier étant plus flexible que le tablier des autres ponts, il est plus simple de donner à la structure une trajectoire courbée.
- L'absence de nombreux piliers facilite la circulation maritime et terrestre sous le pont.

Malgré les avantages indéniables du pont suspendu, il a aussi de nombreux inconvénients.

- Il nécessite la présence de massifs d'ancrage imposants et lourds, indispensables pour retenir les forces considérables qui s'exercent, ce qui le lie fonctionnellement à la géologie du sol qui va le supporter.
- Le remplacement des câbles devient un travail très dur et fastidieux demandant plusieurs mois ainsi que la fermeture du pont durant ce délai.
- Il y a bien entendu les contraintes sismiques qui peuvent provoquer des oscillations sur le tablier et sur l'ensemble du pont.

II.2.2.2. Les ponts à haubans

Un hauban est un assemblage de câbles en acier destiné à soutenir le tablier d'un pont et à rétablir les forces. Le hauban est fixé, d'un côté, à un pylône du pont et au tablier à son autre extrémité.

- **Les avantages et les inconvénients**

Les avantages

- Très simple à faire le plan (contrairement à un pont suspendu)
- Par rapport au pont suspendu, on économise sur l'énorme câble qui supporte l'ensemble du poids de l'ouvrage. C'est donc moins cher à construire.
- La répartition des forces au niveau des piliers rend inutile la réalisation de massifs d'ancrage dans les berges.
- Possibilité d'être construit sur à peu près tout type de terrains.
- Au niveau la maintenance, il n'est plus nécessaire d'arrêter entièrement la circulation, les autres haubans pouvant supporter le poids du pont par rapport à un pont suspendu.

Il a aussi de nombreux inconvénients.

- Ils sont TOUJOURS plus coûteux que de simples ponts en béton ou en acier sur la même brèche
- L'option du pont à haubans doit plaire au client
- D'un point de vue esthétique, le pont à haubans doit s'intégrer un minimum au paysage
- Les haubans doivent être élevés, et sont par conséquent, plus fragiles et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation (maximum de portée 1000 m).

II.2.2.3.Les ponts en arc

- **Les avantages et les inconvénients :**

  Les Avantages

  - L'utilisation de l'acier dans la structure la rend plus légère
  - La longueur du pont peut être très importante, car les arcs peuvent se suivre en continu

  Les Inconvénients

- L'obligation d'avoir des appuis solides de part et d'autre pour s'opposer aux forces exercées par le pont.
- La construction en maçonnerie nécessite la réalisation de coffrage.

II.2.2.4.Pont à voute

- **Les avantages et les inconvénients :**

Les avantages

- Pour permettre une bonne utilisation des performances (en compression) de la pierre, les ouvrages sont constitués en voûtes.

Les inconvénients

- La pierre résiste mal à la traction.
- La construction d'un pont à voûte limite la distance entre les piles (environ 50 mètre).
- Coût de construction important, car nécessite beaucoup de temps et de main d'œuvre par rapport aux nouvelles techniques.

II.2.2.5.Ponts à poutres

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres : les poutres à âmes pleines, les poutres caissons, les poutres treillis et les poutres bow-strings .Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois, plus récemment, des matériaux composites tels que la fibre de carbone.

Les inconvénients et les avantages de ce type de pont sera bien détailler dans la conception.

II.3.PRESENTATION DU PROJET

II.3.1.Objectif du projet

Le présent projet se situe à l'ouest de la wilaya de Tlemcen, une ligne (pénétrante autoroutière) va relier l'autoroute Est-Ouest et le port de Ghazaouet sur 41 km. La direction étant du nord-ouest au sud-est le point de départ se trouve au port de Ghazaouet. Cette première phase est de 13 km.

II.3.2.Situation du projet



Figure II. 1Implantation du projet sur Google maps

II.3.3.Obstacle à franchir

Le site devant recevoir l'ouvrage (Viaduc PK 8+762), fait partie d'une zone montagneuse, dont l'axe du viaduc traverse un oued pour joindre les deux culées.

II.3.4.Caractéristiques de l'ouvrage

-longueur : 367m
-largeur de tablier : 13.25 m
-la pente : 0.31%

II.4.DONNEES DU PROJET

II.4.1.Données fonctionnelles

II.4.1.1.Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit légèrement courbé de longueur totale de 367m

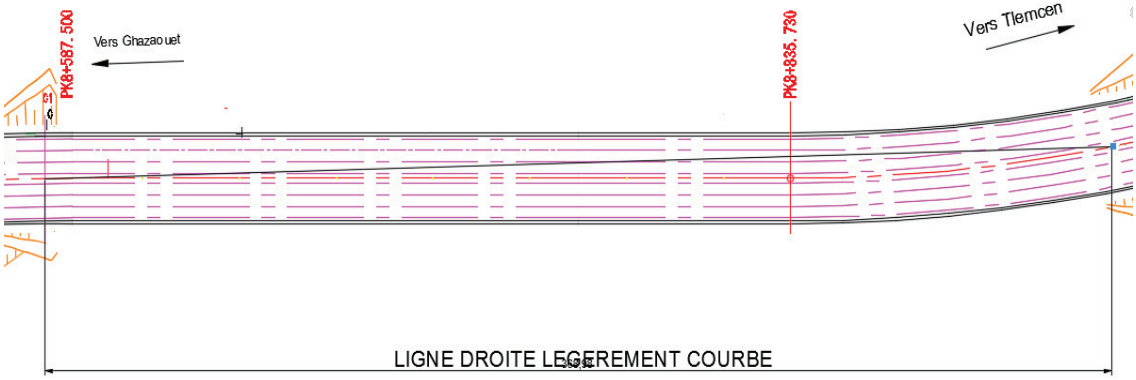


Figure II. 2 Tracé en plan de la voie portée

II.4.1.2.Profil en long

Au niveau du profil en long le tracé de la voie routière présent une faible pente de 0.31%.

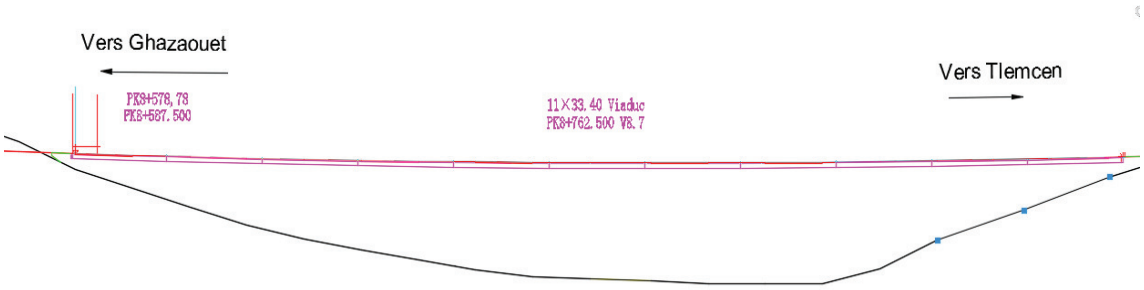


Figure II. 3 Profil en long de la voie portée

II.4.1.3.Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Barrière type H3 : 2 × 0.5 m.
- chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 12.25 m.
- Bande de séparation 2 × 0.5 m.
- chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 12.25 m.
- Barrière type H3 : 2 × 0.5 m.

Donc la largeur totale de l'ouvrage est 27.5 m, soit 13.25 par sens.

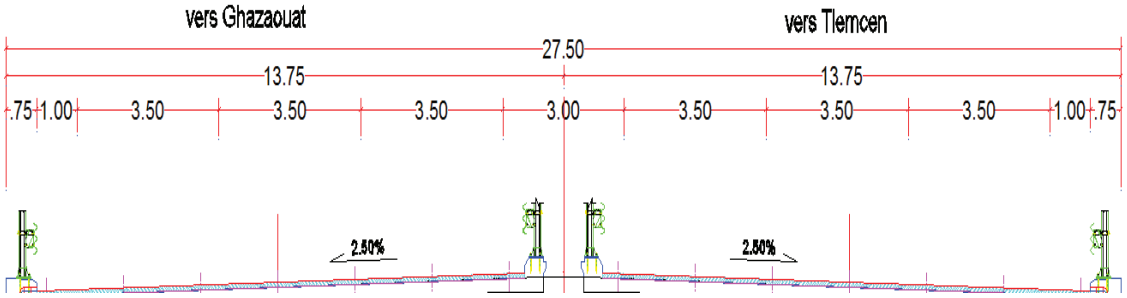


Figure II. 4 Profil en travers de la voie portée

II.4.2.Données naturelles

II.4.2.1.Topographie et géologie

La visite du site effectuée par l'équipe de projet nous a permet de conclure que la topographie de cette section est principalement composée de montagnes. Sur le plan géologique, on y trouve des formations très diverses aussi bien meubles que rocheuses :

- des alluvions quaternaires au niveau des plaines alluviales de Ghazaouet, de la vallée de Nedroma et de la plaine de Maghnia.

- des dolomies et calcaires, des grés, argiles et marno-calcaires du secondaire, que forment les massifs des Traras, ainsi que les marnes Miocènes au voisinage de Hammam Bougherrara.
- des granites à l'exemple du massif granitique de Nedroma.
- des roches volcaniques (basaltes, rhyolites), recoupant les formations Mioi-Pliocènes.

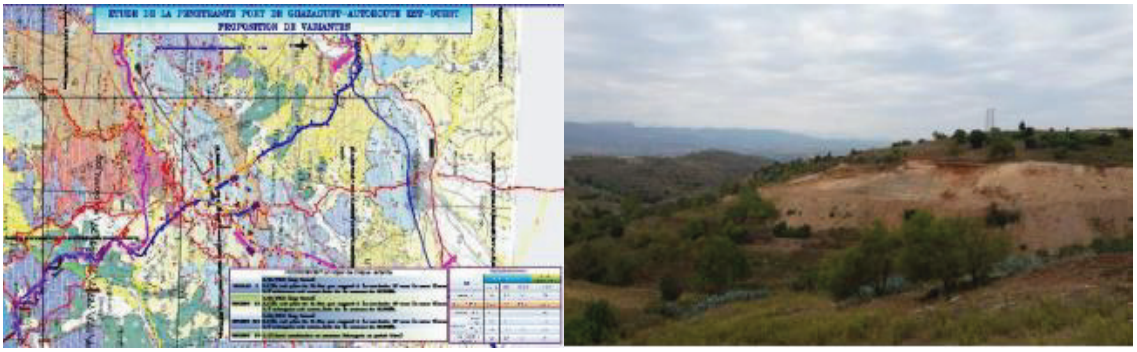


Figure II. 5 Topographie du site

II.4.2.2.Géotechnique

L'étude du sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologique du sol ainsi que leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…).
Le programme d'investigation géotechnique, a été établi en deux phases, à savoir

La phase 01 : La réalisation des essais in situ, à savoir :

- Trois (03) sondages carottés, avec prélèvement d'échantillons intacts.
- Un (01) piézomètre.
- Quatre (04) sondages pressiométriques,

La phase 02 : Essais au laboratoire

Les essais en laboratoire, sont réalisés dans le but d'avoir une meilleure identification des horizons géotechniques. Les essais en laboratoire s'articulent en des analyses physiques (granulométrie, sédimentométrie, teneur en eau, densité, limites d'Atterberg).

- **Recommandations pour le type de fondation**

Sur la base des résultats géologiques et géotechniques obtenus, nous concluons que le site devant recevoir le projet du VIADUC PK 8+762 :

✓ **Du point de vue géologique**

Formé par de l'argile limoneuse brune, graveleuse, à concrétions carbonatées en surface, et par des conglomérats cimenté par du calcaire et d'argile.

✓ **Du point de vue géotechnique**

- Argile limoneuse brune, graveleuse, à concrétion carbonatée est moyennement dense, détrempée, peu plastique, sur consolidé, moyennement compressible et non gonflante.
- Formation des conglomérats est très densité, sur consolidé.

L'agressivité du sol est nulle vis-à-vis des bétons.

✓ **Du point de vue fondation de l'ouvrage**

Les fondations de l'ouvrage VIADUC PK8+762, sont de type profondes, sur pieu de 1.5m de diamètre, d'une longueur de 30m, avec :

- Charge limite en pointe Qp =8517.6KN
- Charge frottement latéral Qs =19057.7 KN
- Charge de fluage en compression Qc=17599.2KN

- **Charge limite aux ELU**

- Combinaisons fondamentales Q=19578.5 KN
- Combinaisons accidentelles Q=22887.6 KN

- **Charge limite aux ELS**

- Combinaison quasi permanente Q = 12595.2 KN
- Combinaison rare Q=16029.9 KN

Les tassements sont insignifiants.

II.4.2.3.Sismicité du site

En se référant au document technique réglementaire DTRBC2-48 des règles parasismiques algériennes RPA99/2003, le secteur d'étude est classé en zone de faible sismicité Zone I, selon la carte de zonage sismique.

Les risques relatifs à la présence d'éventuelles failles sismiques, peuvent générer des séismes, sont très évidents, compte tenu de la localisation de l'Algérie dans une zone de convergence de plaques. Au cours de son histoire, les séismes les plus notables à l'ouest d'Algérie, sont :

- 1994 Mascara : 18 août 1994 magnitude 5.6.
- 1999AïnTémouchent : 22 décembre 1999 magnitude 6.1.
- 2007Mostaganem : 8 août 2007 magnitude 5.1, sans gros dégâts.

II.4.2.4. Température

Au cours de l'année, la température varie généralement de 0 °C à 33 °C et est rarement inférieure à -3 °C ou supérieure à 37 °C.

II.5.CONCLUSION

Les différents types de ponts possèdent tous un tablier qui permet aux personnes de traverser.

Le type de pont à choisir dépend de :

- L'environnement (le type de terrain et les conditions climatiques)
- le type d'obstacle à franchir (rivière, canyon, fleuve, bras de mer etc.)
- le cout de fabrication.

  Pour cela on doit passer au chapitre III pour pouvoir choisir la meilleure conception qui nous assure la vérification de la plupart des critères de choix

CONCEPTION ET HYPOTHESE DE CALCUL



ENSTP 2018-2019

III.1.INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le Profil en long de la chaussée.
- La Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Le Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.2.PRESENTATIION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1.Variante1 : «Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale 7/8mètres à une vingtaine de mètres.

Pour les ponts mixtes bipoutres à travées continues, La longueur optimale des travées de rives est comprise entre 0.6 et 0.8 fois la portée des travées intermédiaires.

III.2.1.1.Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de sept travées principale de 40 m de longueur et deux travées de rives de 43.5 m de longueur en prenant en considération les culées , ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 367 m.

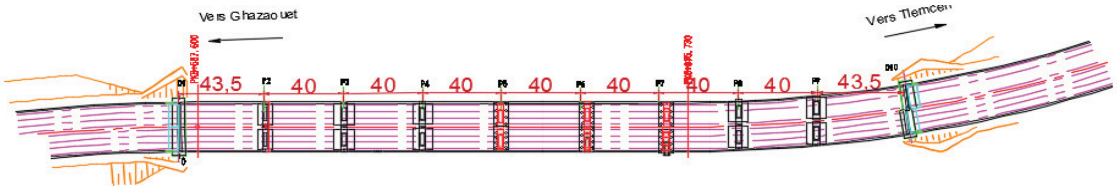


Figure III. 1Tracé en plan de la variante 1

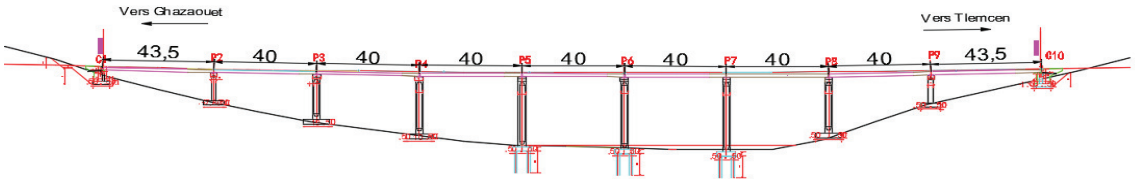


Figure III. 2Coupe longitudinale de la variante 1

III.2.1.2.Conception transversale

Le tablier est assez large (13.25) m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

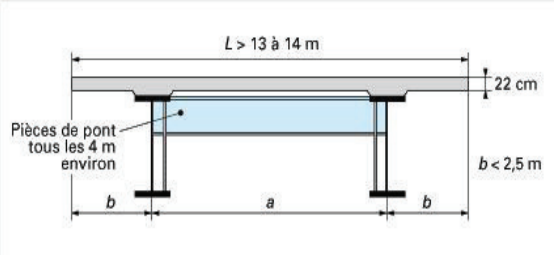


Figure III. 3 Coupe transversale d'un tablier bipoutre

On opte pour : b= 2.625m, par conséquence :
a = 8 m

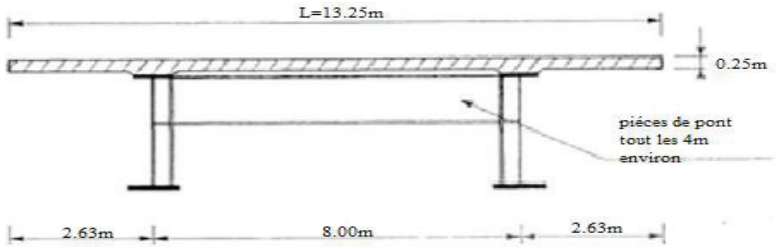


Figure III. 4 Coupe transversale du tablier de notre cas

✓ **Conception des poutres principales**

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

Tableau III. 1Pré-dimensionnement des poutres métalliques

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	H= L/22	1800
Epaisseur de l'âme	tw ≥ 0,005 hw	13
Epaisseur semelle inferieure	150mm ≥ ti ≥ 20 mm	25
Largeur semelle inferieure sur pile	500 mm ≥ bi ≥ 1 200 mm	600
Largeur semelle supérieur sur pile	400 mm ≥ bs≥ 1 000 mm	500
Epaisseur semelle supérieur	150mm ≥ ts ≥ 20 mm	20

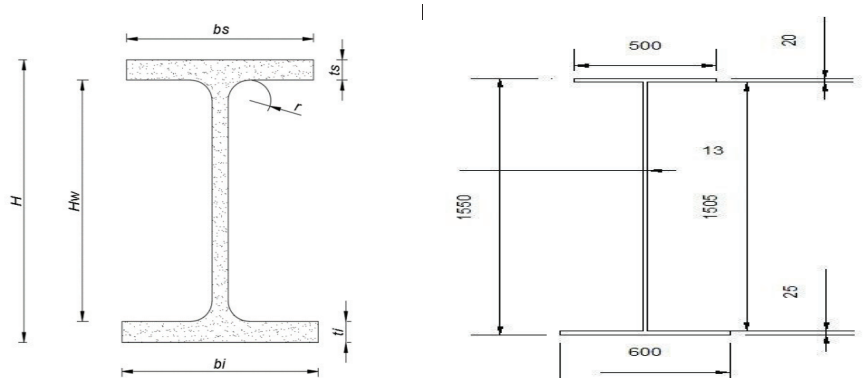


Figure III. 5 Coupes transversales de la poutre principale et les valeurs obtenues

✓ Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales.

Dans cette variante l'espacement des pièces de pont égal à 4 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la **Figure II.5**

Tableau III. 2Pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Ration usuel	Valeur (mm
Hauteur de la piéce de pont Hpp	Lt / 10 ≥ Hpp ≥ Lt /15	800
Largeur de la semelle bpp	300 ≥ tw-pp ≥ 220 mm	250
Epaisseur de la semelle tpp	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme tw-pp	12 mm ≥ tw-pp ≥ 10mm	12

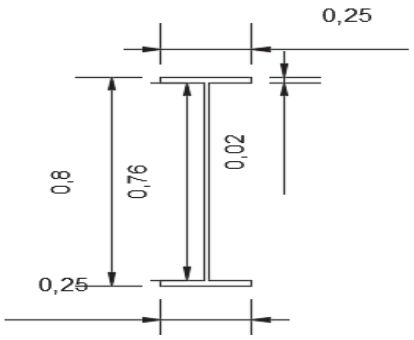


Figure III. 6 Coupe transversale de la pièce de pont

✓ Choix de la nuance d'acier

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

✓ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion poutres métalliques-dalle béton armé est assuré par des connecteurs de type goujons, 22 mm de diamètre et de hauteur de 200mm, leur espacement déterminé par un calcul plus détaillés.

✓ **L'épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est constante, on opte : $\mathbf{h_{dalle}= 25\ cm.}$ Pour éviter l'encombrement de ferraillage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.

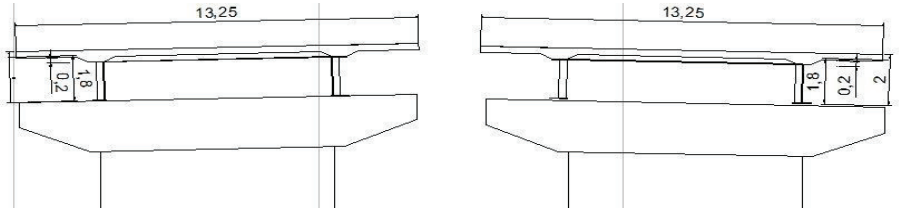


Figure III. 7 Coupe transversale sur pile Variante 1

- **Analyse de la variante 1**

Tableau III. 3 Avantages et inconvénients de pont mixte bipoutre

Avantages	Inconvénients
1-La possibilité de franchir des grandes portées. 2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.	1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier 2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. 3-Un cout très élevé. 4-Entretien périodique.

III.2.2.Variante2« Pont à Poutre Précontrainte par post tension »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

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

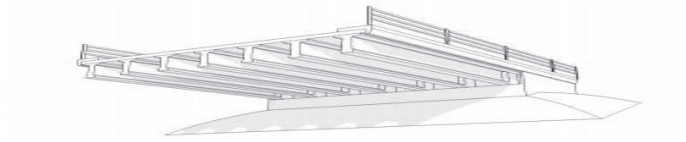


Figure III. 8 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales.

III.2.2.1Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 11travées équidistantes de 33.4 m, de longueur ce qui résulte une longueur totale de pont égale a 367m. La Figure illustre la vue en élévation et le profil en long de la variante.

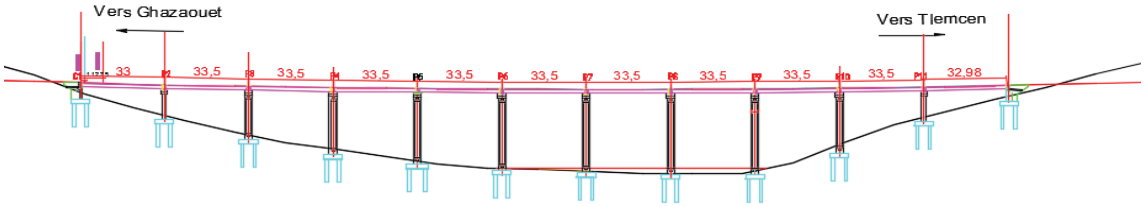


Figure III. 9 Coupe longitudinale de la variante VIPP



Figure III. 10 Tracé en plan de la variante 2

III.2.2.2Conception transversale

Selon le guide de SETRA [VIPP/ 1996], on a opté pour le pré dimensionnement suivant

Tableau III. 4 Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (m)
Elancement de la poutre	L/20 < ht < L/17	1.5
La largeur de la table de compression	0,6 ht<b<0,7 ht	1.03
Epaisseur de la table de compression	10 cm ≤ e ≤ 15 cm	0.11
Largeur de talon	40 cm < Lt < 55 cm	0.45
Epaisseur du talon 'e$_t$'	Environ de e$_t$ 15cm	0.15
Epaisseur de l'âme en travée	18 cm < b0 <25 cm	0.25
Epaisseur de l'âme à la section intermédiaire	b0 ≤ Lt	0.35
Gousset du talon à l'appui	45° < α <60°	e4=0.09
Gousset de la table de compression à l'appui	45° < α <60	e1= 0.06, e2=0.03

Epaisseur de l'hourdis (la dalle)	18 ≤ h0 ≤25	0.2

- **Nombre de poutres**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement

$N = (La / \lambda) + 1$

La : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure

λ : est l'entraxe des poutres $\Rightarrow 1.5 \leq \lambda \leq 4.5$m

Donc on prend : λ=2m, N = 7 poutre

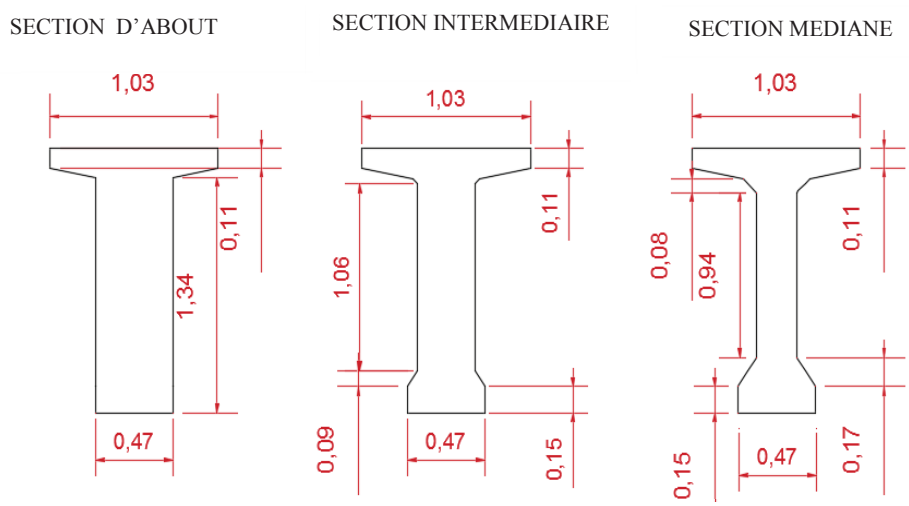


Figure III. 11Coupes transversales des sections de la poutre

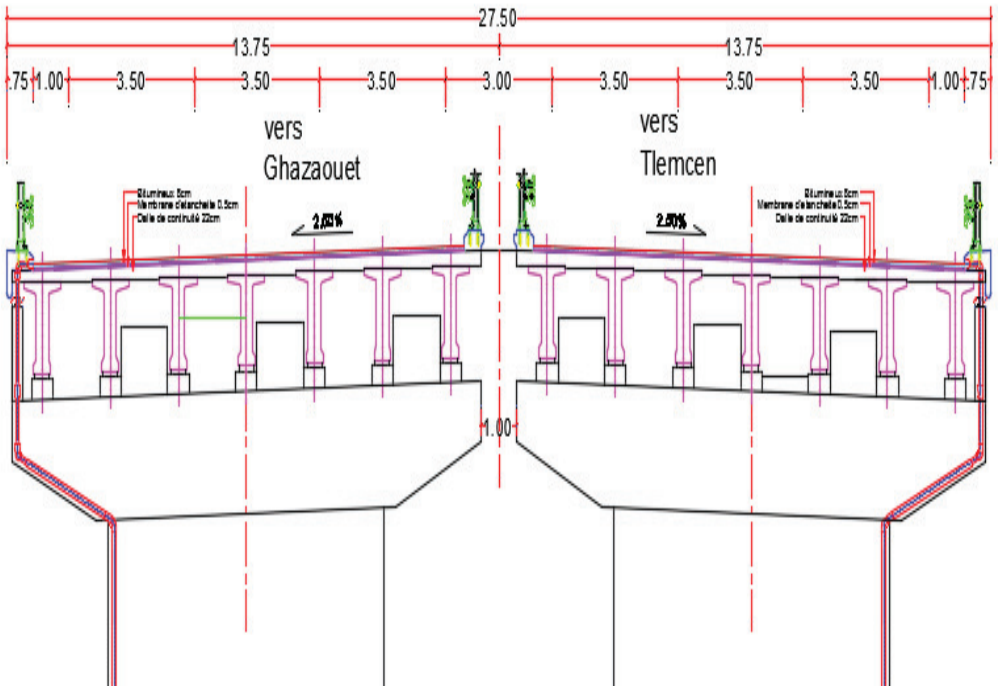


Figure III. 12 Coupe transversale sur pile Variante

Tableau III. 5 Avantages et inconvénients de pont à Poutre Précontrainte par post tension

Avantages	Inconvénients
1-Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 2-Une bonne réutilisation des coffrages. 3-Maîtrise de la préfabrication des poutres. 4-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.	1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes. 2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. 3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.

III.2.3.Variante3 «Pont Caissons en béton Précontraint construit par encorbellement successif préfabriqué »

La technique de construction par encorbellement successif consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiquement qui s'équilibre afin de ne pas soumettre ces derniers à des moments renversants.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferraillage sont bien supérieurs aux gains de matière possible.

III.2.3.1.Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante de quatre travées de 70m et deux travées de rive de 43.5m de longueur pour une longueur de pont de 367m.

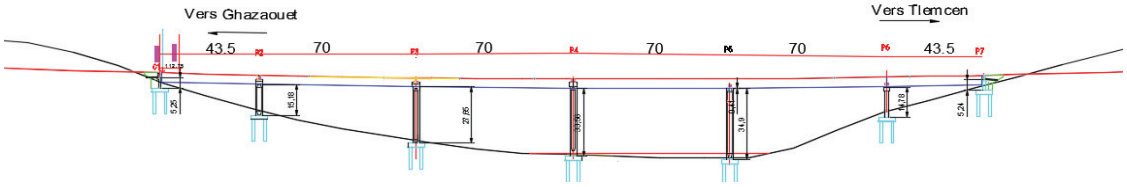


Figure III. 13 Coupe longitudinale de la Variante 3

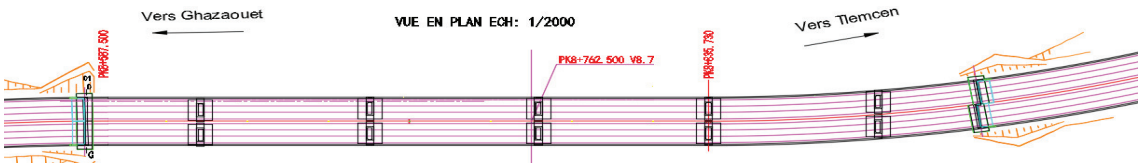


Figure III. 14 Tracé en plan de la variante 3

III.2.3.2.Conception transversale

- **Choix du type de caisson :**

Pour une largeur comprise entre 13≤B ≤18m la solution la plus économique est de constituer par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.
On se basant sur le guide SETRA, voici le pré dimensionnement des éléments constitutif du voussoir.

Tableau III. 6 Les dimensions des différentes composantes du voussoir

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (m)
Hauteur de voussoir sur pile et sur travée	$\frac{l}{hp} = \frac{l}{hc} = 14 + \frac{l}{45}$	4.5
Largeur de voussoir	B	13.25
C	B/4	3.32
D	B-2C	6.61
e_1	$e_1 \leq$ 16 à 18cm	0.24
e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	0.45
e_3	$e_3 > e_2$ -10cm et $e_3 > 1.5\ e_4$	0.4
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0.25
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	21%
Ea	Ea ≥0.26+ L/500	0.5
Ec	Ec ≥18a 22cm	0.3
Ep	35 ≤ Ep ≤80cm	0.7
Gossier supérieure	30 ≤ ǎ ≤45	45
Gossier inferieure	40 ≤ ǎ ≤45	40

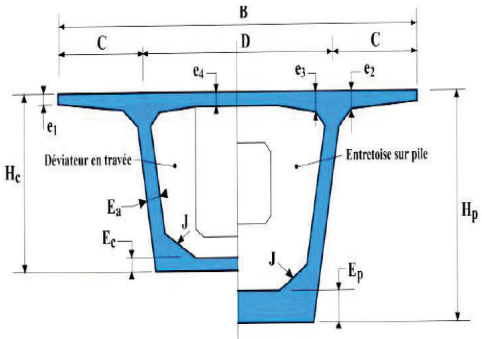


Figure III. 15 Notations des dimensions

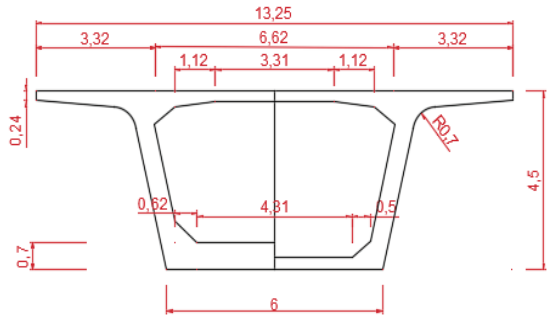


Figure III. 16 Coupe transversale du voussoir

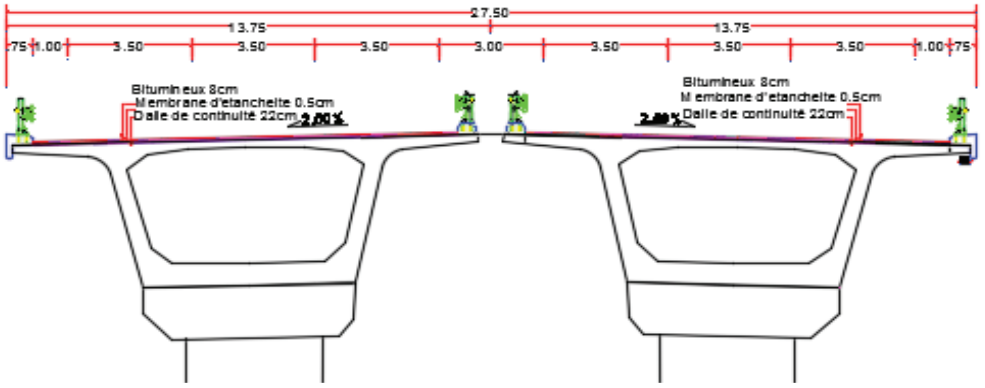


Figure III. 17 Coupe transversale sur pile Variante 3

✓ **Analyse de la variante 3**

Tableau III. 7 Avantages et inconvénients Pont Voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé en place

Avantages	Inconvénients
1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. 2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. 3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	1-Le poids est très important (tablier assez épais). 2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. 3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

III.3.ESTIMATION DES COUTS DES TROIS VARIANTES

On va noter sur 10 chaque variante à la base des avantages et des inconvénients cités intervenant dans le tableau ci-dessous le cout de chaque variante.

Tableau III. 8 Tableaux estimatifs et récapitulatifs des variantes

Variantes	Cout unitaire (DA/m^2)	Surface (m^2)	Cout totale (DA)
Variante 1	350000	9725.5	3403925000
Variante 2	200000	9725.5	1945100000
Variante 3	350000	9725.5	3403925000

III.4.GRILLE D'EVALUATION DE CONCEPTION

Tableau III. 9 Grille d'évaluations de conception

		Variantes		
Critères de choix	Paramètres	Pont Mixte Bipoutre	Pont a Poutre Précontrainte par Post tension	Pont voussoirs
Sécurité	Elément résistant			
	Système d'isolation			
	Tablier			
Economie	cout de l'ouvrage			
Exécution	Temps			
	Mise en œuvre			
Esthétique	Equipement			
Entretien	Vue globale			

Legende

	Insuffisant
	Passable
	Bien
	Excellent

III.5.CONCLUSION

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

À savoir que la variante pont à poutres a pu être la solution convenable à ce franchissement et la plus adaptée économiquement, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site et le nombre important des appuis, alors que le recours à la construction par encorbellements successifs est dans ce cas le plus adéquat si on tient compte de la difficulté d'accès au site.

Ainsi que la variante mixte bipoutre a pu être une bonne solution, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, donc on opte pour la variante pont à encorbellement successif.

III.6.LES HYPOTHESES DE CALCUL

Afin de pouvoir réaliser cette étude, nous allons prendre en compte toutes les hypothèses de calcul en se basant sur des D.T.R (documents techniques réglementaires) établis par les autorités algériennes, en désignant le Ministère des Travaux Publics ; en matière de calcul, de dimensionnement et de vérification.

III.6.1.Norme et règles de calcul

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

1. BAEL (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites) 91 révisées 99
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.

III.6.2.Caracteristiques des matériaux

III.6.2.1.Béton

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction. Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevé, et le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m3.

- **La résistance à la compression et à la traction :(Article A.2.1, 1 du BAEL)**

$$F_{t28} = \begin{cases} 0,6+0,06f_{c28} = 0,6+ 0,06(35) =2,7 \text{ MPa (pour } f_{c28}=35\text{MPa)} \\ \end{cases}$$

$0,6+0,06f_{c28} = 0,6+0,06\ (27) = 2,22$ MPa (pour f_{c28}=27MPa)

Tableau III. 10 Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
***f*c28 (MPa)**	35	27
***f*t28 (MPa)**	2.7	2.22
Type de ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	400	350
La densité du béton armé	2.5 t/m3	2.5 t/m3

III.6.2.2.Armatures

- **Armatures passives**
  - Limite élastique : (Article A.8.4, 23. du BAEL) : Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E400 type 1, sa limite élastique est égale 400 MPa.
  - Module d'élasticité longitudinale de l'acier :(Article A.2.2, 1 du BAEL) : La pente de la droite de Hook dans le diagramme contrainte-déformation représente le module d'élasticité longitudinal Es= 2.10^5.
- **Armatures de précontraintes**
  Les aciers utilisés pour notre ouvrage sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. On utilise des câbles 12T15s.

Tableau III. 11 Caractéristiques des Armatures de précontraintes

Caractéristiques des câbles : selon FREYSSINET	Valeurs
- unité de précontrainte	12 torons.
- poids de 1T15s	1.18 (Kg/m)
- section de 12T15s	1800(mm^2)
- force maximale au vérin	241.3 (KN)
- caractères garantis f_{peg}	1660 MPa
- caractères garantis f_{prg}	1860 MPa
La valeur max de la tension à l'origine (σ)	1488 MPa
Module d'élasticité (E_p)	195 000 MPa
Gaine	
- ϕ_{int}	75 mm
- ϕ_{ext}	80 mm
Frottement	
- déviation parasitaire	0.002
- coefficient de frottement	0.18 rad

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.6.2.3.Contraintes admissibles

➢ **Béton**

- **Contraintes admissibles à la compression**

$$f_{bu} = 0{,}85\ f_{cj} / \ \theta \ .\ \gamma_b \ \textbf{(MPa)}$$

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

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

- **Contrainte limite de service**

$\sigma = \begin{cases} 0.5 & \text{en service.} \\ 1.15 & \text{en construction} \end{cases}$

Tableau III. 12 Contrainte admissible de compression à ELU et à ELS

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} **(MPa)**	$\gamma_b = 1{,}5$	19,83	15,30
		$\gamma_b = 1{,}15$	25,87	19,96
ELS	$f_{bc} / \sqrt{\sigma_{bc}}$ **(MPa)**		21,00	16,20

- **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation instantanée du béton < 24h ;

$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée

- **Armatures**

Tableau III. 13 Contrainte limite de traction des aciers

Fissuration	**Contrainte limite (MPa)**		**Superstructure**	**Infrastructure**
Peu nuisible	$\sigma = \frac{fe}{\gamma s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1{,}15$	348	348
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	400	400
Préjudiciable	$\sigma = \max\left\{\frac{1}{2} X\ fe\ ;\ 110\sqrt{nXftj}\right\}$ n=1,6		200	216
Très préjudiciable	$\sigma = \max\left\{\frac{1}{2} X\ fe\ ;\ 110\sqrt{nXftj}\right\}$ n=1,6		200	216

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES



ENSTP 2018-2019

IV.1.INTRODUCTION

Les charges appliquées sur les ponts sont devisée en deux types :

- Les actions hors trafic ;
- Les actions dues au trafic.

Les actions hors trafic sont composées d'actions permanentes et actions variables.
Les actions dues au trafic sur les ponts routiers, les passerelles consistent en actions variables et en actions accidentelles, représentées par différents modèles.

IV.2.EVATUATION DES ACTIONS

IV.2.1.Evaluation des actions hors trafic

IV.2.1.1.Actions permanentes

- **Poids des voussoirs Pt :**

Elles représentent les éléments porteurs, c'est le poids propres des caissons, pour le cas de notre ouvrage ; la hauteur des caissons est constante. Donc le poids est calculé par la formule suivante : $P(x)= \gamma_b .V(x)$.

Tell que: γ_b =25KN/m ; V(x) = S(x).L

S(x) : la section d'un caisson. ; L : la longueur des voussoirs

$P_c(x) = \gamma_b .V(x)$ = 25X 10.6625 X342=91164.375 KN
$P_p(x) = \gamma_b .V(x)$ = 25X 12.808X25 =8005KN
$P_t(x) = P_p(x) + P_c(x)$ =99169.375 KN

- **Les charges complémentaires permanentes(CCP)**

Elles représentent les éléments non porteurs, Une couche de revêtement en béton bitumineux(BB) d = 8cm d'épaisseur, membrane d'étanchéité 0.5 cm.

Tableau IV. 1 Evaluation des actions hors trafic

Eléments	Densité (KN/ml^3)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)	
étanchéité	15	9.03	3314.01	Poids Total $G_{Total} = G_v + G_{Ccp}$ 16694.87+99169.375 **=115864.245 KN**
Glissière de Sécurité	/	2*0,6=1.2	440.4	
Revêtement en BB	24	23.12	8485.04	
Corniches1	25	7.18 (S1=0.29m2)	2635.1	
Corniches2	25	4.96 (S2=0.2m2)	1820.32	

IV.2.1.2.Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le **Tableau 3.2 − RCPR**
ΔT ($\Delta\theta$) = ± 7°C.

D'après le cahier des clauses techniques particulières **(CCTP),** on adopte les variations de température uniforme suivantes:

- En Algérie du nord (climat tempéré) :+35°C et -15°C ;
- Pour le proche et moyen sud : +45°C et -20°C ;
- Pour l'extrême sud : +50°C et -30°C.

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

IV.2.2.Evaluation des actions dues au trafic

D'après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type **A (l)**
- Système de charge routière type **B (B_c, B_t, B_r)**
- Système de charge militaire **Mc120**
- Convoi exceptionnel **D240**

IV.2.2.1Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable Lr**

  La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures.

  Dans notre cas la Lr =12m.

- **Largeur chargeable Lc**

  La largeur chargeable est déduite de la largeur roulable, dans notre ouvrage Lc = 11m

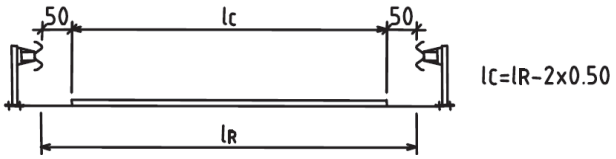


Figure IV 1 1argeurs roulable et chargeable selon le RCPR

- **Nombre de voies N :**

Est déterminer comme suit : N=E [Lc/3]=3 voies.

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

On a $V = \frac{Lc}{3}$ **➔ V =3.5**

- **La classe de pont :**

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

Tableau IV. 2 la classe de pont selon le RCPR

Classe	La largeur roulable
1	Lr≥7m
2	7m≥Lr≥5.5m
3	Lr ≤ 5.5m

Dans notre cas Lr =12m ≥ 7m, donc notre pont est dans la catégorie de première classe.

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

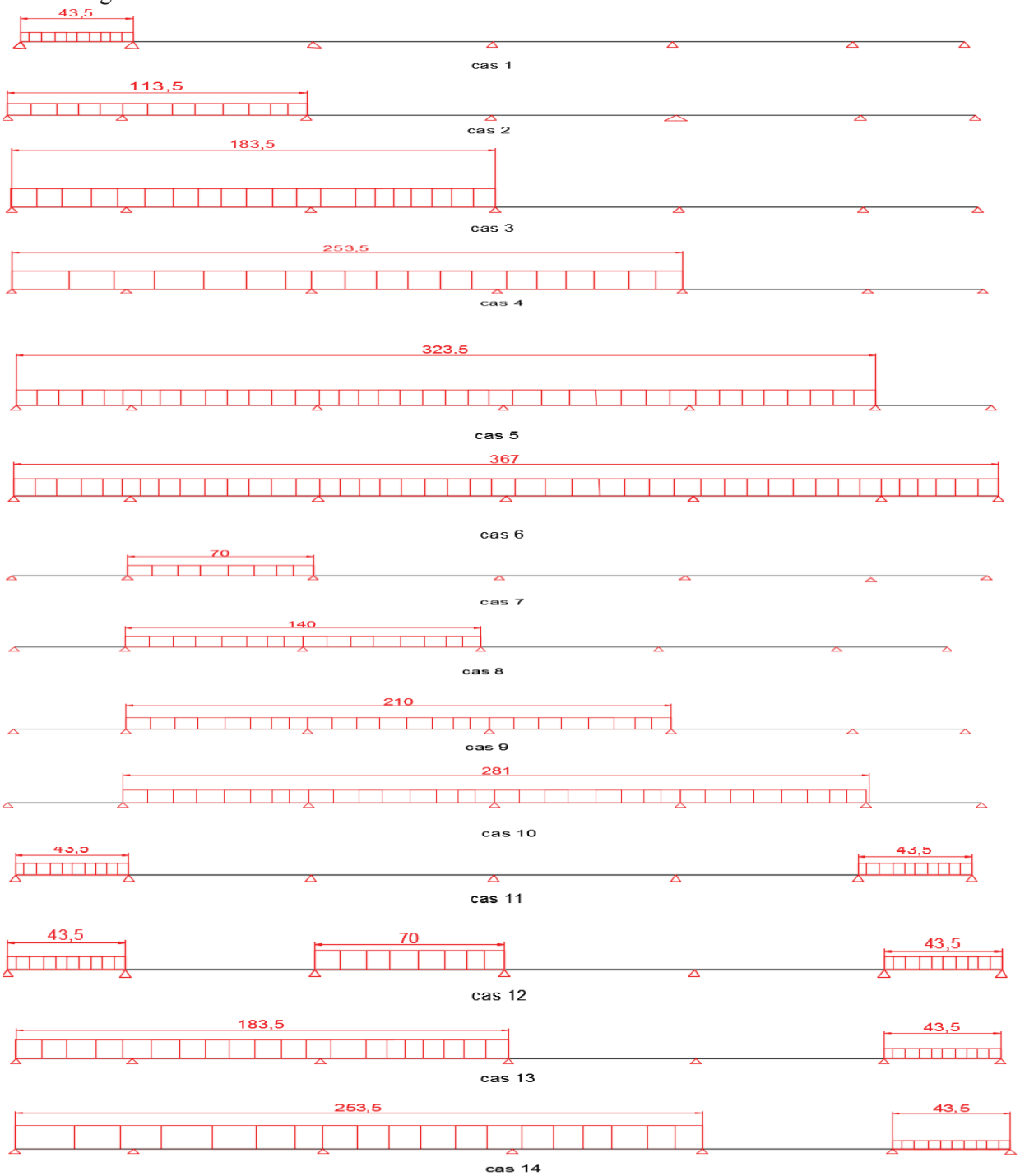


Figure IV 2 les quatorze cas de chargements possibles pour le pont

IV.2.2.2.Système de charge A(L)

- **Les cas de chargement**

La charge A(l), exprimée en kilo newton par mètre carré **(KN/m^2)** est donnée en fonction de la longueur chargée Lc, exprimée en mètres par la formule :

$$\mathbf{A\ (l)}=2.3+\frac{360}{L+12}$$

L : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients $\mathbf{a_1}$ et $\mathbf{a_2}$ du tableau suivant

Tableau IV. 3 les valeurs du coefficient a_1

Nombre de voies		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1ere classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	2eme classe	1	0.9	-	-	-
	3eme classe	0.9	0.8	-	-	-

La charge est obtenue par :

$$\mathbf{A_1=\ max}\begin{cases} a_1.\ A\ (L) \\ 4-0.002L \end{cases}$$

- A_1 La charge obtenue est multipliée par un coefficient a2 =V_0 /V.
- V_0 étant la largeur d'une voie V_0 = 3.50 m.
- La charge $A_2=a_2.A1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

  Les résultats du calcul du Système de charge routière type A (l) sont résumés dans **Annexes 4. 1**

IV.2.2.3.Système de charge B

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

- Le système **Bc** qui se compose de camions types (300 kN) ;
- Le système **Bt** se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée (10 kN).

N.B : les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique donnée par la formule suivante :

$$\delta=1+\frac{0.4}{1+(0.2XL)}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

L : longueur de la travée.

G : la charge permanente de l'ouvrage.

S : la charge maximale.

- **Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR**
  - Masse totale…...**30t.**
  - Masse portée par chacun des essieux arrière …… **12 t.**
  - Masse portée par l'essieu avant…… **6 t.**
  - Longueur d'encombrement ……**10, 5 m.**
  - Largeur d'encombrement…… ...**2, 5m.**
  - Distance des essieux arrière…….....**1.5m.**
  - Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière ……....**4,5 m**.
  - Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu ……...**2 m.**
  - Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25m de côté.

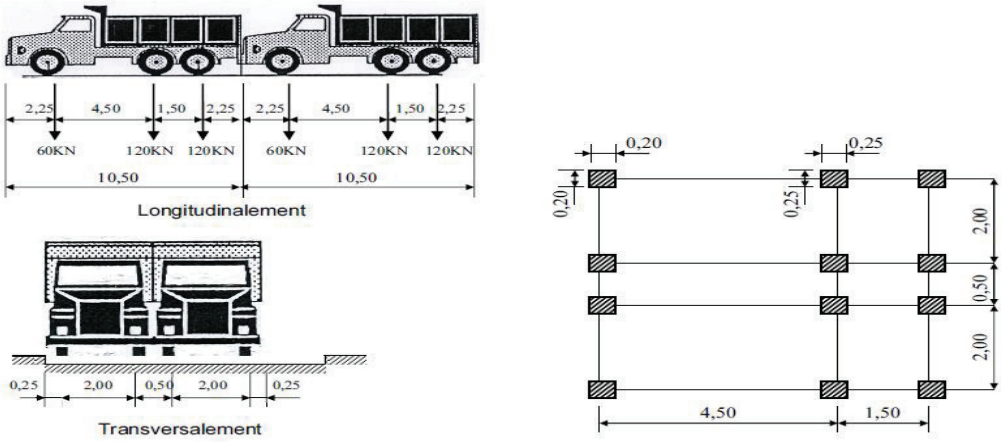


Figure IV 3 Les dimensions du système Bc

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 III.5**

Tableau IV. 4 Valeur de b_c

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	≥5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1.0	1.0	-	-	-
3	1.0	0.8	-	-	-

- ✓ L**a Détermination du coefficient bc et de la charge "S" du système Bc**
- ✓ **Exemple de calcul :**

On a un pont de première classe, trois voie chargées ;

Alors, bc=0.95

- La charge maximale du système **Bc** est de : $\mathbf{S = ncamion * Pcamion * bc}$

  $S = 6 * 30 * 0.95$ ➔ **S= 171 t**

Tel que :

ncamion : Nombre de camion ;
Pcamion : Poids du camion ;

- Coefficient de majoration dynamique **δ**

Tel que :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2X367)} + \frac{0.6}{1+4\frac{11586.42}{171}}$$

L : la longueur de l'élément considérée, L=367m ;
S : la surcharge considérée, S=171t ;
G : la charge permanente, G= 11586.424t ➔ δ =Max {**δ**1, **δ**2, **δ**3}=1.0073

Les résultats du Calcul du Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc sont résumés dans **Annexes 4. 2**

- **Système Bt / Article 4.5.3 RCPR**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu. .....16 t
- Distance des deux essieux. .....1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu…...2 m.

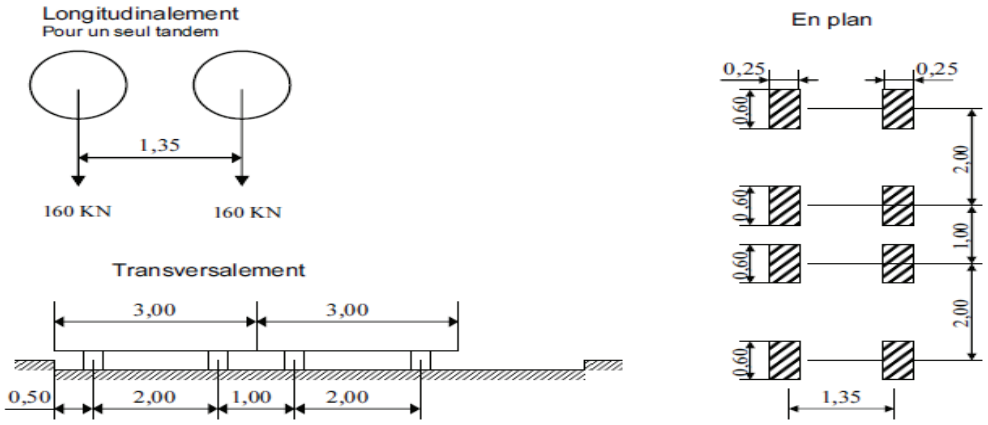


Figure IV 4 Les dimensions du système Bt

NB :

- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système Bt doit être multiplié par un coefficient bt qui est en fonction de la classe du pont, Les valeurs du coefficient bt sont données par le tableau suivant

Tableau IV. 5 coefficients bt selon la classe du pont

Classe du pont	**1**	**2**
Coefficient bt	1.0	0.9

- **Exemple d'application pour le système Bt**

Cas d'ensemble de travée : L=367m

- Masse totale du tandem : 32t
- Coefficient bt=1.0 (voir le pont est de première classe).
- $S = n_{camion} * P_{camion} * b_t$ ➔ **S=2*32*1 ➔ S=64t**
- "**G**" : Charge permanente ➔ G=11586.424 Kn ➔ **δ**=1,0057

Les résultats du Calcul du Coefficient de majoration dynamique pour un système de charge Bt sont résumés dans l'**Annexes 4. 3**

IV.2.2.4.charge militaire

- **système Mc120**

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale .....**110 t**
- Longueur d'une chenille .....**6,10 m**
- Largeur d'une chenille. .....**1,0 m**
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. ..... **3,30 m.**

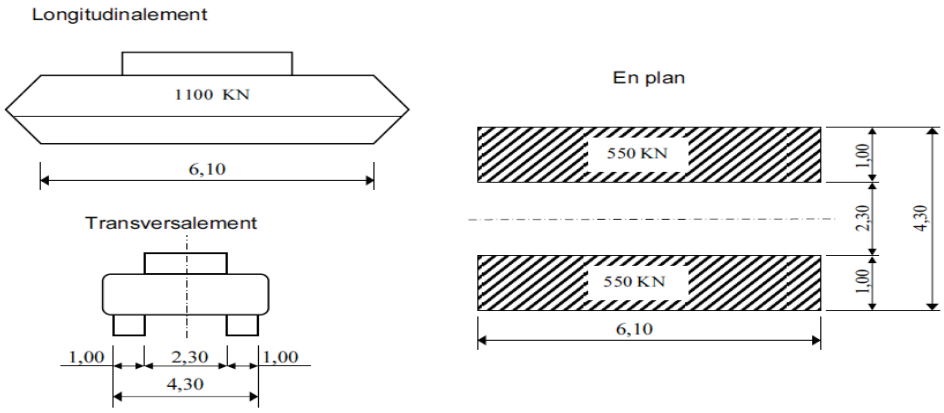


Figure IV 5 Les dimensions du système MC120

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
Les véhicules **Mc120** peuvent circuler en convois ;
Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule n'est limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

✓ **Exemple de calcul :**

- **1 cas : pour une travée chargée de L=367m**.

S=110 t ; G=11586.424 ; **δ**=1,0067
P=S*δ ➔ P=110,75t

- **La masse par chenille** :

  Mc120=P/6.1=110.75/6.1

  Mc120=18.16t/ml

Annexes 4. 4 Calcul de la charge Mc120

Les résultats du Calcul du Coefficient de majoration dynamique pour un système de charges **MC120** sont résumés dans **Annexes 4. 4.**

- **Convoi type D240**

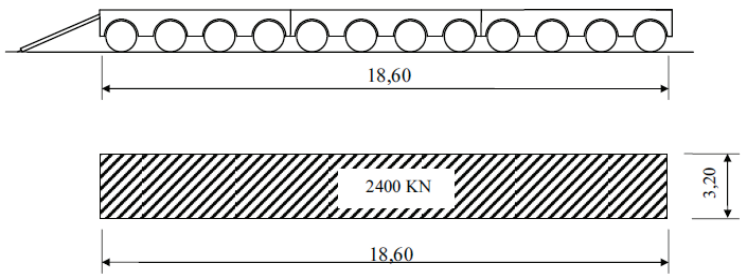


Figure IV 6 Les dimensions du système D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total.

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

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

$$M_{D240} = \frac{P}{L} \quad \rightarrow \quad M_{D240} = \frac{240}{18.60} = 12.9 \text{t/ml}$$

IV.2.2.5.Autres surcharges

- **Le vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- **0.200 t/m2** lorsque l'ouvrage est en service.
- **0.125 t/m2** lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

- **Effort de freinage correspondant au système de charge A(l) :**

La relation donnant l'effort de freinage **" F " : F=** $\frac{A(L)*S}{20+0.0035S}$

S : désigne en mètre carré la surface chargée.

Exemple de calcul :

Le cas le plus défavorable L=43.5m => A(L)= $0.877 t/m2$

S=13.25*43.5=576.38$m2$ ➔ **F=22.96 t/m2**

- **Effort de freinage correspondant au 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 produisant un effort de **30t**. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

Cependant les coefficients **bc** du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

IV.3.COMBINAISON DES ACTIONS

IV.3.1.Valeurs caractéristiques des actions

IV.3.1.1.Coefficients pour les actions permanentes

Tableau IV. 6 coefficients de pondération des actions permanentes. RCPR p 44

Charge	G_{max}	G_{min}
Poids propre	1.06	0.9
Terres	1.05	0.95
Etanchéité	1.2	0.8
Enrobé et béton bitumineux	1.4	0.8
Autres équipements	1.2	0.8
Autres charge	1	1

Les valeurs caractéristiques ainsi obtenues doivent être utilisées dans les combinaisons d'actions.

IV.3.1.2.Coefficients pour les actions dues au trafic

Tableau IV. 7 Coefficients pondération des actions dues au trafic RCPR p 45

Charge	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	**ELS**
-Charge de chaussées et effets annexes, -Charge sur remblais	1.07	1.2
-Charge militaires, -Charge exceptionnelles	1	1
-Charges sur trottoirs -Gardes corps, -Passerelles piétons	1.07	1

IV.3.2.Forme générales des combinaisons d'actions

Le tableau ci-après stipule les déférentes combinaisons de calcul dans les deux états limite ultime et service

Tableau IV. 8 les combinaisons de charges

Nature de l'état limite	Numéro des combinaisons	Combinaisons
ELU	1	1 ,35G +1,6A (L) +1,6ST
	2	1,35G +1,6 A (L) +1,6ST
	3	1,35G +1,6 A (L) +1,6ST
	4	1,35G +1,6 BC +1,6ST
	5	1,35G+1.6Bt+1, 6 ST
	6	1,35G+1.6Br+1, 6 ST
	7	1,35G +1,35MC120
	8	1,35G+1,35E
ELS	9	G +1,2A (l) +1.2ST
	10	G +1,2BC +1.2ST
	11	G+1,2Bt+1.2ST
	12	G+1,2Br+1.2ST
	13	G+Mc120
	14	G+E
	15	G +1,2(A (L) +ST) +0,5 ΔT
	16	G +1,2(BC +ST) +0,5 ΔT
	17	G +MC120 + 0,5 ΔT
	18	G +E +0,5 ΔT
	19	G +Qr

IV.4.CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes on se basant sur le RCPR

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre. Grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

ETUDE DU TABLIER



ENSTP 2018-2019

V.1.INTRODUCTION

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

- **Les câbles de fléau :** Le rôle des câbles :
- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges de chantier.
- En service, pour participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanents et d'exploitation.

  Les câbles

  de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

- **Les câbles de continuité :** Les câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre en service les moments positifs.

V.2.ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

V.2.1.Etude du fléau

V.2.1.1.Méthode de construction

Les ponts construits par encorbellement successif sont réalisés généralement à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée, ils sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier, et lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau. Pour notre fléau nous avons pris huit voussoirs de droites et huit de gauche centré par un voussoir sur pile d'épaisseur de Cinque mètres, ainsi que les voussoirs courants d'épaisseurs de quatre mètres avec un clavage de 1 m d'épaisseur.

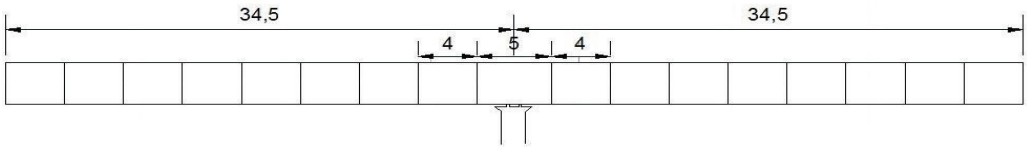


Figure V. 1 Vue en élévation du fléau central

- **Phases de construction**

La première phase de construction va comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre à ce stade les fléaux sont encastrés (au moins provisoirement) sur les piles, de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Dans la plupart des cas, enfin ; les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutées sur cintre, puis assemblées au reste de la structure par mise en tension des câbles de continuité.

Phase 01 :

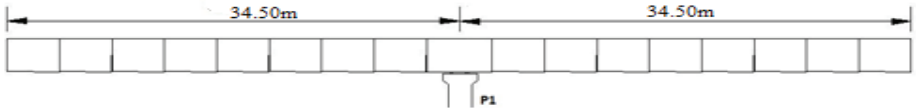


Figure. V. 2 Vue en élévation du fléau centrale

Phase 02 :

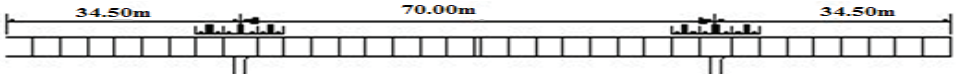


Figure. V. 3 Dispositions des voussoirs à compléter la première travée

Phase 03 :

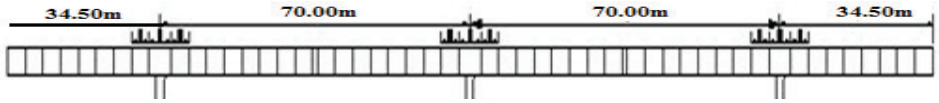


Figure. V. 4 Dispositions des voussoirs à compléter la deuxième travée

Phase 04 :

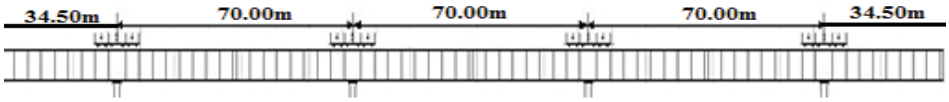


Figure. V. 5 Dispositions des voussoirs à compléter la troisième travée

Phase 05 :

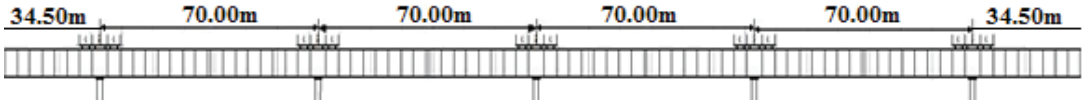


Figure V. 6 Dispositions des voussoirs à compléter quatrième travée

Phase 06 :

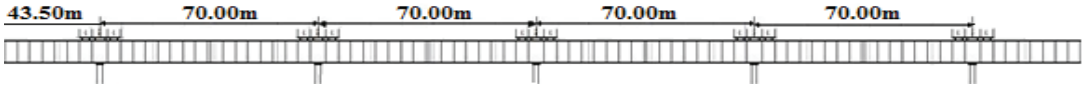


Figure V. 7 Dispositions des voussoirs à compléter cinquième travée

Phase 07 :

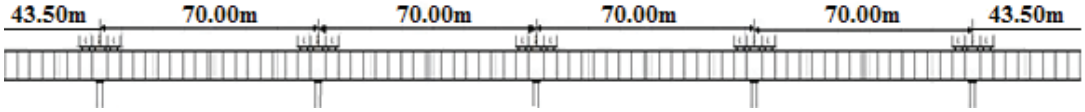


Figure V. 8 Dispositions des voussoirs à compléter sixième travée

V.2.1.2.Caractéristiques des voussoirs

g : Le centre de gravité de la section ;
V : La distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure ;
V' : La distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure ;
h : la hauteur totale de la section ;
S : L'aire de la section ;
Iy : Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par **g)** ;
Iz : Son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par **g)** ;

e: épaisseur de la table inférieure du voussoir.

d=0.2**m ; e' :**l'excentrement des câbles

Tableau V. 1 caractéristique des voussoirs

	h (m)	aire S (m^2)	Volume (m^3)	Poids G	v' (m)	v (m)	I_x (m4)	e' = V- d	e(m)
VSC	4.5	10.66	42.65	106.625	2.7	1.8	30,68	1.6	0.3
VSP	4.5	12.8	64.02	160.047	2.37	2.13	39.40	1.925	0.7

V.2.1.3.Les charges intervenant dans la phase de construction

Les charges appliquées à la console en cours de la construction, pour notre ouvrage, sont :

- **Le poids propre du tablier G :** Le poids propre du tablier
- **Les surcharges de chantier** :
  - ✓ **Q_{prc} :** Equipage mobile**,** Selon **SETRA** le poids de l'équipage mobile est entre **30t** et **90t:** On prend le poids de l'équipage mobile égal à **50 t**
  - ✓ **Q_{pra} :** charges aléatoires de chantier,

  On distingue :
  - Les charges réparties de **Q_{pra1} =0.0 2 t/m2**
  - les charges concentrées (donnée par la relation **50+5b en KN**, b étant la largeur du voussoir ➔ b=13.25
- **Le vent Q_w : Q_w=0.02t**
- **Fa :** Surcharges accidentelles tel que la chute d'un équipage mobile. On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2,** Dans notre cas l'action accidentelle est **F_a= 100t.**

Tableau V. 2 Les charges intervenant dans la phase de construction

G_{tot} (t)	Q_{prc}(t)	Q_{pra}(t)		Q_w (t)	Fa(t)
11586.4245	50	Les charges réparties	les charges concentrées	0.02	100
		0.02	11.625		

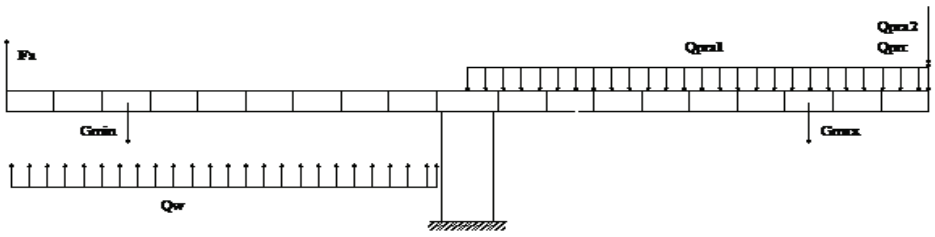


Figure. V. 9 distributions de force sur fléau en cours de construction

V.2.1.4.Combinaisons d'actions

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2% (G_{max}), alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% de (G_{min})

G_{max} =1.02*G et G_{min} =0.98*G

- Situation fondamentale : $1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$
- Situation accidentelle : $1.1 (G_{max} + G_{min}) + Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Fa + Qw$

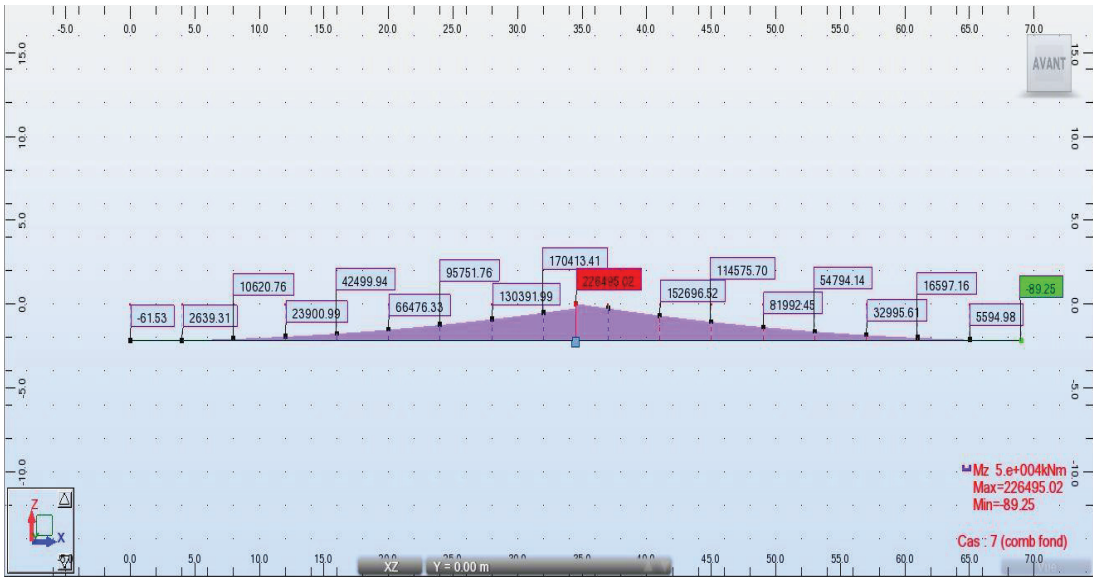


Figure. V.10 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons fondamentales

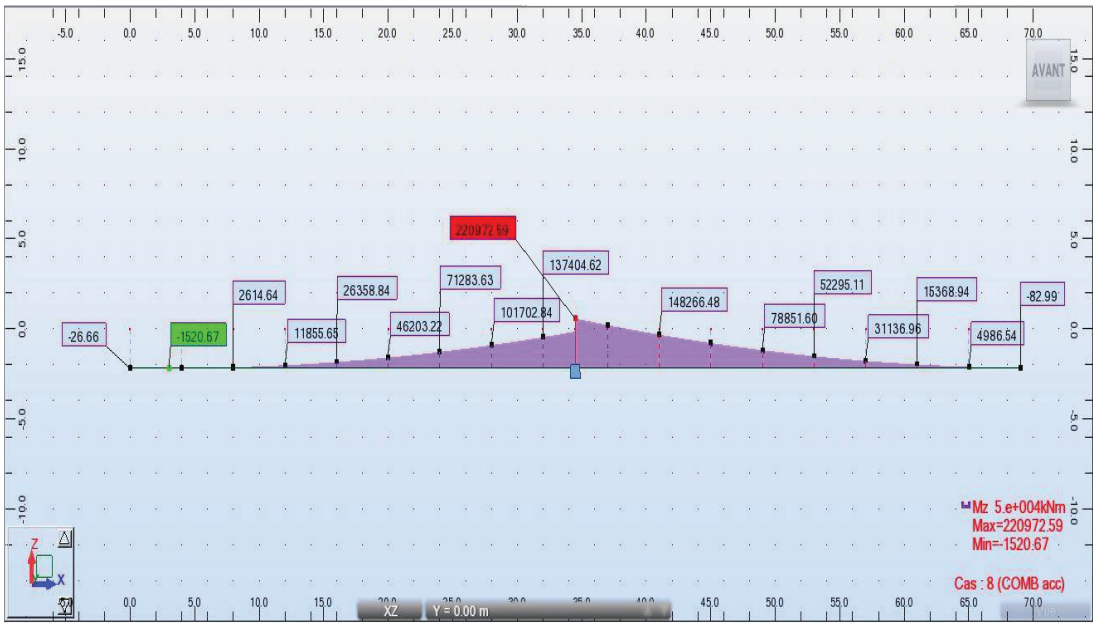


Figure. V.11 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons fondamentales accidentelles

Tableau V.3 Combinaisons des moments obtenus

Combinaison fondamentale (Kn.m)	Combinaison accidentels (Kn.m)
226495,02	220972,59
152696,52	101321,66
114575,7	71283,63
81992,45	46203,22
54794,14	26358,84
32995,61	11855,65
16597,16	2614,64
5594,98	-1401,09
89,25	-26,66
130391,99	137107,91
95751,76	137404,62
66476,33	148266,48
42499,94	78851,6
23900,99	31136,96
10620,76	4986,54
2639,31	5109,41
-61,53	-82,99

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau est « **M=226495.02 t.m** ».

V.2.1.5.Répartition des câbles dans chaque voussoir

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins **2 câbles** dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

- **Détermination de P**

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes. Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures. L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

- Fibres supérieures: $\sigma_{sup} = \frac{-M}{I} \times v$
- Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{M}{I} \times v'$

Les contrainte engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

- Fibres supérieures: $\sigma_{p\,sup} = \frac{p}{s} + \frac{pe\,V}{I}$
- Fibres inférieures : $\sigma_{pinf} = \frac{p}{s} - \frac{pe\,V'}{I}$

Avec :

- $\sigma_{p\ sup}$ **:** Contrainte de compression générée au niveau fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

- $\sigma_{p\ inf}$: Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

  Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction
  A la limite on aura:

$$P = \frac{M \cdot V/I}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 \cdot V'}{I}}$$

- **Détermination du nombre de câbles de fléau**

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante **:**

$$N \geq \frac{p}{0{,}75.p_0}$$

- **Détermination de P_0 : en estimant les pertes à 25% P0**

  L'Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15 s peut créer

  - Fprg = 1860MPa pour un câble de 1 T15 s.
  - Fpeg =1660MPa pour un câble de 1 T15 s.
  - La tension d'origine
  - σpo = Min (0.8Fprg, 0.9 Fpeg) = Min (1488,1494) =1488MPa

    ➔ $\sigma_{po} = Po$ x S ➔ Po = σ_{po} / S ; P0= 1488×1800×10 = 2678.4KN

Tableau V.4 la variation du nombre de câble de fléaux des voussoirs

voussoir	moment	Ii (m4)	Si (m2)	ei(m)	vi(m)	v'	P	p0	N	Nf
VSP	226495,02	39,3953	12,8	1,93	2,1253	2,3747	67146,4	2678,9	33,41989	36
VD1	152696,52	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	38184,48	2678,9	19,00505	30
VD2	114575,7	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	28651,69	2678,9	14,26043	22
VD3	81992,45	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	20503,67	2678,9	10,20502	20
VD4	54794,14	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	13702,25	2678,9	6,819838	16
VD5	32995,61	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	8251,139	2678,9	4,10673	12
VD6	16597,16	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	4150,415	2678,9	2,065731	8
VD7	5594,98	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	1399,124	2678,9	0,696367	4
VD8	89,25	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	22,31855	2678,9	0,011108	4
VG1	130391,99	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	32606,83	2678,9	16,22897	30
VG2	95751,76	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	23944,43	2678,9	11,91754	22
VG3	66476,33	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	16623,59	2678,9	8,273838	20
VG4	42499,94	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	10627,87	2678,9	5,289666	16
VG5	23900,99	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	5976,867	2678,9	2,974787	12
VG6	10620,76	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	2655,91	2678,9	1,321891	8
VG7	2639,31	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	660,0064	2678,9	0,328496	4
VG8	-61,53	30,68	10,66	1,6	1,8	2,7	-15,386	2678,9	-0,00766	4

D'après les résultats obtenus On prend 36 câbles de 12T15 s qui seront répartie 18 câbles par chaque gousset.

Remarque :

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

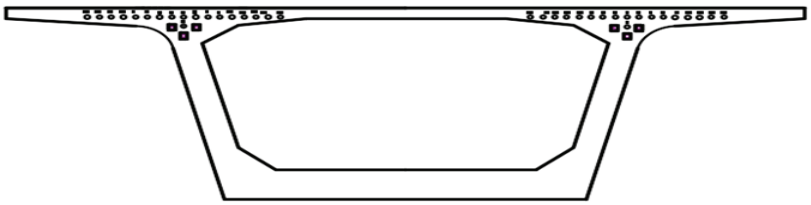


Figure V. 12 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP

La disposition finale des câbles est représentée dans les **Figures V. 14**

V.2.1.6.Etude du tracé des câbles en élévation

Les câbles de fléau sont disposés dans la membrure supérieure suivant un tracé sensiblement rectiligne en élévation et en forme rectiligne en plan, tout près des ancrages.

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique, son équation est :

$$Y(x) = aX^2 + b\,X + d$$

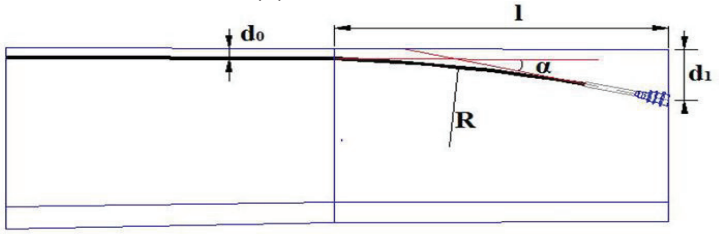


Figure V. 13 Câblage du voussoir en élévation.

L'équation de la courbe est de la forme :

$$d(x) = d_0 + \left(\frac{X2}{L2}\right)(d_1 - d_0)$$

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R(x) = \frac{X^2}{(d_1 - d_0)} \geq R_{min} = 6m$$

L'angle de déviation **: α_n = artg (2 × (d_1 – d_0)) × (×/ I2)**

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;

d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;

R_{min} : rayon minimal pour les câbles **12T15s**, **R_{min} = 2,5 m**.

NB :

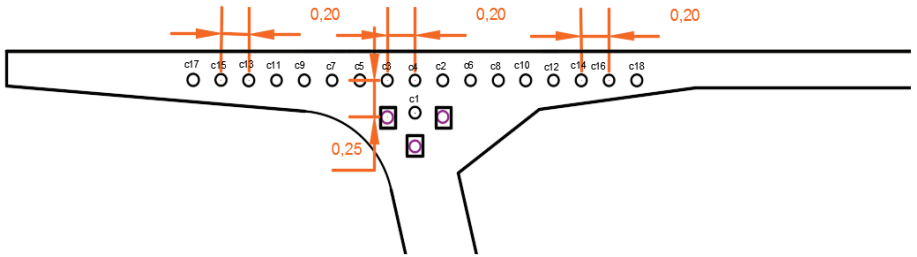
Le reste des résultats sont élaborés dans les **Tableaux V. 5**

Les tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les **Figures V.14et V.15**

Tableau V. 5 Tracé en élévation des câbles de fléau

Câble	L(m)	d0	y	R	a	y(x)
c1	2,5	0,42	0,35	17,8571	0,28	0,4+0,037X2
c2-c3	2,5	0,2	0,35	17,8571	0,28	0,2+0,072X2
c4	4	0,2	0,57	28,0702	0,285	0,2+0,0156X2
c5-c6-c7-c8-c9-c10	4	0,2	0,35	45,7143	0,175	0,2+0,0156X2
c11-c12-c13-c14-c15-c16	4	0,2	0,35	45,7143	0,175	0,2+0,0156X2

Figure V. 14 la distance entre les câbles



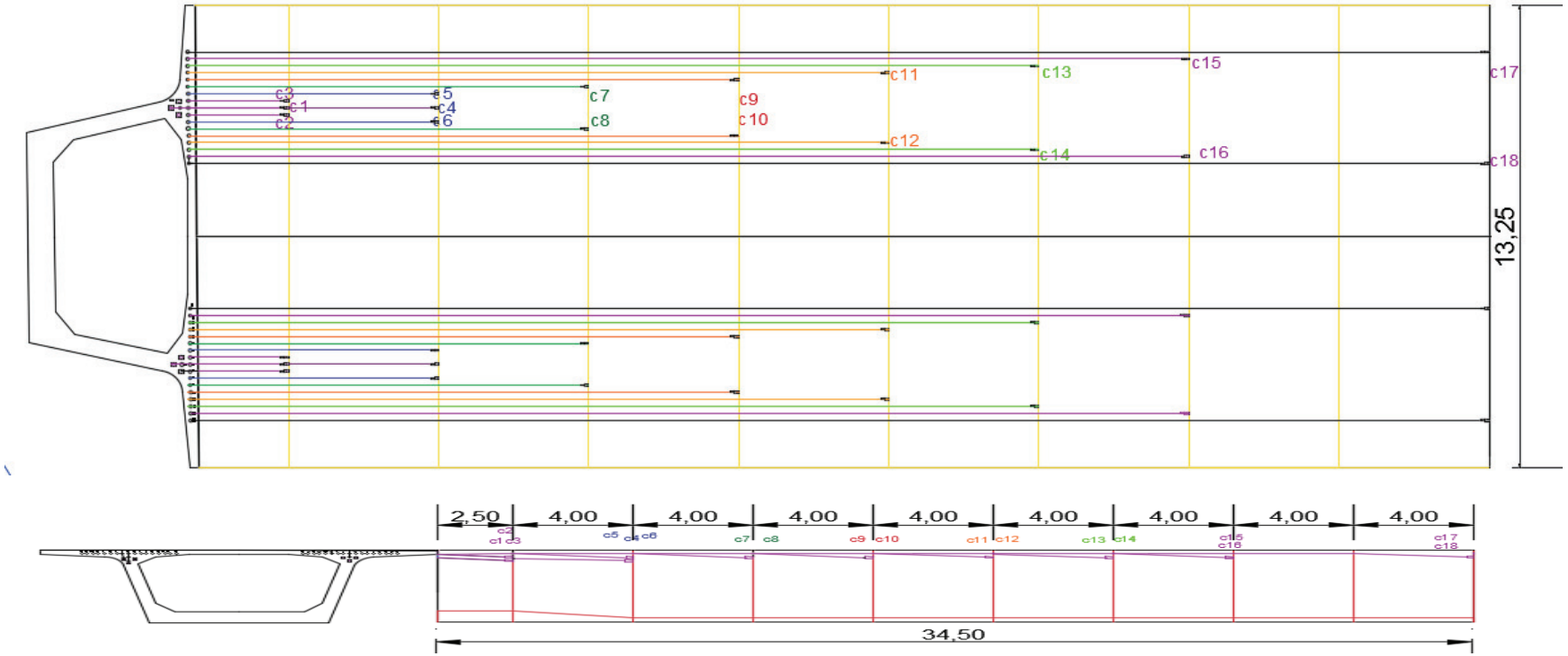


Figure V. 15 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux

V.2.2.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Une fois l'ouvrage est fini le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, la précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquerons d'obtenir des moments négatifs à mi- travée. Pour cela les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable :

La combinaison suivante nous donne le moment max (après analyse des autres combinaisons)

G + 1.2 A (L)

Avec:

- **G :** poids propres du tablier.
- **A(L)** : surcharge routière dominante.

V.2.2.1Modélisation du pont à la phase de service

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 calculs ;
- Résultats des calculs.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres ;
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans le **Chapitres III.**
- Les appuis sont considérés comme appuis simples, sauf au niveau de la première culée qui est définie comme appui double ;
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le **Chapitre IV**.

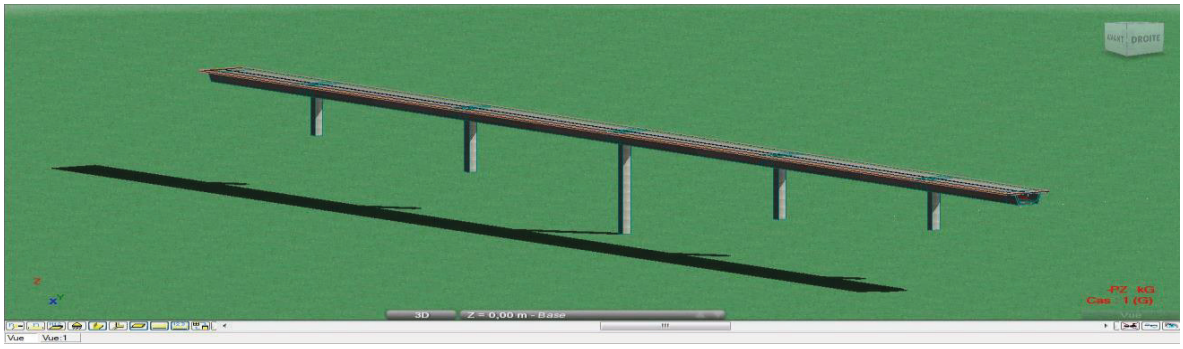


Figure V. 16 Modèle de calcul

- **Combinaisons d'action**

Selon le R.C.P.R, nous prendrons en considération les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V. 6 Combinaisons de charges en phase de service

Combinaison		G	A(L)	Bc	Mc120	D240
ELU	COMB 1	1.35	1.6	0	0	0
	COMB 2	1.35	0	1.6	0	0
	COMB 3	1.35	0	0	1.35	0
	COMB 4	1.35	0	0	0	1.35
ELS	COMB 1	1	1.2	0	0	0
	COMB 2	1	0	1.2	0	0
	COMB 3	1	0	0	1	0
	COMB 4	1	0	0	0	1

- **Résultats**

Les efforts les plus défavorables, ainsi que leurs combinaisons sont représentés dans les Annexes suivantes : **Annexes 3. 9 ; Annexes 3. 10** ; **Annexes 3. 11**; **Annexes 3. 12**

Dans la seconde phase le schéma statique est devenu hyperstatique. Elle est considérée après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité qui seront étudiés après.

V.2.2.2.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 **:**

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \; ; \; \mathbf{e} = v' - \mathbf{d}; \quad \mathbf{n} \geq \frac{P}{0.75 \times P0}$$

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

M =87492, 62 Kn.m (COMB1-ELS: G +1, 20 A (l));

- d=0.2m;
- I = 30, 54 m4;
- S =10, 66 m;
- V' =2.7m;
- e = 2.5m;
- P_0 = 2678, 9 KN;

D'où: **n** ≥ 1 ⟹ **P =24569 KN**

On prend **n =16câbles de 12T15s**

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

Tableau V. 7 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale

Inter.	X	M	s	I	v'	e	p	p0	n	nf
v5	0	8870,11	10,66	30,68	2,7	2,5	2487,5	2679	1,2	4
v4	3	25642,3	10,66	30,68	2,7	2,5	7190,9	2679	3,6	4
v3	7	53577,5	10,66	30,68	2,7	2,5	15025	2679	7,5	8
v2	11	66571,68	10,66	30,68	2,7	2,5	18669	2679	9,3	12
v1	15	82544,86	10,66	30,68	2,7	2,5	23148	2679	12	16
cvg	19	85238,55	10,66	30,68	2,7	2,5	23904	2679	12	16

v1	20	87492,62	10,66	30,68	2,7	2,5	24536	2679	12	16
v2	24	84745,63	10,66	30,68	2,7	2,5	23765	2679	12	12
v3	28	79356,51	10,66	30,68	2,7	2,5	22254	2679	11	8
v4	32	67129,37	10,66	30,68	2,7	2,5	18825	2679	9,4	4
v5	36	49679,46	10,66	30,68	2,7	2,5	13932	2679	6,9	4

V.2.2.3.Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

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

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \; ; \; e = v' - d; \quad n \geq \frac{P}{0.75 \times P0}$$

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

- **Application Numérique**

M =37864, 26 Kn.m (COMB1-ELS: G +1, 20 A (l));

I = 30, 54 m4; S =10, 66 m ;V' =2, 7 m; e = 2.5 m

P0 = 2678, 9 KN; **P =10318 KN**

D'où: **n** ≥ 12

On prend n =10câbles de 12T15s

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

Tableau V. 8 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive

rive	X	M	S	I	v'	e	p	p0	N	Nf
v2	0	257,36	10,6	30,68	2,7	2,5	72,11	2678,9	0,03589	2
v1	4	17828,67	10,6	30,68	2,7	2,5	4995	2679	2,48634	6
cvg	8	31805,21	10,6	30,68	2,7	2,5	8912	2679	4,43547	10
v1	9	35799,03	10,6	30,68	2,7	2,5	10031	2679	4,99244	10
v2	13	37864,26	10,6	30,68	2,7	2,5	10609	2679	5,28045	10
v3	17	37435,65	10,6	30,68	2,7	2,5	10489	2679	5,22068	10
v4	21	31047,08	10,6	30,68	2,7	2,5	8699	2679	4,32974	10
v5	25	12985,64	10,6	30,68	2,7	2,5	3639	2679	1,81094	6
v6	28	4613,11	10,6	30,68	2,7	2,5	1293	2679	0,64333	2

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

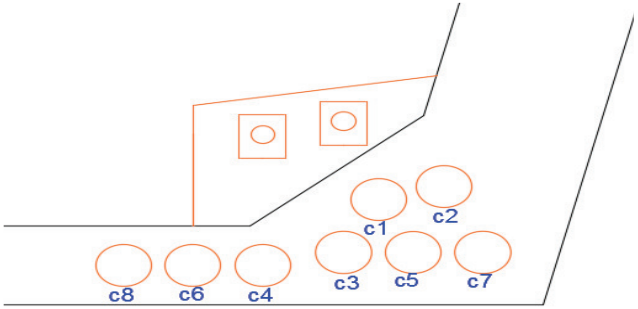


Figure V.17 Coupe transversale du Disposition des câbles de continuité au voussoir

Tableau V. 9 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales

câble	L	Ldev	d1-d0	R	α	y
c1-c2	9	4	0,25	rectiligne		
c3-c4	17	4	0,5	32	0,03125	0.2+0,031X2
						0.15+0,031X2
c5-c6	25	4	0,5	128	0,0078125	0.2+0,008X2
						0.15+0,008X2
c7-c8	41	4	0,5	32	0,03125	0.2+0,031X2
						0.15+0,031X2

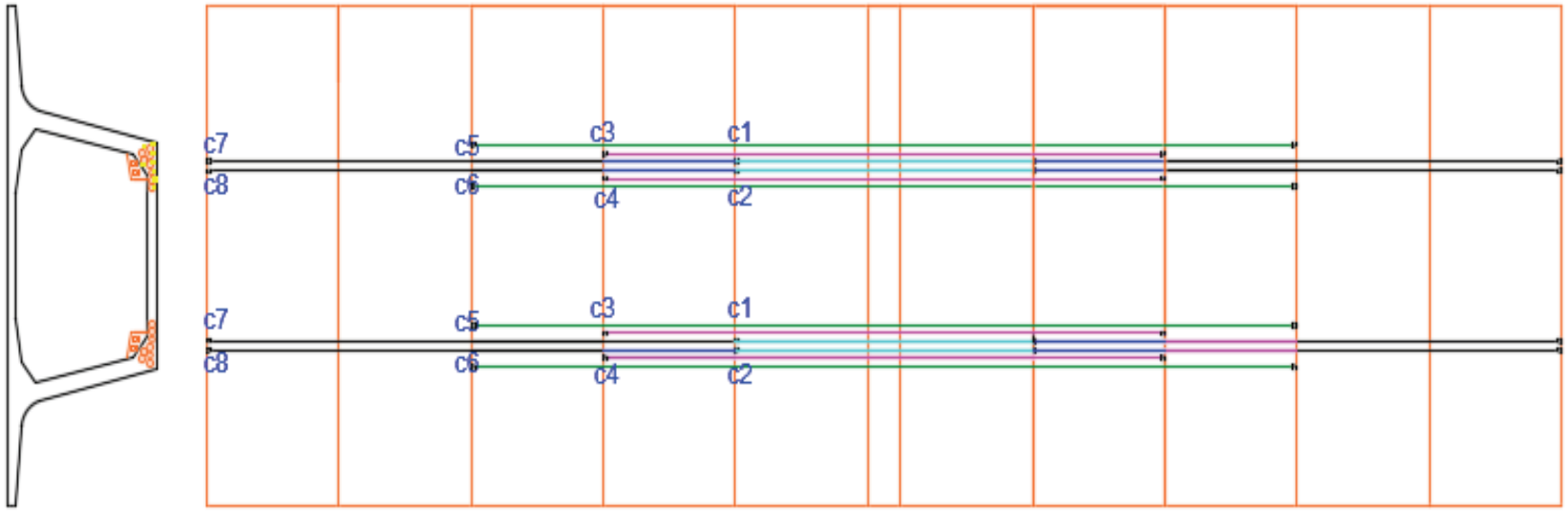


Figure V. 18 Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de principale

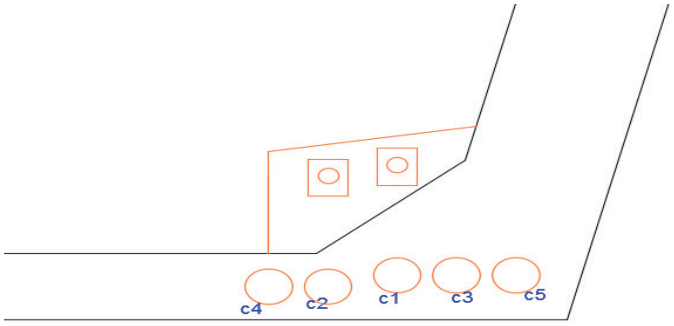


Figure V. 19 Coupe transversale Disposition des câbles de continuité au voussoir de travée de rive

Tableau V. 10 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives

câble	L	L_{dev}	d1-d0	R	α	y
c1-c2	17	4	0,5	rectiligne		
c3-c4	25	4	0,5	32	0,03125	0.2+0,031X2
						0.15+0,031X2
c5	33	4	0,5	32	0,03125	0.2+0,031X2
						0.15+0,031X2

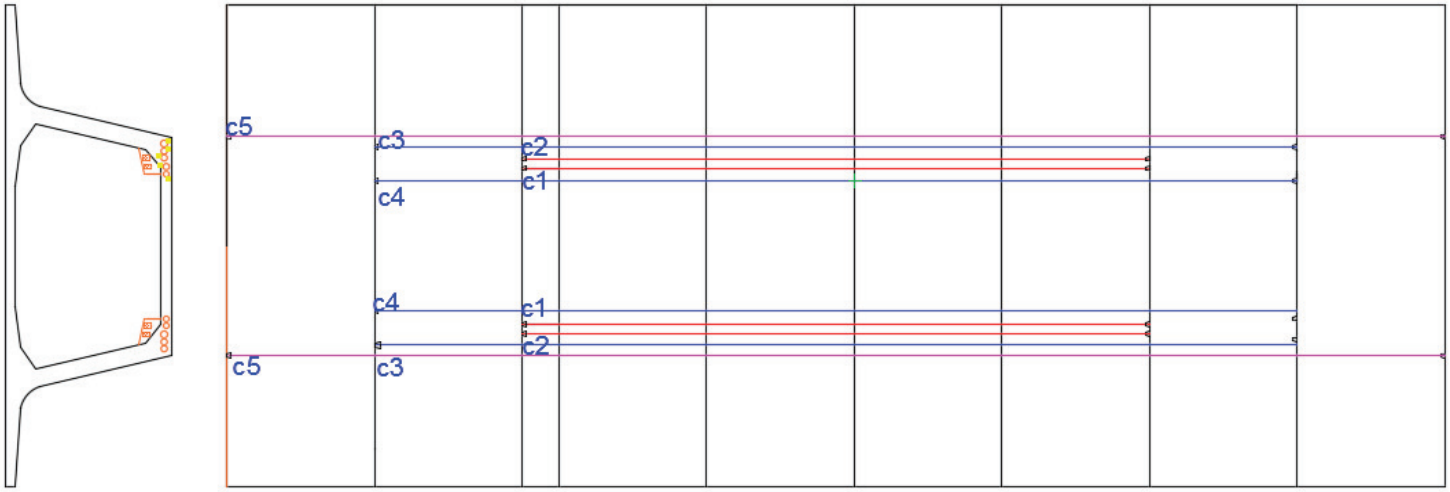


Figure V. 20 Tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive

V.3.Calcul des pertes de précontrainte

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension à l´origine, c´est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension, côté béton, au moment de cette mise en tension.

De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte les écarts entre la tension à l´origine et la tension qui s´exerce en un point donné d´une armature, à un instant donné. Il y a deux types de pertes : instantanées et déférés.

V.3.1Pertes de tension instantanées

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

- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton ;
- Les pertes de tension à l´ancrage ;

V.3.1.1.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 :

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

- **σp0** : la tension à l' origine ;
- **e** : la base des logarithmes népériens ;
- **f** : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;
- **φ** : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
- **x** : la distance de la section considérée (m) ;
- **θ**: somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
  Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : **θ = α + β** dans notre cas **β=0 (fléau et continuité)**

Tableau V. 11 Des valeurs de f et φ selon B.P.E.L

CAS	Nature des armatures	F		Φ
		3≤ R ≤ 6 (m)	R ≥ 6(m)	
Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	(22 /R) /100	0.16	**0.002**
	Torons	(24-R) /100	0.18	
Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	(24-R) /100	0.18	**0.003**
	Torons	**(26-R) /100**	**0.2**	

- **Application Numérique :**

φ = 0,003 m
f = 0,20
σ_{p0} = 1488MPa **(résultats voir Annexes 4. 5)**

$\Delta\sigma\varphi$(x)%=10%

V.3.1.2.Pertes de tension par recul à 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 :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d - x), \text{ avec } k = f \times \beta + \varphi$$

$$\text{Avec } d = \sqrt{\frac{Ep\ g}{\sigma p0\ K}}$$

- **K** : fonction croissante ;
- **d** : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
- **σp0** : Contrainte initiale ;
- **g** : l'intensité du recul d'ancrage ;
- **Ep** : module d'élasticité des aciers

- **Application Numérique :**

E_p = 195 000 MPa
σ_{p0} =1488 MPa
g = 6 m **(résultats voir Annexes 4. 6)** **Δσg(x)% =6.65%**

V.3.1.3.Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

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 **Δσpi**.
Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le n ème câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N – n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

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

BPEL donne la perte moyenne par câble

$$\Delta\sigma le(x) = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Ebi}\sigma b$$

Sachant que $$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

- **σ b** : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25%) du béton au niveau des câbles
- dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
- **P :** effort de précontrainte, **P = P0 (1 - Δ P)** ;

- $\mathbf{M_p}$: moment dû au poids propre.

- **Application Numérique :**

$E_p = 190\ 000$ MPa
$E_{bi} = 35\ 981{,}73$ MPa
$P_0 = 2\ 544$ KN

(résultats voir Annexes 4. 7)

$\Delta\sigma le(x)\% = 0.54\%$

La valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma i = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e = 17.19\%$$

V.3.2.Pertes différées

Dans ce type de perte, il existe :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par fluage.
- Pertes par relaxation des aciers

V.3.2.1.Pertes par retrait du béton

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.
Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant « **t** » sera

$$\Delta\sigma_r = E_p.\ (t)\ ;\quad \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r\ .r(t)$$

La perte finale de tension par retrait est donc
Très souvent, on peut négliger r (t_0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r$$

- $\boldsymbol{\varepsilon_r}$: retrait final, estimé par 2×10-4 pour région tempérée ;
- **r (t)** : loi d'évolution du retrait en fonction du temps ;
- **Application** :

$\Delta\sigma r = 195000 \times 2.10\text{-}4$
$\Delta\sigma r = 39$ MPa.

$\Delta\sigma r = 2{,}62\ \%$

V.3.2.2.Pertes par fluage

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantanée
A la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.
Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le .B.P.E.L

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

$$\text{Tq : } \sigma M = \frac{P}{S} + \frac{P}{I}\ e^2 - \frac{M}{I}\ e$$

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considéré

Tableau de pertes de fluage du béton **(résultats voir Annexes 4. 8)**

Δσfl%=2.72%

V.3.2.3.Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension a longueur constante .elle n'apparait pour les aciers a haute limites élastique utilisé en béton précontraint que pour les contrainte supérieure à 30ou 40%de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers

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

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

- $\rho_{1\,000}$ **(%)** : relaxation garantie à 1 000 h ;
- μ_0 **:** coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;
- $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

- **Application Numérique**

$\rho_{1\,000} = 2{,}5\ \%$
$\mu_0 = 0{,}43$
$f_{prg} = 1860$ MPa

(Résultats voir Annexes 4. 9)

$\frac{5}{6}$ **Δσp=2.27%**

Perte totale du pont sont :

Δσp= Δσi+ Δσd=24.8%

V.4.VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape regroupe tous les résultats précédents, afin de justifier toute section et pièce du tablier. Les diverses vérifications entreprises sont la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures ainsi que dans les fibres inférieures en phase de construction comme en phase de service. Ce qui nous conduit à vérifier que Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$$

tq : $\sigma(y) = \frac{P}{S} + \left(\frac{Pe0+M}{I}\right)y$

- **P** : effort de précontrainte ;
- **s** : surface de la section considérée ;
- **I** : inertie de la section considérée ;
- **e0** : excentricité du câble de précontrainte moyenne ;
- **M** : moment extérieur ;

- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrême

V.4.1.Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :
ΔP = 24.8%

- $\sigma_{bcj} = 0{,}6 \times f_{c28} = 21$ **MPa** ;
- $\sigma_{bt1} = 1{,}5 \times f_{t28} = 4{,}05$ **MPa** , Hors section d'enrobage ;
- $\sigma_{bt2} = 0{,}7 \times f_{t28} = 1{,}89$ **MPa** , Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau de l'**Annexes 4. 10**

➔**Les contraintes sont vérifiées**

V.4.2.Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications

✓ **Etat à vide** : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.

Les résultats sont présentés dans le tableau **Annexe 4. 11**

➔**Les contraintes en état à vide sont vérifiées**

✓ **Etat en charge** : On prend en considération les charges et surcharges.

Les résultats sont présentés dans le tableau **Annexe 4. 12**

➔**Les contraintes en état à vide sont vérifiées**

V.4.3. vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant

V.4.3.1 Détermination de l'effort tranchant dû à l'effort de précontrainte

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

- **Effet isostatique**

A gauche de l'élément, les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- un effort tranchant positif.
- une composante verticale de la précontrainte P sin a qui vient se retrancher à l'effort **tranchant = P sinα**

- **Application Numérique**

P0 = 2678 MPa
ΔP = 24,79%
α moy = 0.26 rad
N = 18 cables

$$V_P = P \sin\alpha = \frac{(n * P0 * (1 - \Delta P))}{100} \sin\alpha$$

$$V_P = 9.32 \text{ MN}$$

- **Effet hyperstatique**

- A cette action, on doit ajouter l'effort tranchant du au moment hyperstatique de précontrainte

Étant : $$V = \frac{dM}{dX}$$

- L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous une combinaison de charge à l'ELS :

$$\begin{cases} \textbf{Vser (2,5) =16.42 M.N} & \textbf{M=151.10 MN.m} \\ \textbf{Velu (2.5)=22.145MN} & \textbf{M=180.57 MN.m} \end{cases}$$

NB : On ne le tient pas en compte, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet à la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant. $\mathbf{V_r = V_{ser} - V_P = 7.1\ MN}$

V.4.3.2.Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$\boldsymbol{\tau max < min\ (\tau 1\ ;\ \tau 2)}$, avec : $\begin{cases} \tau = \frac{Vred}{Z.\ bn} \\ (\tau_1)^2 = 0{,}4 \times f_{tj} \times [\sigma_x + f_{tj}\ ] \end{cases}$

- σx : contrainte normale longitudinale au centre de gravité
- le bras de levier ($\mathbf{z = I/S}$), et par simplification $\mathbf{Z}=(\frac{1+\rho}{2}) \times \boldsymbol{h}$
- **ρ** : le rendement mécanique de la section vaut $\boldsymbol{\rho}=\frac{I}{B.v.v'}=\mathbf{60.96\%}$
- **bng** : l'épaisseur nette de l'âme vaut : **bng = 2(ea -** m.Φg) et m ≥ 1

- **Application Numérique**

f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2,7 MPa
P0 = 2678 MPa
σ x = 5.49 MPa
$(\tau_1)^2$= 8.85 MPa
$(\tau_2)2$ = 22.39 MPa
ΔP = 24,79%
Vred = 7.1MN ; ρ = 60,97 %
n =36câbles
b_n = 0,84 m ; z =3.62 m

τ_{max} = **2,33 MPa**

On constate que : $\boldsymbol{\tau_{max} < \tau}$ ➔Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée

- **Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU**

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

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

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \mathbf{P/B_n}$

$V_{U\text{-}red}$ = 12.83MPa
τ_u = 4.22MPa
β_u = 28.41° On prend : β_u = 30°

- **Application Numérique**

Abscisse de vérification : 2,50 m
$V_{max\ comb\text{-}Elu} = 22.15MN$
$\sigma_x = 5.49$ MPa
$b_n = 0,84$ m ;
$z = 3.62$ m

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversalees **A_t**, donnée Par :

$$\frac{At \times fe}{bn \times St \times \gamma} \leq [\tau u - \frac{ftj}{3}] \times tg\beta u$$

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

- **Application Numérique :**

Abscisse de vérification : x = 2,50 m
$V_{U\text{-}red} = 12.83$MPa ; $\tau_u = 4,22$ MPa
$f_{t28} = 2,7$ MPa ; $f_e = 400$ MPa
$\gamma_s = 1,15$; $b_n = 0,84$ m ; $\beta_u = 30°$

$\frac{At}{st} \geq 45.70$

- **Le pourcentage minimum à disposer :**

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

$$\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{St}} \geq 0.6\frac{\mathbf{bn\gamma s}}{fe}$$
$$\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{St}} \geq 14.49 cm2/m$$

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

$\boldsymbol{\tau_u \leq \frac{fc28}{6} \leq \frac{35}{6} = 5,83\ MPa}$ **Ce qui est vérifié**.

V.5.ETUDE TRANSVERSALE

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellements successifs est la section d'un caisson, du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures.

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

V.5.1.EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

V.5.1.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. 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

1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.



Figure V. 21 Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel

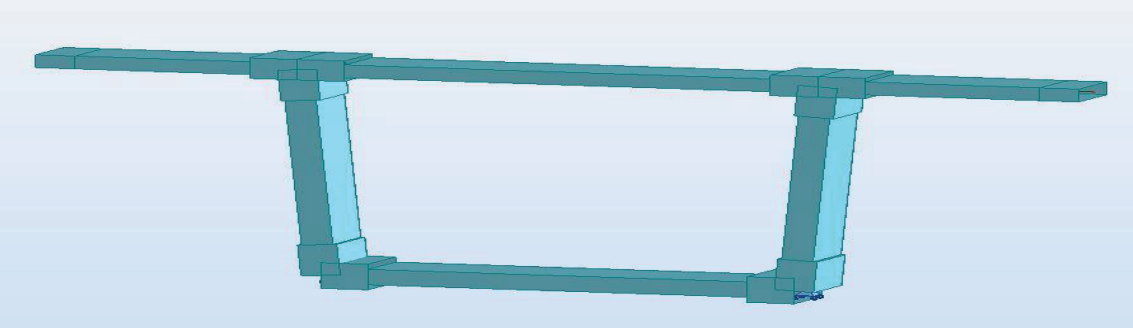


Figure V. 22 Vue en 3D du caisson sur culé modélisé sur le logiciel

- **Application des charges**

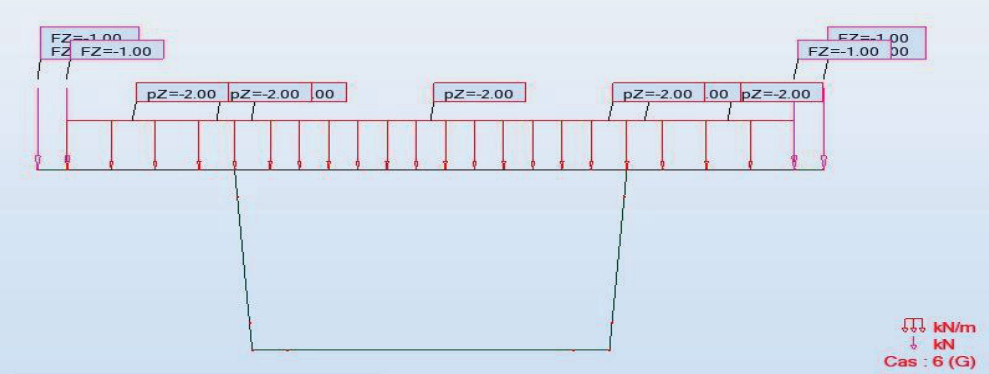


Figure V. 23 Position des charges permanentes (G)

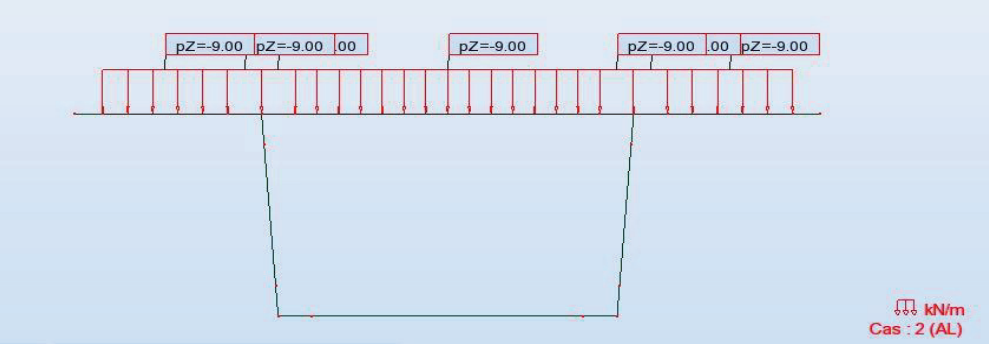


Figure V. 24 Position de la charge A(l)

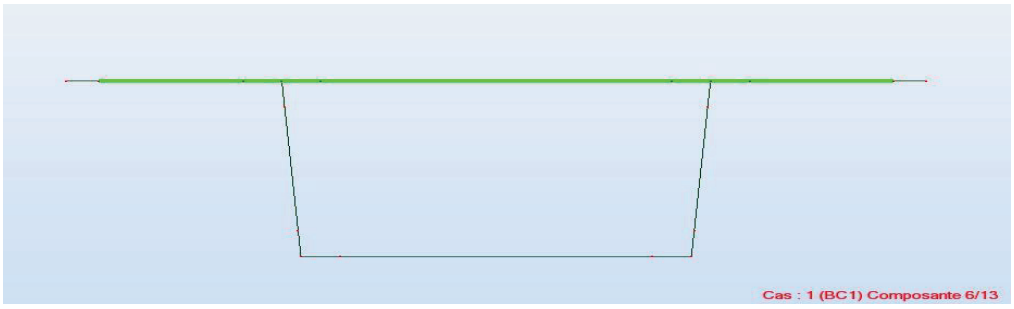


Figure V. 25 Position de la charges Bc

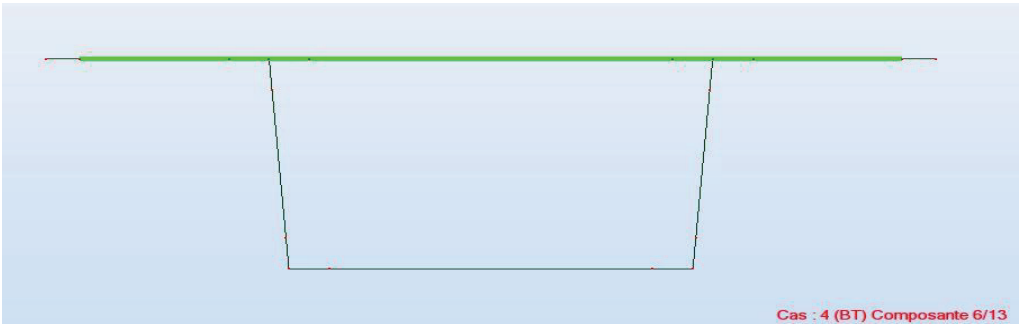


Figure V. 26 Position de la charges Bt

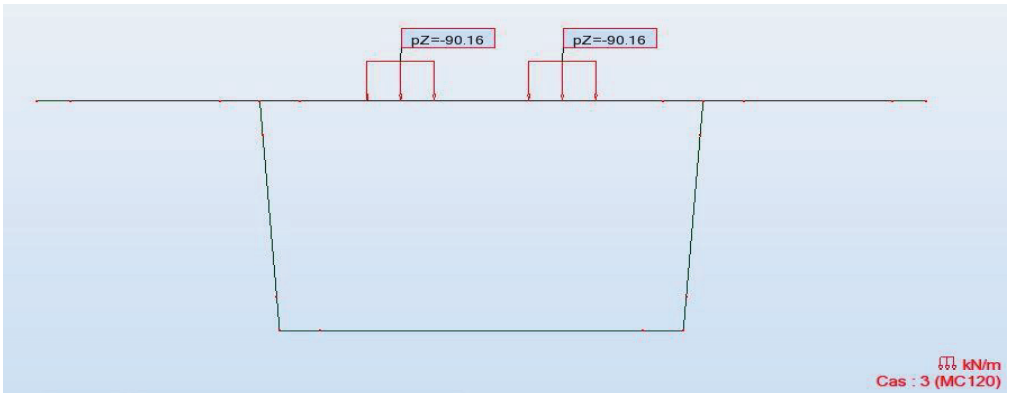


Figure V. 27 Position de la charge Mc120

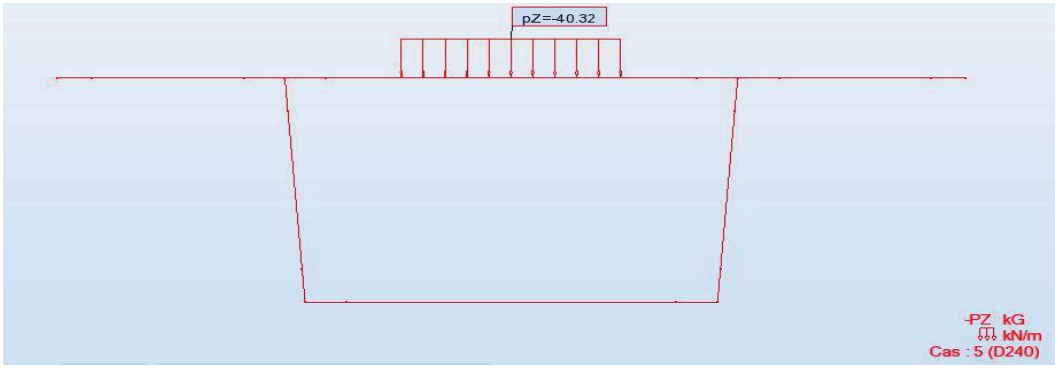


Figure V. 28 Position de la charge D240

V.5.1.2.Combinaisons de charges

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau V. 12 Combinaisons des charges appliquées

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB1	**1.35**	**1.60**	0	0	0	0
	COMB2	**1.35**	0	**1.60**	0	0	0
	COMB3	**1.35**	0	0	**1.60**	0	0
	COMB4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0
	COMB5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**
ELS	COMB1	**1**	**1.20**	0	0	0	0
	COMB2	**1**	0	**1.20**	**0**	0	0
	COMB3	**1**	0	0	**1.20**	0	0
	COMB4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB5	**1**	0	0	0	0	**1**

V.5.1.3.Résultats

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V. 13 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	267.12	200.33	-465.87	-349.28
Hourdis inférieur	274.55	206.16	-152.08	-114.16
Âme	349.60	262.50	-152.08	-114.16

Tableau V. 14 Moments extrêmes dans le voussoir sur culé

114	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	281.28	210.81	-495.72	-371.32
Hourdis inférieur	336.65	252.84	-82.08	-61.31
Âme	402.40	302.18	-82.08	-61.31

V.5.2.FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le dimensionnement de chaque section sera à l'ELS.

- **Ferraillage du voussoir sur pile (vsp)**

❖ **Ferraillage de la table supérieure**

➢ **La nappe supérieure**

$A_{s1} = \frac{M1}{Z \times \sigma s}$ tel que M_1=0, 34928MN.m

Avec : σ s= min (2/3f_e, 110$\sqrt{\eta \times ftj}$) = 200MPa, tel que : η = 1.6 pour acier HA.

Z=d× $(1 - \frac{\alpha}{3})$, d = h-c =0.25-0.05=0.10m, σ_{bc}=0.6×35=21 MPa.

$\alpha = \frac{15 \times \sigma bc}{15 \times \sigma bc + \sigma s} = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 200}$=0.61, Z=0.20× $(1 - \frac{0.61}{3})$=0.18m.

D'où : $A_{s1} = 98.16 cm^2$ ↦ **on propose deux nappes de 10HA25 (moment négatif « chapeau »).**

➢ Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

Selon le sens longitudinal ; On choisit $A_{sy} = 34.35 cm^2$, soit **7HA25**.

➢ **La nappe inférieure**

$A_{s2} = \frac{M2}{Z \times \sigma s}$ tel que M_2=0,20031MN.m, d'où A_{s2}= $55.64 cm^2$.

On choisit A_{s2} = 56.29cm2, soit **7HA32.**

Selon le sens longitudinal : $A_{sy} = \frac{AS}{3} = \frac{55.72}{3} = 18.57 cm^2$.

On choisit A_{sy} = 18.84cm2, soit **6HA20**.

❖ **Ferraillage de la table inférieure**

➢ **La nappe supérieure**

$A_{s3} = \frac{M3}{Z \times \sigma s}$ tel que M_3=0,11416MN.m.

d = h-c =0.70-0.05=0.65 m, Z=0.52m, d'où : As3= $10.97 cm^2$.

On choisit A_{s3}=$12.06 cm^2$, soit **6HA16**.

Dans le sens longitudinal on aura Asy= $\frac{AS}{3} = \frac{12.06}{3} = 4.02 cm^2$.

On choisit A_{sy} = 4.71cm2, soit **6HA10**.

➢ **La nappe inférieure**

$A_{s4} = \frac{M4}{Z \times \sigma s}$ tel que M_4=0,20616MN.m, d'où : A_{s4} =$19.82 cm^2$.

On choisit A_{s3}=$39.26 cm^2$, soit **8HA25.**

Dans le sens longitudinal on aura $A_{sy} = \frac{AS}{3} = \frac{39.26}{3} = 13.08 cm^2$.

On choisit A_{sy} = 21.89cm2, soit **7HA20**.

❖ **Ferraillage de l'âme**

➢ **La partie externe**

$A_{s5} = \frac{M5}{Z \times \sigma s}$ tel que M_5=0,26250MN.m.

d = h-c =0.50-0.05=0.45 m, Z=0.36m, d'où : A_{s5}= $36.46 cm^2$.

On choisit A_{s5}=$39.36 cm^2$, soit **8HA25.**

Dans le sens longitudinal on aura $A_{sy} = \frac{AS}{3} = \frac{39.36}{3} = 13.12 cm^2$.

On choisit A_{sy} = 14.07cm2, soit **7HA16**.

➢ **La partie interne**

$A_{s6}=\frac{M6}{Z\times\sigma s}$ tel que M_6=0,11416MN.m, d'où : $A_{s6}=15.86cm^2$.

On choisit $A_{s6}=16.08cm^2$, soit **8HA16**.

Dans le sens longitudinal on aura $A_{sy}=\frac{AS}{3}=\frac{16.08}{3}=5.36cm^2$.

On choisit $A_{sy}=5.49cm^2$., soit **7HA10**.

- **Condition de non fragilité :** selon le règlement BAEL on a :

  $A_{s,min} \geq 0.23\times b\times d\times \frac{ftj}{fe}=6.21cm^2$.

Tableau V. 15 Ferraillage passif du VSP

Elément Ferraillé		Transversal	Longitudinal
Hourdis supérieur	Nappe Inférieure	**7HA32**	**6HA20**
	Nappe Supérieure	**10HA25**	**7HA25**
Hourdis inférieur	Nappe Inférieure	**8HA25**	**7HA20**
	Nappe Supérieure	**6HA16**	**6HA10**
Âme	partie externe	**8HA25**	**7HA16**
	partie interne	**8HA16**	**7HA10**

- **Ferraillage du voussoir sur cule (vc)**

Tableau V. 16 Ferraillage du voussoir sur culée

Elément		M_{ser} (kN.m)	h (m)	d (m)	A_s (cm^2)	A_{sy} (cm^2)	A_s retenue (cm^2)	A_s trans	A_s long
La dalle supérieure	La nappe supérieure	371.32	25	20	116.04	34.35	2nappe 64.34	**8HA32**	**7HA25**
	La nappe inférieure	210.81	25	20	65.62	24.54	72.38	**9HA32**	**5HA25**
La dalle inférieure	La nappe supérieure	61.31	30	25	15.32	6.28	15.39	**10HA14**	**8HA10**
	La nappe inférieure	252.84	30	25	63.21	34.35	64.34	**8HA32**	**7HA25**
L'âme	La partie externe	302.18	50	45	41.91	16.08	44.17	**9HA25**	**8HA16**
	La partie interne	61.31	50	45	15.32	6.28	15.39	**10HA14**	**8HA10**

N.B :

Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans l'annexe.

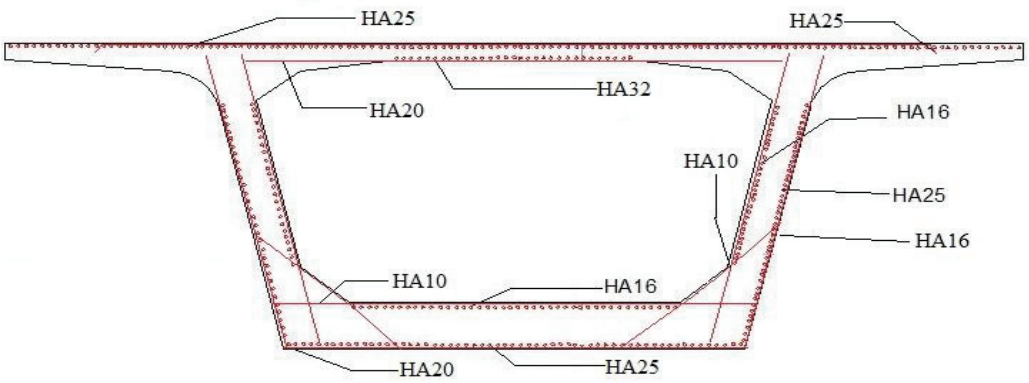


Figure V. 29 Ferraillage du voussoir sur pile (vsp)

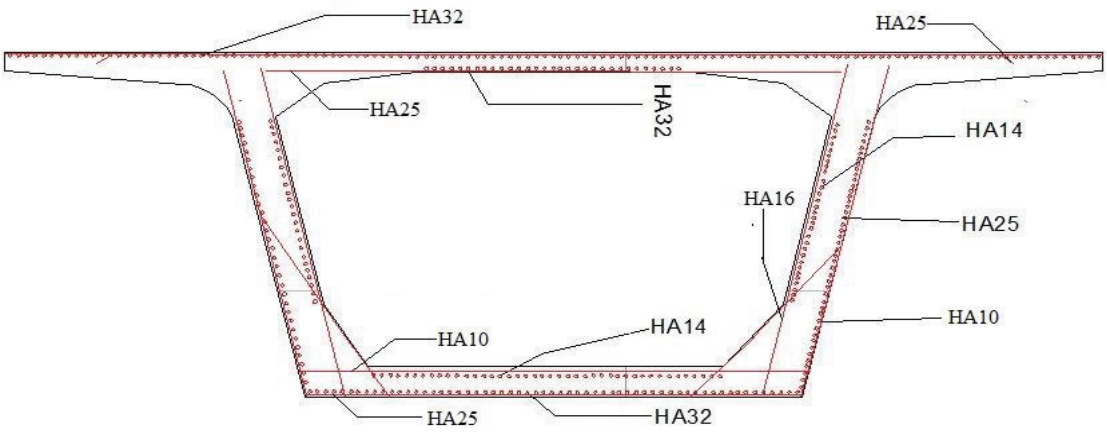


Figure V. 30 Ferraillage du voussoir sur cule (vc)

V.6.CONCLUSION

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%), Donc on gardera le nombre de câbles calculé précédemment

Les contraintes en état de charge et en état vide sont vérifiées, mais on remarque qu'en zone de précontrainte continue qu'on doit renforcer par les armatures pour éviter la contrainte de traction

ETUDE DES EQUIPEMENTS



ENSTP 2018-2019

VI.1.INTRODUCTION

Les équipements du pont jouent un rôle important 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 l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VI.2.APPAREIL D'APPUI

Le tablier de pont repose en général sur leurs appuis par l'intermédiaire d'un appareil d'appuis conçu pour transmettre les efforts s verticaux et horizontaux.

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

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ;
- Les appareils d'appui spéciaux ;
- Les appareils d'appui métalliques.

VI.2.1.Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Dans notre cas on a opté pour un appareil d'appuis en élastomère fretté.

VI.2.2.Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Un appareil d'appuis en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à couse 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.
- Leur coût est relativement modéré.

VI.2.3. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculées à l'ELS :

Tableau VI. 1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Combinaisons	Rmax sur culée(KN)	Rmax sur pile(KN)
1,35G + 1,6A(l)	6849.62	33705.10
1,35G + 1,35Mc120	6234.89	31956.27
1,35G + 1,35D240	6222.97	33226.91

Après avoir déterminé les réactions d'appui, la réaction maximale est :

- $\mathbf{R_{max}}$= 33705.10KN Sur pile
- $\mathbf{R_{max}}$=16852.55KN pour chaque appareil sur piles (on a deux appareils d'appuis).
- $\mathbf{R_{max}}$=6849.62KN Sur la culée
- $\mathbf{R_{max}}$=3424.81KN pour chaque appareil. (2 appareils d'appuis).

VI.2.4.Dimensionnement d'appareil d'appuis

Ils comportent n + 1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres.

La définition géométrique de l'appareil d'appui du type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure 3.3 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangul aire.

Sauf prescriptions particulières, et sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

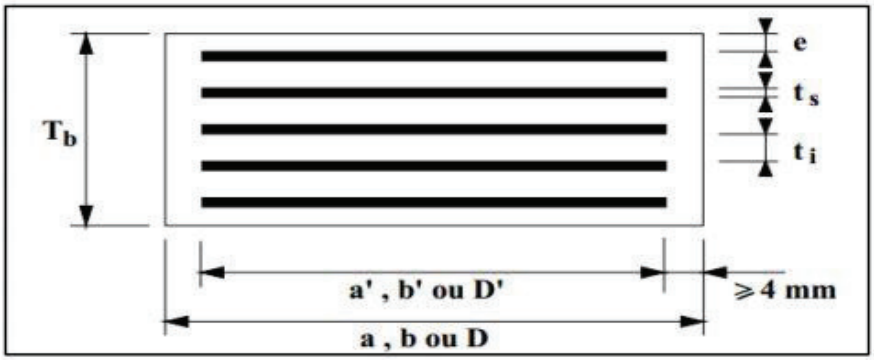


Figure VI. 1 Définition géométrique d'un appareil d'appui

$$\frac{Fz}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 25 \text{ MPa}$$

Application Numérique :

- Fz = 16.85255 MN a' × b' ≥ 6741.02 cm^2. ↦ **On prend (a×b) = (900×900) mm2.**
- On va prendre des appareils d'appuis qui portent :
  - ✓ **T= 160 mm**, telle que T la hauteur feuilles d'élastomère.
  - ✓ On a 9 feuilles d'élastomère **: ti = 16 mm**.
  - ✓ 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 8 mm.

    10 Frettes métalliques de **: ts = 6 mm**.

    Enrobage des chants : 10 mm.
- **T_b = (16×9+8×2+10×6) = 220mm.**

VI.2.5.Vérifications du dimensionnement

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VI.2.5.1.Stabilité au flambement

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$.

D'où $90\,mm \leq 160\ mm \leq 180\,mm$ **condition vérifié** √

VI.2.5.2.Traction dans les frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime.

$$\mathbf{ts = \gamma m \frac{2.6 \times Fz \times ti}{3 \times Ar \times fy}}$$

- t_i : épaisseur d'une feuille d'élastomère.
- γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.
- f_y: Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235).
- A_r : la surface en plan effective ; Ar ≈ A' = 2 a'×b' =89×89 cm.

D'où, $\mathbf{ts} = 3.8\text{mm} > \{t_s = 3.80\text{mm} ; 2\text{ mm}\}$ **condition vérifiée** √

VI.2.5.3.Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée si :

$$\mathbf{H < f \times Nmin}$$

- f : coefficient de frottement
- N_{min} : réaction minimale a l'ELU sous charges permanentes.
- H : effort dynamique dû au séisme et l'effort horizontal concomitant les plus défavorables.

  D'où , $f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma \min}$, $\sigma \min = \frac{Fz}{Ar} = 2127.25\text{MPa}$, $f = 0.1$.
- N_{min}=33705.10KN
- H= $F_{freinage}$ +300.
- $F_{freinage}$: l'effort de freinage induit par le système A(l) avec la combinaison la plus défavorable ELU ;

  $Ff_{reinage} = 1{,}6 \times 1086.51 \mapsto F_{freinage} = 1738.4$ KN, D'où H=2038.4 KN

  $2038.4 < 3370.510$ **condition vérifiée** √

VI.2.5.4. Limitation de distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\mathbf{\varepsilon T = \varepsilon c + \varepsilon q + \varepsilon \alpha < 7}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_c}$, $\boldsymbol{\varepsilon_q}$ et $\boldsymbol{\varepsilon_\alpha}$: sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

✓ **Evaluation de ε_c:**

Sous un effort normal centré F_z, on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère :

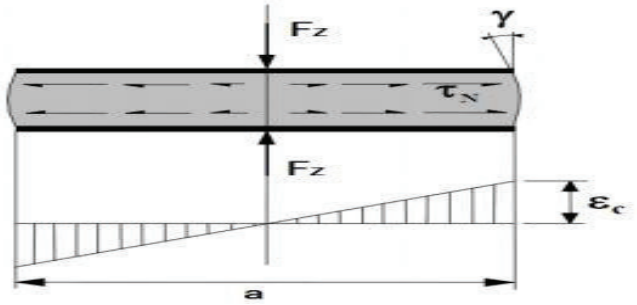


Figure VI. 2 Distorsion sous effort normal

$$\varepsilon c = \frac{1.5 \times Fz}{G \times Ar \times S} = 2.55$$

✓ **Evaluation de ε_α :**

La valeur de la distorsion $\varepsilon\alpha$, sous l'effet de rotations αa et αb d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon\alpha = \frac{(a' \alpha a + b' \alpha b) \times ti}{2 \sum ti^3}$$

- α_a est estimé à partir du diagramme de déformation longitudinale (flèche finale) ; αb est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale.
- α_b est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale.

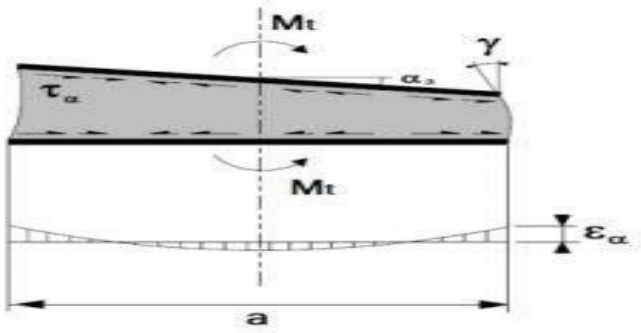


Figure VI. 3 Distorsion sous une rotation

$\alpha a = 2{,}55 \times 10^{-3}$rad **↦ $\varepsilon\alpha$ = 0,39**

✓ **Evaluation de ε_q :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q liée au cisaillement τ_h dans l'élastomère :

$$\varepsilon q = 0.625$$

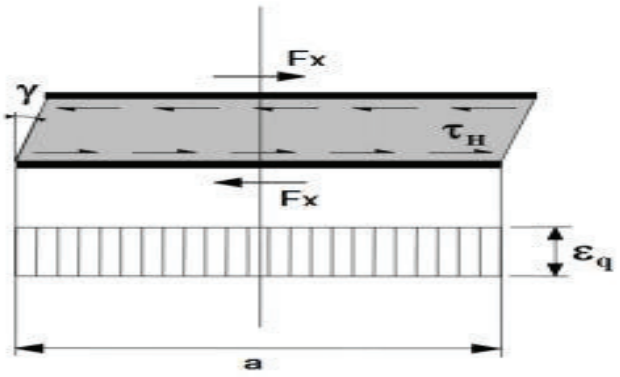


Figure VI. 4 Distorsion sous effort horizontal

$\varepsilon_T = 3{,}565 < 7 \mapsto$ **Condition Vérifiée** $\surd$

VI.2.5.5.Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement, ils ont une épaisseur de **22,5 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.



Figure VI. 5 Plaques de fixation

VI.3.DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VI.3.1.Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$a1 \geq a + h/2 \text{ et } b1 \geq b + h/2$$

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0{,}45 \pm 0{,}12m \mapsto \text{On prend } a1 = b1 = 1{,}2\ m.$$

VI.3.2.Ferraillage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- ✓ **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$\mathbf{A_c} = \frac{\mathbf{0.25 \times N}}{\boldsymbol{\sigma s}} = = \frac{0.25 \times 16.85255}{434.78} = 96.90 cm^2 \mapsto \textbf{Soit 32HA20.}$$

✓ **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{\mathbf{0.25 \times N}}{\boldsymbol{\sigma s}} = \frac{0.125 \times 16.85255}{434.78} = 48.45 cm^2 \mapsto \textbf{Soit 32HA14.}$$

✓ **Frette inferieure**

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

$$A_s = \frac{\mathbf{0.04 \times N}}{\boldsymbol{\sigma s}} = \frac{0.04 \times 16.85255}{434.78} = 15.50 cm^2 \mapsto \textbf{Soit 24HA10.}$$

✓ **Frette inferieure**

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

$$A_i = \frac{\mathbf{0.10 \times N}}{\boldsymbol{\sigma s}} = \frac{0.10 \times 16.85255}{434.78} = 38.76 cm^2 \mapsto \textbf{Soit 24HA16.}$$

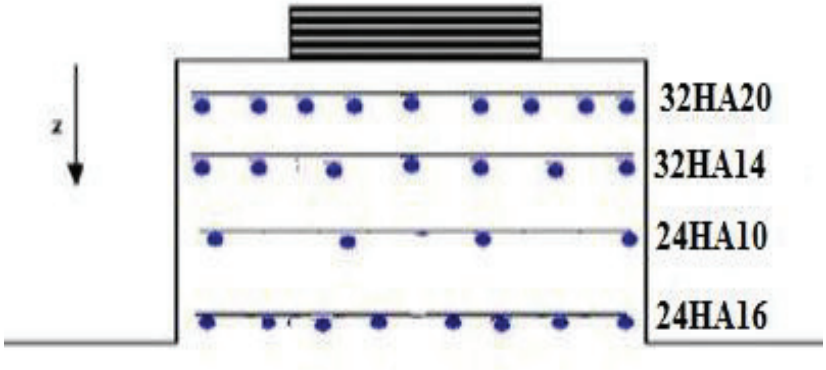


Figure VI. 6 Ferraillage d'un dé d'appui.

VI.4.JOINT DE CHAUSSEE

VI.4.1Définition

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique :**

  Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.

  Absence de bruits de vibrations.
- **Résistance :**

  Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Etanche :**

  En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.
- **Fiable :**

  La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

VI.4.2.Calcul du souffle des joints

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

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

VI.4.2.1.Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times tg\alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02rad ce qui crée un déplacement de $\Delta l = 450x\ tg\ (0.02)$=**9.00 cm**.

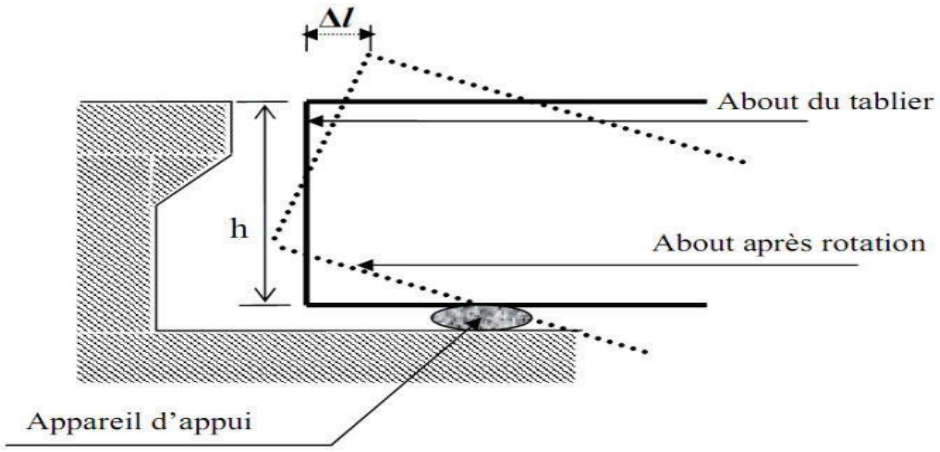


Figure VI. 7 Rotation d'extrémité sous chargement.

VI.4.2.2.Dilatation thermique

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$

l : étant la longueur dilatation du tablier. Pour notre cas $\frac{L}{2} = 183.5\ m \Rightarrow \boldsymbol{\Delta l = 5.50\ cm}$

Telle que L : la longueur du tablier.

VI.4.2.3Retrait

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = 3.5 \times 10^{-4}$

Alors ; $\Rightarrow \boldsymbol{\Delta l = 6.42\ cm}$

VI.4.2.4Fluage

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

$$\frac{\Delta l}{l} = Kfl \times 10^{-4}$$

Kfl : Coefficient de fluage à t =0 au moment où il subit la contrainte est de2 à 3.

Donc : $\boldsymbol{\Delta l = 183.5 \times 3 \times 10^{-4}\ cm}$

$$\boldsymbol{\Delta l = 5.50\ cm}$$

Alors le souffle total sous les phénomènes précédents égal à :

W = 9 + (5.5+6.42+ 5.5)/2

W =17.71 cm.

VI.4.2.5choix de type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 17.71cm il faut considérer la famille de joints appelé Wd (souffles moyens « Wind »). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



Figure VI. 8 Joint du type Wd

Tableau VI. 2 Modèles des joints Wd

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd160	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

Tableau VI. 3 Caractéristique physiques des joints Wd

Type	A_{min}	A_{max}	B_{min}	B_{max}	C_{min}	C_{max}	D_{min}	D_{max}	H	E	L	F	P(KN)	Nb
Wd160	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52.5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62.5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	**170**	**330**	**400**	**560**	**290**	**450**	**50**	**210**	**98**	**300**	**280**	**120**	**190**	**4**
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd160**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **50** à **210 mm**.

VI.5. CONCLUSION

Nous avons 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.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

ETUDE D'INFRASTRUCTURE



ENSTP 2018-2019

VII.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. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

Lors de la construction des ouvrages, plusieurs problèmes sont posés à l'ingénieur qui doit dimensionner ces derniers pour résister aux séismes probables. A cet effet une étude sismique est indispensable. Celle-ci ne peut être menée sans comprendre le mécanisme générateur des séismes ainsi que les caractéristiques du mouvement sismique et leurs effets sur le mouvement du sol qui constitue l'assise de tout ouvrage de génie civil

Dans le présent travail, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VII.2.ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

Aquatique et terrestre.

- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.
- **Classification du pont :**

Selon le RPOA La région de Tlemcen ce trouve en zone I.

- Selon importance du pont

Tableau VII. 1 Classification des ponts

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

➔Notre pont et dans le groupe 2

VII.2.1.Conception de la pile

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier et de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

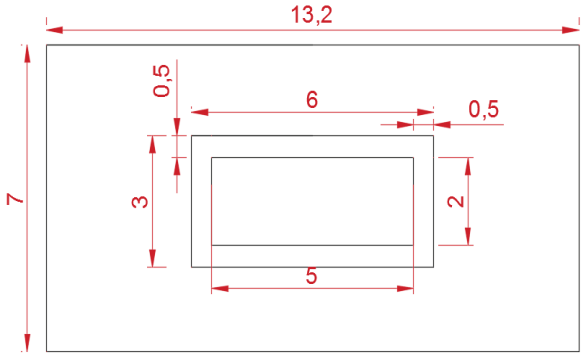


Figure VII. 1 Vue en plan de la pile sur cule

Tableau VII. 2 Implantation et hauteurs des piles

Pile	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur(m)	15.18	27.25	33.16	34.9	14.78

VII.2.2.Evaluation de la raideur totale K

$K_{A\text{-}App} = G \times \frac{a \times b}{T}$; $K_{pile} = n \frac{3EI}{h3}$; $K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{KA-App} + \frac{1}{Kpile}}$

- **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 (sous charges, service), et 1,2 MPa encas dynamique (séisme) ;
- ***fcj*** : la résistance caractéristique du béton, vaut : ***fc28* = 27 MPa**.

Tableau VII. 3 Raideurs longitudinales des appuis

	G	T	a	b	K_{app}	E	I	H	$K_{PILE/(culée)}$	Kappuis
c1	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3				infini	24.3
P1	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3	33000	10,16	15,18	287,55	22,4
P2	1,2	0,16	0,9	0,9	0	33000	10,16	27,25	198,833	198,83
P3	1,2	0,16	0,9	0,9	0	33000	10,16	33,16	110,343	110,34
P4	1,2	0,16	0,9	0,9	0	33000	10,16	34,9	94,6483	94,64
P5	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3	33000	10,16	14,78	311,534	22,54
C2	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3				infini	24.3

✓ **La rigidité totale dans le sens longitudinal de l'ouvrage :**

D'après RPOA la raideur dans le sens longitudinal c'est la somme des raideurs totales des piles plus la raideur des appareils d'appui au niveau des culées.

On a: **k=Σ *ki* =** kp1+kp2+kp3+ kp4+ kp5+ kc1+ kc2**= 49737, 30 KN/m**

Tableau VII. 4 Raideurs statiques et dynamiques transversale des appuis

	G	T(m)	a(m)	b(m)	K_{app} (MN/m)	E	$I(m^4)$	H(m)	K_{PILE} (MN/m)	K_{appui} (MN/m)
	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3				infini	24.3
P1	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3	33000	33,16	15,18	938,50	23,68
P2	1,2	0,16	0,9	0,9	0	33000	33,16	27,25	648,94	648,94
P3	1,2	0,16	0,9	0,9	0	33000	33,16	33,16	360,13	360,13
P4	1,2	0,16	0,9	0,9	0	33000	33,16	34,9	308,91	308,91
P5	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3	33000	33,16	14,78	1016,77	23,73
C2	1,2	0,16	0,9	0,9	24,3				infini	24.3

✓ **La rigidité totale dans le sens transversale de l'ouvrage :**

D'après RPOA la raideur dans le sens transversale c'est la somme des raideurs totales des piles plus la raideur des appareils d'appui au niveau des piles et culées.

On a: **k=Σ k_i =** kp1+kp2+kp3+ kp4+ kp5+ kc1+ kc2**= 141401.46 KN /m**

VII.2.3.Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **Critère n°1 : Masses modales**

" La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation ". Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal. autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **MT (MT = G+αQ)**.[2]

- G : le poids propre du tablier;
- Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 4 voies chargées) ;
- α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains

Application Numérique :

$1/2M_P = \rho \times \Sigma (si \times hi) = 2.5 \times ((8*47.66) = 953.2$ t ➔ **$1/2M_P = 953.2$t**

$M_T = G+\alpha Q$ ➔ $M_T = 115864.245 + 0,2 \times (82,88 \times 367)$

➔ **$M_T = 121947,6$ t**

$M_P = 1302.8t \leq 0,43\ M_T = 5345.3$ t➔ Condition Vérifiée.

- **Critère n°2 : Angle de biais**

" L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis doit être supérieur à 70 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais ".

- **Critère n°3 : Angle de courbure**

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ".

Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan ➔ **Condition Vérifiée**

- **Critère n° 4 : Symétrie transversale**

" La distance entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal ".

eo = |XM – XR| ≤ 5% L ➔ **Condition vérifié.**

Après avoir analysé toutes les conditions on peut conclure que la méthode monomodale peut être utilisée.

VII.2.3.1.Etude longitudinale

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

FL = MT× Sa (T)

- **MT** : est la masse effective totale de la structure : $\mathbf{M_{tot} = M_T + 1/2M_p = 13384.04\ t}$;
- **Sa(T)** : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale donner dans le RPOA 2008 **<u>équation (3.1) dans la page 19</u>**
- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :
- (**T1, T2**) = *f* (S2) ➔ **(T1, T2) = (0,15 ; 0,40)** et **S = 1,1**.
- **g** : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s2** ;
- ξ : taux d'amortissement 5 % ;
- η : facteur de correction de l'amortissement : η **=1** ;
- **T2** : période caractéristique associée à la catégorie de site ;
- **S** : coefficient du **site** ; A=0.12 (Tab3.1 RPOA)
- **T** : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $\boldsymbol{T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}}$

$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{13384.04}{448773.024}}$ =1.03s

T2 < T < 3,00 s ➔ Sa(T ; ξ) = 2,5 η A g S (T2/T) ➔ Sa = 1.25 m/s2.

FL = MT× Sa (T) ➔ FL = 1.25×13384.04 ➔ **FL = 16826,47 KN.**

Tableau VII. 5 Force horizontale statique équivalente dans chaque pieu

Appuis	P1	P2	P3	P4	P5
Ki (KN/ml)	22406,5	198833,42	110343,1	94648,26	22541,72
FL(KN)	792,64	7033,833823	3903,44	3348,2	797,42

VII.2.3.2.Etude transversale

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

- Le modèle à tablier rigide ;
- Le modèle à tablier flexible.

L/B = 367/13.25 = 27.7 ≥ 5

➔ L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu. Le calcul des déplacements transversaux doit être établi à l'aide d'un outil informatique de calcul, en utilisant un modèle validé et recommandé par l'R.P.O.A pour l'application de la méthode modale spectrale, mais puisque le temps de notre recherche est limité on va faire une modélisation sur outils ROBOT 2012

La période déterminer pour la pile 1 :T=0.53s

VII.2.3.3.Etude verticale

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée (**I)** selon le R.P.O.A, est négligeable.

VII.2.3.4 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le guide de conception courant en zone sismique:

$$E1 = Ex \mp 0{,}3\,Ey \mp 0{,}3\,Ez$$
$$E2 = 0{,}3\,Ex \mp Ey \mp 0{,}3\,Ez$$
$$E3 = 0{,}3Ex \mp 0{,}3\,Ey \mp Ez$$

Avec : EX, EY, EZ Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

Q : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : Q = A(L) ;

Ψ : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Tableau VII. 6 Les combinaisons des forces agissant

cas	Combinaison	N KN/ml	M KN.m/ml
ELU	1,35G + 1,6 A(l)	349.15	952.12
ELS	G + 1,2 A(l)	258.95	706.12
ELA	G + E + 0,2A(l)	2829.12	718.43

VII.2.4.Le ferraillage de la pile

VII.2.4.1.Armatures longitudinales

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on a utilisé l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuse de RENE WALTHER

NB: d'après les résultats de calcul on a :

Pour la 1ère façade

Nmax=2829.12KN/ml sous la combinaison ELA **Nt=42.347MN**

Mmax =952.12KN.m/ml sous la combinaison ELU **Mt $_x$= 13.73MN**

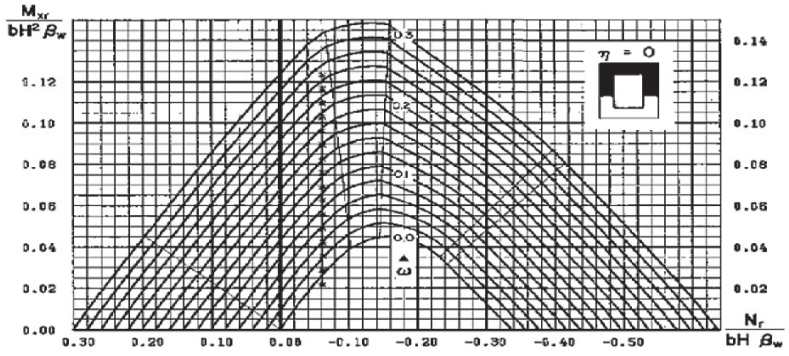


Figure VII. 2 L'abaque de Walther

- **Condition d'orientation de la section➔** $\frac{ty}{H} \leq \frac{tx}{b}$

(0.5/6)=0.08 ; (0.5/3)=0.17 ; b= 3 ; H= 6 ; ty / h =0.5/6 =0,08 ; tx / b =0.5/3 =0,16 **➔D'après l'abaque w= 0.01**

Soit

N = Nyy / b ×H ×Bw =42.347/ (3×6×27) = 0.006
M=Myy/ b × H_2× Bw=13.73 / (3× 6^2× 27) =0.0003

Avec :

- **h** : longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 6m.
- **b**: longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 3 m.
- **Bw = fc_{28}** : résistance caractéristique de compression du béton à 28 jours est égal à 27 MPa.
- **η= m_y / m_x** ; (m_x, m_y): efforts intérieurs relatifs**. (Flexion composée).**
- **w**: degré mécanique d'armature totale : **w= Fa.σf / b H Bw**
- **Fa =As** : section des armatures.
- **A_s= Fa= w*b*H*Bw/σ_f** = (0.01*6*3*27)/216 = 225 cm2/ml

- **Condition de non fragilité :** Selon le règlement **BAEL91, On a:**

f_{tj}=2.22 MPa ; **f_e**=350 MPa **; b**= 3 m **; d**=0.9**h**=0.9×6=5.4 m.

Donc : $A_{s,\ min} \geq 0.23\times5.4\times3\times\frac{2.22}{350} = 23.63\ cm^2$

0.2Fa =45 cm2 **/ml➔ 7HA32/ml** (56.29cm^2 /ml), S_t=15cm ➔ **$A_s \geq A_{s,\ min}$**
0.3Fa = 67.5cm2 **/ml ➔ 9HA32/ml** (72.38cm^2/ml), St=12cm ➔ **La condition vérifiée**

VII.2.4.2.Armatures transversales

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le RPOA par **:**

- **Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes : S_t= Min [24Φ_t;8Φ_l;0.25d]

Avec : d : hauteur utile,
Φ_t : diamètre des armatures transversales.
Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

S_t=Min [(24×1.6) ;(8×3.2) ;(0.25×0.9×600)]=Min [38.4: 25.6 :135]= 26cm soit: **St=26cm**.

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant :**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, doit satisfaire la relation suivante : $At=\frac{Al\times fel}{16\times fet}\times\frac{St(mm)}{100}$

At (coté h): At = 11.76 cm2/ml ➔ **4HA20/ml**
At (coté b): At = 9.15cm2/ml ➔ **3HA20**

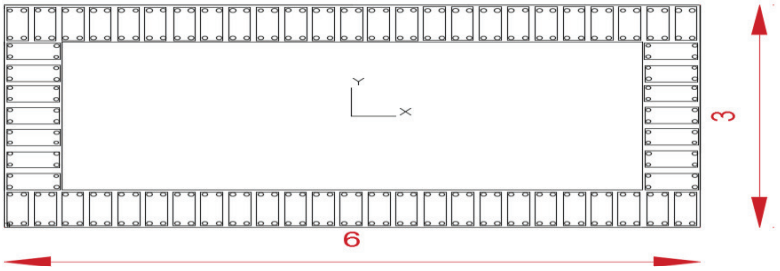


Figure VII. 3 Vue en plan de ferraillage de la pile

VII.2.4.3.Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 70$

L_f : la longueur de flambement.

i: le rayon de giration.

On a les caractéristiques géométriques de la pile sont :

I_X=10.16 m^4 ; I_Y =33.16m^4 ; S =8 m^2, H =15.2 m ; L_f= 0.7H= 0.7*15.2=10.64m

Flambement suivant x:

$i = \sqrt{\frac{Iy}{s}} = \sqrt{\frac{33.16}{8}} = 2.04 \leq$ **70 (vérifiée).**

Flambement suivant y :

$i = \sqrt{\frac{Ix}{s}} = \sqrt{\frac{10.16}{8}} = 1.13 \leq$ **70(vérifiée).**

VII.2.5.Etude de fondation sous la pile

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage au sol afin d'assurer la stabilité de l'ensemble. Vue le manque de données géotechniques qui nous aide à calculer le nombre de pieux nécessaires on a décidé de faire un exemple de calcul de fondation on prenant en compte les fondations prise dans le rapport géotechnique.

VII.2.5.1.Choix du type de fondation

Selon le rapport géotechnique, le mode de fondation estimé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 30 m de longueur, et de diamètre Φ= 1.2m.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

- **La largeur** :

B= (N-1) ×l +2 Φ = 6 m,

Tel que :

N : nombre des files des pieux (2).

l: la distance entre deux files (l=3,6m).

Φ : diamètre des pieux (1.2m).

- **La longueur** :

L = (N -1) ×l +2Φ = 6m.

N : nombre des files des pieux (2).

- **La hauteur** :

E= l / 2, 5 =3, 6 / 2, 5 = 1,44m⇒E= 2m

Donc on aura:

Tableau VII. 7 Dimensions de la semelle

L (m)	B(m)	E(m)	Ancrage(m)
7	13.2	2	2

- Poids propre de la semelle : 13.2 x 7 x 2 x 2,5 = 462t

- Poids des terres sur semelle : **Pts** = (S semelle–S pile ex)*2*2.1= ((7*13.2)-8)*4.2=354,48**t**

VII.2.5.2.Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est selon la charge descendante, on opte pour deux files de huit pieux (vu le manque des donnée géotechnique)

- **Evaluation des efforts**

Le tableau suivant résume les différents efforts appliqués à la semelle sous les combinaisons les plus défavorables

Tableau VII. 8 Efforts appliqués à la semelle

	N	N COMB	N tot	MY	MX
ELU	4283,8	1102,248	5386,048	6425,7	12851,5
ELS	3176,6	816,48	3993,08	4764,8	9529,5

- **Effort revenant à chaque pieu**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

Chaqu'un ramène un moment et un effort normal ; L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante : **N=** $\frac{N}{n} \mp \frac{Mx \times y}{\sum y2} \mp \frac{My \times x}{\sum x2}$

Admettant les hypothèses suivantes :

- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.
- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge

ELU:

$Nmax = \frac{N}{n} + \frac{Mx \times y}{\sum y2} - \frac{My \times x}{\sum x2} = \frac{5386,048}{8} + \frac{12851,5 \times 3.6}{8 \times 3.6^2} - \frac{6425,7 \times 5}{8 \times 5^2} = 958,85t$

ELS:

$Nmax = \frac{N}{n} + \frac{Mx \times y}{\sum y2} - \frac{My \times x}{\sum x2} = \frac{3993,08}{8} + \frac{9529,5 \times 3.6}{8 \times 3.6^2} - \frac{9529,5 \times 5}{8 \times 5^2} = 426,34t$

Tableau VII. 9 Réaction maximale appliqués à la semelle

ETAT	R max(t)
ELU	958,85
ELS	426,34

VII.2.5.3.Ferraillage de la semelle

- **Armatures transversale inferieures**

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale soit supérieur ou égale à 45° ; sinon on utilisera la méthode dite des consoles

Tg Θ = $\frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{H}{2}}$; Avec : L=600 cm, b=220cm h=180cm (=0.9*H_S)

Donc : =43.53< 45◦ donc on utilise la méthode de console

- **Armatures transversales inférieures**

On a le moment est donné par la formule suivante

$\left(\frac{L}{2} - 0.35b\right) Rmax = (\frac{3.6}{2} - (0.35 \times 1))Rmax = 1.45Rmax$

Avec : le ferraillage de la semelle se fait à ELS donc on aura

- R max =426.34 t
- L : 3 Φ =3.6m
- b =2*0.5=1m ; $\bar{\sigma}a = \frac{2}{3}\bar{\sigma}e$ =26700t/m2

A1= $\frac{Nmax}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{1.31}{h} = \frac{426{,}34}{26700} \times \frac{1.45}{2-0.05} \times 10^4$ =118.73 cm2 on prend: **27 HA25**

Ces armature transversale inferieure sont placées sur une bande de :

Φ+hs =1.2+2= 3.2m➔ $\frac{118.73}{3.2}$=37.10cm2 ➔ As=39.26cm2 **(8HA 25)**

L'espacement : **St=$\frac{\Phi+h-d}{n-1} = \frac{1.2+2-0.05}{27-1}$=12cm**

Où : **n** : Nombre de barre = 8 barres/m2

d: Enrobage = 5 cm.

Φ: Diamètre de pieu = 1, 2 m.

- **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par

$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{118.73}{3}$= 39.58 cm2 ➔ 9HA25 (As=44.17cm2)

L'espacement : St=$\frac{\Phi+h-d}{n-1} = \frac{1.2+2-0.05}{9-1}$=40cm

- **Armatures transversales supérieures:**

$A_L = \frac{A}{10} = \frac{118.73}{10}$ = 11.87cm2 ➔ 9HA16/ml

Soit : **9 HA16** (A_{ts}= 18.10 cm2)

- **Armatures longitudinales supérieures:**

$A_{LS} = \frac{A}{3} = \frac{118.73}{3}$=39.58 cm2 ➔9 HA25/ml

Soit: **9HA25/ml** (A_1= 44.17 cm2)

- **Armatures latérales :**

$A_L = \frac{A}{10} = \frac{118.73}{10}$ = 11.87cm2 ➔ 6HA16/ml

Soit : **6HA16/ml** (A_{ts}= 12.06 cm2)

VII.2.5.4.Le ferraillage des pieux

Le pieu est considère comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage du pieu se fera à l'aide d'EXPERT 2010

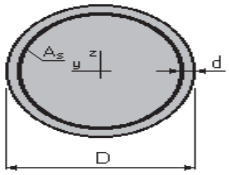
- **Armature longitudinale**

- **<u>Hypothèses:</u>**

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

- **Section:**



D = 50,0 (cm) ; d = 5,0 (cm)

Figure VII. 4 Le ferraillage des pieux

- **Efforts appliqués:**

Tableau VII. 10 Effort maximal sous combinaison des forces

Cas N	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELA	849,90	565,36	17,93
2.	ELS	532,93	0,00	0,00
3.	ELU	1198,56	0,00	0,00

- **Résultats:**

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 84,8 (cm2) ➔ **20HA25**

Section minimum

$A_{S\,min}$ = 6,3 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 98,2 (cm2)

Théorique ρ = 4,32 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,16 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

L'espacement : St= $\frac{2R\pi}{n}$ = 18 c m

Les armatures transversales : $\Phi_t \geq \frac{\Phi l}{3}$ =8.33cm ➔ Donc, on prendra des cercles de **HA10**

VII.3.ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

- **La fonction mécanique**

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

- **La fonction technique**

- La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

VII.3.1.Choix de la morphologie

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

❖ **Eléments constituent la culée**

1. Mur garde grève.
2. Mur cache.
3. Corbeau.
4. Mur frontal.
5. Murs en retour.
6. Dé d'appui.
7. Semelle.
8. Pieux.

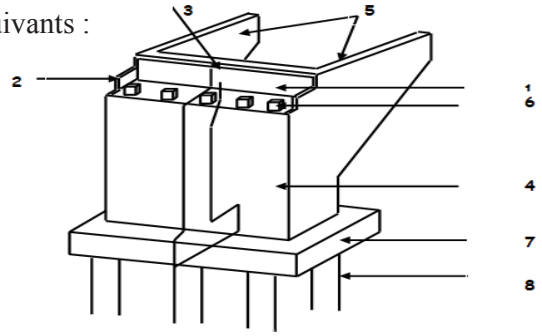


Figure VII. 5 Eléments constituants la culée remblayée

VII.3.2.Pré-dimensionnement de la culée

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

VII.3.2.1.Mur frontal

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges verticales du tablier dans l'axe de mur de front.

- Le mur a une hauteur **h=5.25m** et une épaisseur **e=2m**, avec une longueur **L=13.25m.**

VII.3.2.2.Mur de garde grève

La hauteur du mur de garde grève est :

$$h = h_{voussoir\ sur\ culée} + h_{appareil\ d'appui} + h_{dé\ d\ 'appui.}$$

$$\mathbf{h} = 4.5 + 0.16 + 0.6 = \mathbf{5.26m.}$$

- L'épaisseur du mur grève est :

  e = max(0.3m ; h /88) = max(0.3m ; 0.66m)=0.66m.

✓ On prend **e = 0.7m.**

- La longueur du mur garde grève est :

  $\mathbf{L} = L_{tablier} - 2e_{mur\ en\ retour} = 13.25 - 2(0.4) = \mathbf{12.45m}$.

VII.3.2.3.Dalle de transition

La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule suivante :

L = min [6m ; max (3m ; 0.6H)] = min [6m ; max (3m ; 6.3)] = min [6m ; 6.3].

Soit : **L=6m.**

L'épaisseur de la dalle de transition est prise : **e=0.3m.**

Largeur : **L=12.45m.**

VII.3.2.4Murs en retour

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La longueur du mur : **L = 8m.**
- La hauteur : **h =10.51m.**

L'épaisseur du mur en retour varie entre 30cm et 40cm, soit **e = 40cm.**

VII.3.2.5. Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 100 cm, une petite base de 50 cm et une hauteur de 50 cm.

VII.3.2.6.Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier **L = largeur du pont = 13.25m.**

Largeur du sommier d'appui : **B=1.5m.**

L'appareille d'appui ne doivent pas être implanté trous près du bord extérieur du sommier, d ≥20 cm, on prend d = 30 cm.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien. On le prend 50cm.

VII.3.2.7.La semelle

On prend :

- ✓ L'épaisseur de la semelle : **Es = 2.00 m.**
- ✓ Largeur de la semelle : **B=6.40m**.
- ✓ Longueur de la semelle **: L= 13.25m.**

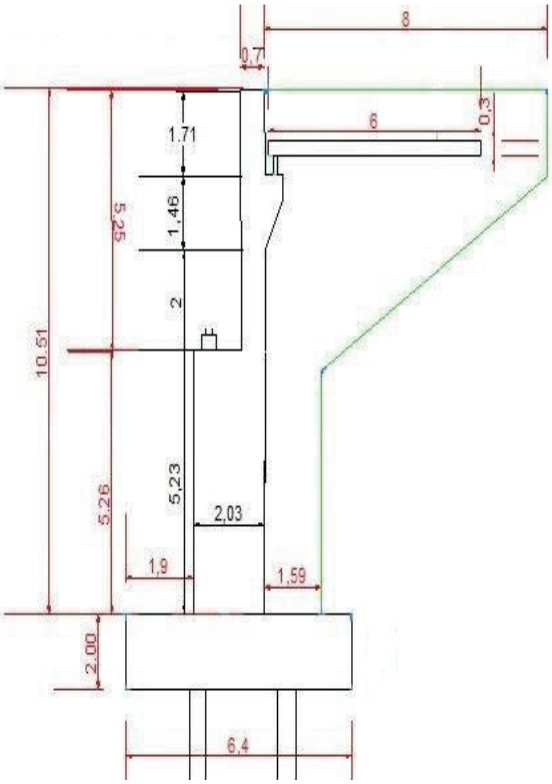


Figure VII. 7 Dimensions de la culée

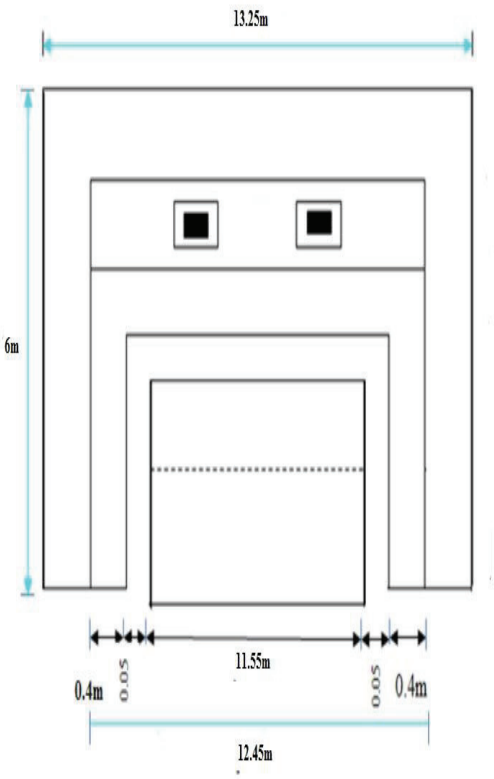


Figure VII. 6 Dimensions de la culée

VII.3.3.Evaluation des efforts sollicitant la culée

VII.3.3.1calcul des sollicitations permanentes sur la culée

✓ **Le poids propre du mur garde-grève**

$P_{GG} = \gamma_b \times e \times h \times L$

$\gamma_b = 25$ KN/m^3poids volumique du béton.

AN: $P_{GG} = 25 \times 0.7 \times 5.26 \times 12.45 = 1146.02$KN ⇒ $P_{GG} = 1146.02$KN.

✓ **Le poids propre du mur frontal**

$Pmf = \gamma_b \times e \times h \times L$

AN: $Pmf = 25 \times 2 \times 5.25 \times 13.25 = 3478.12$KN ⇒ $Pmf = 3478.12$KN.

✓ **Le poids propre du mur en retour**

$Pmr = \gamma_b \times e \times h \times L$

AN: $Pmr = 25 \times 0.4 \times 10.51 \times 8 = 840.8$KN ⇒ $Pmr = 840.8$KN.

Le poids total des deux murs est : $Pmrt=840.8\times2=1681.6$KN ⇒ $Pmrt = 1681.6$KN.

✓ **Le poids de la semelle**

$Ps = \gamma_b \times e \times h \times L$

AN: $Ps = 25 \times 2 \times 6.4 \times 13.25 = 4240$KN ⇒ $Ps = 4240$KN.

✓ **Le poids de la dalle de transition**

$Pdd = \gamma_b \times e \times h \times L$

AN : Pdd = 25 × 0.3 × 6 × 12.45 = 560.25KN ⇒ Pdd = 560.25KN.

✓ **Le poids du corbeau**

Pc = γ_b × e × s

S = 0.5m^2

AN: Pc= 25 × 0.5×12.45 = 155.63KN ⇒ Pc = 155.63KN.

✓ **Le poids des terres sur la dalle de transition**

PtD = γ_h × h × l × L

l : la longueur de la dalle de transition

L : la largeur de la dalle de transition

h : hauteur de remblais sur la dalle de transition

γ_h De remblai = 18kn/m^2

PtD = 18 × 1 × 6 × 12.45 = 1344.6KN ⇒ PtD = 1344.6KN.

✓ **Le poids des terres sur la semelle**

Pts = 8588.09KN

VII.3.3.2.Calcul de la poussée des terres

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées des terres comme il est montré sur le schéma suivant (FigureVII.8).

q = K_a × γ × h ⇒ q = $\frac{1}{2}K_a \times \gamma \times L \times h^2$

La force F est appliquée à h/3 tel que :

$\begin{cases} F_1 : \text{est appliquée } 3.50m \\ F_2 : \text{est appliquée } 0.60m \end{cases}$

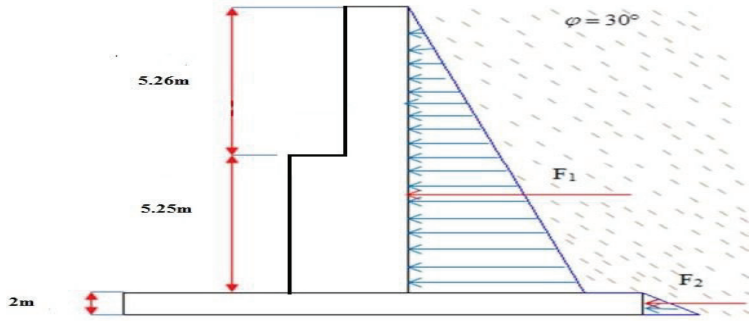


Figure VII. 8 La poussée des terres

✓ **Calcul du coefficient de poussée :**

- Dans les conditions normales
- Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE : $K\ ah = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha-\theta)}{\cos^2\alpha\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta)\sin(\varphi+\alpha-\theta)}{\cos(\delta-\alpha+\theta)\cos(\alpha+\beta)}}\right]} \times \frac{k\cos(\delta-\alpha)}{\cos(\delta-\alpha+\theta)}$ avec

φ: Angle de frottement interne (pour remblai φ = 30°)

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0°$

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0°$

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton) $\delta = 0°$

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arctg}\left(\frac{\varepsilon H}{1 \pm \varepsilon v}\right)$

K : coefficient caractérisant le séisme : $K^2 = \varepsilon H^2 \pm (1 \pm \varepsilon v)$

$\varepsilon_H = 0{,}1$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V = 0{,}07$: accélération du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal : $Hs = \varepsilon H \times G$

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon_v)$. G (G : le poids propre).

En conditions sismiques on prend :

$\varepsilon_H = 0.1$ et $\varepsilon_v = 0.07$

$\varepsilon_H = 0.1$ et $\varepsilon_v = 0.00$

$\varepsilon_H = 0.1$ et $\varepsilon_v = -0.07$

Pour les conditions normales :

$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0.00$ $K = 1$ $\theta = 0°$ $K_{ah} = 0.333$

Les coefficients de poussées pour les différents cas sismique sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 11 Les coefficients de poussées pour les différents cas sismique

Action du séisme	Notation	ε_H	ε_v	K	$\theta°$	K ah
Condition normale (pas de séisme)	Cas $n^0$1	0,000	0,000	1,000	0,000	0,333
Vertical+ horizontal	Cas $n^0$2	0,100	0,070	1,075	5,340	0,420
Horizontal	Cas $n^0$3	0,100	0,000	1,005	5,710	0.395
Vertical + horizontal	Cas $n^0$4	0,100	- 0,070	0,935	6,140	0,374

Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normal et sismique) sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12. Les efforts de poussées des terres pour les différentes conditions

		Condition sismique	K_a	F_p(KN)
Poussées des terres	Mur garde grève+ mur frontal	Cas $n^0$1	0,333	4386.40
		Cas $n^0$2	0,420	5532.40
		Cas $n^0$3	0.395	5203.08
		Cas $n^0$4	0,374	4926.46
	Semelle	Cas $n^0$1	0,333	158.84
		Cas $n^0$2	0,420	200.34
		Cas $n^0$3	0.395	188.42
		Cas $n^0$4	0,374	178.40

VII.3.3.3.Calcul de la poussée des surcharges de remblai

En vue de la justification des éléments ou structures susceptibles d'être soumis à des efforts de la part des remblais d'accès aux ponts, on considère que ces remblais sont susceptibles de recevoir une charge d'une tonne par mètre carré.

q= 1t/m^2=10 KN/m^2

p =q× K_a × h ⇒ q = 1.2×q×K_a × L × h

La figure suivante montre la distribution de la poussée des surcharges de remblai sur le mur garde grève, mur frontal et la semelle :

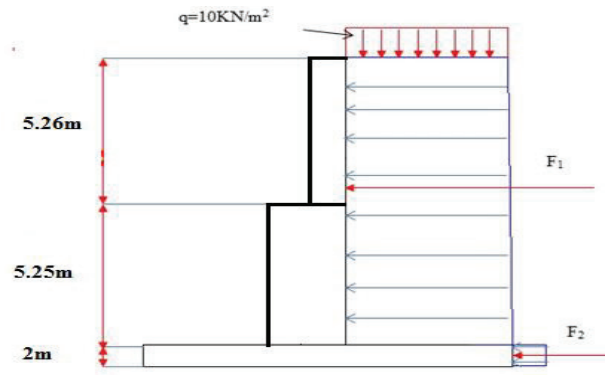


Figure VII. 9 la poussée des surcharges

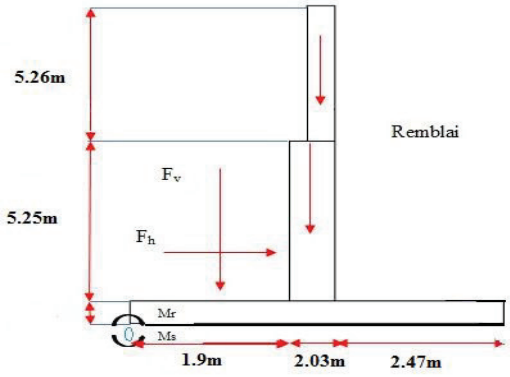


Figure VII. 10 le moment stabilisant et renversant

Les efforts de poussée de surcharges des remblais pour les différentes conditions sont donnés dans le tableau **Annexes 4.13**

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_s : désigne le moment stabilisant dû aux charges verticales.

M_s =effort vertical × bras de levier horizontal.

M_r : désigne le moment renversant dû aux charges horizontales.

M_r=effort horizontal× bras de levier vertical.

Les résultats sont donnés dans les tableaux **Annexes 4.14 ; Annexes 4.15 ; Annexes 4.16**

VII.3.4.Vérification de la stabilité de la culée :

- ✓ **Stabilité au renversement**
- $\frac{Ms}{Mr} \geq 1.5$ condition normale
- $\frac{Ms}{Mr} \geq 1$ condition sismique
- ✓ **Stabilité au glissement :**
- $\frac{V}{H}\, tg\varphi \geq 1.5$ condition normale
- $\frac{V}{H}\, tg\varphi \geq 1$ condition sismique

Tel que : $V=\sum (1 \pm \varepsilon_V)P$

$H=\sum (\varepsilon_h)P$

φ : Angle de frottement du remblai=30°

Tableau VII. 13 Résultats des sollicitations sur la culée

Cas sismique	H=∑ (ε_h)P (KN)	V=∑ (1 ± ε_V)P (KN)	∑(M_s) (KN.m)	∑(M_r) (KN.m)
Cas $n^0$1	5207.60	27123.49	185083.666	28370.33
Cas $n^0$2	6434.60	28973.70	197467.582	35782.47
Cas $n^0$3	6177.19	27123.49	184105.68	33652.49
Cas $n^0$4	5848.77	25245.42	172370.894	32015.65

VII.3.4.1. Vérification de la stabilité au renversement

Condition normale

- **Cas n°1**

$\frac{Ms}{Mr} = \frac{185083.666}{28370.33} = 6.52 \geq 1.5$ la condition est vérifiée √

Condition sismique

- **Cas n°2**

$\frac{Ms}{Mr} = \frac{197467.582}{35782.47} = 5.51 \geq 1.5$ la condition est vérifiée √

- **Cas n°3**

$\frac{Ms}{Mr} = \frac{184105.68}{33652.49} = 5.47 \geq 1.5$ la condition est vérifiée √

- **Cas n°4**

$\frac{Ms}{Mr} = \frac{172370.894}{32015.65} = 5.38 \geq 1.5$ la condition est vérifiée √

VII.3.4.2. Vérification de la stabilité au glissement

Condition normale

- **Cas n°1**

$\frac{27123.49}{5207.60} tg\varphi = 3.00 \geq 1$ la condition est vérifiée √

- **Cas n°2**

$\frac{28973.70}{6434.60} tg\varphi = 2.59 \geq 1$ la condition est vérifiée √

- **Cas n°3**

$\frac{27123.49}{6177.19} tg\varphi = 2.53 \geq 1$ la condition est vérifiée √

- **Cas n°4**

$\frac{25245.42}{5848.77} tg\varphi = 2.49 \geq 1$ la condition est vérifiée √

VII.3.5. Le ferraillage de la culée

VII.3.5.1 Le mur garde grève

Le mure garde grève est soumis au poussée des terre de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

Le mur garde grève est supposé encastré a la base dans les calculs de béton armé.

VII.3.5.1.1.Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève

- **Poussée des terres**

Le moment à l'encastrement est :

Mp = P x H/3 avec P = $\frac{1}{2}$ Ka×γ_r× H^2×L.

Tableau VII. 14 Moments des poussées des terres

Action du séisme	K_a	γ_r (kN/m^3)	H(m)	L(m)	P(KN)	Mp (KN.m)
Cas $n^0$1	0,333	18	5.26	1	82.91	145.37
Cas $n^0$2	0,420	18	5.26	1	104.58	183.37
Cas $n^0$3	0.395	18	5.26	1	98.36	172.46
Cas $n^0$4	0,374	18	5.26	1	93.13	163.29

- **Moment due à la force de freinage B_c**

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

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue .Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

Avec : P : poids d'une roue d'un camion ; P=60KN

$$M_f = \frac{2 \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2 \times 60 \times 5.26}{0.25 + (2 \times 5.26)} = 58.61 \text{KN.m}$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur**

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève. Les rectangles sont de dimension 0.25 × 0.75m².

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par :

Φ = 120 / (0.75 × 0.25) = 640 KN/ m².

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_p = \frac{12K}{0.75 + 2h_0} \times \int_0^h \frac{h - x}{0.25 + x} dx$$

Avec :

K= K_a x b_c x δ

δ = 1 coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

b_c = 1 pour trois voies chargées.

K_a = coefficient de poussée des terres.

Tableau VII. 15 Rapport (M'_p / K) pour différents valeurs de h

h (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50
M'_p/K (KN.m)	22.3	34.0	44.1	61.1	74.5	85.6	94.9	105.8	116.9	130.3	144.2	153.3

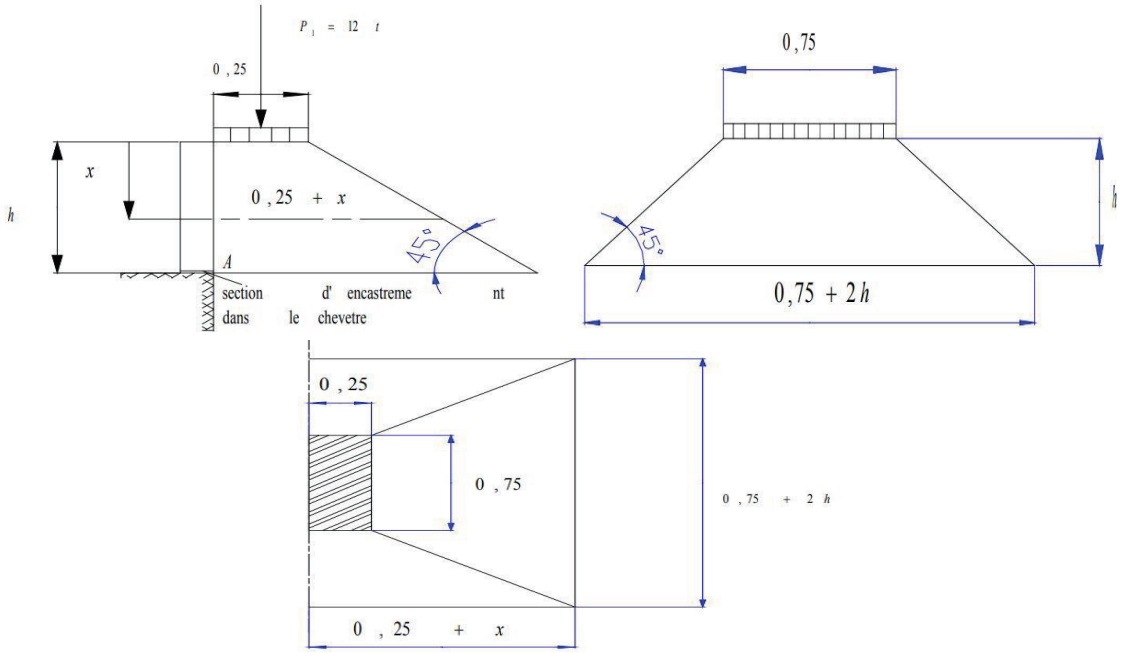


Figure VII. 11 Poussées de la charge locale située en arrière du mur

Dans notre cas h = 5.26 m par interpolation

$\frac{153.3-144.2}{5.50-5.00} = \frac{M'_{p/k}-144.2}{5.26-5.00} \Rightarrow M'_{p/k} = 148.932\text{KN.m}$

Les valeurs de M'_p sont résumées dans le tableau suivant

Tableau VII. 16 Les valeurs de M'p

Action sismique	K_a	b_c	δ	K	M'_p
Cas n^{0}1	0,333	1	1	0.333	49.59
Cas n^{0}2	0,420	1	1	0.420	62.55
Cas n^{0}3	0.395	1	1	0.395	58.83
Cas n^{0}4	0,374	1	1	0.374	55.70

- **Charge accidentelle**

Les efforts sismiques sont :

$$\begin{cases} \text{l'effortsismique horizontal: } H_s = \varepsilon_h . G \\ \text{l'effortsismique vertical: } V_s = (1 \pm \varepsilon_h) . G \end{cases}$$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur

On prend 1 ml du mur.

G =5.26×0.70×1×25 = 92.05KN.

$H_s = \varepsilon_h . G$ =0.1×92.05 = 9.205KN.

$M_{Hs} = H_s \times \frac{h}{2} = 9.205 \times 2.63 = 24.21$ KN.m.

VII.3.5.1.2.Combinaison d'action

- Conditions normales

A L'ELU : $1.35G + 1.6M_Q$

A L'ELS : $G + 1.2M_Q$

D'où : $\begin{cases} G = M_p \\ M_Q = M'_p + M_f \end{cases}$

Donc : $M_{ELU} = 1.35 \times (145.37) + 1.6 \times (49.59+58.61) = 369.37$ KN.m

$M_{ELS} = (145.37) + 1.2 \times (49.59+58.61) = 275.21$KN.m

- Conditions accidentelles

A l'ELA : $G + F_A + M_Q$

D'où $\begin{cases} G = M_p \\ M_Q = M'_p + M_f \\ F_A = MHs \end{cases}$ Donc : $M_{ELA} = 183.37 + 24.21 + 62.55 + 58.61 = 328.74$ KN.m

$$\begin{cases} M_{ELU} = 369.37 \text{ KN.m} \\ M_{ELS} = 275.21 \text{KN.m} \\ M_{ELA} = 328.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VII.3.5.1.3.Ferraillage

Il sera en considérant des bandes d'un mètre de largeur encastrées dans le mur chevêtre.

$M_{ELU} = 369.37$ KN.m

$M_{ELS} = 275.21$KN.m

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable : Le calcul se fait à l'ELS.

X=0,34m, Z=0,52m, M1=1.432Mn

M_{ser}=0,275Mn.m => M1 > M_{ser}

Alors SSAC As=25.54cm2

Soit 9HA20 (As = 28.27cm2)

e= 9 cm. Avec 5 cm d'enrobage

On prend $A'_s = As / 3 = 8.37$ cm². Soit 9HA12 ($A_s = 10.17$cm2)

- **Vérification a l'E.L.S**

h = 0.70 m. $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc28 = 16.2$ MPa

$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$ avec $\eta = 1.6$ (HA)

$\overline{\sigma}_{st} = 207.31$MPa

x= 0.26m

$I_1 = 2.86 \times 10^{-2}$ m^4

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = 250\text{MPa} < 16.2\text{MPa}$ vérifiée√

$\sigma_{st} = n \times (\frac{M_{ser}}{I}) \times Z = 90\text{MPa} < 207.31\text{MPa}$ vérifiée√

- **Le ferraillage horizontal**

$A_y = \frac{A_S}{4} = 7.07cm^2$ Soit 8HA12 $A_y = 9{,}04\ cm^2$

On prend $A'_s = \frac{A_y}{3} = 3.01cm^2$. Soit 8HA8 $A'_s = 4.02\ cm^2$

- **Condition de non fragilité**

$A_{s\,min} \geq 0.23 \times 100 \times 63 \times \frac{2.22}{400}$

$A_{s\,min} \geq 8.04\ cm^2$

$A_y = 9{,}04\ cm^2 \geq A_{s\,min} = 8.04\ cm^2$ vérifiée√

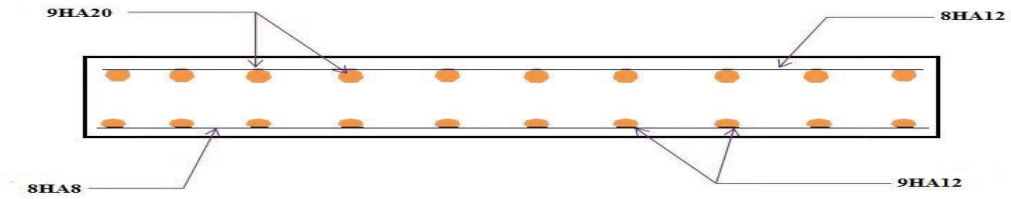


Figure VII. 12 Schéma de ferraillage du mur garde-grève

VII.3.5.2.Ferraillage du Mur frontal

C'est un élément massif, donc on aura besoin uniquement d'un ferraillage minimum pour éviter la fissuration : 0.6% de la section de béton pour les armatures longitudinales. 0.2% de la section du béton pour les armatures transversales. On va faire le ferraillage par le mètre linéaire.

$S_1 = 1\times 2 = 2m^2$
$S_2 = 1\times 2 = 2m^2$

$A_{s1} = \frac{0.6\times 2}{100} = 0.012\ m^2$ => 16HA32 = 128.68 cm^2 (2 lits de 8HA32)

$A_{sw} = \frac{0.2\times 2}{100} = 0.004\ m^2$ => 14HA20 = 40.98 cm^2 (2 lits de 7HA20)

VII.3.5.3.Dalle de transition

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute sa surface. Donc on aura besoin uniquement d'un ferraillage minimum pour éviter la fissuration : 0.6% de la section de béton pour les armatures longitudinales. 0.2% de la section du béton pour les armatures transversales. On va faire le ferraillage par le mètre linéaire.

- **Ferraillage (en flexion simple)**

$S_1 = 1\times 0.3 = 0.3m^2$
$S_2 = 1\times 0.3 = 0.3m^2$

$S_1 = S_2$, donc on aura le même ferraillage pour les deux sections. On se contentera d'étudier uniquement le ferraillage de S1.

$A_{s1} = \frac{0.6\times 0.3}{100} = 0.0018\ m^2$ => 6HA20 =18.85 cm^2 (espacé de 15cm)

$A_{sw} = \frac{0.2\times 0.3}{100} = 0.0009\ m^2$ => 6HA14 =9.24 cm^2 (espacé de 15cm)

VII.3.5.4.Ferraillage du corbeau

$S = \frac{(1+0.5)\times 0.5}{2} = 0.375\ m^2$

$A_{s1} = \frac{0.6\times 0.375}{100} = 0.0025\ m^2$ => 8HA20 =25.13 cm^2 (2 lits de 4HA20)

$A_{sw} = \frac{0.2\times 0.3}{100} = 0.00075 m^2$ => 4HA16 =8.04 cm^2 (4HA16 espacé de 25cm)

VII.3.5.5.Ferraillage de Mur en retour

$S_1 = 1\times 0.4 = 0.4 m^2$

$S_2 = 1\times 0.4 = 0.4 m^2$

$A_{s1} = \frac{0.6\times 0.4}{100} = 0.0024\ m^2$ => 8HA20 = 128.68 cm^2 (8HA20 espacé de 15cm)

$A_{sw} = \frac{0.2\times 0.4}{100} = 0.0008\ m^2$ => 4HA16 = 40.98 cm^2 (4HA16 espacé de 25cm)

VII.3.5.6.Ferraillage de la semelle

$S_1 = 1\times 2 = 2m^2$

$S_2 = 1\times 2 = 2m^2$

$A_{s1} = \frac{0.6\times 2}{100} = 0.012\ m^2$ => 16HA32 = 122.72 cm^2 (2 lits de 8HA32 espacé de 15cm)

$A_{sw} = \frac{0.2\times 2}{100} = 0.004\ m^2$ => 5HA20 = 40.21 cm^2 (espacé de 15cm)

$S'_1 = 1\times 0.75 = 0.75 m^2$

$S'_2 = 1\times 0.75 = 0.75 m^2$

$A'_{s1} = \frac{0.6\times 0.75}{100} = 0.0045\ m^2$ => 6HA32 = 48.25 cm^2 (espacé de 15cm)

$A'_{sw} = \frac{0.2\times 0.75}{100} = 0.0015\ m^2$ => 8HA16 = 16.08 cm^2 (espacé de 10cm)

VII.3.CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé.

La partie infrastructure dépend des charges transmise par l'ouvrage ainsi que la nature de site qui influe sur le type de fondation choisi.

Le ferraillage de la pile, semelle, pieux dépend du type d'effort de flexion appliquer.

CONCLUSION GENERALE



ENSTP 2018-2019

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établis est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les cinq années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude d'un pont, et on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, …etc.

la réalisation de ce modeste travail, nous a permis de nous perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calculs et de conception, notamment ROBOT et AUTOCAD.

Nous avons aussi compris que le rôle d'un ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées par le site, il doit d'une part bien connaitre l'éventail 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 aléas pendant l'exécution.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

BIBLIOGRAPHIE



ENSTP 2018-2019

BIBLIOGRAPHIE

KIBBOUA Abderrahmane, (2019) « *Cours des règles parasismiques applicables sur un pont* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BELAOURA, (2018) « *Cours de Béton Précontraint* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BELAOURA, (2017) « *Cours de Béton Armé* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

Mr.BENAMLADJ Mohamed (2016/2017)« Analyse statique non linéaire des piles de ponts avec et sans isolation sismique » encadrer par Dr.CHIKH Benazouz (Maître de recherche A, CGS)

BOUA Bilel, (2014) «ETUDE D'UN PONT CAISSON A HAUTEUR CONSTANTE EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF A L'ECHANGEUR DES QUATRE (04) CHEMINS BEJAIA» Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

. KEDDACH ALI et HAMENNI AGHILES (2014) «ÉTUDE D'UN VIADUC CAISSON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF SUR RN73 (TIZI OUZOU)». Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

LEBIB LOUCIF, BOUAICHE RAZIK et AZZOUG SAMIR (2013)«Isolation sismique à la base des structures » Mémoire de fin d'études dans le cadre d'obtention de diplôme Master II en Génie civil, Université A. MIRA-Bejaia Faculté de Technologie Département de Génie Civil

Document SETRA, (septembre 2009) « *Ponts mixtes acier-béton* ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France).

Document SETRA, (juin 2003) « *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs* ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

Document SETRA, (Février 1996) « *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension* ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France)

CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « *Conception des ponts* ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

THONIER. H, (1992) « *Le béton précontraint aux états limites* ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France).

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, (1987) « *Projet et construction des ponts* », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France)

ANNEXES 1
LOCALISATION DU PROJET

ENSTP 2018-2019



Annexes 1. 1 le Tracé du projet



Annexes 1. 2 la Localisation des culées du viaduc Pk 8+ 762
(Photo graphie satellite du 21/08/2009-SourceGoogle Earth.2011)

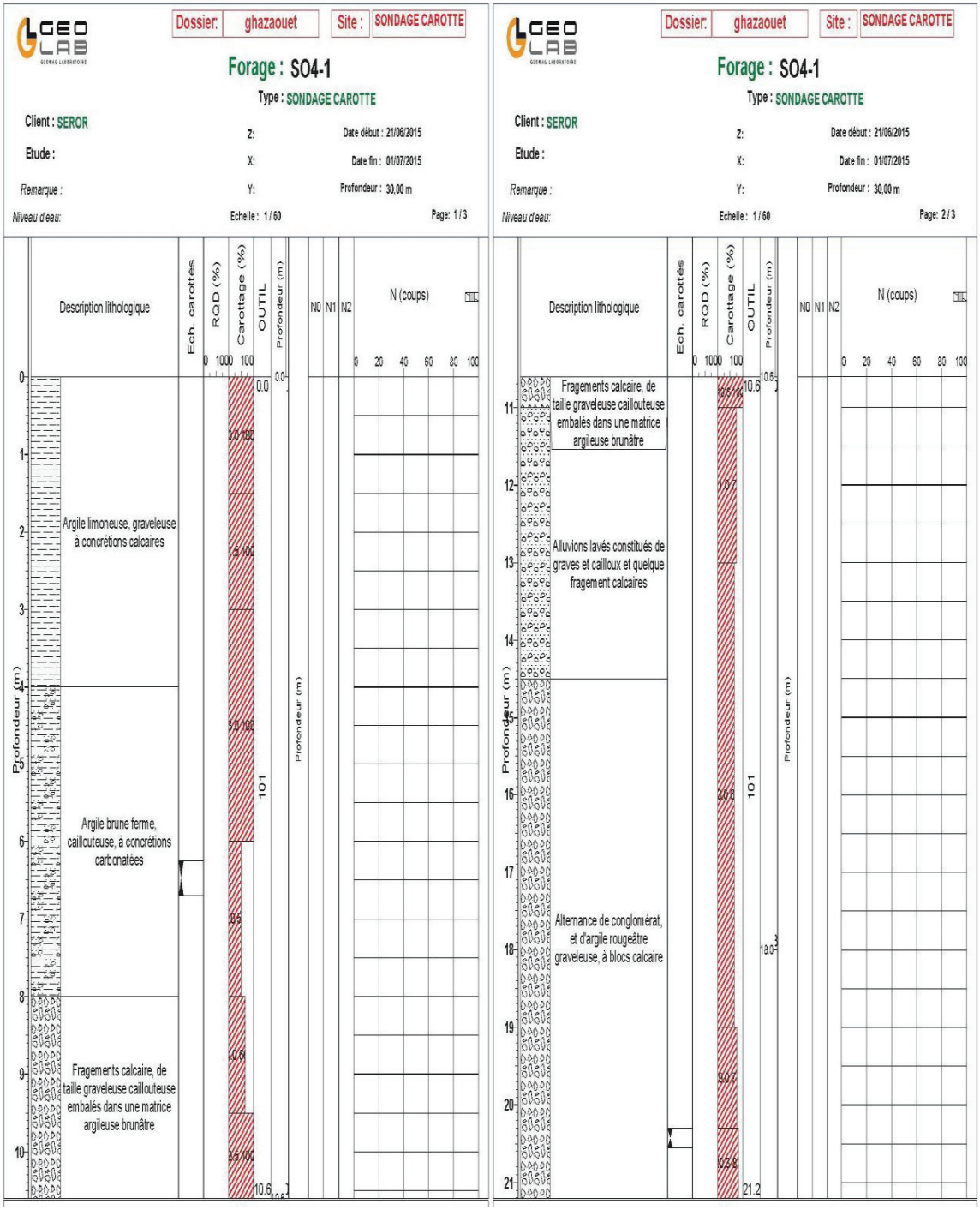
ANNEXES 2
ORGANISATION DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

ENSTP 2018-2019

PHASE 01. SONDAGES CAROTTES



Annexes 2. 1 caisses à carotte du sondage SC04-1 de 0.00m à 30.00m

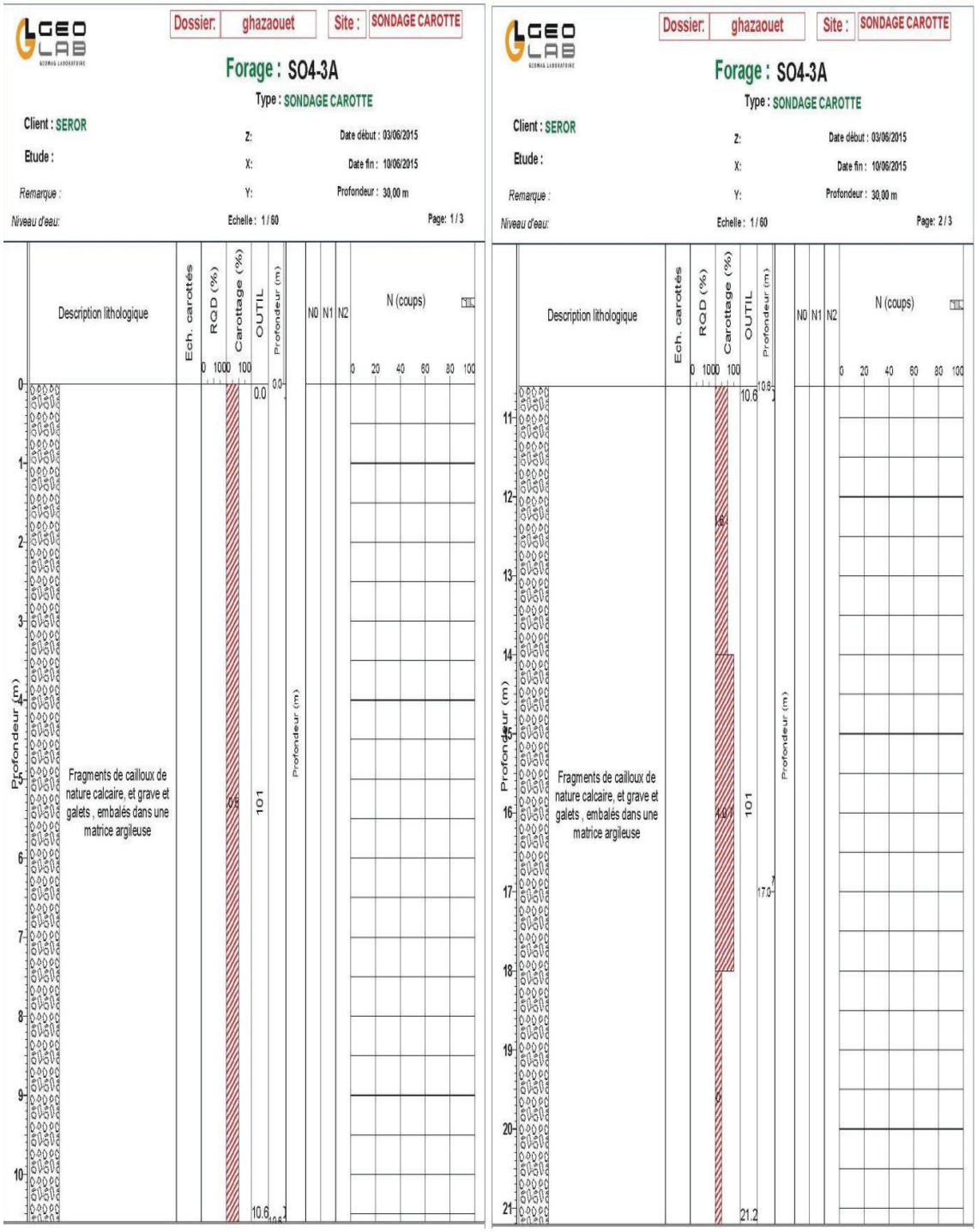


Annexes 2. 2 Résultats du sondage carotté dans le point SC04-1





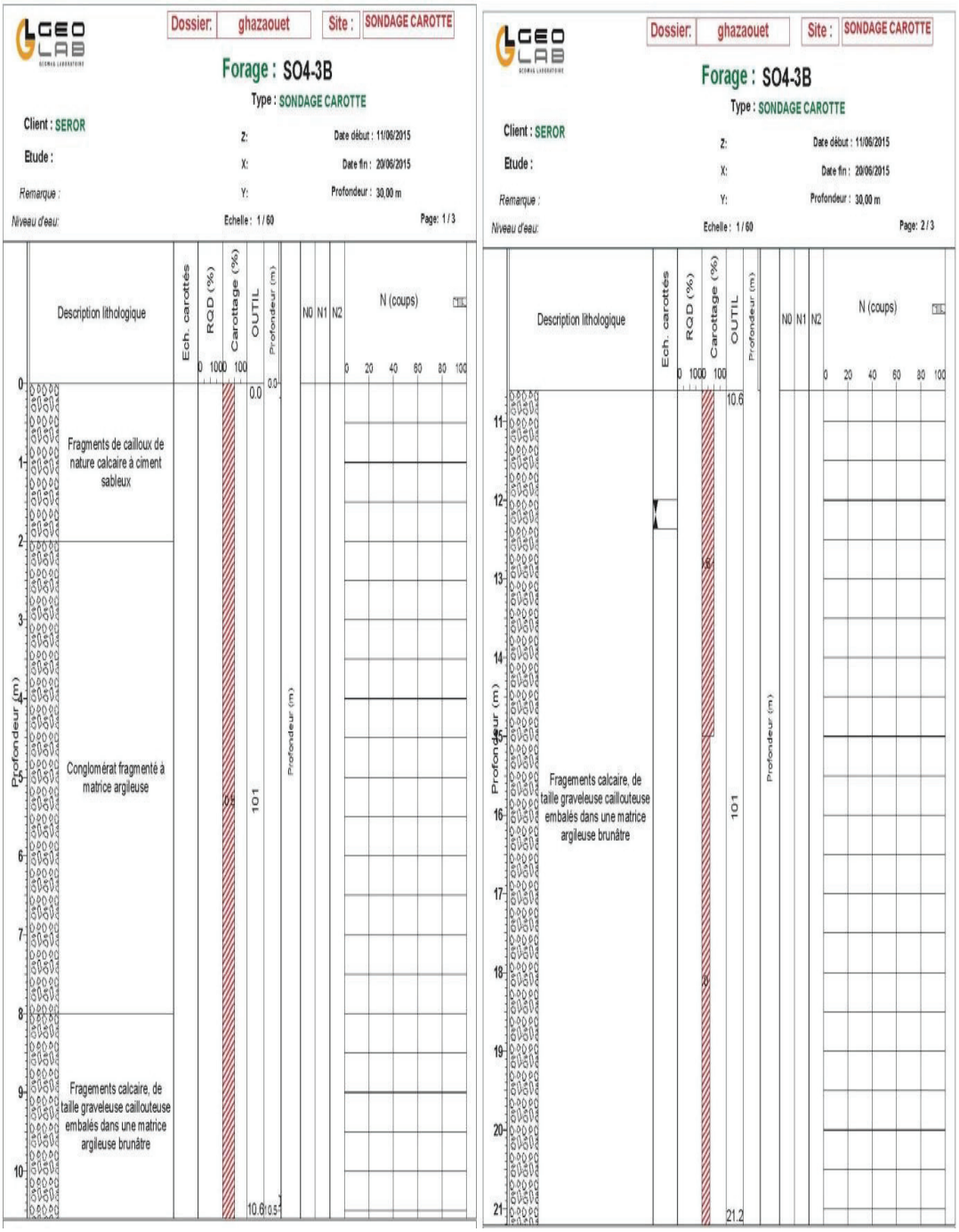
Annexes 2. 3 caisses à carotte du sondage SC04-3 de 0.00m à 30.00m



Annexes 2. 4 Résultats du sondage carotté dans le point SC04-3A



Annexes 2. 5 Carotte du sondage carotté Sc04-3B



Annexes 2. 6 Résultats du sondage carotté dans le point SC04-3A

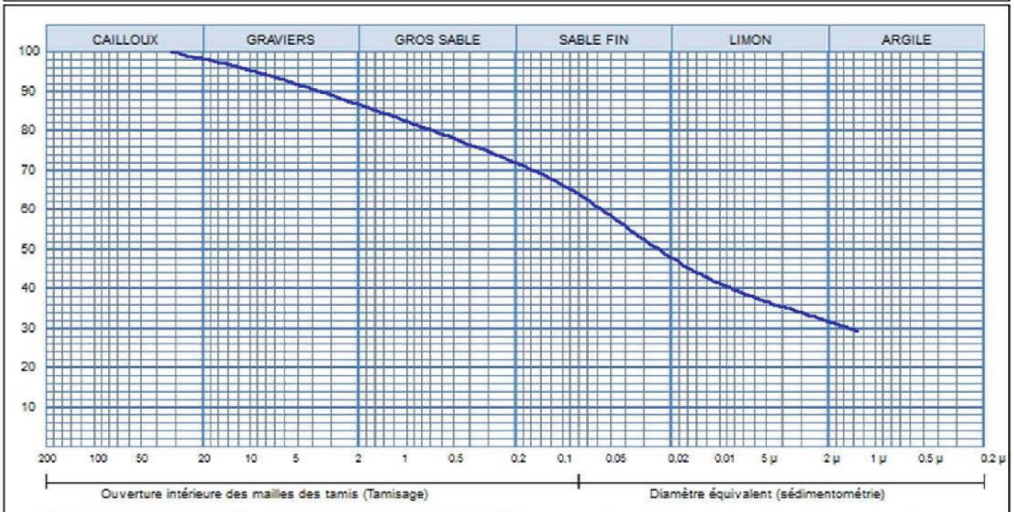
PHASE 02. ESSAIS AU LABORATOIRE

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client :
Projet : Liaison A.R. Ghazaouet - l'AEO (13km)
Endroit : Ghazaouet

N° Projet : 15/GEO/2015

Sondage n° : S04-1
Profondeur : 6.25 - 6.70 m
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 13/08/2015



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
31,50	100,00	65,10 µm	61,14
20,00	98,08	48,80 µm	57,80
10,00	96,43	33,70 µm	52,24
5,00	93,29	21,80 µm	46,69
2,00	87,21	15,50 µm	43,91
1,00	81,97	11,10 µm	41,68
0,40	78,66	7,90 µm	39,46
0,20	71,14	5,70 µm	36,68
0,10	70,20	4,00 µm	35,57
0,08	69,91	2,80 µm	33,90
		1,30 µm	29,35

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
———	69,91 %	45,46 %	22,31 %	23,15 %	Ap

Remarque :

Préparé par :
Approuvé par :
Date :

Annexes 2. 7 Rapport d'essais granulométriques

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

Client :

Projet : Liaison A.R. Ghazaouet - l'AEO (13km)

Endroit : Ghazaouet

N° Projet : 15/GEO/2015

Sondage n° : S04-01

Profondeur : 6.25 - 6.70 m

Nature :

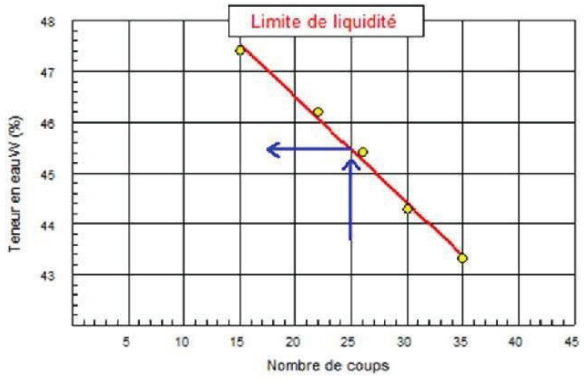
Date essais : 17/08/2015

Limite de Liquidité (%) : WL = 45,46

Limite de Plasticité (%) : WP = 22,31

Indice de Plasticité (%) : IP = 23,15

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 19.91



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	22,16
2	22,1
3	22,67



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Annexes 2. 8 Rapport d'essais limites d'atterberg

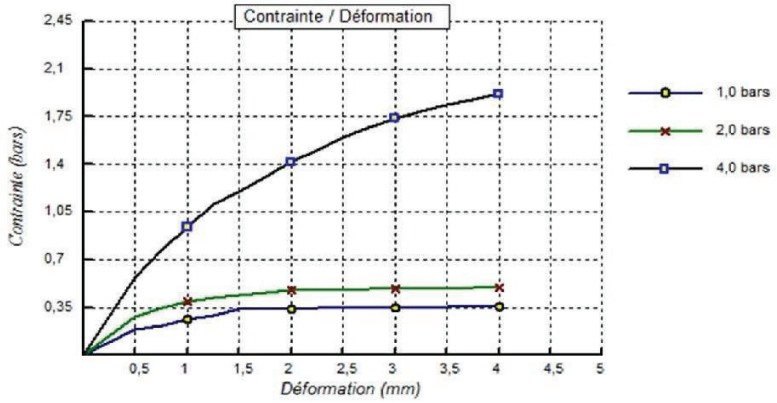
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
NF P 94-071-1

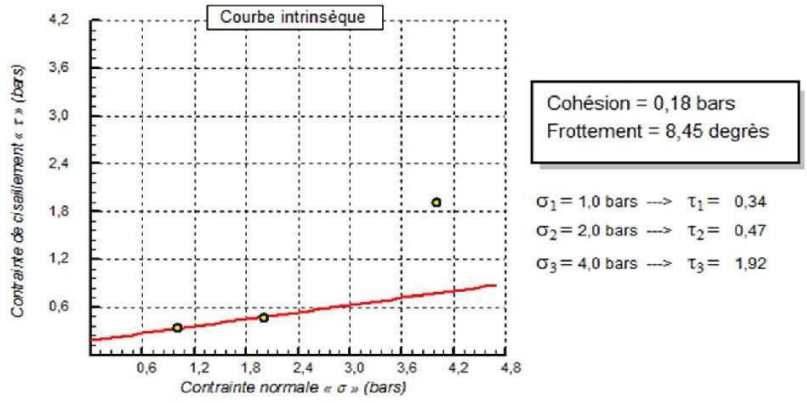
Client :
Projet : Liaison A.R. Ghazaouet - l'AEO (13km)
Endroit : Ghazaouet

N° Projet : 15/GEO/2015

Sondage n° : S04-1
Profondeur : 6.25 - 6.70 m
Nature :
Date essais : 13/08/2015

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 0,06 mm/mn





©Soltest 2007

Remarque :
Présence de petits cailloux

Préparé par :	Approuvé par :	Date :

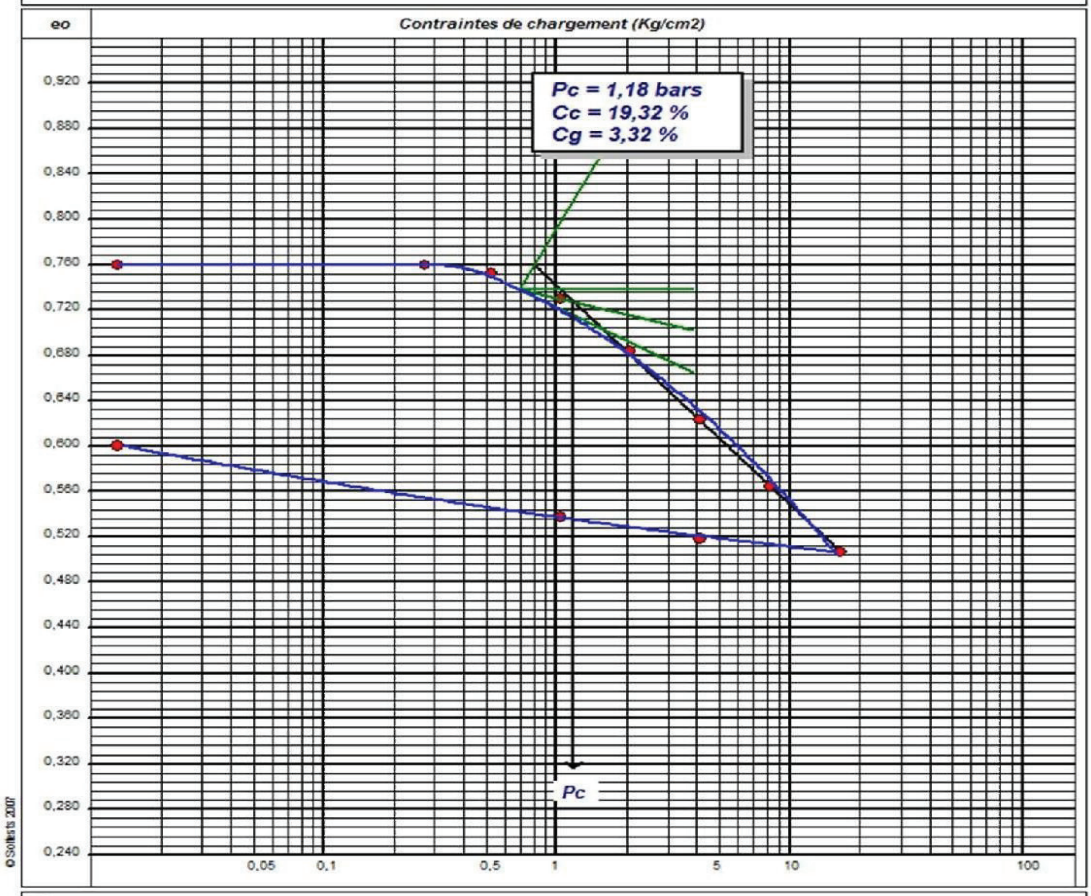
Annexes 2. 9 Rapport d'essais de cisaillement

RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE
XP P 94-090-1

Client :
Projet : Liaison A-R. Ghazaouet -l'AEO (13km)
Endroit : El Ghazaouet

N° Projet : 15/GEO/2015

Sondage n° : S04-1
Profondeur : 6,25 - 6,70 m
Nature :
Date essais : 12/08/2015



Remarque :
-Présence de cailloux, présence de substances noires

Préparé par :	Approuvé par :	Date :

Annexes 2. 10 Rapport d'essais compressibilité a l'œdométrique

Annexes 2. 11 Essais de compression simple

Sondage	Profondeur (m)	Dimension	Surface (mm^2)	Masse (gr)	Charge (KN)	RC (Bars)
S04-1	21.78 – 22.10	Φ= 77 mm H= 160 mm	48017.6	1794	10.77	23.1





Annexes 2. 12 les carottes d'essais de compression simple

Annexes 2. 13 Tableau récapitulatif des essais physiques

Sondage	Sc 04-1	Sc 04-1
Profondeur (m)	6.25 – 6.70	21.78 – 22.10
W(%)	19.91	3.29
γ_h (T/m^3)	2.10	2.48
γ_d (T/m^3)	1.75	2.40
W(%)	20.15	4.66
Sr (%)	98.82	70.67

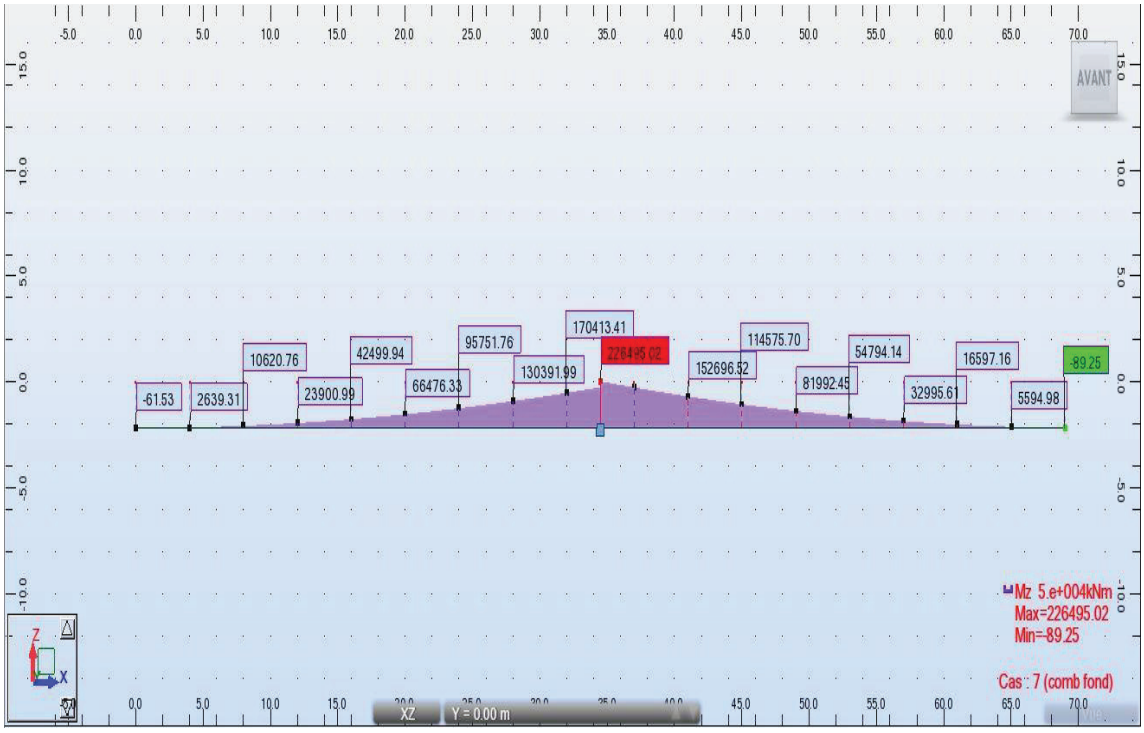
Annexes 2. 14 Tableau récapitulatif des résultats d'analyse chimique

Sondages	S04-1	S04-1
Profondeur	6.25 – 6.70	20.30 – 20.55
Teneur en sulfates	0.371	0.66
Teneur en chlorures	0.062	0.042
Teneur en carbonates	36.73	56.46
Teneur en Matière organique	5.329	4.953
PH	7.95	8.20

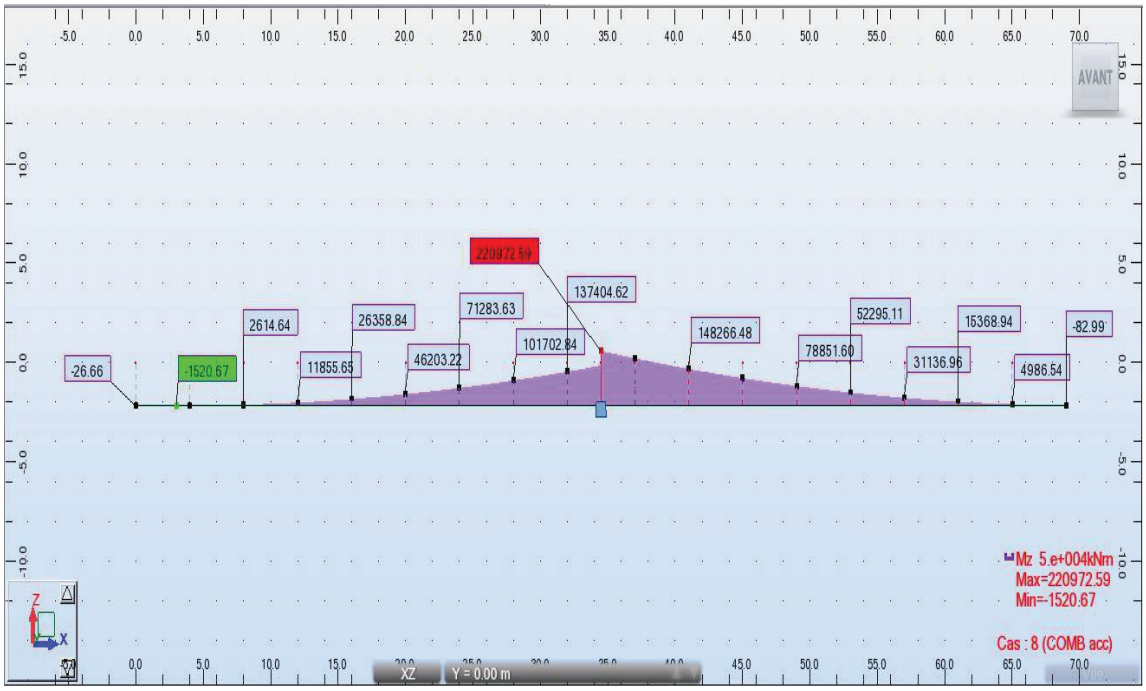
ANNEXES 3
RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE



ENSTP 2018-2019

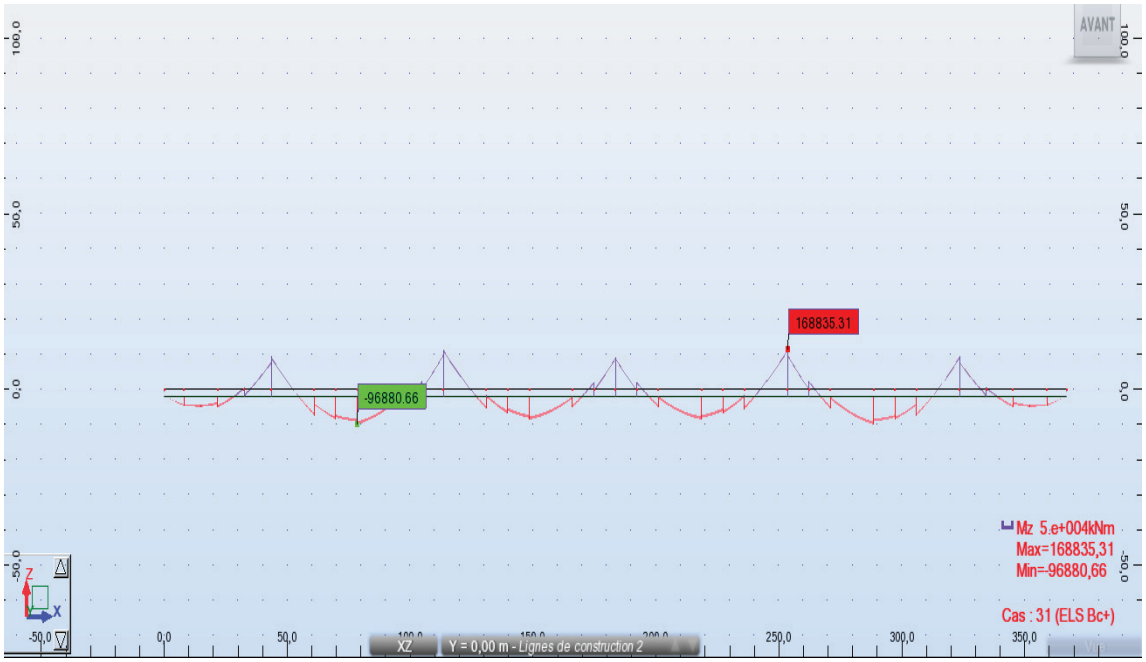


Annexes 3. 1 Moment de fléau sous charge de Conbinaison fondamentale

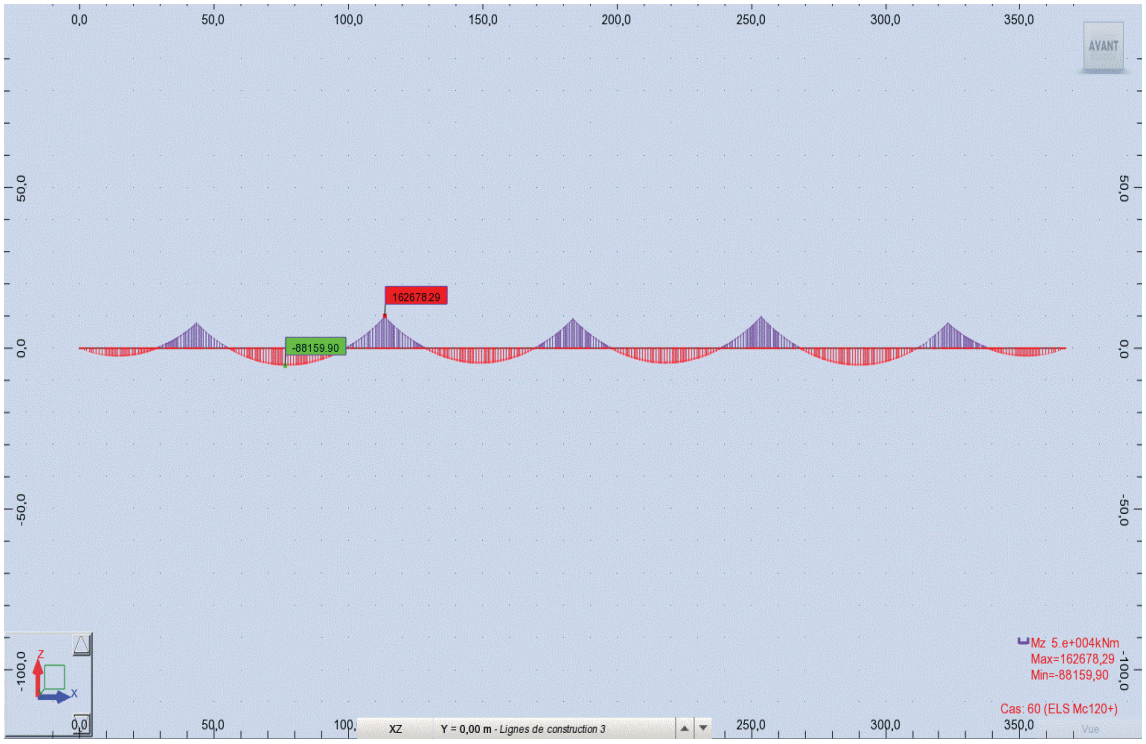


Annexes 3. 2 Moment de fléau sous charge de Coninaison accidentelles

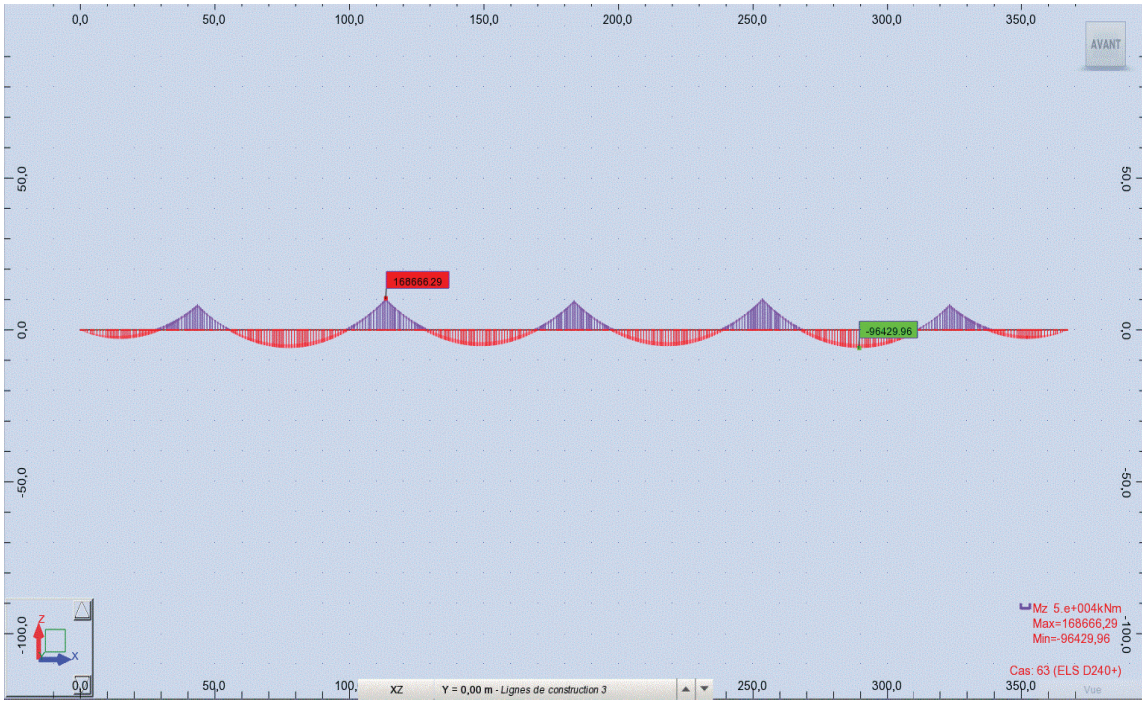
C.1.ETUDE LONGITUDINALE



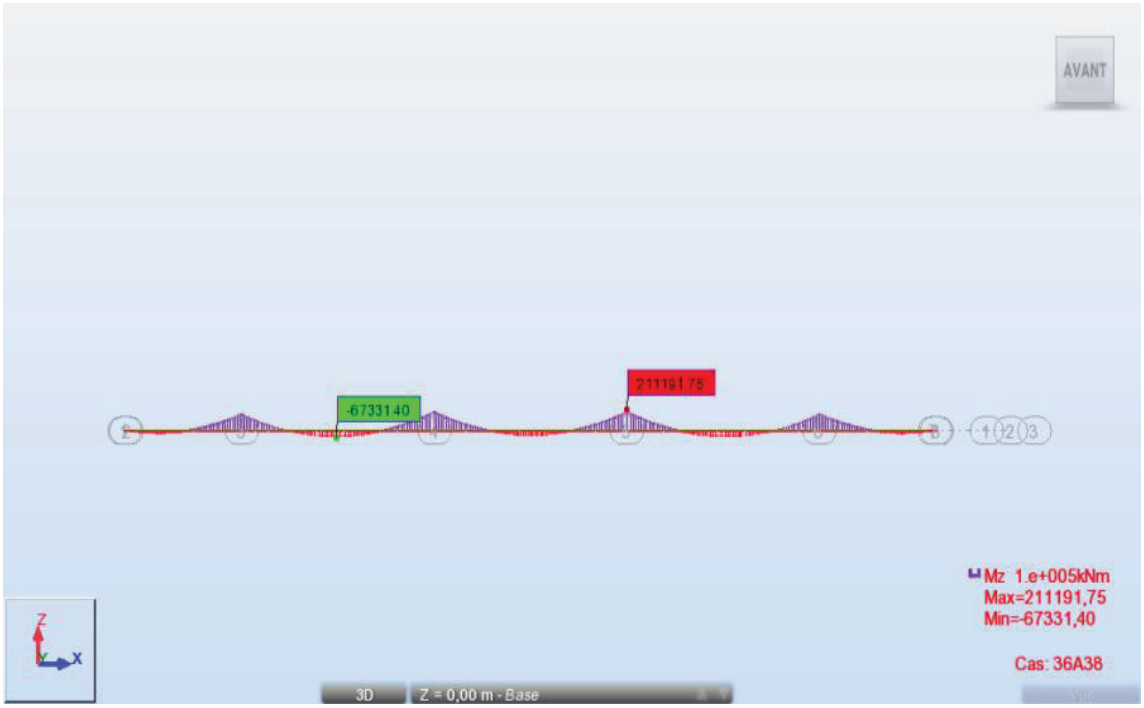
Annexes 3. 3 Moment fléchissant sous la combinaison G+1,2Bc.



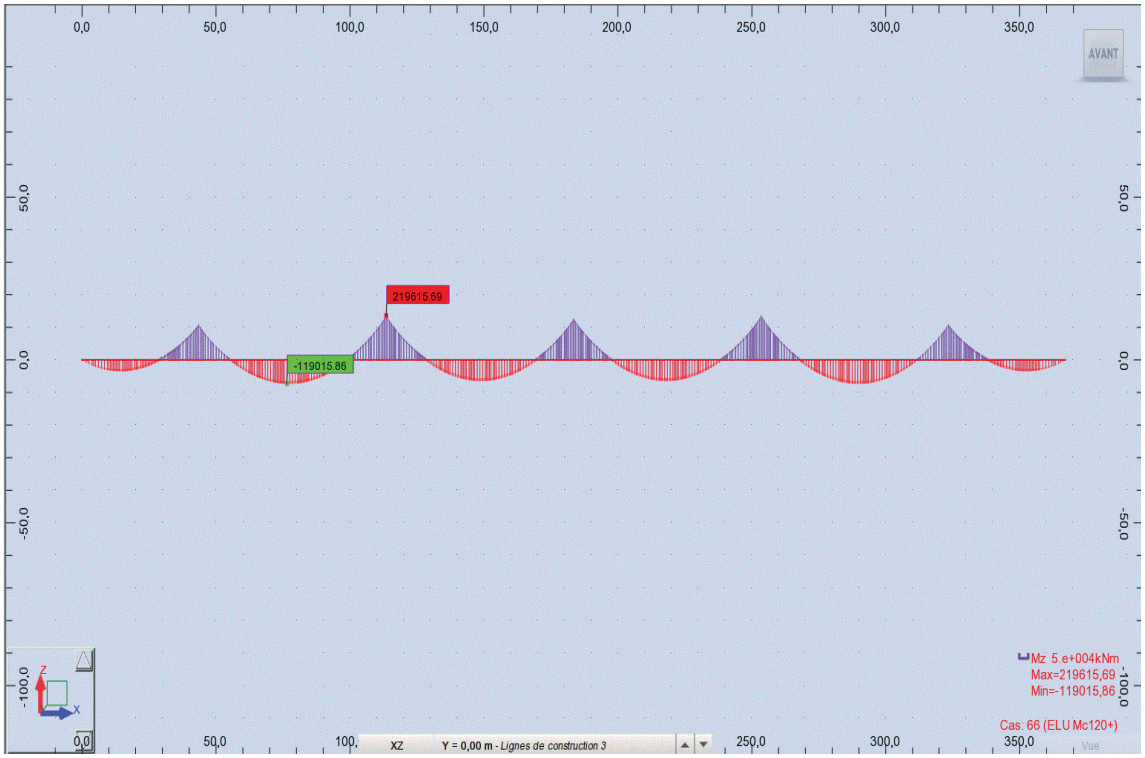
Annexes 3. 4 Moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120



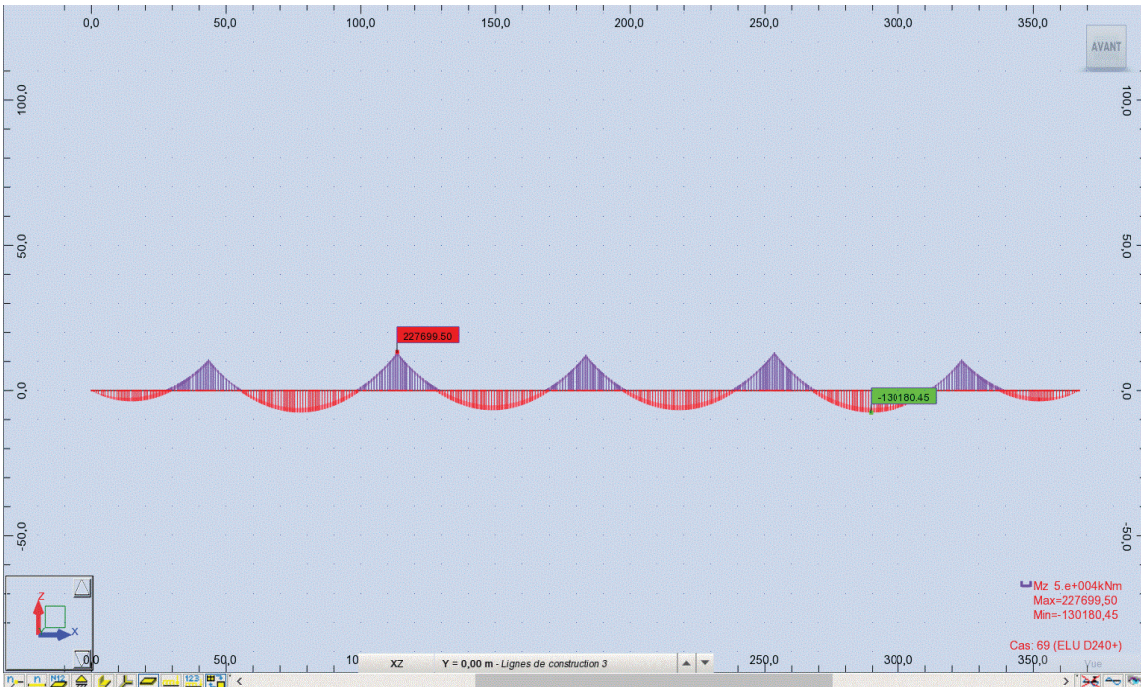
Annexes 3. 5 Moment fléchissant sous la combinaison G+D240.



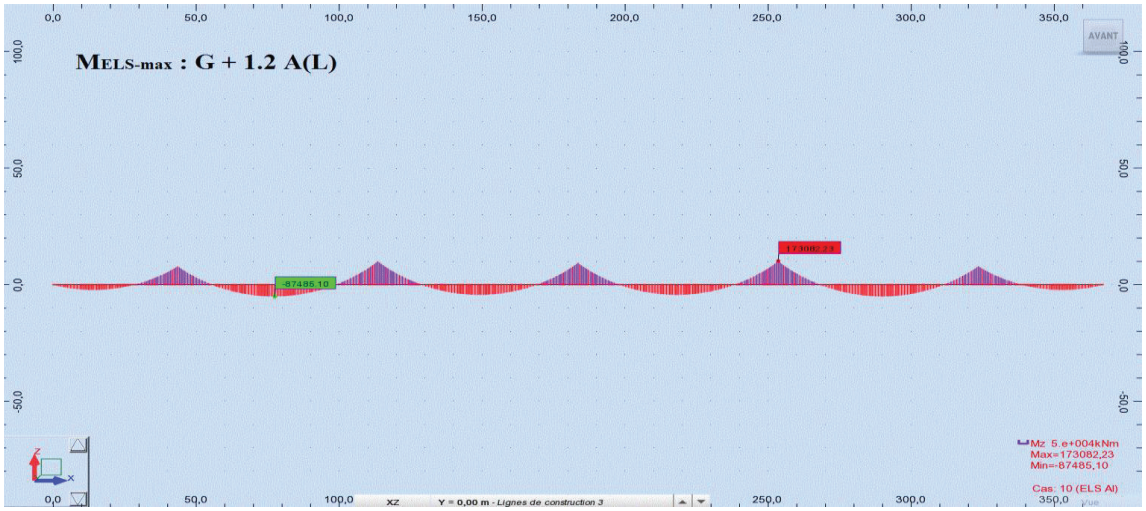
Annexes 3. 6 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Bc



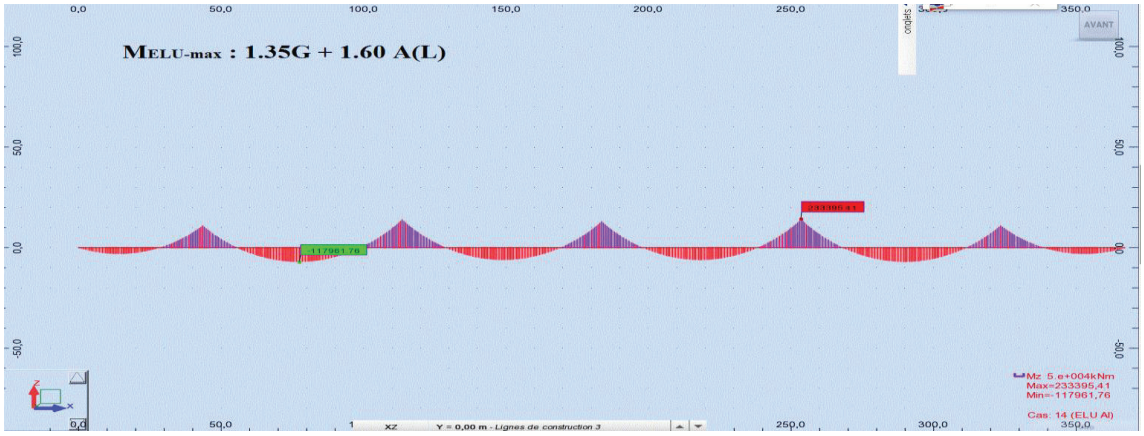
Annexes 3. 7 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.



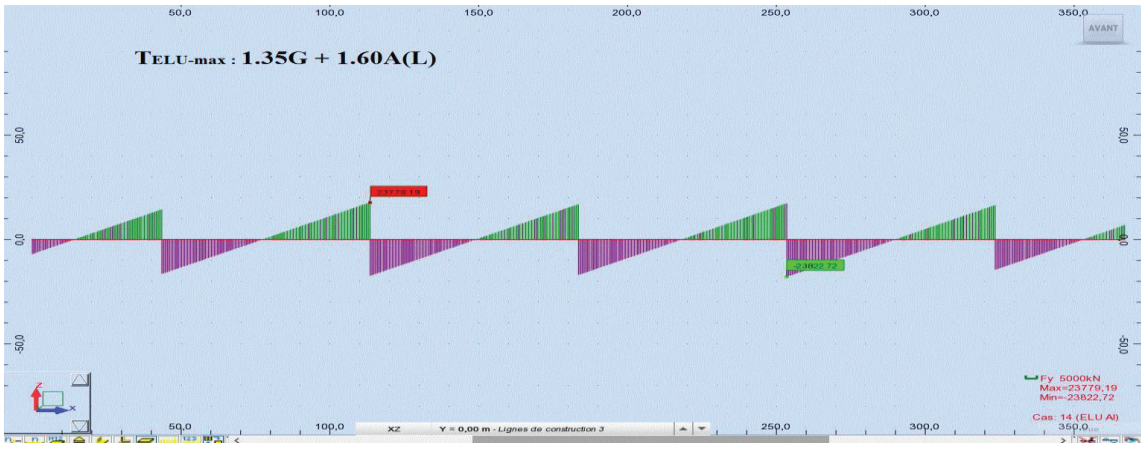
Annexes 3. 8 Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35D240.



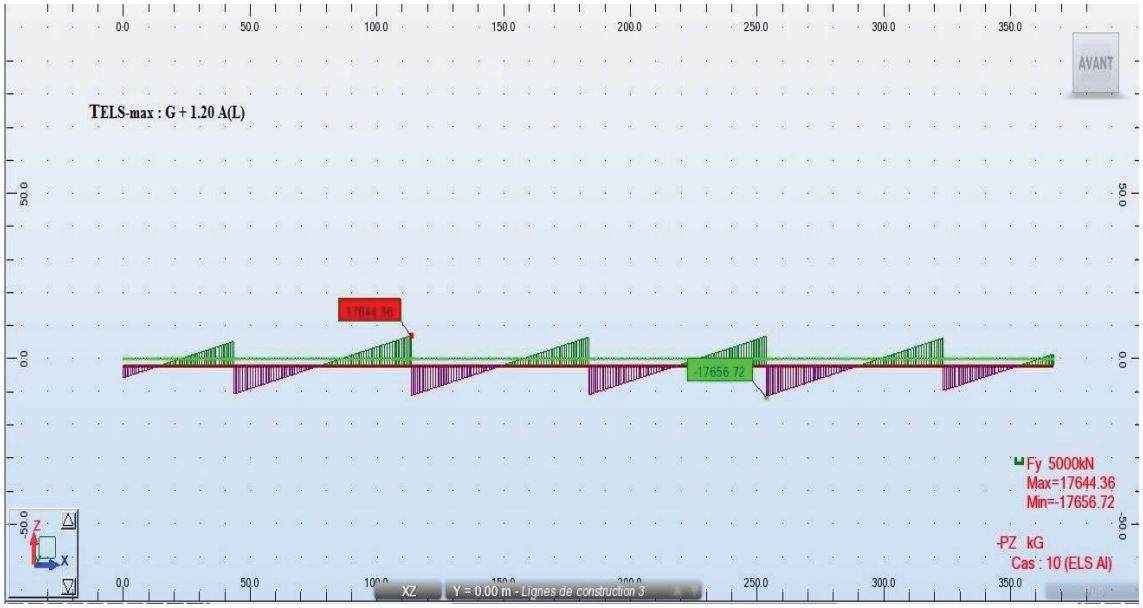
Annexes 3. 9 Mmax à l'ELS



Annexes 3. 10 Mmax à l'ELU

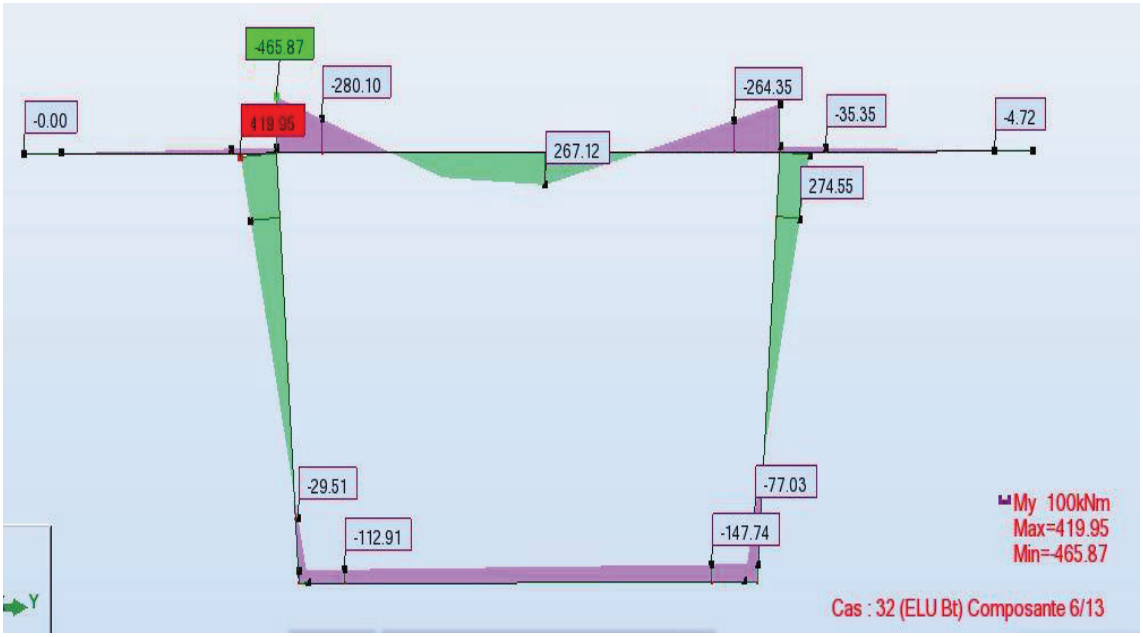


Annexes 3. 11 Tmax à l'ELU

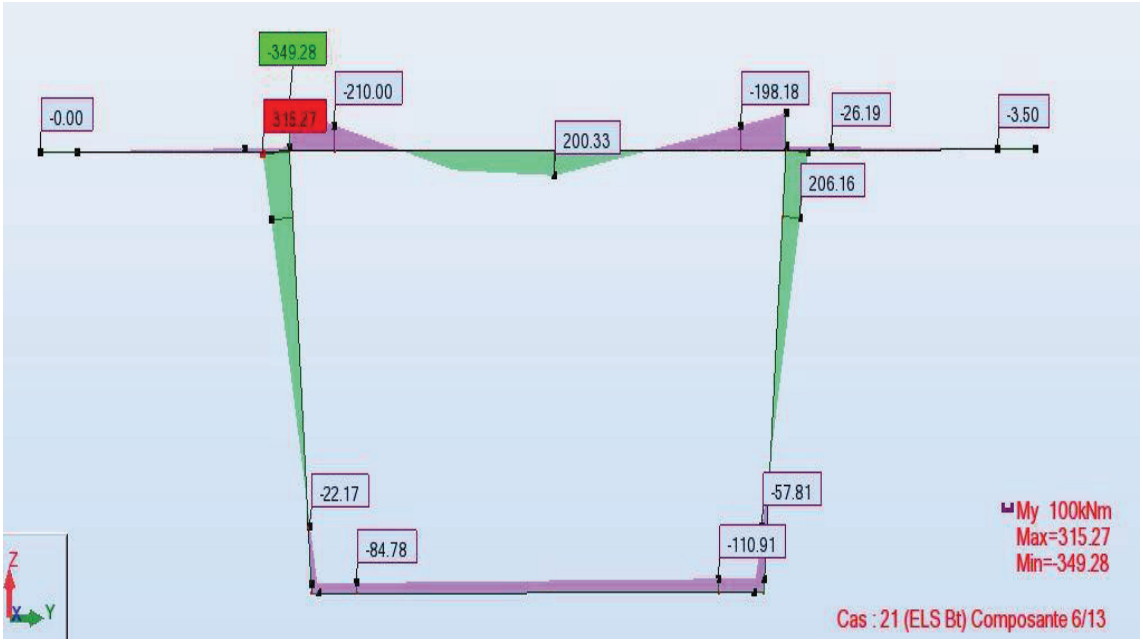


Annexes 3. 12 Tmax à l'ELS

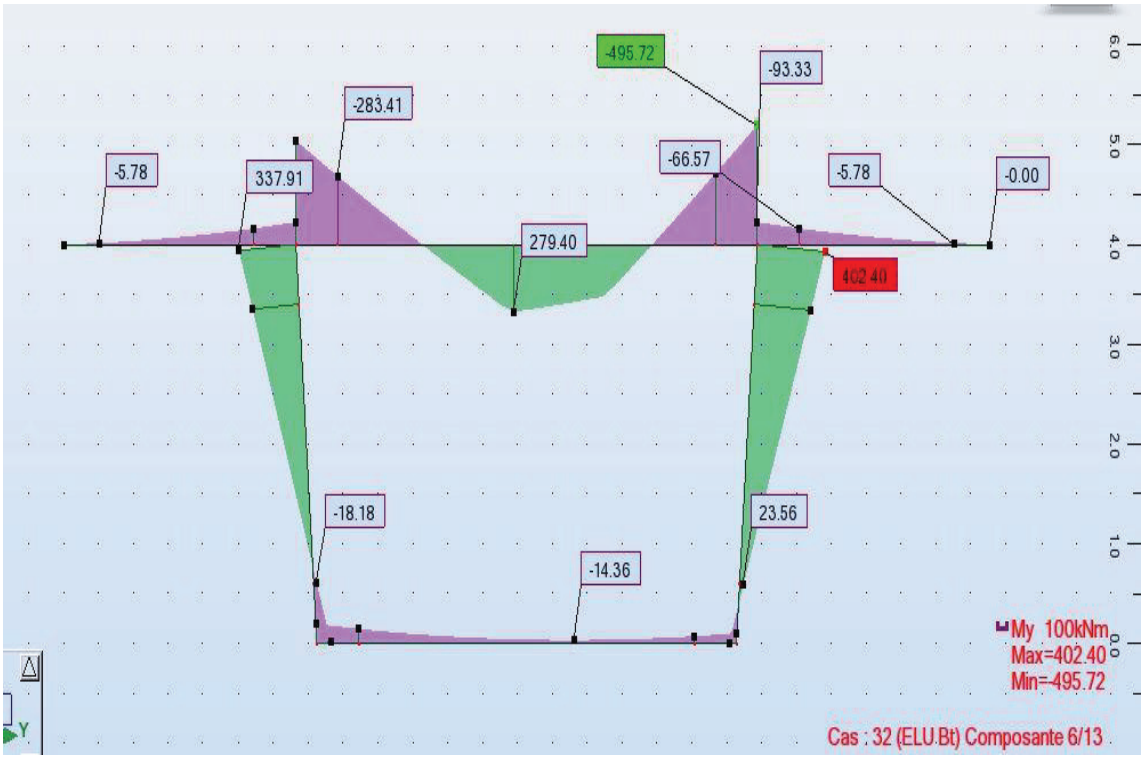
C.2.ETUDE TRASVERCALE



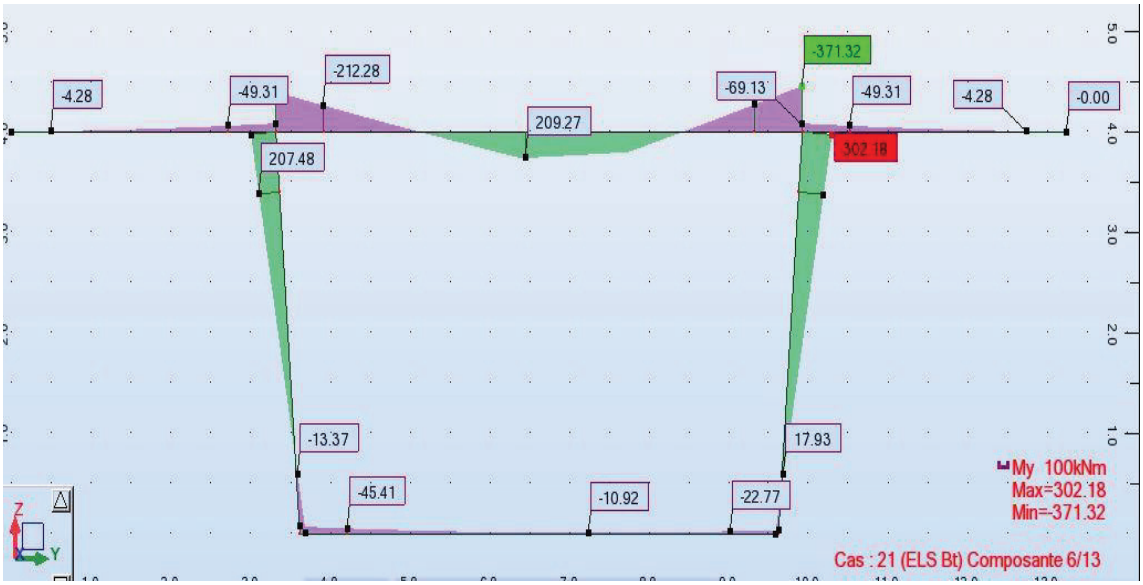
Annexes 3. 13 Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELU.



Annexes 3. 14 Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELUS

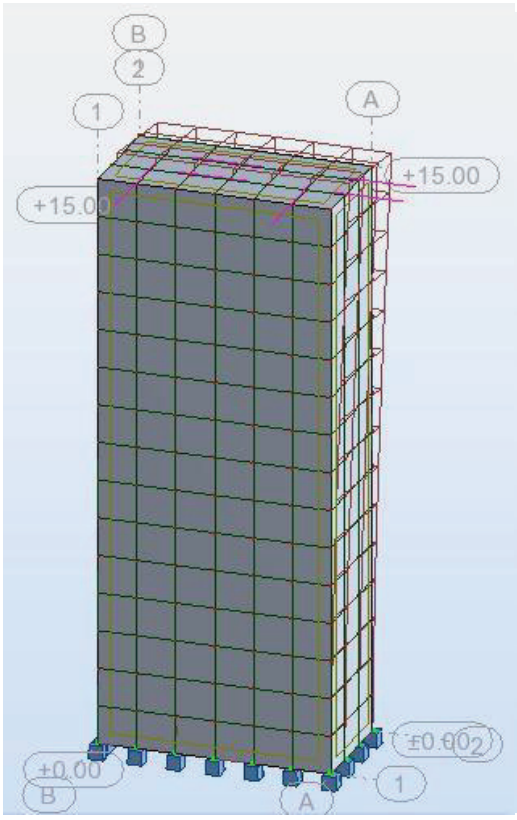


Annexes 3. 15 Moment fléchissant Max dans le voussoir sur culé à à ELU.

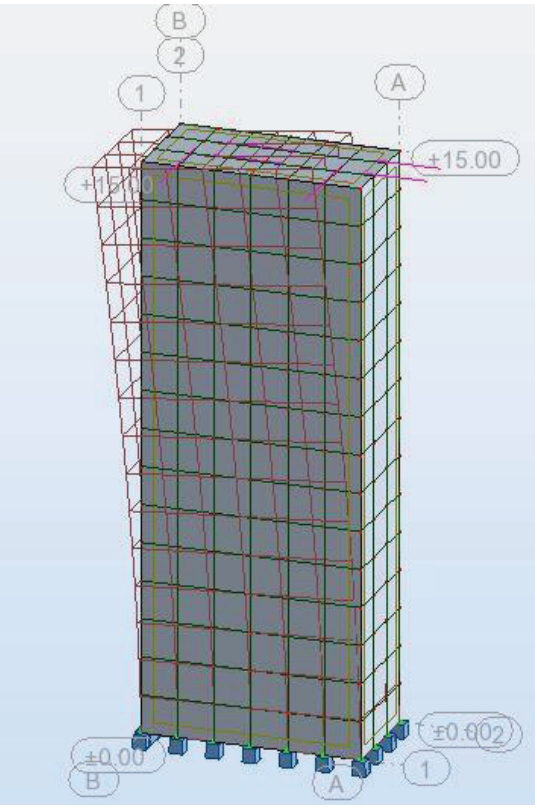


Annexes 3. 16 Moment fléchissant Max dans le voussoir sur culé à ELS.

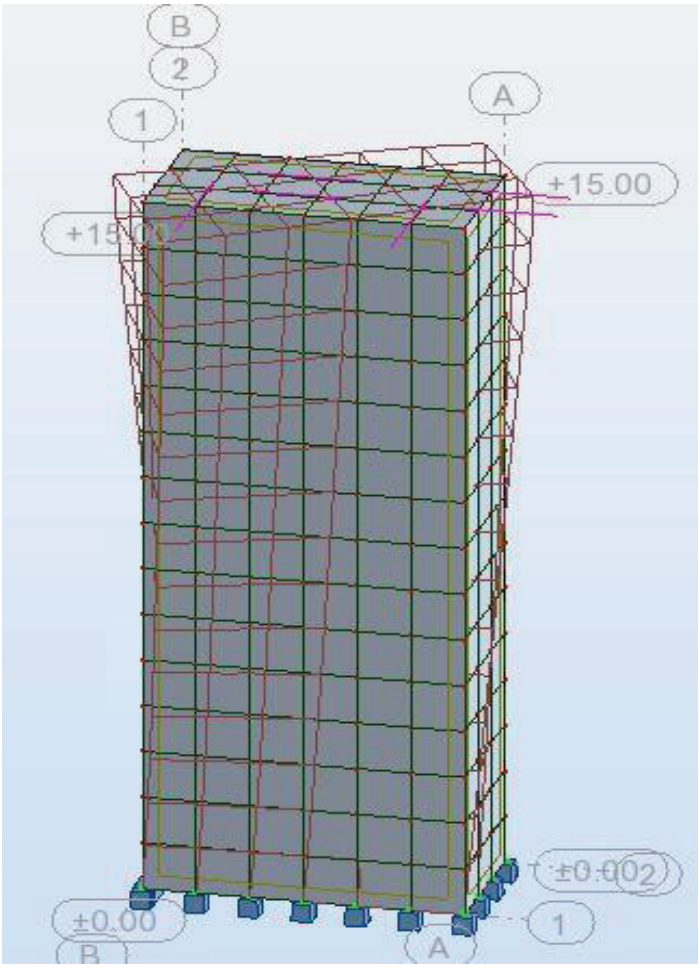
C.3.MODELISATION DE LA PILE 1



Annexes 3. 17 Mode 1 translation



Annexes 3. 18 Mode 2 rotation



Annexes 3. 19 Mode 3 torsions

Annexes 3. 20 Tableau récapitulatif des modes sismiques

cas/mode	Freq [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]	Tot.mas. UZ [kg]
1	1,88	0,53	99,84	0	0	99,84	0	0	2623607	2623607	2623607
2	3,09	0,32	99,84	97,42	0	0	97,42	0	2623607	2623607	2623607
3	8,24	0,12	99,84	97,42	0	0	0	0	2623607	2623607	2623607

ANNEXES 4
TABLEAUX DE CALCUL



ENSTP 2018-2019

Annexes 4. Tableaux de Calcul

4.1. Evaluation des surcharges

Annexes 4. 1 Calcule du Système de charge routière type A (l)

	L (m)	A(l) (KN/m^2)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	43,5	8,77	30,7	61,4	82,88
Cas 2	113,5	5,17	18,1	36.20	48.86
Cas 3	183,5	4,14	14,49	28,98	39,12
Cas 4	253,5	3,66	12,81	25,62	34,59
Cas 5	323,5	3,37	11,80	23,60	31,85
Cas 6	367,0	3,25	11,38	22,76	30,71
Cas 7	70,0	6,69	23,42	46,84	63,22
Cas 8	140,0	4,67	16,35	32,70	44,13
Cas 9	210,0	3,92	13,72	27,44	37,04
Cas 10	280,0	3,53	12,36	24,72	33,36
Cas 11	87,0	5,94	20,79	41.58	56.13
Cas 12	157,0	4,43	15,50	31,0	41,86
Cas 13	227,0	3,81	13,33	26,66	36,00
Cas 14	297,0	3,47	12,15	24,30	32,80

Annexes 4. 2 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc

L(m)	G(t)	bc 1file	bc 2file	bc 3file	S1 file	S2 file	S3 file	δ1 file	δ2 file	δ3 file
367	115864.245Kn	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0054	1,0056	1,0057

Annexes 4. 3 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt

L(m)	G(t)	bt 1file	bt 2file	bt 3file	S1 file	S2 file	S3 file	δ1 file	δ2 file	δ3 file
367	13420,8	1	1	1	32	64	96	1,0054	1,0056	1,0057

Annexes 4. 4 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Mc120

L(m)	G(t)	N	S(t)	δ	P(t)	Mc120(t/ml)
367	13420,8	1	110	1,0067	110,75	18,16

4.2. Pertes de tension instantanées

Annexes 4. 5 Pertes dues aux frottements (Mpa)

câble	x	L	α	fα+φx	σp0		σp0(1-e)	%
c1	2,5	2,5	0,28	0,0775	1488	0,92	119,04	0,08
c2	2,5	2,5	0,28	0,0775	1488	0,92	119,04	0,08
c3	2,5	2,5	0,28	0,0775	1488	0,92	119,04	0,08
c4	6,5	4	0,29	0,092	1488	0,91	133,92	0,09
c5	6,5	4	0,18	0,0645	1488	0,93	104,16	0,07
c6	6,5	4	0,18	0,0645	1488	0,93	104,16	0,07
c7	10,5	4	0,18	0,0765	1488	0,92	119,04	0,08
c8	10,5	4	0,18	0,0765	1488	0,92	119,04	0,08
c9	14,5	4	0,18	0,0885	1488	0,91	133,92	0,09
c10	14,5	4	0,18	0,0885	1488	0,91	133,92	0,09
c11	18,5	4	0,18	0,1005	1488	0,9	148,8	0,1
c12	18,5	4	0,18	0,1005	1488	0,9	148,8	0,1
c13	22,5	4	0,18	0,1125	1488	0,89	163,68	0,11
c14	22,5	4	0,18	0,1125	1488	0,89	163,68	0,11
c15	26,5	4	0,18	0,1245	1488	0,88	178,56	0,12
c16	26,5	4	0,18	0,1245	1488	0,88	178,56	0,12
c17	34,5	4	0,18	0,1485	1488	0,86	208,32	0,14
c18	34,5	4	0,18	0,1485	1488	0,86	208,32	0,14
						moy	**144,667**	**0,097222**
							%	**10%**

Annexes 4. 6 Pertes dues au recul d'encrage (Mpa)

X	Câbles	L	Thêta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V8
2,50	C1	5,00	0,28	0,014	7,44	208,81	314,46							
2,50	C2	5,00	0,28	0,014	7,44	208,81	314,46							
2,50	C3	5,00	0,28	0,014	7,44	208,81	314,46							
6,50	C4	13,00	0,29	0,007	10,27	83,61	139,13	227,95						
6,50	C5	13,00	0,18	0,006	11,67	88,84	131,76	200,44						
6,50	C6	13,00	0,18	0,006	11,67	88,84	131,76	200,44						
10,50	C7	21,00	0,18	0,005	12,91	-	68,95	125,07	181,19					
10,50	C8	21,00	0,18	0,005	12,91	-	68,95	125,07	181,19					
14,50	C9	29,00	0,18	0,004	13,62	-	70,88	70,88	121,37	171,86				
14,50	C10	29,00	0,18	0,004	13,62	-		70,88	121,37	171,86				
18,50	C11	37,00	0,18	0,004	14,07	-	-	24,45	71,75	119,04	166,33			
18,50	C12	37,00	0,18	0,004	14,07	-	-	24,45	71,75	119,04	166,33			
22,50	C13	45,00	0,18	0,004	14,38	-	-		26,97	72,20	117,44	162,67		
22,50	C14	45,00	0,18	0,004	14,38	-	-	-	26,97	72,20	117,44	162,67		
26,50	C15	53,00	0,18	0,004	14,62	-	-	-	-	28,67	72,47	116,27	160,07	
26,50	C16	53,00	0,18	0,004	14,62	-	-	-	-	28,67	72,47	116,27	160,07	
34,50	c17	69,00	0,18	0,004	14,94	-	-	-	-	-	-	30,84	72,76	156,60
34,50	c18	69,00	0,18	0,004	14,94	-	-	-	-		-	30,84	72,76	156,60
Moyenne						**49,32**	**91,46**	**76,40**	**80,25**	**97,94**	**118,75**	**103,26**	**116,41**	**156,60**
En (%)						**3,31**	**6,15**	**5,13**	**5,39**	**6,58**	**7,98**	**6,94**	**7,82**	**10,52**
Moy%						6.65								

Annexes 4. 7 Pertes dues au non simultanéité de la mise en tension.

Abcs	N° cables	υ (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	36	2,13	1,93	39,40	12,80	226,50	2,37	9,79	0,66
FIN VSP	36	1,80	1,60	30,68	10,66	226,50	2,30	7,77	0,52
FIN V1	30	1,80	1,60	30,68	10,66	152,70	2,36	12,42	0,83
FIN V2	22	1,80	1,60	30,68	10,66	114,60	2,35	8,67	0,58
FIN V3	20	1,80	1,60	30,68	10,66	81,99	2,34	10,88	0,73
FIN V4	16	1,80	1,60	30,68	10,66	54,79	2,26	9,63	0,65
FIN V5	12	1,80	1,60	30,68	10,66	32,99	2,23	8,18	0,55
FIN V6	8	1,80	1,60	30,68	10,66	16,60	2,12	5,80	0,39
FIN V7	4	1,80	1,60	30,68	10,66	5,60	2,05	3,14	0,21
FIN V8	4	1,80	1,60	30,68	10,66	0,08	2,40	4,59	0,31

4.3. Pertes de tension différées

Annexes 4. 8 Pertes dues au fluage

Abs	N° câbles	υ (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	36	2,13	1,93	39,40	12,80	226,50	2,37	49,29	3,31
FIN VSP	36	1,80	1,60	30,68	10,66	226,50	2,30	38,82	2,61
FIN V1	30	1,80	1,60	30,68	10,66	152,70	2,36	62,15	4,18
FIN V2	22	1,80	1,60	30,68	10,66	114,60	2,35	43,20	2,90
FIN V3	20	1,80	1,60	30,68	10,66	81,99	2,34	54,48	3,66
FIN V4	16	1,80	1,60	30,68	10,66	54,79	2,26	48,14	3,24
FIN V5	12	1,80	1,60	30,68	10,66	32,99	2,23	40,97	2,75
FIN V6	8	1,80	1,60	30,68	10,66	16,60	2,12	29,01	1,95
FIN V7	4	1,80	1,60	30,68	10,66	5,60	2,05	15,74	1,06
FIN V8	4	1,80	1,60	30,68	10,66	0,08	2,40	23,01	1,55

Annexes 4. 9 Pertes dues à la relaxation des câbles

Abcs	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	1241,70	0,668	0,43	44,25	3,13
FIN VSP	1209,06	0,650	0,43	39,90	2,82
FIN V1	1235,93	0,664	0,43	43,47	3,07
FIN V2	1235,84	0,664	0,43	43,46	3,07
FIN V3	1226,29	0,659	0,43	42,18	2,98
FIN V4	1185,82	0,638	0,43	36,92	2,61
FIN V5	1170,04	0,629	0,43	34,94	2,47
FIN V6	1115,33	0,600	0,43	28,38	2,00
FIN V7	1079,61	0,580	0,43	24,36	1,72
FIN V8	1262,60	0,679	0,43	47,12	3,33

4.4. Vérification des contraintes

Annexes 4. 10 Contraintes de demi-fléau en phase de construction

	x (m)	N° câbles	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Axe VSP	0	36	226495,02	2,37	2,13	39,39	12,80	1,93	72,51	0,98	10,87
Fin VSP	2,5	36	226495,02	2,37	2,13	39,39	12,80	1,93	72,51	0,98	10,87
Fin V01	6,5	30	152696,52	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	60,42	2,38	10,60
Fin V02	10,5	22	114575,70	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	44,31	3,51	8,00
Fin V03	14,5	20	81992,45	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	40,28	4,35	5,32
Fin V04	18,5	16	54794,14	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	32,23	4,11	3,31
Fin V05	22,5	12	32995,61	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	24,17	3,56	1,77
Fin V06	26,5	8	16597,16	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	16,11	2,05	0,70
Fin V07	30,5	4	5594,98	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	8,06	1,18	0,11
Fin V08	34,5	4	89,25	2,70	1,80	30,68	10,66	1,60	8,06	1,51	-0,37

Annexes 4. 11 Vérification des Contraintes Cas Vide (G)

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
début VC 01	-	0,00	0	0	0,00	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	0,00	0,00	0,00
début VC 02	4,00	-10,90	0	2	0,00	4,03	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	2,50	0,43	0,31
début VSC C01-P01	8,00	-20,60	0	6	0,00	12,09	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	2,50	0,57	1,98
début V 01	9,00	-38,80	4	10	8,06	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	2,50	1,97	3,66
début V 02	13,00	-35,40	4	10	8,06	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	2,52	2,83
début V 03	17,00	-27,20	8	10	16,12	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	3,56	3,17
début V 04	21,00	-19,30	12	10	24,17	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,60	3,49
début V 05	25,00	-6,40	16	10	32,23	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,36	4,24
début V 06	29,00	-2,60	20	6	40,29	12,09	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	7,07	1,67
début V 07	33,00	7,60	22	2	44,32	4,03	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60		8,25	-1,04
début V 08	37,00	66,30	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60		7,45	2,99
début VSP P 01	41,00	92,60	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93		8,23	2,82
AXE VSP P 01	45,00	97,80	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93		7,95	3,13
début V 09	47,50	72,80	30	0	60,4	0,00	10,6	30,6	1,80	2,70	1,60		7,07	3,57
début V 10	53,50	32,50	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60		6,41	0,78
début V 11	57,50	2,70	20	0	40,29	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60		7,40	-1,66
début V 12	61,50	-37,18	16	0	32,23	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	8,23	-4,79
début V 13	65,50	-50,39	12	4	24,17	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,36	7,14	-3,14
début V 14	69,50	-64,50	8	4	16,12	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,42	6,42	-3,96
début V 15	73,50	-69,12	4	8	8,06	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,42	4,79	-1,52
début V 16	77,50	-70,60	4	12	8,06	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,42	4,49	0,82
début VSC P01-P02	81,50	-68,41	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,43	3,95	3,52
début V 17	82,50	-64,60	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,47	3,65	3,97
début V 18	86,50	-58,40	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,41	3,41	4,34
début V 19	90,50	-44,30	8	12	16,12	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,37	4,53	2,66
début V 20	94,50	-30,70	12	8	24,17	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,29	5,68	0,92
début V 21	98,50	-7,80	16	4	32,23	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,10	6,27	0,04
début V 22	102,50	29,40	20	4	40,29	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	1,85	5,72	2,76
début V 23	106,50	56,70	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	4,99	2,91

début V 24	110,50	102,46	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	5,33	6,18
début VSP P 02	114,50	132,18	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	0,00	6,09	5,20
AXE VSP P 02	118,50	132,18	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	0,00	6,09	5,20
début V 25	121,00	72,48	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	7,09	3,54
début V 26	125,00	34,52	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	6,29	0,96
début V 27	129,00	-7,42	20	0	40,29	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	8,00	-2,55
début V 28	133,00	-22,13	16	0	32,23	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	7,35	-3,46
début V 29	137,00	-38,57	12	4	24,17	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,36	6,44	-2,10
début V 30	141,00	-52,36	8	4	16,12	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,42	5,71	-2,89
début V 31	145,00	-60,63	4	8	8,06	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,42	4,29	-0,77
début V 32	149,00	-56,54	4	12	8,06	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,42	3,66	2,06
début VSC P01-P02	153,00	-50,70	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,43	2,91	5,08
début V 33	154,00	-46,12	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,47	2,57	5,60
début V 34	158,00	-42,36	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,41	2,47	5,75
début V 35	162,00	-34,71	8	12	16,12	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,37	3,96	3,50
début V 36	166,00	-13,43	12	8	24,17	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,29	4,67	2,44
début V 37	170,00	-4,25	16	4	32,23	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,10	6,06	0,36
début V 38	174,00	32,24	20	4	40,29	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	1,85	5,55	3,01
début V 39	178,00	78,80	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	3,69	4,85
début V 40	182,00	118,35	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	0,00	4,40	7,58
début VSP P 03	186,00	119,70	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	0,00	6,76	4,45
AXE VSP P 03	190,00	131,84	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	0,00	6,10	5,18

Annexes 4. 12 Vérification des Contraintes Cas en charge (A(L) ELS)

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
début VC 01	-	0,00	0	0	0,00	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	0,00	0,00	0,00
début VC 02	4,00	-8,92	0	2	0,00	4,03	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	2,50	0,31	0,48
début VSC C01-P01	8,00	-22,64	0	6	0,00	12,09	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	2,50	0,69	1,80
début V 01	9,00	-35,80	4	10	8,06	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	0,00	2,50	1,79	3,93
début V 02	13,00	-37,86	4	10	8,06	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	2,67	2,61
début V 03	17,00	-37,46	8	10	16,12	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,16	2,27
début V 04	21,00	-24,95	12	10	24,17	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,94	2,99
début V 05	25,00	-12,98	16	10	32,23	20,14	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,75	3,66
début V 06	29,00	-1,13	20	6	40,29	12,09	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,99	1,80
début V 07	33,00	29,41	22	2	44,32	4,03	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,38	1,77
début V 08	37,00	68,19	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	7,34	3,16
début VSP P 01	41,00	95,54	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	2,17	8,07	2,99
AXE VSP P 01	45,00	98,70	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	2,17	7,90	3,18
début V 09	47,50	82,60	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,50	4,43
début V 10	53,50	30,20	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,55	0,57
début V 11	57,50	25,00	20	0	40,29	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,09	0,31
début V 12	61,50	20,00	16	0	32,23	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,88	0,25
début V 13	65,50	-60,60	12	4	24,17	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	7,67	**-3,94**
début V 14	69,50	-66,15	8	4	16,12	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,48	**-4,05**
début V 15	73,50	-66,10	4	8	8,06	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,54	**-1,14**
début V 16	77,50	-80,50	4	12	8,06	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,96	0,12
début VSC P01-P02	81,50	-87,50	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,94	2,04
début V 17	82,50	-76,50	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,30	3,00
début V 18	86,50	-65,40	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	3,65	3,98
début V 19	90,50	-55,60	8	12	16,12	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,01	1,94
début V 20	94,50	-27,70	12	8	24,17	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,31	1,48
début V 21	98,50	-1,60	16	4	32,23	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,72	0,87
début V 22	102,50	27,50	20	4	40,29	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,52	3,06
début V 23	106,50	70,14	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,20	4,09

début V 24	110,50	125,50	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	3,98	8,20
début VSP P 02	114,50	163,80	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	2,17	4,38	7,10
AXE VSP P 02	118,50	170,60	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	2,17	4,01	7,51
début V 25	121,00	84,60	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,38	4,60
début V 26	125,00	50,60	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,35	2,37
début V 27	129,00	47,30	20	0	40,29	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,79	2,27
début V 28	133,00	34,00	16	0	32,23	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,05	1,48
début V 29	137,00	-50,01	12	4	24,17	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	7,04	**-3,01**
début V 30	141,00	-70,30	8	4	16,12	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	6,72	**-4,42**
début V 31	145,00	-76,80	4	8	8,06	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,17	**-2,08**
début V 32	149,00	-76,60	4	12	8,06	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,73	0,47
début VSC P01-P02	153,00	-73,60	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,13	3,26
début V 33	154,00	-70,60	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	3,95	3,52
début V 34	158,00	-60,80	4	16	8,06	32,23	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	3,38	4,39
début V 35	162,00	-50,70	8	12	16,12	24,17	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,72	2,37
début V 36	166,00	-19,20	12	8	24,17	16,12	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,81	2,23
début V 37	170,00	3,50	16	4	32,23	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	5,42	1,32
début V 38	174,00	40,60	20	4	40,29	8,06	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,75	4,21
début V 39	178,00	83,76	22	0	44,32	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	3,40	5,29
début V 40	182,00	120,15	30	0	60,43	0,00	10,66	30,68	1,80	2,70	1,60	2,50	4,29	7,73
début VSP P 03	186,00	117,90	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	2,17	6,86	4,34
AXE VSP P 03	190,00	70,84	36	0	72,52	0,00	12,80	39,39	2,13	2,37	1,93	2,17	9,40	1,51

4.5. Etude de la culée

Annexes 4. 13 Les efforts de poussée de surcharges des remblais pour les différentes conditions

		Condition sismique	K_a	F_p (KN)
Poussées des surcharges	Mur garde grève+ mur frontal	Cas n^{0}1	0,333	556.47
		Cas n^{0}2	0,420	701.86
		Cas n^{0}3	0.395	660.08
		Cas n^{0}4	0,374	624.98
	Semelle	Cas n^{0}1	0,333	105.89
		Cas n^{0}2	0,420	133.56
		Cas n^{0}3	0.395	125.61
		Cas n^{0}4	0,374	118.93

Annexes 4. 14 Les sollicitations dues aux charges permanentes

Sollicitation Désignation	Condition sismique	Efforts Fp(KN)	Efforts horizontaux ε_H P(kN).	Efforts verticaux $(1\pm\varepsilon_V)P$ (kN).	*Bras de levier « H »* (m)	Bras de levier « V » (m)	Moment de renversement $F_H V$ (KN.m)	Moment stabilisateur $F_V H$ (KN.m)
Mur de garde grève	Cas n^{0}1	1146.02	0	1146.02	9.88	3.58	0	11322.6776
	Cas n^{0}2	1146.02	114.602	1226.24	9.88	3.58	410.27516	12115.2512
	Cas n^{0}3	1146.02	114.602	1146.02	9.88	3.58	410.27516	11322.6776
	Cas n^{0}4	1146.02	114.602	1065.79	9.88	3.58	410.27516	10530.0052
Mur frontal	Cas n^{0}1	3478.12	0	3478.12	4.625	2.92	0	16086.305
	Cas n^{0}2	3478.12	347.812	3721.58	4.625	2.92	1015.61104	17212.3075
	Cas n^{0}3	3478.12	347.812	3478.12	4.625	2.92	1015.61104	16086.305
	Cas n^{0}4	3478.12	347.812	3234.65	4.625	2.92	1015.61104	14960.25625
Mur en retour	Cas n^{0}1	1681.6	0	1681.6	7.25	7.93	0	12191.6
	Cas n^{0}2	1681.6	168.16	1799.31	7.25	7.93	1333.5088	13044.9975
	Cas n^{0}3	1681.6	168.16	1681.6	7.25	7.93	1333.5088	12191.6

	Cas $n^0$4	1681.6	168.16	1563.88	7.25	7.93	1333.5088	11338.13
Semelle	Cas $n^0$1	4240	0	4240	1	2.9	0	4240
	Cas $n^0$2	4240	424	4536.8	1	2.9	1229.6	4536.8
	Cas $n^0$3	4240	424	4240	1	2.9	1229.6	4240
	Cas $n^0$4	4240	424	3943.2	1	2.9	1229.6	3943.2
Dalle de transition	Cas $n^0$1	560.25	0	560.25	11.27	6.93	0	6314.0175
	Cas $n^0$2	560.25	56.025	599.47	11.27	6.93	388.25325	6756.0269
	Cas $n^0$3	560.25	56.025	560.25	11.27	6.93	388.25325	6314.0175
	Cas $n^0$4	560.25	56.025	521.03	11.27	6.93	388.25325	5872.0081
Corbeau	Cas $n^0$1	155.63	0	155.63	10	4.18	0	1556.3
	Cas $n^0$2	155.63	15.563	166.52	10	4.18	65.05334	1665.2
	Cas $n^0$3	155.63	15.563	155.63	10	4.18	65.05334	1556.3
	Cas $n^0$4	155.63	15.563	144.73	10	4.18	65.05334	1447.3
Poids du tablier	Cas $n^0$1	5796.37	0	5796.37	10.28	/	/	59586.6836
	Cas $n^0$2	5796.37	579.637	6202.11	10.28	/	/	63757.6908
	Cas $n^0$3	5796.37	579.637	5796.37	10.28	/	/	59586.6836
	Cas $n^0$4	5796.37	579.637	5390.62	10.28	/	/	55415.5736
Poids des terres sur DDT	Cas $n^0$1	1344.6	0	1477.41	11.81	6.93	0	17448.2121
	Cas $n^0$2	1344.6	147.92	1532.41	11.81	6.93	1025.0856	18097.7621
	Cas $n^0$3	1344.6	147.92	1477.41	11.81	6.93	1025.0856	17448.2121
	Cas $n^0$4	1344.6	147.92	1394.6	11.81	6.93	1025.0856	16470.226
Poids des terres sur la semelle	Cas $n^0$1	8588.09	0	8588.09	6.56	5.165	0	56337.8704
	Cas $n^0$2	8588.09	858.809	9189.26	6.56	5.165	4435.748485	60281.5456
	Cas $n^0$3	8588.09	858.809	8588.09	6.56	5.165	4435.748485	56337.8704
	Cas $n^0$4	8588.09	858.809	7986.92	6.56	5.165	4435.748485	52394.1952

Annexes 4. 15 Sollicitations dues aux surcharges de remblai

Sollicitations		Condition sismique	Efforts (KN)	Bras de levier H	Bras de levier V	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)
Poussées des surcharges	Sur le mur frontal+ mur garde grève	Cas $n^0$1	556.47	/	7.25	4034.41	/
		Cas $n^0$2	701.86	/	7.25	5088.49	/
		Cas $n^0$3	660.08	/	7.25	4785.58	/
		Cas $n^0$4	624.98	/	7.25	4530.89	/
	Sur la semelle	Cas $n^0$1	105.89	/	1	105.89	/
		Cas $n^0$2	133.56	/	1	133.56	/
		Cas $n^0$3	125.61	/	1	125.61	/
		Cas $n^0$4	118.93	/	1	118.93	/

Annexes 4. 16 Sollicitations dues aux poussées des terres

sollicitations		Condition sismique	Efforts (KN)	Bras de levier H	Bras de levier V	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)
Poussées des terres	Sur le mur frontal+ mur garde grève	Cas $n^0$1	4386.40	/	5.50	24125.20	/
		Cas $n^0$2	5532.40	/	5.50	30428.2	/
		Cas $n^0$3	5203.08	/	5.50	28616.94	/
		Cas $n^0$4	4926.46	/	5.50	27095.53	/
	Sur la semelle	Cas $n^0$1	158.84	/	0.66	104.83	/
		Cas $n^0$2	200.34	/	0.66	132.22	/
		Cas $n^0$3	188.42	/	0.66	124.36	/
		Cas $n^0$4	178.40	/	0.66	270.30	/