

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جاتسون



Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE
D'ART AU PK 29+900 MEDEA DANS LE
CADRE DE LA REHABILITATION DE
CW62

Présenté par :
LAHRACHE MARWA

Encadré par :
Mr: Mezaad Ramdane
Mr: Rebai Amine

Proposé par :
MEZAAD ROAD

Promotion 2022/2023

REMERCIEMENTS :

Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau

Verbe dans toutes les langues. »

Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements...

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à ALLAH Tout puissant qui nous a donné la volonté et la force d'arriver à ce stade dans nos Études.

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur Mr. **MEZAAD Ramdane**, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre Co-encadreur Mr : **REBAI AMINE**, et toutes les personnes du **BET MEZAAD** et aussi Mr : **Boumelit farid** pour avoir répondu à nos questions le cas échéant avec patience et force d'explication.*

Nos sincères remerciements vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.

Également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P qui nous ont enrichi de Connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités notre travail.

A vous aussi, Monsieur l'examineur qui est chargé de nous évaluer, nous vous remercions par anticipation de nous faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

A tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce Projet de fin d'étude.

إهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

والصلاة والسلام على اشرف المرسلين سيدنا محمد بن عبد الله خاتم الأنبياء
والمرسلين أما بعد

﴿﴾ واخر دعواهم ان الحمد لله رب العالمين ﴿﴾

الى اللذين رسموا طريقي قبل ان اتعلم مسك القلم، الى الزكيين الطاهرين امي و ابي

الى الروح الطاهرة والنية الصادقة: جميلة جد

الى الذين كانوا مطرا غزيرا في سنيني العجاف: سهام ,محمد ,امال

الى حلمي الذي رأيت فيه الحياة و طال انتظاره

الى اخوتي الأعتاء: نور الإسلام ,لبنى ,منير

الى صغيرتي: ايلين

الى الأعتاء: خالتي زهية،طاطا عائشة،

الى أصدقائي الأعتاء: شيماء، الهام، فطة، سفيان،منال

الى كل من علمني حرفا واحدا

الى كل اللذين لم تسعهم مذكرتي ستسعهم ذاكرتي

بسببكم أنا هنا وأنا هذا وأنا ما أنا عليه الآن، أهدي إليكم هذا العمل المتواضع وعسى أن أرد جميلكم ولو
بقليل.

ملخص: الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر يمتد من النقطة الكيلومترية 29+900 الى 30+013 بطول 105.4 متر وعرض 10 متر والذي يقع في خط الطريق الذي يربط البلدية بتمزقيدة.

أولاً قمنا باقتراح ثلاثة خيارات 3 واخترنا الاحسن بينها استنادا على تحليل متعدد المعايير حيث اخترنا جسر شعاعي بعد ذلك انتقلنا الى دراسة معمقة مرورا بتعريف الحمولات والحمولات الزائدة ودراسة الاجهاد وكذلك تقييم فقدان الاجهاد، تحجيم معدات الجسر ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج للحساب ونختم فيما يتعلق بدرجة الماستر، الذي يهدف الى التعريف بمختلف أنواع أجهزة التحمل الزلزالية وشرح العزل الزلزالي. بعد ذلك نمذجة هذه الأجهزة مع أخذ مثال تصميمه

كلمات مفتاحية: الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر مستقيم، البنية التحتية، اجهاد لاحق، جسر شعاعي

Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 29+900 et le PK 30+013 d'une longueur de 105.4 mètres et une largeur est de 10 mètres situés sur la ligne de route reliant CW62 et RN1. Tout d'abord, nous avons proposé trois variantes (03) et on a choisi la meilleure d'entre elles sur la base d'une analyse multicritères, d'où on a opté pour la solution d'un pont à poutres précontraintes. Après cela, nous sommes entamés à une étude approfondie passant par la définition des charges et surcharges, l'étude des précontraintes ainsi que l'évaluation des pertes, le dimensionnement des équipements de ponts et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en basant sur des logiciels de calcul. Nous concluons en ce qui concerne le diplôme de master, qui vise à déterminer les différents modèles d'appareil d'appuis parasismiques et expliquer l'isolation sismique, en modélisant ces dispositifs avec un exemple de sa conception.

Mots clés : Béton précontraint, pont droite, infrastructure, post tension, pont à poutres.

Abstract :

The Object of This work is to design and study a bridge located between PK 29+900 and PK 30+013 with a length of 105.4 meters and a width of 10 meters located on the line road linking CW62 and RN1. First of all, we proposed three variants (03) and we chose the best of them on the basis of a multicriteria analysis, from which we opted for the solution of a prestressed girder bridge. After that, we began an in-depth study going through the definition of loads and overloads, the study of prestressing as well as the evaluation of losses, the sizing of bridge Equipment and the sizing of the various structural elements with reference to regulations used in Algeria and based on calculation software. We conclude with regard to the master's degree, which aims to determine the different models of earthquake-resistant bearings and explain the seismic isolation, by modeling these devices with an example of its design.

Keywords : Prestressed concrete, right bridge, infrastructure, post tensioning, prestressed girder bridge.

SOMMAIRE :

I. Table des matières

II. : Présentation générale :.....	1
I.1. Introduction :	1
CHAPITRE II. : conception générale :.....	7
CHAPITRE III. : caractéristiques des matériaux.....	19
CHAPITRE IV. :calcul des charges et surcharges.....	24
CONCLUSION	30
CHAPITRE V. : Répartition transversale.....	32
V.2. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANT.....	32
V.2.1. Le calcul des paramètres θ et α	32
V.2.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux	32
V.3. .LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANT.....	34
CHAPITRE VI. : Etude de la précontrainte	36
VI.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	36
VI.3. PHASE DE MISE EN TENSION DES CABLES D'ABOUT.....	38
VI.3.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES	38
VI.3.4. Tracé des câbles.....	38
VI.6. EVALUATION DES PERTES DE TENSION	40
VI.6.1. DETERMINATION DU FUSEAU DE PASSAGE	41
VI.6.2. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS	42
VI.6.3. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU.....	43
VI.7. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINALE.....	44
VI.7.1. Armatures de peau.....	44
VI.7.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues	44
VI.7.3. ARMATURES TRANSVERSALES	45
VI.8. ETUDE DE LA ZONE D'ANCRAGE A L'ABOUT	46
L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au bout d'une certaine distance l_r appelé longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de Saint-venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire [2]......	46
.....	47
1. Zone de surface	47
VI.8.2. Zone intermédiaire comprimée.....	47

VI.8.3. Zone d'éclatement	47
VI.9. CALCUL DES DEFORMATIONS	48
VI.9.1. Calcul des flèches et contre flèches	49
VI.9.2. Calcul des rotations	50
CHAPITRE VII. Etude de la dalle.	52
VII.1. INTRODUCTION	52
VII.1.1. Calcul des moments	52
VII.1.2. Ferrailage de l'hourdis	53
VII.1.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT	53
VII.1.4. Diagrammes des efforts	55
VII.1.5. Ferrailage de l'entretoise	56
VII.2. EQUIPEMENT DU PONT	56
VII.2.1. Définition	56
VII.2.2. Appareils d'appuis	56
VII.2.3. Dés d'appuis [6]	58
VII.2.4. Joint de chaussée	59
○ CONCLUSION	60
CHAPITRE VIII. Etude de l'infrastructure	61
VIII.1. INTRODUCTION	61
VIII.2. LA PILE	61
VIII.2.1. Choix et pré dimensionnement de la pile	61
VIII.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement :	62
2. Evaluation des efforts de la pile	63
VIII.2.3. Evaluation de l'effort sismique	63
VIII.2.4. Combinaison d'actions	65
VIII.3. FERRAILLAGE DE LA PILE	66
VIII.3.1. Chevêtre	66
VIII.3.2. Etude de futs	67
VIII.4. CULEE	71
VIII.4.1. Choix du type de la culée	71
▪ Implantation des culées	71
VIII.4.2. Pré-dimensionnement de la culée	72
VIII.4.3. Stabilité de la culée	74
VIII.5. FERRAILLAGE DE LA CULEE	78

VIII.5.1. Le mur garde grève.....	78
VIII.5.2. Le mur en retour	80
VIII.5.3. La dalle de transition.....	81
VIII.5.4. Corbeau	81
VIII.5.5. Mur frontal.....	82
3. Les fondations.....	83
○ CONCLUSION.....	83
III. Annexe A. 1. Aperçu géologique sur le site de projet.....	83
IV. Annexe B. 1. Les valeurs de coefficient K_0 et K_1 pour $\theta = 0.45$	87
V. Annexe B. 2. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour $\theta = 0.45$	87
VI. Annexe B. 3. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour chaque poutres.	87
VII. Annexe B. 4. Les valeurs de $\varepsilon\alpha$ en section courante	89
VIII. Annexe B. 5. Les valeurs de $\varepsilon'\alpha$ en section sur appuis	89
IX. Annexe B. 6. $\varepsilon\alpha$ de chaque poutre (section courante)	89
X. Annexe B. 7. $\varepsilon'\alpha$ de chaque poutre (section d'appui)	90
XI. Annexe B. 8. Tableau récapitulatif des moment fléchissant de chaque poutre (KN.m).....	91
XII. Annexe B. 9. Tableau récapitulatif des efforts tranchants de chaque poutre (KN).....	92

Liste des illustrations :

FIGUREI.1-1:PRESENTATION DE L'OUVRAGE	2
FIGUREI.1-2:CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE	3
FIGUREI.1-3:TRACE EN PLAN	5
FIGUREI.1-4:PROFIL EN LONG	5
FIGURE I.1-5:PROFIL EN TRAVERS	6
FIGUREII-1:DÉTAILS DE LA POUTRE.	7
FIGUREII-2:ZONE DE CONCENTRATION DES CONTRAINTESA POUTRE.	9
FIGUREII-3:DETAILS DE LA POUTRE	9
FIGUREII-4:SCHEMAS REPRESENTATIF DES TRAVEES.	11
FIGUREII-5:VOUSSOIR MONO-CELLULAIRE	11
FIGUREII-6:PRE-DIMENSIONNEMENT	11
FIGUREII-7:PONT VOUSSOIR	12
FIGUREII-8:PONT MIXTE	13
FIGUREII-9:PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE METALLIQUE	14
FIGURE II-10:PROFIL EN TRAVERS DU PONT MIXTE	15
II-11:TABLEAU D'ESTIMATION ECONOMIQUE DES VARIANTES	18
FIGUREIII-1:DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE L'ACIER	21
FIGUREIII-2:DIAGRAMME PARABOLE-RECTANGLE DU BETON	21
FIGUREIII-3:DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION-ACIER-PASSIF	22
FIGUREIII-4:CABLES PRECONTRAINTS	23

IV-1:TABLEAU DE RESULTAT DE CALCUL DE CP	24
IV-2:TABLEAU DE RESULTAT DE CALCUL DE CCP	24
IV-3:TABLEAU DE CALCUL DE A(L) POUR LES DIFFERENTS CAS POSSIBLES	26
FIGUREIV-4:SYSTEME BC	27
IV-5:TABLEAU DE COEFFICIENTS BC	27
IV-6:TABLEAU DE RESULTAT DE CALCUL DU SYSTEME BC	27
FIGUREIV-7:SYSTEME BR	28
FIGUREIV-8:SYSTEME BT	28
FIGUREIV-9:SYSTEME BT	28
IV-10:TABLEAU DE VALEUR DE BT EN FONCTION DE LA CLASSE DU PONT	28
IV-11:TABLEAU DE RESULTAT DE CALCUL DE SYSTEME BT	28
FIGUREIV-12:CONVOI MC120.	29
FIGUREIV-13:CONVOI TYPE D240	29
IV-14:TABLEAU DE GRADIENT THERMIQUE	30
V-1:TABLEAU DES VALEURS DE LA BASE DU CALCUL.	32
V-2:TABLEAU DE NUMEROTATION DES POUTRES ET POSITIONS ACTIVES	33
V-3:TABLEAU DES COMBINAISONS AUX ETATS LIMITES (ELS ET ELU) EN KN.M	34
V-4:TABLEAU DES COMBINAISONS AUX ETATS LIMITES (ELS ET ELU) EN KN.M	35
VI-1:TABLEAU DES CARACTERISTIQUES DES SECTIONS	36
VI-2:TABLEAU DES CARACTERISTIQUE DE SECTION	37
VI-3:TABLEAU DE VERIFICATION DES CONTRAINTES	38
VI-4:TABLEAU DE POSITION ET ANGLE DES DIFFERENTS CABLES	38
VI-5:TABLEAU D'EXCENTRICITE E0 EN FONCTION D'ABSCISSE	39
VI-6:TABLEAU DE VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE	39
VI-7:TABLEAU DE CARACTERISTIQUES NETTES	40
VI-8:TABLEAU DE CARACTERISTIQUES HOMOGENES	40
VI-9:TABLEAU DES PERTES DE PRECONTRAINTE	41
VI-10:TABLEAU DES VERIFICATION DES FUSEAUX DE PASSAGE	41
VI-11:TABLEAU DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.	43
FIGUREVI-12:DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE LIGNE DE FORCE.	46
FIGUREVI-13:SCHEMAS DE VERINAGE DANS LE CAS DE 3 VERINS AVEC NOMBRE D'ENTRETOISE IMPAIREARABIC \S	
1 2:ZONE DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES	47
VI-14:TABLEAU DE CALCUL DES MOMENTS AU (MILIEU, QUART, L'APPUI)	49
VI-15:TABLEAU DE CALCUL DU MOMENT STATIQUE	50
FIGUREVII-1:SCHEMAS DE VERINAGE DANS LE CAS DE 5 VERINSN 3D	52
FIGUREVII-2:MODELE DU TABLIER EN 3D	52
VII-3:TABLEAU DE SOLLICITATION DE LA DALLE A L'ELU	52
VII-4:TABLEAU DE SOLLICITATION DE LA DALLE A L'ELS	52
FIGUREVII-5:DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELUT Y	53
FIGUREVII-6:LA SECTION TRANSVERSALE DE L'ENTRETOISELA DALLE DANS LES SENS X ET Y	53
FIGUREVII-7:SCHEMAS REPRESENTANT L'ENTRETOISE D'APPUI POUR UN PONT A POUTRE ISOSTATIQUE	53
FIGUREVII-8:BOSSAGE POUR VERINAGE ET POUR APPAREIL D'APPUI	54
FIGUREVII-9:PROFIL EN LONGGE LOCALESE IMPAIRE	54
FIGUREVII-10:SCHEMAS DE VERINAGE DANS LE CAS DE 5 VERINS	55
FIGUREVII-11:SCHEMAS DE VERINAGE DANS LE CAS DE 5 VERINS	55
FIGUREVII-120:DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS	55
FIGUREVII-13:DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU	55

FIGUREVII-14:LA SECTION TRANSVERSALE DE L'ENTRETOISE	56
FIGUREVII-150:DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELSSVERSALE DE L'ENTRETOISE	56
VII-16:TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE	56
FIGUREVII-17:LES DIMENSIONS DE L'APPAREIL D'APPUI TYPE B	56
VIII-1 : TABLEAU DE POSITIONNEMENT ET HAUTEUR DES PILES	61
FIGUREVIII-2:POSITIONNEMENT ET HAUTEUR DES FUTS	62
VIII-3:TABLEAU DES EFFORTS VERTICAUX SOLLICITANT LA PILE	63
VIII-4:TABLEAU DES EFFORTS HORIZONTAUX SOLLICITANT LA PILE	63
VIII-5:TABLEAU DES CARACTERISTIQUE DYNAMIQUE	64
VIII-6:TABLEAU RECAPITULATIF DU CALCUL SISMIQUE	65
VIII-7:TABLEAU DE SOLLICITATION MAXIMALE SOUS COMBINAISONS DE L'ELS ET L'ELU	65
VIII-8:TABLEAU DES EFFORTS SISMIQUES MAXIMAUX DE LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE PAR FUT	65
VIII-9:TABLEAU DE SOLLICITATION MAXIMALE SOUS COMBINAISONS DE L'ELS ET L'ELU	65
FIGUREVIII-10:COUPE TRANSVERSALE DE PILE DU PONT	66
FIGUREVIII-11:COUPE TRANSVERSALE DE PILE DU PONT	66
FIGUREVIII-12:COUPE TRANSVERSALE DE PILE DU PONT	66
FIGUREVIII-13:COUPE TRANSVERSALE DE PILE DU PONT	66
VIII-14:TABLEAU DE FERRAILLAGE DU CHEVETRE LONGITUDINAL ET LA LATERALE	67
VIII-15;:TABLEAU DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL DU CHEVETRE	67
VIII-16:TABLEAU DE SECTION D'ARMATURES LONGITUDINALE DE FUT	68
VIII-17:TABLEAU DES EFFORTS VERTICAUX ET HORIZONTAUX SOLLICITANT LA PILE	69
VIII-18:TABLEAU DES COMBINAISONS DES EFFORTS NORMALES	69
VIII-19:TABLEAU DE VERIFICATION DES CONTRAINTES AU SOL	69
VIII-20:TABLEAU DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE	70
VIII-21:TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS A L'ELU ET A L'ELS	71
VIII-22:TABLEAU D'IMPLANTATION DES CULEES	72
VIII-23:TABLEAU DE DIMENSIONS DE LA CULEE	73
FIGUREVIII-24:DETAILS DE LA CULEE	73
VIII-25:TABLEAU DE VALEURS DES PARAMETRES KH;KV; θ ;KAD	74
VIII-26:TABLEAU DE MOMENT ET L'EFFORT NORMAL (CAS TOTAL)	75
VIII-27:TABLEAU DE VERIFICATION AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT DE LA CULEE (A VIDE)	75
VIII-28:TABLEAU DES MOMENTS ET LES EFFORTS GLOBAUX (CAS SISMIQUE-A VIDE)	76
VIII-29:TABLEAU DE VERIFICATION DU TIERS CENTRAL	76
VIII-30:TABLEAU DE VERIFICATION AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT DE LA CULEE (CAS SISMIQUE-A VIDE)	76
VIII-31 :TABLEAU DE MOMENT ET L'EFFORT TOTAL (CAS NORMAL-EN SERVICE)	76
VIII-32:TABLEAU DE VERIFICATION AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT DE LA CULEE (CAS NORMAL-EN SERVICE)	77
VIII-33:TABLEAU DES MOMENTS ET LES EFFORTS GLOBAUX (CAS SISMIQUE-EN SERVICE)	77
VIII-34:TABLEAU DE VERIFICATION DU TIERS CENTRAL (CAS SISMIQUE-EN SERVICE)	78
VIII-35:TABLEAU DE VERIFICATION AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT DE LA CULEE (CAS SISMIQUE-EN SERVICE)	78
FIGUREVIII-36:COUPE TRANSVERSALE DE PILE DU PONTDE LA CHARGE LOCALE	79
VIII-37:TABLEAU DE COMBINAISON DES DIFFERENTES CHARGES	79
VIII-38:TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS SUR LE MUR EN RETOUR	80
VIII-39:TABLEAU DE FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR	81
VIII-40:TABLEAU DES MOMENTS ET EFFORTS DE LA DALLE DE TRANSITION	81
VIII-41:TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS SUR LE MUR FRONTAL	82

VIII-42:TABLEAU DES COMBINAISON DES EFFORTS SUR LE MUR FRONTAL	82
VIII-43:TABLEAU DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LA CULEE	83
FIGUREXI-1:DÉTAILS DE LA CULÉE'APPUI	93

CHAPITRE I. : Présentation générale :

I.1. Introduction :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien.

En Algérie, la nécessité de liaison du Nord avec le Sud économique se fait que par un réseau routier bien structuré et suffisant pour transporter les marchandises et les personnes publiques. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier, en favorisant la réalisation de différents ouvrages d'art et c'est d'ailleurs l'objet de notre projet de fin d'étude qui s'intitule « Conception et étude d'un ouvrage d'art au PK 29+900 - réhabilitation du CW62 ». En premier lieu, nous avons procédé à la recherche d'une conception adéquate en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite, on est passé au choix de la variante qui s'est portée sur un pont à poutres en béton précontraintes réalisées par post-tension.

En second lieu, nous avons procédé au pré-dimensionnement de la section transversale du tablier avec l'évaluation des différentes charges et surcharges sous lesquelles notre ouvrage sera calculé d'autre part. Ensuite, on est passé aux calculs et aux différentes vérifications du tablier et à l'évaluation de la précontrainte de poussage et de continuité ainsi que l'étude transversale et le ferrailage des poutres. En dernier lieu, on a procédé à l'étude de l'infrastructure après une étude sismique, ensuite à la méthodologie d'exécution de poussage et le matériel utilisé pour ce procédé.

I.2 Présentation de l'ouvrage : Le présent travail porte sur la réalisation d'un pont, permettant le franchissement de l'oued MOUZAIA. Il fera partie intégrante de la réhabilitation du CW62 de deux (2) voies relie entre BLIDA et TEMEZGUIDA : PK 29+900 soit une longueur totale de 113.4m.

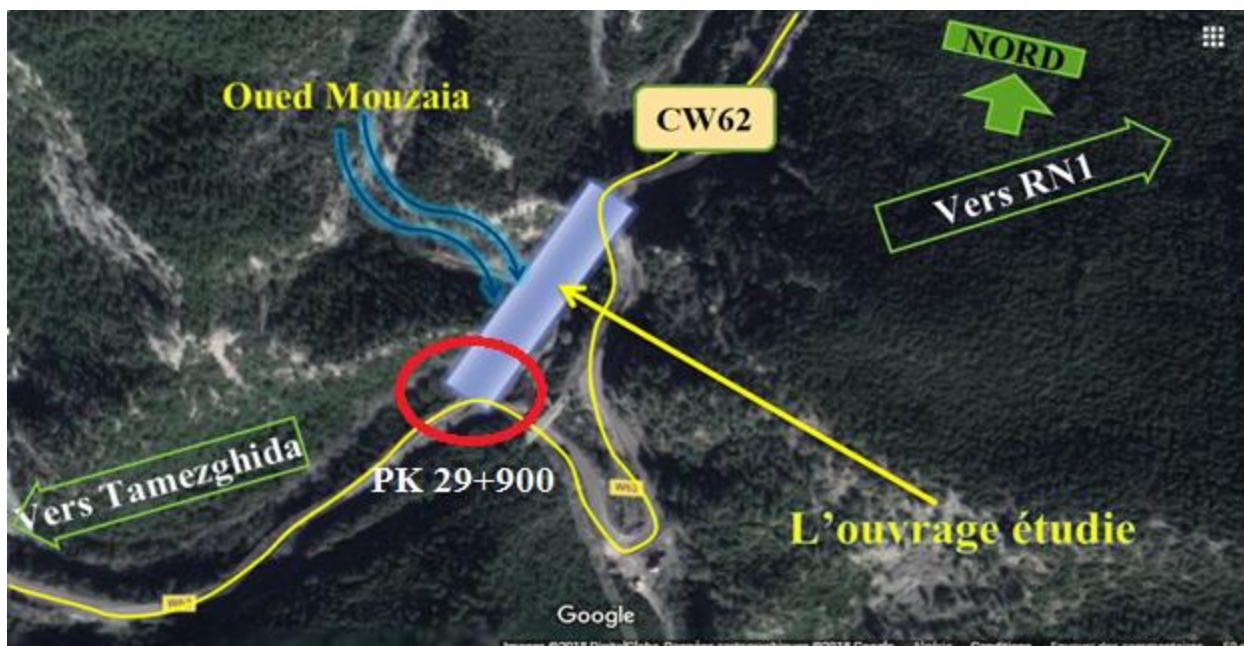


Figure1.1-1:présentation de l'ouvrage

I.3.1. Données géométriques :

L'ouvrage situé entre la ville de BLIDA et la ville de TEMEZGUIDA est inscrit dans le cadre de la réhabilitation du CW62 reliant la ville de BLIDA et là celle de MEDEA La longueur de cet ouvrage est de 113.4 m, il est compris entre PK : 29+900et PK : 30+013.4

I.3.2. Données climatiques :

I.3.2.1. La température :

Il est indispensable de tenir en compte des effets de la température dans le calcul de l'ouvrage car il intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

- La wilaya de MEDEA connait durant la saison d'été Au cours de l'année, la température varie généralement de 1°C à 32 °C et est rarement inférieure à -3°C ou supérieure à 36°C.

- En hiver, la région connait une moyenne de 10 °C la journée et 5 °C la nuit.

I.3.2.2. La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

I.3.2.3. Le vent :

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique par contre pour les ponts souples (ex : pont à haubans) il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de son comportement dynamique. Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par (D.T.R charges à appliquer pour les calculs des ponts routes) leurs intensités assimilées à une valeur caractéristique vaut :

- 2 KN/m² pour les ouvrages en service.
- 1.25KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

I.3.3. Données naturelles :

I.3.3.1. Données hydrologiques :

La formation marneuse compacte d'un aspect rocheux imperméable rencontrée lors de notre investigation sur site, ne favorise pas l'infiltration des eaux superficielles -pluviales-ce qui implique une absence d'un réseau hydrogéologique, par contre le site est traversé par un oued actif de MOUZAIA (présence de ruissellement) qui coupe le site en deux zones, et qui se dirige l'Est vers l'Ouest desservant probablement des mini bassins versants.

I.3.3.2. Données sismiques :

Selon le RPOA Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : négligeable.
- Zone 1 : faible.
- Zone 2a : moyenne.
- Zone 2b : élevée.
- Zone 3 : très élevée.

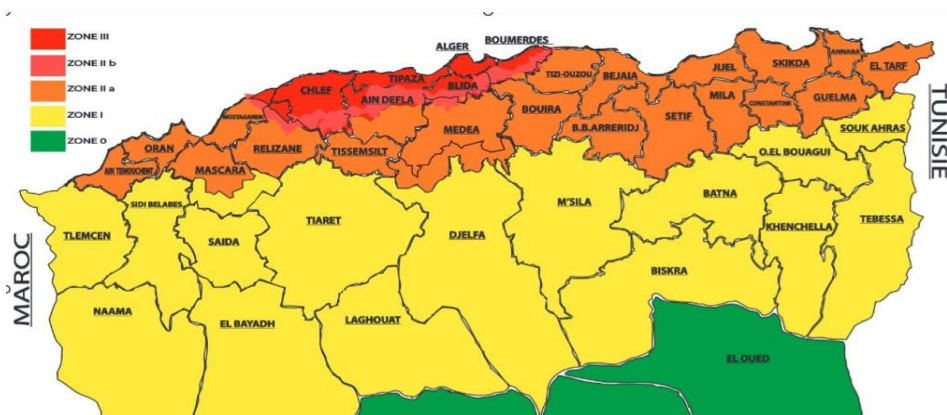


Figure1.1-2:carte de zonage sismique de l'Algérie

D'après le document technique réglementaire RPOA 2008 des règles parasismiques Algériennes, la zone d'étude TEMEZGUIDA appartenait à la zone 2b, de moyenne sismicité.

I.3.4. Données géotechniques :

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

Les essais in situ :

La campagne d'investigation in-situ a consisté en la réalisation de :

Quatre (04) sondages carottés d'une profondeur de 15.00m, dans le but de :

- Dévoiler la nature du sol en profondeur.
- Fixer le niveau d'appui des fondations.
- Effectuer des essais des laboratoires sur les échantillons prélevés.

Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd, sont effectués dans le but de :

- Donner une idée globale sur la résistance du sol.
- Déterminer le degré d'homogénéité du sol.
- Fixer une plage de valeur de Rd en vue d'estimer le taux de travail admissible.

Les résultats de l'essai sont donnés dans le tableau suivant :

Les résultats de l'essai sont donnés dans le tableau suivant et dans l'**Annexe A-3** :

Sondage	Point kilométrique	Matériaux	
		Profondeur (m)	Description
SC 01	PK (30+0054)	0,00 - 1,20	Remblais
		1,20 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 02	PK (29+970)	0,00 - 0,50	Remblais
		0,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 03	PK (29+935)	0,00 - 1,50	Remblais
		1,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 04	PK (29+900)	0,00 - 2,50	Remblais
		2,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite et des passages fragiles

Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés au niveau des sondages carottés.

De ce fait les essais mécanique (les œdométriques et l'essai de cisaillement rectiligne) programmés vont être remplacés par des essais à la compression simple qui nous permettent de déterminer la résistance de la roche.

I.3.5. Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et obstacles franchis.

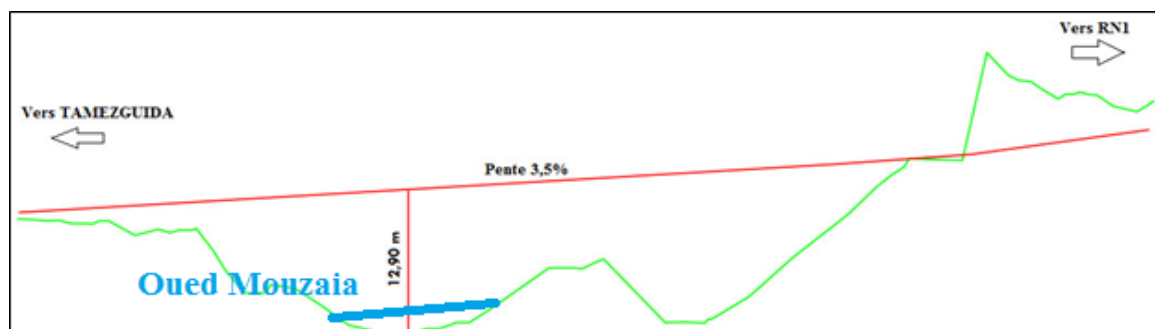
I.3.5.1. Le tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques représenté sur la figure suivante :



Figurel.1-3:tracé en plan

I.3.5.2. Le profil en long : Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 3.5%



Figurel.1-4:profil en long

I.3.5.3. Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile à modifier (par exemple ; l'élargir) ; si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur rouable $L_r = 9\text{ m}$.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- Largeur de trottoir pour chaque côté = 1.5 m –
- Dévers en toit de 2,5 %.

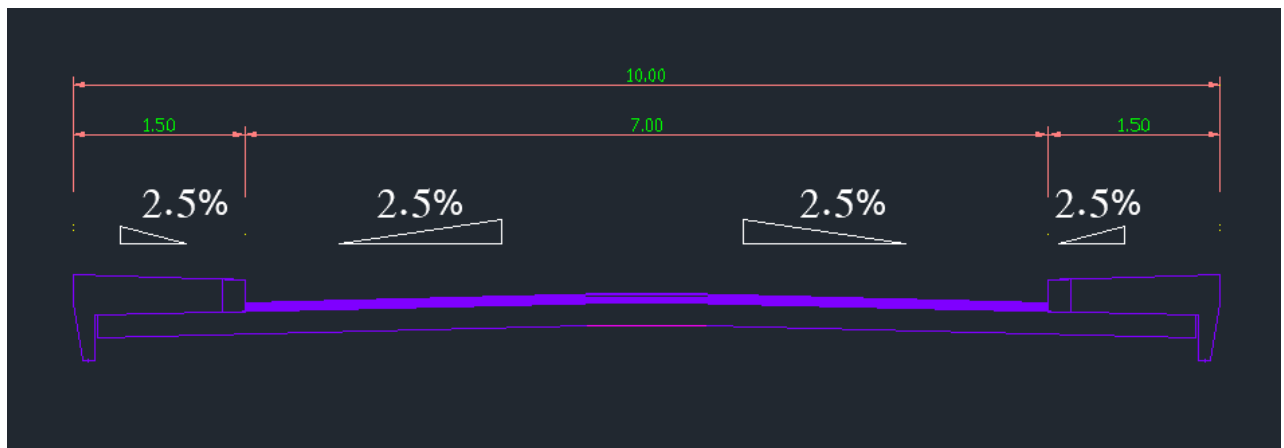


Figure I.1-5:profil en travers

CHAPITRE II. : conception générale :

II.1. Proposition des variantes :

Ce chapitre présente les différentes variantes étudiées pour le franchissement de l'oued MOUZAIA qui ont été considérés lors de l'avancement de ce travail.

Les variantes sont présentées dans l'ordre des points de comparaison qui suivent :

- Présentation générale de la variante.
- L'esthète : Intégration dans le paysage et avec l'ancien pont.
- Construction : mode de construction.
- L'économie : Quantité des matériaux.

L'analyse des points de comparaison aboutissant au choix de la solution structurale retenue.

II.1.1. La variante 1 : pont en béton précontraint réalisée par post-tension :

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé. Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton est le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite 'précontrainte'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service des contraintes opposées à celles produites par les charges qui les solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50 m. Aujourd'hui, plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil sont faites avec le béton précontraint.

II.1.1.1. La post-tension :

Le principe de la précontrainte par post tension est de tendre les armatures en prenant l'appui sur la pièce à précontrainte. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé, présente un léger raccourcissement ; pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager évidemment dans le béton tubulaire généralement formé par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Les dispositions des armatures et surtout de leurs ancrages et le mode de mise en tension constituent des procédés brevetés, offerts aux entreprises par des sociétés spécialisées.

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/1996]

- Hauteur de la poutre H_t

L'élançement usuel : $\frac{1}{20} \leq \frac{H_t}{L} \leq \frac{1}{17}$ (Pour un béton de $f_{c28} = 35$ MPa)

On a : $L = 35$ m $\Rightarrow 1.75 \leq H_t \leq 2.05 \Rightarrow H_t = 1,75$ m.

NB : H_t c'est la hauteur totale du tablier (Poutre (1,50 m) + Hourdis (0,25 m)).

- Entraxe des poutres λ

Dans le cas usuel, l'entraxe poutres varie entre 1,4 m et 2,5 m.

Pour notre cas : $\lambda = 1,4$ m

- Nombre des poutres N

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1, \text{ tel que :}$$

$$\begin{cases} \{ La : \text{l'entraxe des poutres de rive} \\ \lambda : \text{l'entraxe des poutres qui vaut} \end{cases} \Rightarrow N = \frac{8.40}{1.40} + 1 \Rightarrow N = 7 \text{ poutres.}$$

- La largeur de la table de compression b

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre.

$$b \geq 0,6 \times h_p \Rightarrow b \geq 0,6 \times 1,50 \Rightarrow b \geq 0,9 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

- Épaisseur de la table de compression e_1

$$15 \text{ cm} \geq e_1 \geq 10 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 12 \text{ cm}$$

- La largeur du talon L_t

$$b_t = (l \times L^2) / (h_t^2 / K) \quad \text{Avec } 1100 < K < 1300 ; \text{ On prend } K = 1200 ;$$

l : largeur du tablier ; L : longueur de la travée ; H_t : hauteur totale du tablier

$$b_t = (10 \times 35^2) / (1,75^2 \times 1200) \Rightarrow b_t = 3,33 \text{ m}$$

Pour obtenir la largeur du talon, il faut diviser la largeur totale par le nombre des poutres.

$$\text{Alors : } L_T = b_t / N \quad \Rightarrow \quad L_t = 3.33 / 7 \quad \Rightarrow \quad L_t = 0,476 \text{ m}$$

$$L_t = 50 \text{ cm.}$$

- Épaisseur du talon E_t

$$20 \text{ cm} \geq E_t \geq 10 \text{ cm}$$

$$E_t = 15 \text{ cm}$$

- Épaisseur de l'âme à mi travée b_0

$$20 \text{ cm} \geq b_0 \geq 22 \text{ cm}$$

$$b_0 = 25 \text{ cm.}$$

- Épaisseur de l'âme dans la zone intermédiaire b_0

$$b_0 = 35 \text{ cm}$$

- Épaisseur de l'âme dans la zone d'about b_0

$$b_0 = 50 \text{ cm}$$

- **Gousset**

- **La table de compression**

Á mi- travée : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 9^\circ$ $e_3 = 08 \text{ cm}$, avec : $\alpha_3 = 45^\circ$.
 Á l'intermédiaire : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_2 = 9^\circ$ $e_3 = 13 \text{ cm}$, avec : $\alpha_3 = 45^\circ$.
 Á l'appui : $e_2 = 4 \text{ cm}$, avec : $\alpha_4 = 45^\circ$.

- **Talon**

Á mi- travée : $e_6 = 16 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 52^\circ$.
 Á l'intermédiaire : $e_7 = 11 \text{ cm}$, avec : $\alpha_5 = 56^\circ$.

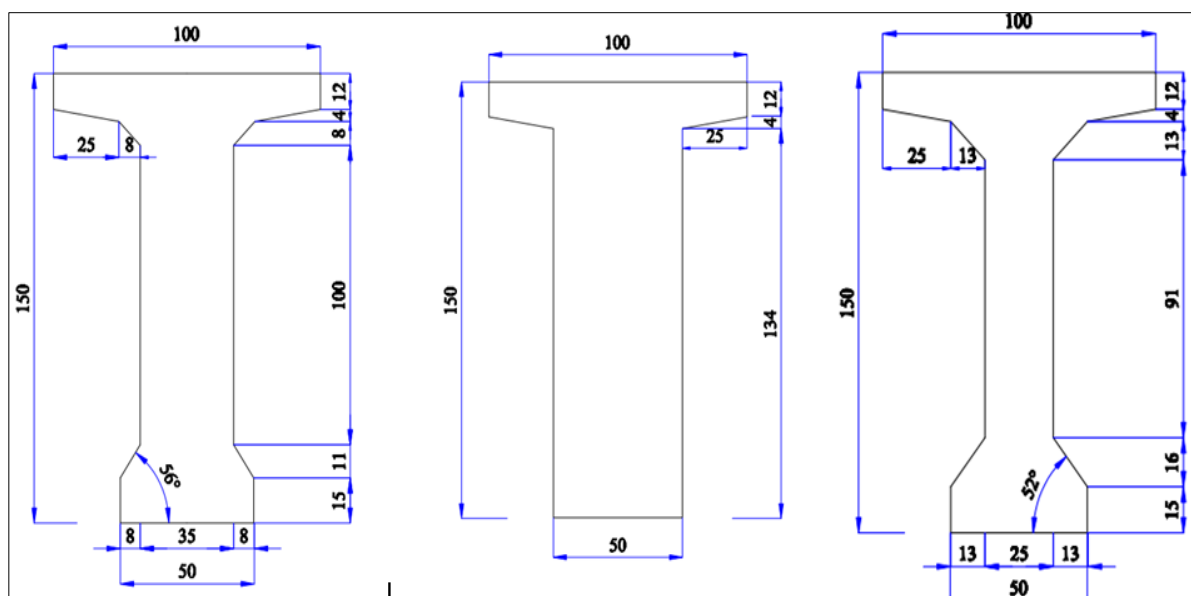


Figure II-3: détails de la poutre

II.1.1.2. L'exécution :

La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sophistiqués ; sauf de la préfabrication des poutres dans une moule et mise en place des poutres à l'aide d'une grue. La mise en tension des câbles se fait par des vérins puis le coulage de l'hourdis.

II.1.1.3. L'entretien :

L'entretien n'est pas demandé dans ce type.

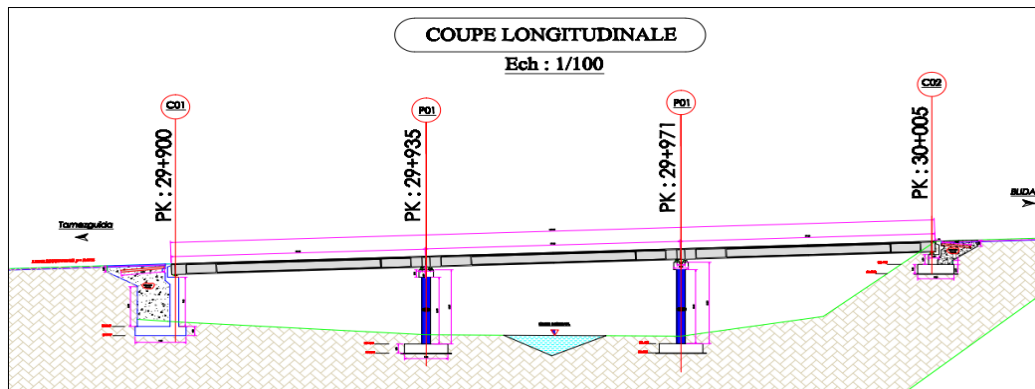
II.1.1.4. L'esthétique :

Le pont de forme relativement naturelle, s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage et aussi il s'adapte mieux avec l'ancien pont.

II.1.1.5. L'économie :

Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent Pas trop rapidement obsolètes. En effet, au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main-d'œuvre qui a,

d'ailleurs, directement influencé sur la conception des ouvrages dans le sens d'une simplification des formes. Nous nous limiterons donc à développer quelques idées générales et à donner quelques ratios permettant de faire des estimations sommaires en fonction des données économiques.



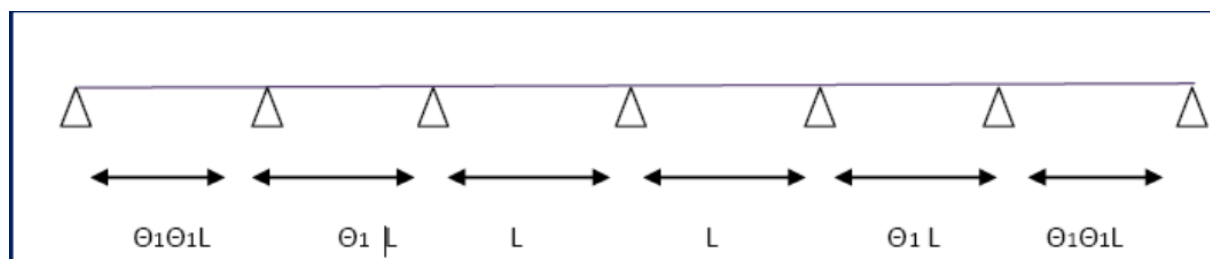
II.1.2. La variante2 : pont caisson à hauteur constante

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte.

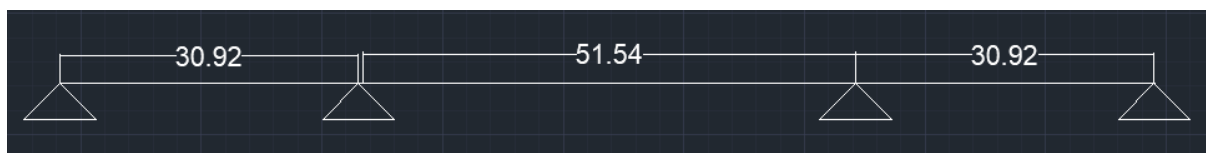
Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, 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 ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre 1/20 à 1/50 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

Représentons par un schéma simplifié l'ouvrage par une poutre continue :



- La longueur totale de l'ouvrage=113.4m et $\Theta=0.6$
- Donc la travée principale=51.54m et les deux autres =30.92m



Figurell-4:schémas représentatif des travées.

- On choisit un voussoir type mono cellulaire



Figurell-5:voussoir mono-cellulaire

Géométrie du voussoir :

- Etant donnée la hauteur constante du tablier ; le paramètre à déterminer est h
($h_{\text{sur pile}}=h_{\text{en clé}}$)
- Le rapport entre cette hauteur et la portée dominante de l'ouvrage varie entre les ratios : 1/20 et 1/25

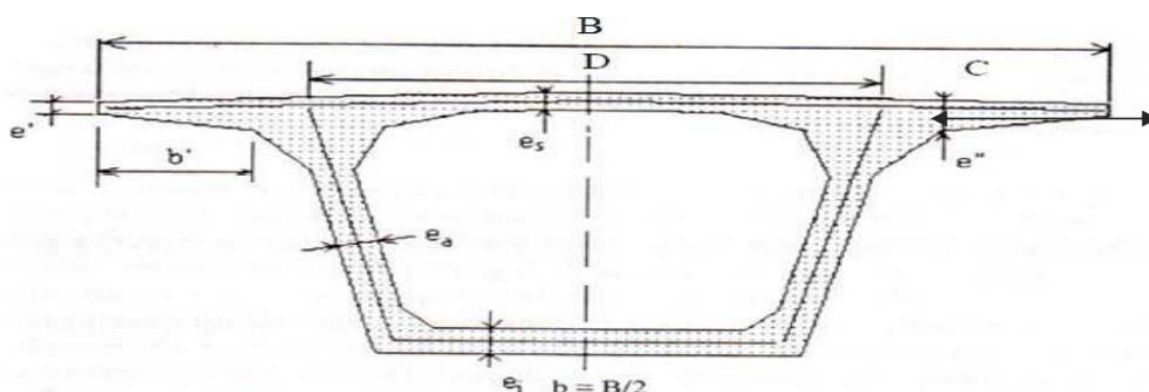
Tel que : $h / L= 1/20-1/25$

- On fait le dimensionnement sur la plus grande travée : $L=51.54\text{m}$

Donc $h =2.4\text{m}$ à 3m on prend : $h=2.5\text{m}$

- Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier tel que :

$D=B/2$ et $C=D/2$ La largeur de tablier est $B=10\text{m}$ $D=10/2=5\text{m}$ $C=5/2=2.5\text{m}$: $h=2.5\text{m}$



Figurell-6:pré-dimensionnement

- $e'' = b'/7$ à $b'/5$
- $b' = 1.9\text{m}$
- $e' = 0.3\text{m}$
- $e'' = (0.27\text{m} - 0.38\text{m})$ on prend $e'' = 0.35\text{m}$
- e', e'' : (épaisseur de l'hourdi supérieur aux sections considérées)
- $e_s \geq b/25$ on prend $e_s = 0.3\text{m}$ (l'épaisseur de l'hourdi supérieure)
- $t_w = 26 + L_m/5 = 36.3\text{cm}$ (l'épaisseur de l'âme)
- $e_i \geq \text{Max} \{1.8\text{cm} ; 3\phi ; t_w / 25\}$ ($\phi = 80\text{mm}$)
- $e_i = 25\text{cm}$ (l'épaisseur de l'hourdi inférieure)
- L'angle entre l'inclinaison du gousset et l'horizontale est 41°

II.1.2.1. L'exécution :

La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très compliquée ; elle demande une main d'œuvre qualifiée et de matériel spécifique ;

La première étape est de construction des piles pour poser les voussoirs successivement et la mise en tension des câbles de précontraintes qui demande des techniques bien soignées.

Ce procédé et donc particulièrement aux conditions locales suivantes : -ouvrages comportent des piles très hautes, et franchissement des vallées larges. -rivières à crue violentes.

Mais dans notre cas la hauteur n'est pas importante (13m). Et pas des contraintes signalées de justifier l'application de ce mode.

II.1.2.2. L'entretien : Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique.

II.1.2.3. L'esthétique : Le pont de forme relativement naturelle, s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage, et de préserver au mieux les richesses de la région : la faune et la flore ; mais pour notre cas ne s'adapte pas de manière satisfaisante avec l'ancien pont.

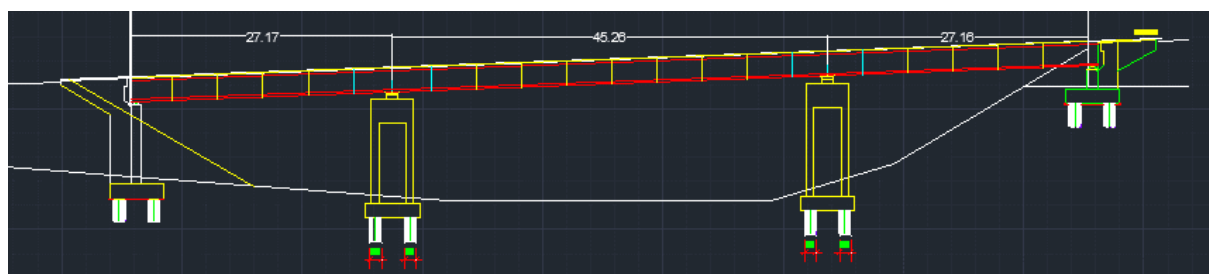


Figure II-7: pont voussoir

II.1.3. La variante 3 : pont mixte bipoutre métallique.

Dans les tabliers métalliques bipoutre, la dalle peut être constituée d'un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

Le pont mixte qui nous avons proposé est de portée totale de 113.4m, donc on prend 2 travées identiques .il est composé de deux culées et 1 pile intermédiaire (voir schéma ci- dessous).



FigureII-8:pont mixte

La poutre que nous allons étudier est une poutre en I. Le pré dimensionnement de la poutre se fera à l'aide du document (S.E.T.R.A-ponts mixtes) -Épaisseur de la dalle est 20cm

Entraxe entre deux poutres :

$1,5 \text{ m} \leq d \leq 0.55L_a$ $L_a=10\text{m}$ la largeur du tablier On fixe l'entraxe $d=5\text{m}$

Le nombre de poutre =2

La hauteur des poutres :

On a une longueur maximale des poutres de 49.8 m,

Donc $H \geq l/25$ donc $H \geq 1.99\text{m}$. On fixe la hauteur des poutres $H_t = 2.2\text{m}$.

Épaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Fatigue.
- $t_w \leq 20 \text{ mm}$ On prend : Une épaisseur de 20 mm.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.

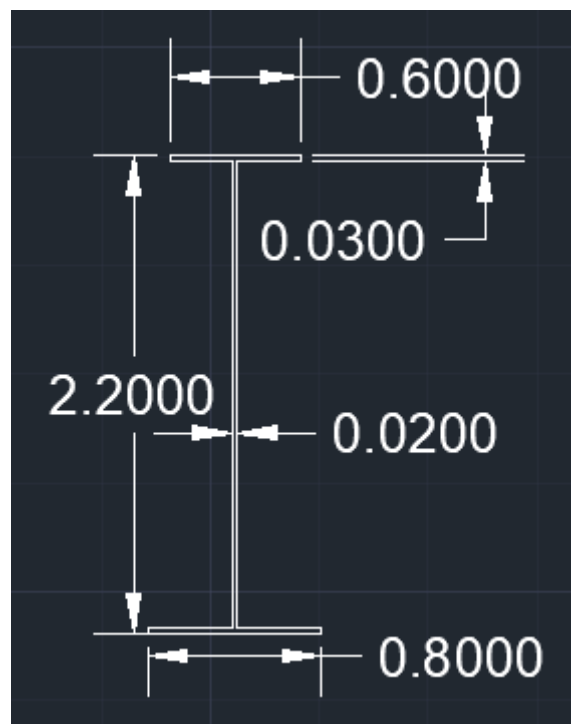
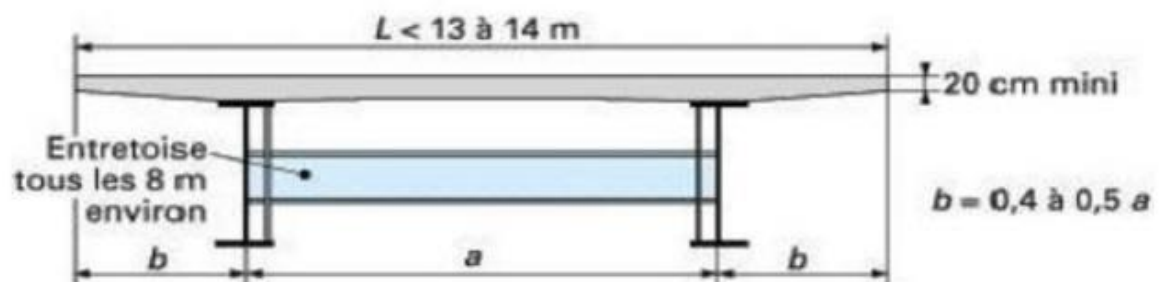


Figure II-9: pré-dimensionnement de la poutre métallique

II.1.3.1. Les entretoises :

Ce sont les poutres secondaires qui relient les deux poutres principales, ils ne présentent aucun contact avec la dalle. Ces entretoises sont généralement des profilés du commerce. Elles sont soudées sur les poutres principales par l'intermédiaire de profilés en Té soudés sur les faces intérieures des âmes appelés « montants ».



$a=5\text{m}$

$b=2.5\text{m}$

L'entraxe entre les entretoises= 7.7m

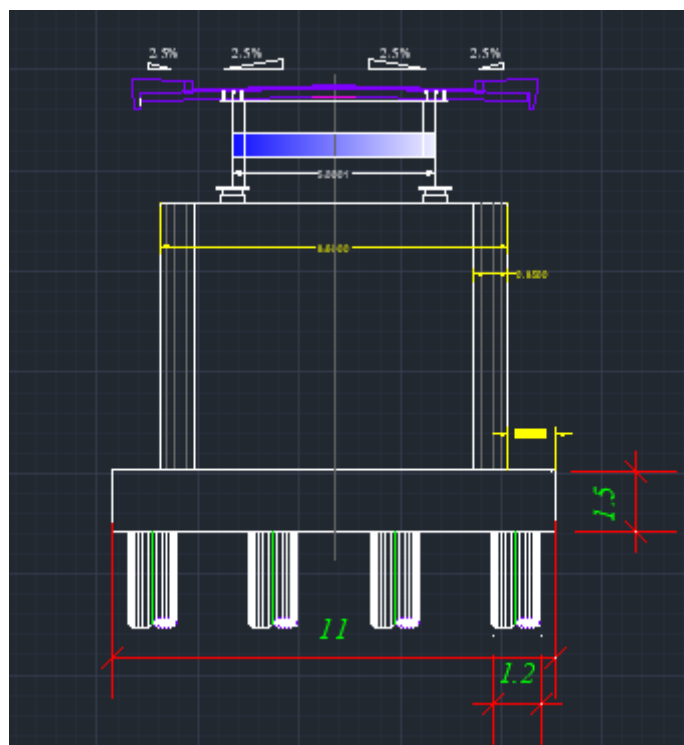


Figure II-10:profil en travers du pont mixte

II.1.3.2. L'exécution :

- Rapidité d'exécution de ce type
- Possibilité de franchir des grandes portées (30-90m)
- La construction est effectuée de manière simple par la réalisation des appuis (culées et piles) puis la mise en place des poutres (PRS) à l'aide d'une grue et on termine par le coulage d'une dalle en béton armé.
- Précision d'usinage des poutres.

II.1.3.3. L'entretien : Le problème majeur de pont mixte est l'entretien périodique contre la corrosion ce que justifie qui est n'est pas économique. Ainsi il est sensible au gradient thermique et aussi la faiblesse des points d'assemblages.

II.1.3.4. L'esthétique : Le pont de forme relativement naturelle, s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage mais pour notre cas ne s'adapte pas avec l'ancien pont.

II.2. Les avantages et les inconvénients pour chaque type de variante :

II.2.1. La 1^{er} variante : pont à poutres en béton précontraint :

II.2.1.1. Les avantages :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,

- Puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu' à 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.

II.2.1.2. Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'ouvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer.

II.2.2. La 2^{eme} variante : pont vousoir à hauteur constante :

II.2.2.1. Les avantages :

- La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- La construction du tablier s'effectue sans aucun contact avec le sol ce qui permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
- Permette une gamme de portée très vaste (50-140m) - Il s'adapte parfaitement aux franchissements biais ou courbes.

II.2.2.2. Les inconvénients :

- Technique très délicate qui exige beaucoup de compétence
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et matériel spécifique notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.

II.2.3. La 3^{eme} variante : pont mixte bipoutre métallique :

II.2.3.1. Les avantages :

- Rapidité d'exécution de ce type d'ouvrages
- Possibilité de franchir des grandes portées (40-120 m).
- Précision et contrôle dans l'usinage des poutres.
- Efficacité structurelle : en général, il est plus facile de rendre les portées continues dans les structures en acier qu'avec des structures en béton.
- La précision dimensionnelle de la structure.

II.2.3.2. Les inconvénients :

- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service
- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

II.3. Analyse multicritère :

II.3.1. Les efforts dans la structure :

II.3.1.1. La 1^{er} variante :

Selon le guide SETRA, la réaction d'appuis par poutre varie de 100 à 150 tonnes pour des portées de 30 à 40m, donc les descentes de charges provenant du tablier sont relativement importantes. Toutefois, les piles doivent avoir des dimensions importantes pour pouvoir reprendre des Sollicitations importantes. La reprise des efforts n'est pas un réel problème pour la structure.

II.3.1.2. La 2^{eme} variante :

Le poids propre important développe des efforts dans la structure d'une intensité très important qu'il fallait reprendre en utilisant la précontrainte d'une manière très intense.

II.3.1.3. La 3^{eme} variante :

Contrairement à la variante N°1, la descente de charges provenant du tablier est moins importante. Mais Les charges dues au trafic routier ou ferroviaire induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquences élevées, ils sont donc potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue.

II.3.2. Les efforts dans la fondation :

II.3.2.1. La 1^{er} variante :

Les fondations sont sollicitées d'une manière très importante à cause du poids très important de l'ouvrage et aussi de la faible portance du sol de fondation.

II.3.2.2. La 2^{eme} variante :

Les ponts construits en caisson sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des efforts très importants, ce qui implique des fondations importantes.

II.3.2.3. La 3^{eme} variante :

Les fondations sont sollicitées par des efforts très raisonnables à cause de la légèreté de tablier.

II.3.3. Intégration dans le paysage :

II.3.3.1. La 1^{er} variante :

Le fait d'avoir un très grand nombre de pile dans un site agricole est très pénalisant pour le site et rend vraiment le paysage non agréable.

II.3.3.2. La 2^{ème} variante :

Le pont construit en caisson présente un avantage esthétique que les usages apprécient. La réduction de nombre de piles ramène à créer des ouvertures importantes ce suite que donne un paysage harmonique.

II.3.3.3. La 3^{ème} variante : De même que la variante N°1.

Les variantes	Pont mixte	Pont voussoir	Pont à poutres ppp
Epaisseur utile		0.75	0.55
Largeur utile	7	7	7
Surface utile	793.8	793.8	793.8
Volume de béton	198.45	595.35	436.59
Tonnage d'acier/m ²	1.75t/m ²	0	0
Tonnage d'acier PRS totale	347.28	0	0
Aciers passifs	0	71.44	52.39
Aciers actifs	0	26.79	19.64
Prix unitaire passif DA	/	180 000.00	180 000.00
Prix unitaire actif	/	/	/
Prix unitaire de béton /m ³ DA	50 000.00	50 000.00	50 000.00
Cout total béton	9 922 500.00	29 767 500.00	21 829 500.00
Prix unitaire acier PRS DA	118 000.00	/	/
Cout total PRS	40 979 040.00	12 859 200.00	9 430 200.00
Cout final de tablier DA	50 901 540.00	42 626 700.00	31 259 700.00

II-11: tableau d'estimation économique des variantes

II.4. La synthèse :

L'analyse des points de comparaison (à l'aide de tableau d'estimation économique des variantes) fait ressortir les constatations suivantes :

- La variante de pont mixte est abandonnée en raison de l'économie et l'entretien.
- La variante de pont à voussoir construit par encorbellement est abandonnée en raison d'économie et difficulté de construction.

La solution pont à poutre précontraintes préfabriqué par post tension est envisageable car le mode de construction étant en adéquation avec le site à franchir, et aussi il est très économique.

CHAPITRE III. : caractéristiques des matériaux.

III.1. Le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

III.1.1. La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ j pour le béton de la superstructure}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ j pour le béton d'appui et la fondation}$$

$$f_{cj} = j / (4.76 + 0.83j) f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ j}$$

III.1.2. La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 35 = 2.7 \text{ MPa} \quad \text{pour le béton de la superstructure}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 30 = 2.4 \text{ MPa} \quad \text{pour le béton d'appui et la fondation}$$

III.1.3. Contrainte admissible :

III.1.3.1. Contrainte admissible à la compression (ELU) :

$$f_{bu} = 0.85 * f_{cj} / \Theta * \gamma_b$$

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.

$$\gamma_b = 1.5 \quad \text{en situations durables ou transitoires}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \text{en situations accidentelles}$$

Donc : $f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

$f_{bu} = 25,86 \text{ MPa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

$f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Contrainte admissible à la compression :

$\sigma_b = 0,5 f_{c28}$ En service.

$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$ En construction.

III.1.3.2. Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :
En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, $1,5 f_{tj}$ ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

III.1.3.3. Contrainte admissible au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton :

- 1ère par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est /données par : $\tau_1^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$

III.1.4. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

III.1.5. Module de déformation longitudinale du béton E :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

III.1.6. Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante : $G = E / 2(1+\nu)$

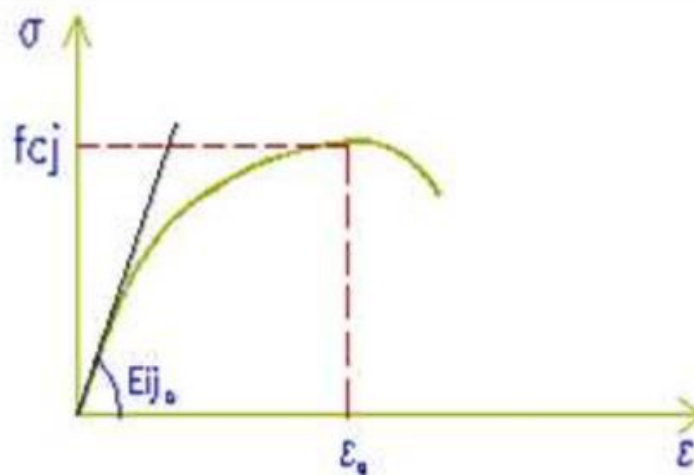


Figure III-1: diagramme contrainte-déformation de l'acier

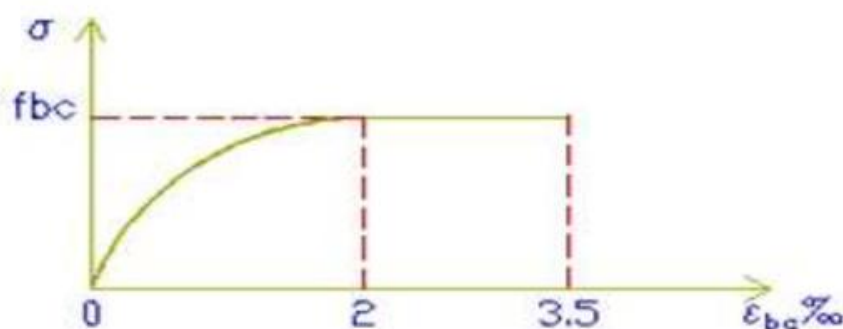


Figure III-2: diagramme parabole-rectangle du béton

III.2. L'acier :

III.2.1. Aciers passifs :

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

III.2.1.1. La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE500 type 1, sa limite élastique égale à 500MPa.

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

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire

III.2.1.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

III.2.1.3. Contrainte limite de traction :

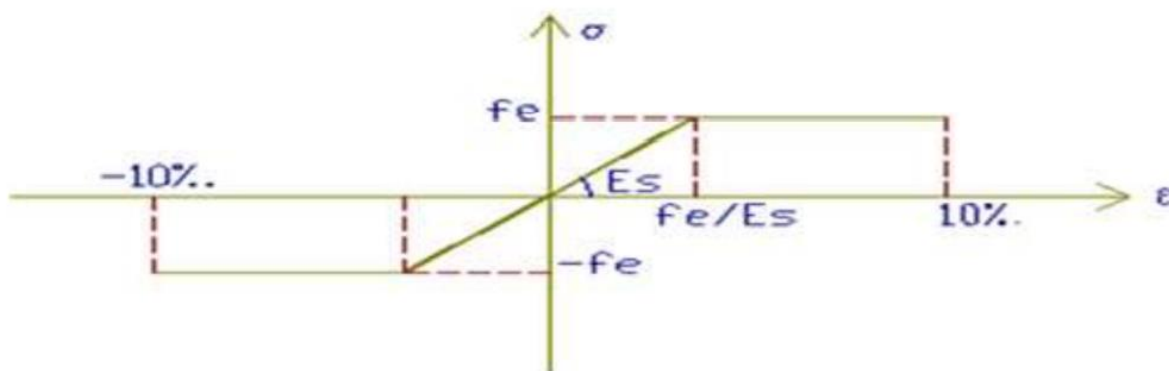
En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3f_e, 110 (nf_{tj})^{1/2})$.

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2f_e, 90 (nf_{tj})^{1/2})$.

Avec : n=1 treillis soudés et ronds lisses.

n=1.6 acier à haute adhérence.



FigureIII-3:diagramme contrainte-déformation-acier-passif

III.2.2. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante : $P_0 = (0,8f_{prg}, 0,9 f_{peg})$.

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte =1770 MPa.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1583 MPa.

Ces limites sont garanties par ALGA.

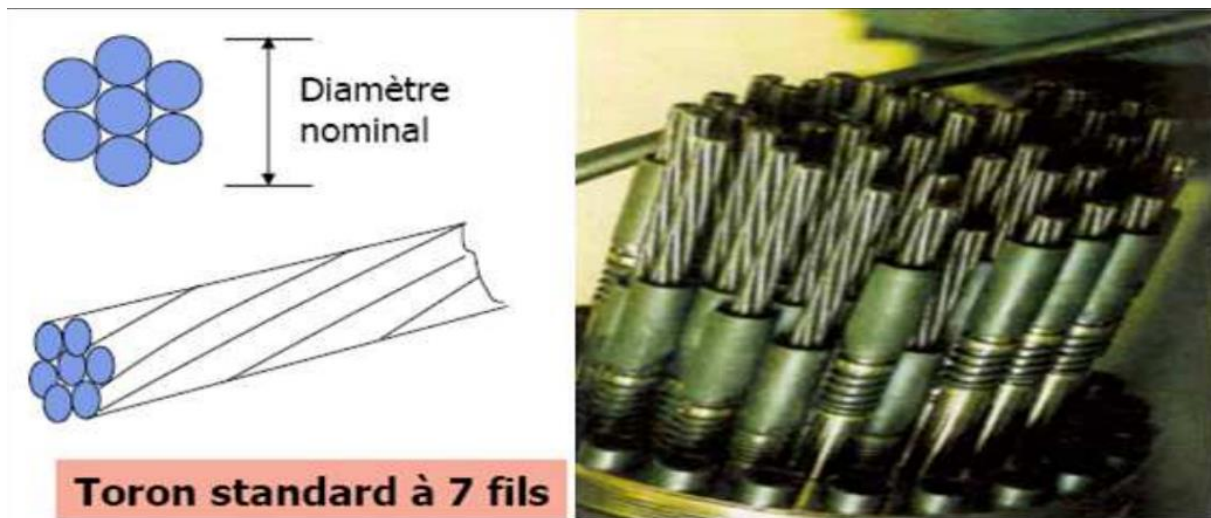


Figure III-4: câbles précontraints

III.2.2.1. La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

III.2.2.2. Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal "EP" des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\ 000\text{MPa}$ pour les barres.

$E_p = 190\ 000\text{MPa}$ pour les torons.

III.2.2.3. Caractère de calcul :

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

- La section nominale de l'armature A_p .
- La contrainte maximale garantie à rupture f_{prg}
- La contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité f_{peg}
- Coefficient de relaxation = 2,5 % pour la classe TBR (Très Basse Relaxation) =
- $\rho_{1000} = 8\ %$ pour la classe RN (Relaxation Normale)
- Adhérence au béton :
- Coefficient de dilatation thermique 10^{-5} par degré C.
- Module de déformation longitudinale :
 - $E_p = 200\ 000\ \text{MPa}$ pour les fils et les barres.
 - $E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$ pour les torons.

CHAPITRE IV. :calcul des charges et surcharges.

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse ; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

Les actions permanentes : comprennent :

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

Les actions variables :de leur côté, comprennent :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier.
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme ; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art « RPOA 2008 »

IV.2. Calcul des charges permanentes et compléments des charges permanentes :

IV.2.1. Les éléments porteurs :(charges permanentes) :

Élément	V (m ³)	ρ (KN/m ³)	Poids propre (KN/ml)	Poids total (KN)
Dalle	262,5	25	62.5	6562.5
Poutre	433,54	25	103,22	10838,6
Entretoise	8,09	25	/	202,13
Poids total (KN)				17401.1
Poids total (KN/ml)				165.72

IV-1:tableau de résultat de calcul de CP

IV.2.2. Les compléments des charges permanentes :

Élément	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	24	10,08	1058,48
Chape (étanchéité)	15	3	315
Trottoirs	25	15	1575
Glissières de sécurité	/	0,6 × 2	126
Gardes de corps	/	1 × 2	210
Corniches	/	5 × 2	1050
Poids total (KN)			4334.5
Poids total (KN/ml)			42,28

IV-2:tableau de résultat de calcul de CCP

IV.3. Calcul des surcharges :

D'après le fascicule 61 titres II on va calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées Caractéristiques du pont : La classe du pont : La largeur roulable de notre pont est égale à 7m.

Le pont est de 1^{er} classe car $L_r \geq 7m$ selon la dérogation CCTP.

La largeur chargeable=6m

Nombre de voie de circulation= $[L_c/3]=[6/3]=2$ voies

La largeur de chaque voie= $L_c/2=3m$

la charge totale du tablier : $G_T = CP + CCP = 17401.1 + 4334.5 = 21735.6 \text{ KN}$

$G_{TOT} = 21735.6 / 105 = 207 \text{ KN/ml.}$

Moment fléchissant : $M_g = G_{TOT} * L^2 / 8 = 29912.4 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T = G_{TOT} * 34 / 2 = 3519 \text{ KN.}$

IV.3.1. Surcharges A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) est donnée ci-après la masse A(L) est exprimée en kilogrammes par mètre carré (Kg/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, elle est donnée par la formule :

$$A_i = a_2 * a_1 * A(l)$$

Avec : $A(l) = 230 + 36000 / (L + 12)$

Le coefficient a_1 sont donnée par le tableau suivant :

Nbr de voie chargée		1	2	3	4	>5
Classe de pont	1	1	1	0.9	0.75	0.7
	2	1	0.9	/	/	/
	3	0.9	0.8	/	/	/

Avec : $a_2 = V_0 / V$

V : étant la largeur d'une voie et V_0 ayant les valeurs suivantes :

$V_0 = 3.5m$ pour les ponts de première classe.

$V_0 = 3.0m$ pour les ponts de deuxième classe.

$V_0 = 2.75m$ pour les ponts de troisième classe.

Lorsque la valeur de la charge (en kg/m²), calculée après application du coefficient a_1 est inférieure à $400 - 0,2L$, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

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

$$a_1=1$$

Avec : $V_0=3.5\text{m}$ (pont de 1^{er} classe).

V : largeur d'une voie=3m

$$a_2=3.5/3=1.17$$

CAMP	L chargée (m)	b chargée (m)	n voie	A	a1	A1	a2	A2[KN/m2]	A (L) [KN/m]	moment [KN.m/m]	Effort Tranch [KN/m]
A(T1),	34,00	3,00	1,00	10,13	1,00	10,13	1,17	11,85	35,54	5135,90	604,22
A (T1+T2)	68,00	3,00	1,00	6,80	1,00	6,80	1,17	7,96	23,87	3448,93	405,76
A (T1+T2+T3)	102,00	3,00	1,00	5,46	1,00	5,46	1,17	6,39	19,16	2768,22	325,67
A(T1)	34,00	6,00	2,00	10,13	1,00	10,13	1,17	11,85	71,09	10271,80	1208,45
A (T1+T2)	68,00	6,00	2,00	6,80	1,00	6,80	1,17	7,96	47,74	6897,85	811,51
A (T1+T2+T3)	102,00	6,00	2,00	5,46	1,00	5,46	1,17	6,39	38,31	5536,43	651,35

IV-3:tableau de calcul de A(l) pour les différents cas possibles

L'effort vertical	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M (KN.m)
Poids propre de la pile "Gp"	1649,58	--	--	--
Poids propre du tablier "Gt"	7038	245,6	12,075	2965,62
Surcharge D240	2120,25	74	12,075	893,55

Le coefficient de majoration dynamique

Les charges des systèmes B et M sont majorées par un coefficient de majoration dynamique donnée par la formule suivante :

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

Tels que :

- L : longueur de la travée.
- G = CP + CCP dans la travée considérée.
- S : surcharge maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc dans le chargement Bc ou bien par bt dans le chargement Bt.

IV.3.2. Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système B_c se compose de camions types.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

IV.3.2.1. Système B_c

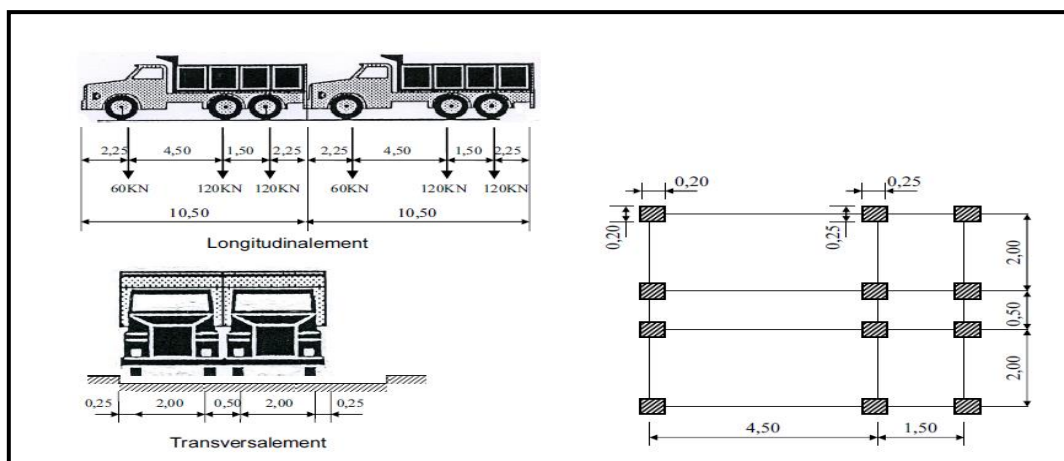


Figure IV-4: système Bc

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

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

IV-5: tableau de coefficients b_c

Pour notre cas :

- Pont de première classe + Une voie chargée $\Rightarrow b_c = 1,20$
 - Pont de première classe + Deux voies chargées $\Rightarrow b_c = 1,10$
- $B_c = 2 \times (30 \times N \times b_c)$; N : Nombre de voies prises dans le calcul.

➤ **Disposition de Bc**

- **Longitudinalement** : maximum 2 camions par file.
- **Transversalement** : nombre de files égale au nombre de voies.

B_c	G [KN]	S [KN]	δ	R [KN]	$R_{pondéré}$ [KN]	M [KN.m]	$M_{pondéré}$ [KN.m]
1 file	7245,2	720	1,068021	469,44	601,646133	3340,1	4280,75632
2 files	7245,2	1320	1,079614	938,88	1114,99065	6680,2	7933,24016

IV-6: tableau de résultat de calcul du système Bc

IV.3.2.2. Système Br

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée portant une charge de 100 KN.
- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m \times 0,30 m
- Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

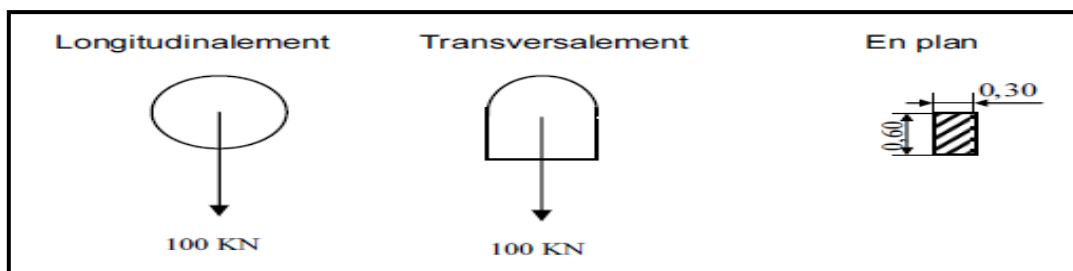


Figure IV-7: système Br

IV.3.2.3. Système B_t

Un tandem de système B_t comporte deux essieux, 160 kN par essieu.

➤ **Disposition de B_t**

- **Longitudinalement** : maximum un (01) tandem.

Transversalement : maximum deux (02) tandems

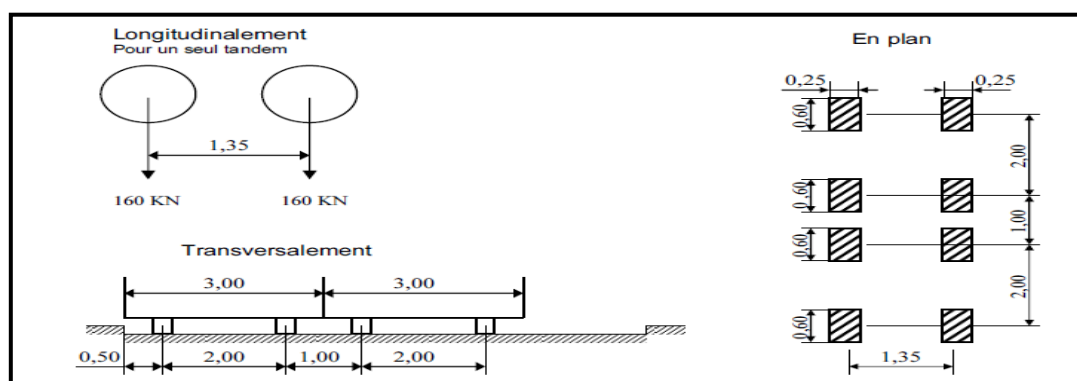


Figure IV-8: système bt

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Classe du pont	B_t
Première	1,20
Deuxième	1,00

IV-10: tableau de valeur de b_t en fonction de la classe du pont

Pour notre cas, $b_t = 1,20$

B_t	G [kN]	S [kN]	δ	R [kN]	$R_{pondéré}$ [kN]	M [kN.m]	$M_{pondéré}$ [kN.m]
1 tandem	7245,2	384	1,0613221	313,33	399,052851	2486,4	3166,64542
2 tandems	7245,2	768	1,0689656	626,66	803,853607	4972,8	6378,90278

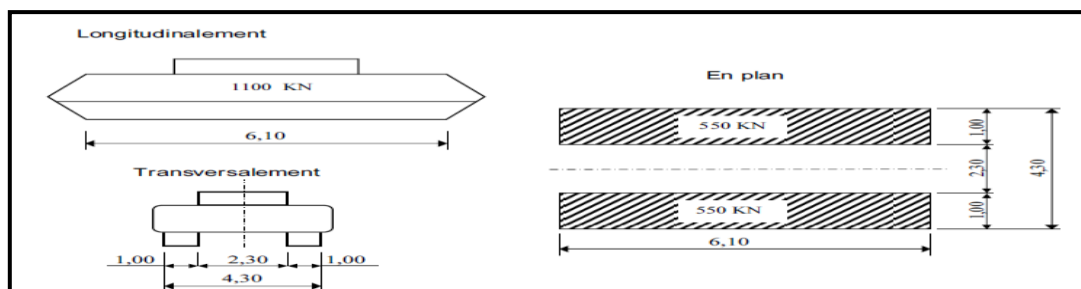
IV-11: tableau de résultat de calcul de système bt

IV.3.3. Système M_c120 :

Les véhicules types de système M_c120 comportent deux chenilles de charge de 550 kN chacun, et ils peuvent circuler en convoi.

➤ **Disposition de M_c120**

- **Longitudinalement** : nombre de véhicules illimités et la distance entre deux véhicules successifs est de 30,50 m.
- **Transversalement** : maximum un (01) seul convoi.



FigureIV-12:convoi Mc120.

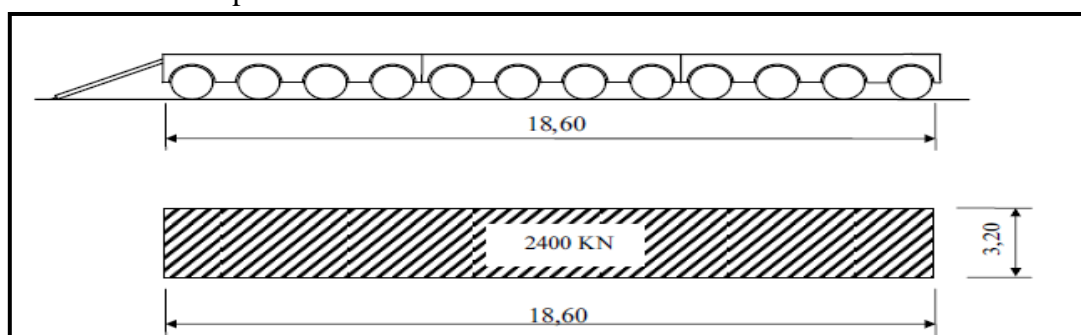
Pour notre cas : $N = \left\lfloor \frac{100.6}{(30.5+6.10)} \right\rfloor + 1 = 3$ convois.

M_{C120}	G [KN]	S [KN]	δ	R [KN]	$R_{pondéré}$ [KN]	M[KN.m]	$M_{pondéré}$ [KN.m]
1	7245,2	1100	1,07541684	996,45	1071,59911	8071,25	8679,95818

IV.3.4. Système D_{240} :

Le convoi D_{240} n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique, il est supposé de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Le convoi type D_{240} comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.



FigureIV-13:convoi type D240

D_{240}	R [KN]	M [KN.m]
1	1743.6	14820

IV.3.5. Autres surcharges :

IV.3.5.1. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons pour les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Pour un seul trottoir : $S_{trott} = 1,5 \times 1,5 = 2,25$ KN/ml.

Pour deux trottoirs : $S_{trott} = 2 \times 1,5 \times 1,5 = 4,5$ KN/ml.

IV.3.5.2. Action du vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;

- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

IV.3.5.3. L'effort de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage.

➤ Effort de freinage correspondant à la charge A

L'effort de freinage correspondant à la charge est donné par le RCPR :

$$F = \frac{A(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

A(l) : charge routière.

S : surface chargée par m². (S = 35 × 7 = 245 m²).

Pour notre cas, on a : A(l) = 71,09 KN/ml (Le cas le plus défavorable pour L= 35 m).

$$F = 835,05 \text{ KN.}$$

➤ Effort de freinage correspondant à la charge Bc

L'effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 300 KN.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques. Cependant les coefficients bc s'appliquent aux efforts développés par le système.

IV.3.5.4. Charges thermiques :

• Variation uniforme

La variation uniforme due à la température est pris : +35° C et -15° C ;

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°) et les températures extrêmes ci-dessus.

• Gradient thermique :

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 3 (Tablier béton)	±12	±7

IV-14:tableau de gradient thermique

CONCLUSION

Ainsi, après avoir défini les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif

CHAPITRE V. : Répartition transversale.

V.1. Introduction :

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre, mais en effet, pour un calcul exact des sollicitations du tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement sur les poutres pour avoir l'élément le plus sollicité.

Guyon a montré, en 1946, la possibilité de calculer des dalles orthotropes à rigidité torsionnelle négligeable pour une charge quelconque, à l'aide de la méthode des coefficients de répartition. C'est par ce même procédé qu'il a ensuite calculé les plaques isotropes en 1949.

Massonnet généralisa les relations trouvées par Guyon et minimisant l'effet de la torsion, dans les calculs. Ainsi ils ont assemblé les avantages de la méthode des coefficients de répartition.

L'intérêt de ce chapitre, c'est de déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement (La méthode de Guyon-Massonnet) et longitudinalement (le théorème de barré).

V.2. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANT

V.2.1. Le calcul des paramètres θ et α

Paramètre d'entretoisement θ

Ce paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la

torsion.
$$\theta = \sqrt[4]{\frac{b^4}{I^4} \times \frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

Paramètre de torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise

entre 0 et 1.
$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

Paramètres	B(m)	L(m)	ρ_p	ρ_E	γ_p	γ_E	θ	α
Valeur	4,9	32,4	103401,417.E	1302,08333.E	3338,38727.E	1132,24638.E	0,4515	0,1926

V-1:tableau des valeurs de la base du calcul.

Avec :

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{bl} : \text{Rigidité flexionnelle de la poutre.}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} : \text{Module de déformation transversale.}$$

$$\rho_E = \frac{E \times I_E}{b_E} : \text{Rigidité flexionnelle de l'entretoise.}$$

$$\gamma_p = \frac{G \times I_p'}{bl} : \text{Rigidité torsionnelle de la poutre.}$$

$$\gamma_E = \frac{G \times I_E'}{b_E} : \text{Rigidité torsionnelle de l'entretoise.}$$

V.2.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux

Disposition des poutres

La largeur active est (2b)

Le pont est constitué de 7 poutres ($n = 7$) espacées de $b_0 = 1.4\text{m}$ (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera : $2b = nb_0 = 7 \times 1.4 = 9.80 \Rightarrow b = 4.90$.

Poutre	Position (m)	Position Active
0	0	0
1	1,4	$2b/7$
2	2,8	$4b/7$
3	4,2	$6b/7$

V-2:tableau de numérotation des poutres et positions actives

V.2.3. Coefficient de répartition transversale K

Pour éviter de calculer séparément K_α pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\rightarrow \text{Si } 0.3 \leq \theta \leq 1 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

$$\rightarrow \text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$$

$$\text{Où : } \beta = 1 - e^{((0.065-\theta)/0.663)}$$

$$\text{Telle que : } \begin{cases} K_0 : \text{valeur de K pour } \alpha = 0 \\ K_1 : \text{valeur de K pour } \alpha = 1 \end{cases}$$

$$\text{On a } 0.3 < \theta = 0.45 < 1 \implies K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-0.45}{0.665}\right)} = 0,4395 \rightarrow \alpha^\beta = \mathbf{0.48195}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{K_\alpha = K_0 + 0.48195 (K_1 - K_0)}$$

Les valeurs de coefficient K_0 , K_1 , K_α et K_{amoy} pour chaque type de chargement et chaque poutre pour $\theta = 0.45$ sont indiquées dans l'Annexe B.

NB : les surfaces et les distance sont calculées à l'aide le logiciel AUTOCAD.

Les valeurs des moments fléchissant et combinaisons aux états limites sous les différents de charges sont indiquées dans les tableaux suivants.

Etat limite	Combinaisons d'action	Nombre de voie	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1,35 G + 1,6 (A(L) + S(t))	1 voie	7121,31	7358,58	7554,55	7751,93
		2 voies	8355,93	8320,52	8243,85	8176,48
	1,35 G + 1,6 (Bc + S(t))	1 file	6939,83	7079,36	7166,00	7265,58
		2 files	7839,60	7805,23	7708,47	7627,53
	1,35 G + 1,6 (Bt + S(t))	1 tandem	6657,88	6782,54	6882,68	6993,73
		2 tandems	7440,85	7413,19	7360,76	7319,02
	1,35 G + 1,6 (Br + S(t))	/	6108,19	6103,61	6097,27	6128,08
	1,35 G + 1,35 Mc120	/	7555,80	7524,20	7435,21	7318,89
1,35 G + 1,35 D240	/	8954,31	8829,08	8592,57	8310,60	
ELS	G + 1,2 (A(L) + S(t))	1 voie	5287,56	5465,52	5612,50	5760,53
		2 voies	6213,54	6186,98	6129,47	6078,95
	G + 1,2 (Bc + S(t))	1 file	5151,46	5256,11	5321,09	5395,77
		2 files	5826,28	5800,51	5727,94	5667,23
	G + 1,2 (Bt + S(t))	1 tandem	4940,00	5033,49	5108,60	5191,88
		2 tandems	5527,22	5506,47	5467,16	5435,85
	G + 1,2 (Br + S(t))	/	4527,72	4524,29	4519,53	4542,64
	G + Mc120	/	5596,89	5573,49	5507,56	5421,40
G + D240	/	6632,82	6540,06	6364,87	6156,00	

V-3: tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en KN.m

V.3. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANT

L'effort tranchant est calculé selon la méthode de Guyon-Massonnet, dont les coefficients utilisés ε_α , $\varepsilon'\alpha$ dépendent de θ et α . Les tableaux de Guyon – Massonnet – Barré donnent les valeurs de ε_0 , ε_1 , $\varepsilon'1$ qui correspondent à $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$. Dans notre cas $\theta=0.45$ figurant dans les tableaux, on détermine directement les coefficients ε_α en prenant :

- En section courantes, le coefficient ε_α obtenu par interpolation entre ε_0 et ε_1 .

L'interpolation se fait comme suit :

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha \quad \text{Si } |y|+|e| \leq 3b/4$$

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{Si } |y|+|e| > 3b/4$$

- En section sur appui, le coefficient $\varepsilon'\alpha$ obtenue par interpolation entre ε_0 et $\varepsilon'1$.

$$\varepsilon'\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'1 - \varepsilon_0) \times \alpha \quad \text{Si } |y|+|e| \leq 3b/4$$

$$\varepsilon'\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{Si } |y|+|e| > 3b/4$$

L'effort tranchant max est sur les appuis. Le calcul de $\varepsilon'\alpha$ moy se fait à partir des lignes d'influence sous chargement et le calcul de l'effort tranchant réelle par :

$$T = T_0 \times \bar{\varepsilon}_{\alpha \text{ moy}}$$

La détermination de $\varepsilon\alpha$ et $\varepsilon'\alpha$ est basé sur les paramètres θ , α et les tableaux des ε_0 ε_1 ε'_1 .

On a : $\theta = 0,4515$; $\alpha = 0,1926$ et $b = 4.9$ m.

Les tableaux récapitulatifs des résultats de cette méthode sont joints en **Annexe B.1-5**.

Etat limite	Combinaisons d'action	Nombre de voie	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1,35 G + 1,6 (A(L) + S(t))	1 voie	717,09	724,25	715,99	717,59
		2 voies	740,97	740,34	726,16	723,71
	1,35 G + 1,6 (Bc + S(t))	1 file	719,25	723,86	713,71	713,17
		2 files	741,50	739,30	750,63	719,88
	1,35 G + 1,6 (Bt + S(t))	1 tandem	709,90	714,17	704,14	704,62
		2 tandems	726,83	726,13	712,26	710,06
	1,35 G + 1,6 (Br + S(t))	/	698,56	697,88	685,16	686,24
	1,35 G + 1,35 Mc120	/	715,68	715,89	713,03	708,74
1,35 G + 1,35 D240	/	1151,28	1117,66	1051,46	1002,54	
ELS	G + 1,2(A(L) + S(t))	1 voie	531,54	536,90	530,71	531,91
		2 voies	549,45	548,97	538,34	536,50
	G + 1,2 (Bc + S(t))	1 file	533,16	536,61	529,00	528,59
		2 files	549,84	548,19	556,69	533,63
	G + 1,2 (Bt + S(t))	1 tandem	526,14	529,34	521,82	522,18
		2 tandems	538,84	538,31	527,91	526,26
	G + 1,2 (Br + S(t))	/	517,64	517,12	507,58	508,39
	G + Mc120	/	530,13	530,29	528,17	524,99
G + D240	/	852,80	827,90	778,86	742,62	

V-4: tableau des combinaisons aux états limites (ELS ET ELU) en KN.m

CHAPITRE VI. : Etude de la précontrainte

VI.1. Introduction :

Le mot « précontraint », créé par E. FREYSSINET, signifie contraint avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaissent dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile...etc.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

VI.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.2.1. Détermination de l'effort de précontrainte

La valeur de cet effort est donnée par :

$$P_{min} = Sup(P_I \times P_{II}).$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho_n \cdot B_n \cdot (v \overline{\sigma_{bt2}} + v' \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho_n \cdot h} \quad (\text{section sous critique})$$

$$P_{II} = \frac{\rho_n \cdot v \cdot B_n \cdot \overline{\sigma_{bt2}} + M_{max}}{\rho_n \cdot v + v' - d'} \quad (\text{section sur critique})$$

Pour le calcul Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section la sollicité la section médiane (poutre + dalle).

Poutres +Dalle	About		Intermédiaire		Médiane	
	Brute	Nette	Brute	Nette	Brute	Nette
I	0,336	0,330	0,300	0,273	0,281	0,253
B	1,170	1,155	1,004	0,989	0,908	0,863
C	0,273	0,270	0,285	0,259	0,272	0,258
C'	0,410	0,411	0,427	0,403	0,507	0,480
V	0,700	0,695	0,700	0,684	0,611	0,611
V'	1,050	1,055	1,050	1,066	1,139	1,139
P	0,391	0,389	0,407	0,378	0,445	0,422
H	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750
d'=1,5* ϕ_{gaine}	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120

VI-1:tableau des caractéristiques des sections

Soit à L'ELS :

$$\begin{cases} M_{max} = M(G + D_{240}) = 6,633 \text{ MN.m} \\ M_{min} = M(G) = 4,27 \text{ MN.m} \\ \Delta M = M_{max} - M_{min} = 2.3596 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : $f_{c28}=35\text{MPa}$ et $f_{t28}=2.7\text{MPa}$.

$$\begin{cases} P_I = 1,738911651 \text{ MN} \\ P_{II} = 4,726330829 \text{ MN} \end{cases} \rightarrow P_{min} = P_{II} = 4,726330829 \text{ MN.}$$

VI.2.2. Détermination du nombre de câbles

Détermination de la valeur minimale de P_0 :

P_0 : Effort de précontrainte initial

$$P_0 = \begin{cases} 0.8. f_{prg}. A_P = 2,5488 \text{ MN} \\ 0.9. f_{peg}. A_P = 2,54826 \text{ MN} \end{cases} \rightarrow P_0 = 2,54826 \text{ MN.}$$

On estime les pertes totales à long terme à 25% de P_0 :

$$\begin{cases} P_1 = 1,02. P_0 - 0,8. \Delta P_0 = 0,82. P_0 \\ P_2 = 0,98. P_0 - 1,2. \Delta P_0 = 0,68. P_0 \end{cases} \rightarrow P_m = 0,75. n. P_0 \geq P_{min} \rightarrow n \geq \frac{P_{min}}{0,75. P_0} = 2,48.$$

On prend trois (3) câbles de 12T15 et la précontrainte initiale $P_0 = 3.2,54 = 7,64478 \text{ MN}$.

VI.2.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Afin d'éviter le surplus de câbles, on vérifie que P_0 n'est pas exagéré, on estime les pertes à 10%.

$$0,9. P_0. n \leq \overline{\sigma_{bc}} B_n - \frac{\Delta M}{\rho. h} \rightarrow 6.8 \text{ MN} \leq 14,918 \text{ MN.}$$

Donc : $0,9. P_0. n \leq \overline{\sigma_{adm}}$ Vérifiée ; Donc P_0 n'est pas excessive.

VI.2.4. Détermination du nombre de câbles à l'about

Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle ; Et on estime les pertes instantanées à 10 % alors $P_1 = 0,9. n. P_0$.

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Fibre supérieure :} & \quad \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ \text{Fibre inférieure :} & \quad \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (P. e_0 + M_g) \geq -1,5 f_{ij} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (P. e_0 + M_g) \leq 0,6 f_{ij} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

$I_{nette}(m^4)$	$B_{nette}(m^2)$	$C_n(m)$	$C'_n(m)$	$V_n(m)$	$V'_n(m)$	ρ_n	$e_p(m)$	$h(m)$
0,1302	0,530	0,29476	0,36877	0,6663	0,8336	0,12	-0,7136	1,5

VI-2:tableau des caractéristiques de section

$$M_{min} = M_g \text{ poutre} = 2,13 \text{ MN m.}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{2,293 n}{0,5302} + \frac{0,66635}{0,130286} (2,293n(-0,71365) + 2,13) \geq -4,05 \text{ MPa.} \\ \sigma_{inf} = \frac{2,293 n}{0,5302} - \frac{0,83365}{0,130286} (2,293n(-0,71365) + 2,13) \leq 21 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$\begin{cases} n \leq 3,69 \\ n \leq 2,34 \end{cases}$
 On choisit $n = 2$; Deux câbles à l'about et un en extrados.

VI.3. PHASE DE MISE EN TENSION DES CABLES D'ABOUT

VI.3.1. Vérification des contraintes :

	P [MN]	f_{cj} [MPa]	f_{tj} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bt}$ [MPa]	σ_{sup} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	Vérification
7 jours	2,293	23,18	1,99	13,908	-1,99	1,16	6,84	Vérifiée
28 jours	4,586	35	2,7	21	-2,7	2,8	15,96	Vérifiée

VI-3:tableau de vérification des contraintes

VI.3.2. Vérification des contraintes à long terme (en service)

On estime les pertes à 25 % de P_0 , et on utilise la section médiane de (la poutre + dalle) :

$$P = 0,75 \cdot 3 \cdot 2,548 = 5,733 \text{ MN}$$

$$e_p = - (1,138647 - 0,12) = -1,018647 \text{ m}$$

$$M_{G+D} = (g_p + g_d) \cdot l^2 / 8 = 3,42 \text{ MN.m}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 0,8 \geq -4,05 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = 17,54 \leq 21 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Vérifiée}).$$

VI.3.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES

- Section d'appui.

On considère un espacement de 50 cm entre les deux (02) câbles : $\begin{cases} d_1 = 1,2 \text{ m.} \\ d_2 = 0,7 \text{ m.} \end{cases}$

- Section médiane :

- Diamètre de la gaine $\phi = 0,08 \text{ m}$

$$\begin{cases} d_{1,2} = \phi + \frac{\phi}{2} = 0,12 \text{ m} \\ d_3 = 3\phi + \frac{\phi}{2} = 0,28 \text{ m} \end{cases}$$

VI.3.4. Tracé des câbles

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Câbles	X_i (m)	0	0,5	4,675	8,75	13,125	16,7	17,5
C1	d_i (m)	1.2	1.14	0.68	0.36	0.17	0.12	0.12
	α_i (rad)	0.2269	0.1759	0.1194	0.0426	0	0	0
C2	d_i (m)	0.7	0.67	0.42	0.25	0.15	0.12	0.12
	α_i (rad)	0.1047	0.0759	0.0473	0.0426	0	0	0
C3	d_i (m)	/	/	1.5	0.81	0.39	0.28	0.28
	α_i (rad)	0	0	0.1524	0.1524	0.0204	0	0
C moy	d_{moy} (rad)	0.95	0.905	0.55	0.4733	0.2367	0.1733	0.9335
	α_{moy} (m)	0.16581	0.12593	0.08334	0.07917	0.00681	0	0

VI-4:tableau de position et angle des différents câbles

	Excentricité e_0 (m)						
	0	0,5	4,675	8,75	13,125	16,7	17,5
Câble 1	0,3917	0,3317	-0,144	-0,4783	-0,6683	-0,7183	-0,718
Câble 2	-0,1083	-0,2083	-0,404	-0,5883	-0,6883	-0,7183	-0,718
Câble 3	0	0	0,676	-0,0283	-0,4483	-0,5583	-0,558

VI-5:tableau d'excentricité e_0 en fonction d'abscisse

VI.4. Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL

A l'extrémité les contraintes de cisaillement sont généralement importantes.

Ainsi le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes. Soit α l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :

$$-V \leq V_{red} \leq V$$

V : L'effort tranchant limite à l'ELS qui peut supporter la section d'appui.

En général selon le règlement technique BPEL ; On peut prendre en considération :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right)$$

V_{Max} [MN]	0,852	b_0 [m]	0,5
V_{min} [MN]	0,507	M	1
f_{ij} [MPa]	2,7	K	0,5
σ [MPa]	4,91	ϕ [m]	0,08
P [MPa]	3,82	bn [m]	0,4
Bn [m ²]	0,779	H [m]	1,75
τ [MPa]	2,539	V_{adm} [MN]	1,635

VI-6:tableau de vérification de l'angle de relevage

On détermine l'angle de relevage moyen : $-11^{\circ},83 \leq \alpha \leq 34^{\circ},09$.

La valeur optimale théorique est donnée par :

$$\alpha_{opt} = \arcsin((V_{Max} + V_{min})/2.P) = 10^{\circ},24.$$

On fixe :

$$\alpha_1 = 13^{\circ}, \alpha_2 = 6^{\circ} \text{ et } \alpha_3 = 20^{\circ}.$$

VI.5. Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections

VI.5.1. Caractéristiques nettes :

	Section à mi- travée		Section d'about	
	Poutre	Poutre + Dalle	Poutre	Poutre + Dalle
$B_{nette} = B_{Br} - n B_g$	0,543	0,893	0,805	1,155
B_g (m ²)	0,005	0,005	0,005	0,005

V'_n (m)	0,838	1,146	0,812	1,055
V_n (m)	0,662	0,604	0,688	0,695
I_g (m ⁴)	2,01E-06	2,01E-06	2,01E-06	2,01E-06
I_{nette} (m ⁴)	0,140	0,271	0,166	0,330
ρ_n	0,466	0,439	0,370	0,389

VI-7:tableau de caractéristiques nettes

VI.5.2. Caractéristiques homogènes :

	Section à mi- travée		Section d'about	
	Poutre	Poutre + Dalle	Poutre	Poutre + Dalle
$B_h = B_n + n.N.Ap$	0,57	0,92	0,82	1,18
B_g (m ²)	0,01	0,01	0,01	0,01
V'_h (m)	0,83	1,13	0,81	1,04
V_h (m)	0,67	0,62	0,69	0,71
I_g (m ⁴)	0,00	0,00	0,00	0,00
I_h (m ⁴)	0,14	0,28	0,17	0,33
ρ_h	0,45	0,43	0,36	0,38

VI-8:tableau de caractéristiques homogènes

VI.6. EVALUATION DES PERTES DE TENSION

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

→ **Les pertes instantanées :**

- Pertes due au frottement
- Pertes dues au recule d'ancrage
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

→ **Les pertes différées :**

- Pertes dues au retrait du béton
- Pertes dues au fluage
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

Le tableau ci-dessous regroupe les expressions des différentes pertes instantanées et différées [1] :

Pertes		Expression
Instantanées	Frottement	$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\alpha - \varphi x)})$
	Reculé d'ancrage	$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_0 \times \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi\right) \times (\lambda - x)$ $avec : \lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times \psi}}$
	Raccourcissement instantané du béton	$\Delta\sigma_{pi} = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$
Déférées	Retrait ;	$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_a$
	Fluage	$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times E_a \times \frac{\sigma_{bc}}{E_{bi}}$
	Relaxation des aciers	$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}$

VI-9:tableau des pertes de précontrainte

NB : Les résultats du calcul des pertes sont indiqués en **Annexe C. 1**.

Conclusion : On constate que le pourcentage des pertes à mi- travée (23,79%) ne dépasse pas celui des pertes estimé (25%).

VI.6.1. DETERMINATION DU FUSEAU DE PASSAGE

$$e2 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} -\gamma - \frac{M_{\min}}{P_i} \\ -c' - \frac{M_{\min}}{P_i} \end{array} \right\} \leq e_p \leq e1 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \gamma - \frac{M_{\max}}{P_i} \\ c - \frac{M_{\max}}{P_i} \end{array} \right\} \quad \text{Et} \quad \left\{ \begin{array}{l} c' = \rho_h V_h' \left(1 - \frac{B_h \cdot \overline{\sigma}_{bt1}}{P_i} \right) \\ c = \rho_h V_h \left(1 + \frac{B_h \cdot \overline{\sigma}'_{bt2}}{P_i} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bt1} = 1,5 f_{t28} = -4,50 \text{ MPa}, \quad \overline{\sigma}_{bt2} = f_{t28} = -3 \text{ Mpa}, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

$$P_i = P_m \sum \cos \alpha_i$$

Le calcul détaillé du fuseau de passage est **donné dans le tableau Annexe C. 2**.

Position (m)	0	L/8	L/4	L/2
e ₁	0,478	-0,150	-0,437	-0,304
e ₂	-0,862	-0,987	-1,315	-1,840
e _p	-0,095	-0,207	-0,650	-0,954
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI-10:tableau des vérification des fuseaux de passage

NB : Le câble moyen est à l'intérieur du fuseau de passage.

VI.6.2. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS

VI.6.2.1. Vérification des contraintes normales [1]

$$\begin{aligned} \rightarrow \text{Fibre supérieure :} & \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{M_p \times v}{I} + \frac{M_G \times v}{I} \\ \rightarrow \text{Fibre inférieure :} & \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{M_p \times v'}{I} + \frac{M_G \times v'}{I} \end{aligned}$$

La vérification des contraintes s'effectue en cinq étapes :

- ❖ **1^{ère} étape :** (Phase de construction)
 - Mis en tension de câbles 1 et 2 à 50%.
 - $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ et $f_{t28} = -2,7 \text{ Mpa}$
 - Section à considérer : poutre seule.
 - $P_0 = 2,54 \text{ MPa}$.
- ❖ **2^{ème} étape :** (Phase de construction)
 - Mis en tension de câbles 1 et 2 à 100%.
 - $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ et $f_{t28} = -2,7 \text{ Mpa}$
 - Section à considérer : poutre seule.
 - $P_0 = 2,54 \text{ MPa}$.
- ❖ **3^{ème} étape :** (bétonnage de la dalle)
 - Poids propre du béton frais $Q = 8,928 \text{ KN/m}$.
 - Section : poutre seule.
- ❖ **4^{ème} étape :** (mis en tension de câble d'extrados).
 - Section : poutre + dalle.
 - $P_0 = 2,54 \text{ MN}$.
 - σ_{1s} : la contrainte dans la fibre supérieure de la poutre.
- ❖ **5^{ème} étape :** (l'ouvrage est en service)
 - Section : poutre + dalle.
 - Chargement sous le moment max du groupe de charge ($G+D_{240}$).

Les résultats de la justification des contraintes normales sont illustrés dans le tableau en Annexe.

VI.6.2.2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente maximale au niveau du centre de gravité d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\text{red}} \times S_0}{I \times b_G}$$

Avec :

V_{red} : l'effort tranchant réduit ($V_{\text{red}} = V - p \times \sin \alpha$)

S_0 : Moment statique de la partie située au-dessus de la fibre moyenne.

I : Moment d'inertie de la section par rapport au CDG.

b_G : la largeur nette de la section au niveau de CDG.

Z : le bras de levé

Selon le mode de rupture du béton, il y'a deux contraintes admissibles à calculer [2] :

$$\rightarrow \text{Rupture par fissuration :} \quad \bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

→ Rupture par compression-cisaillement $\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$

La contrainte admissible de calcul est donnée par : $\bar{\tau} = \text{Min} (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$.

	2ème étape		3ème étape		4ème étape		5ème étape	
Abscisse (m)	0,000	4,675	0,000	4,675	0,000	4,675	0,000	4,675
Vg (MN)	0,245	0,170	0,395	0,284	0,395	0,284	0,493	0,355
Vq (MN)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,342	0,261
S (m3)	0,164	0,139	0,164	0,139	0,276	0,242	0,276	0,242
z (m)	1,028	1,119	1,028	1,119	1,216	1,241	1,216	1,241
bg (m)	0,420	0,280	0,420	0,280	0,420	0,280	0,420	0,280
Vp(MN)	0,642	0,467	0,660	0,467	0,642	0,956	0,642	0,956
Vr (MN)	-0,397	-0,297	-0,265	-0,183	-0,247	-0,672	0,193	-0,340
τ max (MN)	-0,927	-1,109	-0,619	-0,683	-0,492	-2,130	0,385	-1,077
τ adm (MN)	2,848	3,076	2,848	3,076	2,889	3,043	2,889	3,043
	Vérifié		Vérifié		Vérifié		Vérifié	

VI-11:tableau des contraintes tangentielles.

VI.6.3. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

- Calcul de \bar{N}_u :

$$N_u = P_m \quad \text{Avec} \quad P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot n \cdot A_p.$$

1^{ère} famille : $P_{m_1} = (1415,7 - 336,840) * 2 * 1800 * 10^{-6} = 3.884 \text{ MN}$

2^{ème} famille : $P_{m_2} = (1415,7 - 336,840) * 1 * 1800 * 10^{-6} = 1.942 \text{ MN}$

D'où : $N_u = P_{m_1} + P_{m_2} = 5,826 \text{ MN}$
 $M_u = 1,35 \text{ MG} + 1.5 \text{ MD}240 = 8,945 \text{ MN.m}$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suit :

1^{ère} itération : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B , $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.

Nous obtenons :

$$\bar{N}_u = B(y) \sigma_{bc} - A_s * \sigma_s - n * A_p * \sigma_p$$

$$\bar{N}_u = 0,4528 * \frac{0,85 * 35}{1,5} - 0,000615 * \frac{500}{1,15} - 3 * 0,0018 * 219,84$$

$$\bar{N}_u = 7,511 \text{ MN} \geq N_u = 5,826 \text{ MN}$$

La partie comprimée est très importante, il faut pivoter le diagramme de la déformation autour de A, $\varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$ et garde ε_s .

2^{ème} itération :

Nous supposons que $\overline{N}_u = N_u$, nous recherchons B(y)

$$\overline{N}_u = 5,415 \text{ MN} \approx N_u = 5,826 \text{ MN.} \quad \text{(Vérifiée).}$$

• **Calcul de \overline{M}_u / A_p :**

$$\overline{M}_u = 0.348 * \frac{0.85 * 35}{1.5} * 1,454 - 0,000615 * \frac{500}{1.15} (1.70 - 1.63) = 13,035 \text{ MN.m}$$

$$\overline{M}_u = 13,035 \text{ MN.m} > M_u = 8,945 \text{ MN.m} \quad \text{(Vérifiée).}$$

Donc : Le couple (Mu, Nu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

VI.7. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINALE

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

VI.7.1. Armatures de peau

Dans le cas où $h > 80$ à 100 cm (poutre de grande hauteur), il faut prévoir des «armatures de peau» réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne.

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations température. Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien les répartir [3].

$$A_s \geq \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre homogène.} \end{cases}$$

$$B(\text{poutre}) = 0.57 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 0,1\% B = 5,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \{3 ; 5,7\} \Rightarrow A_{\min} \geq 5,7 \text{ cm}^2$$

On opte pour les armatures suivantes : **4HA14** ($A_{\min} 6,16 \text{ cm}^2$).

VI.7.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. [3]

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

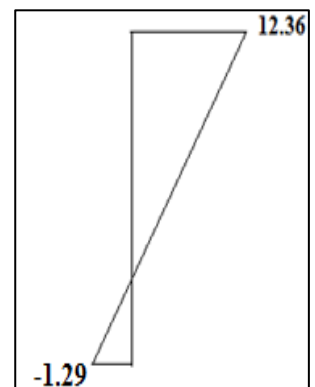
Avec :

B_t : Air du béton tendu.

N_{bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur

B_t

σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.



f_e : La limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500 \text{ MPa}$

D'après le diagramme obtenu on constate qu'on a besoin de ferrailage dans la zone tendue d'une section $A_s = 1.685 \text{ cm}^2$.

On opte un ferrailage de **3 HA 12** ($A_s = 3.36 \text{ cm}^2$).

VI.7.3. ARMATURES TRANSVERSALES

Dans le cas courant, la formule de calcul des aciers transversale passive est donnée par la formule suivante [2] :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \tan \beta_u$$

Avec :

A_t : Somme des aires droites des aciers d'un cours d'armature passives transversales.

S_t : Espacement de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

α : Inclinaison de ces aciers avec la fibre moyenne de la poutre $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

σ_u : Contrainte ultime de la section droite au point calculé (CDG).

❖ Calcul de l'effort tranchant ultime

$$V_{ru} = 1,35.V_G + 1,5.V_Q - P \sin \alpha$$

$$V_{ru} = 1,35 \times 0.502 + 1,5 \times 0.35 - 1.94 * (\sin(6) + \sin(13)) = \mathbf{0.565 \text{ MN}}$$

$$\text{D'où le cisaillement ultime : } \tau_u = \frac{0.565}{0.46 \times 1.04} = 1.18 \text{ MN}$$

Avec :

$$Z = 1.04 \text{ m} \quad \text{Et} \quad b_n = 0.46 \text{ m}$$

$$\text{L'inclinaison des bielles est telle que : } \tan 2\beta_u = \frac{2.\tau_u}{\sigma_u} = \frac{2 \times 1.18}{8.28} = 0.285$$

$$\text{Avec : } \sigma_u = P/S \rightarrow \sigma_u = 7.62/0.92$$

$$\beta_u = 8^\circ < 30^\circ \text{ (Limité à } 30^\circ)$$

VI.7.4. Détermination des armatures verticales

$$\frac{A_t}{0.46 \times S_t} \times \frac{500}{1.15} \geq \left(1.18 - \frac{2.7}{3}\right) \tan 35 \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 2074 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le pourcentage minimal à disposer est donné par l'équation suivante :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,6 \cdot \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 0,46 \times 1,15}{500} \times 10^4 = \mathbf{6.348 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Nous considérons donc un cadre **HA12** avec un écartement de **15 cm** à l'appui et sur une longueur de **h/2 = 0.75 m** et un espacement de **35 cm** à mi- travée.

VI.7.5. L'écartement maximum des cadres

Espacement S_t est limitée par $S_t \leq \text{Min} (0.8 h ; 3b_0 ; 1 \text{ m}) = \text{Min} (1.2 ; 1,5 ; 1) = 100 \text{ cm}$. $S_t = 35 \leq 100 \text{ cm}$ (vérifiée).

VI.7.6. Justification de la compression de la bielle de béton

La formule approchée s'écrit par : $\tau_u = 1.075 \leq \frac{f_{cj}}{6} = \frac{35}{6} = 5,8\text{MPa} \rightarrow \text{Vérfifié}$

VI.7.7. Cadre du talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en croise le long du pied de talon [4].

On prend un cadre de **HA12** avec le même espacement des armatures verticales.

VI.7.8. Armatures de couture de la membrure supérieure

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression [4]. On prend un cadre de **HA10** et deux demi-épingles de gousset.

VI.8. ETUDE DE LA ZONE D'ANCRAGE A L'ABOUT

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au bout d'une certaine distance l_r appelé longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de Saint-venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire [2].

Il y a donc lieu de procéder dans cette zone :

- Des vérifications des contraintes de cisaillement dans le béton permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de fissures ;
- La détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui, et à l'introduction des forces de précontraint dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

- Une zone de surface : **tendue.**
- Une zone intermédiaire : **comprimée.**
- Une zone d'éclatement : **tendue.**

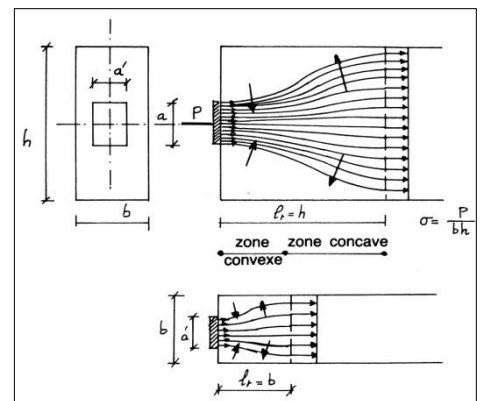


Figure VI-12: diffusion de la précontrainte ligne de force.

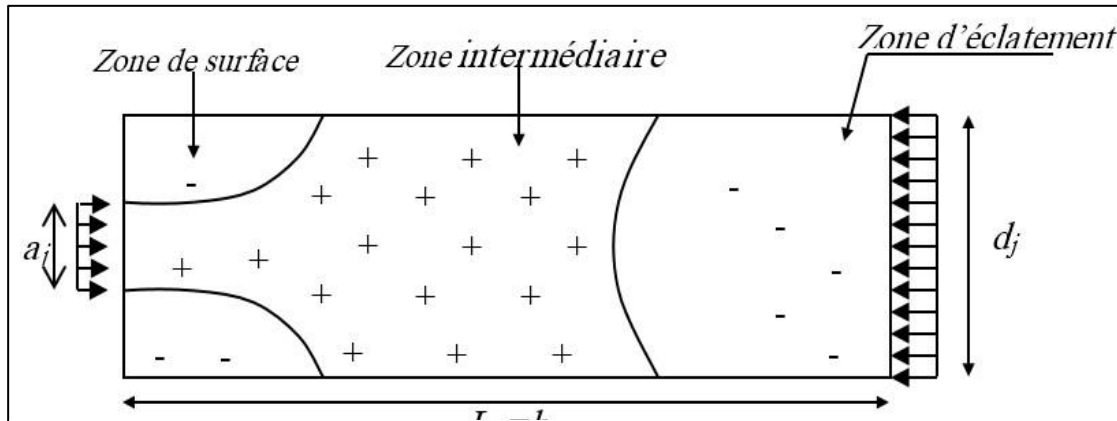


Figure VI-13: schémas de vérinage dans le cas de 3 vérins avec nombre d'entretoise impaire ARABIC \s 1 2: zone de concentration des contraintes

VI.8.1. Calcul des zones de régularisation [2]

$$d_j = d_{\min} = \min(2 \times 0.7; 0.5) = 0.5 \text{ m.}$$

1. Zone de surface

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage pour frettage de surface A_s donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

$$\text{Avec : } P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0} * A_p \quad \text{Et } \sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e.$$

P_j (MN)	2.54826	Verticale
$\sigma_{s \text{ lim}}$ (MPa)	333.33	
f_e (MPa)	500	
A_s (cm ²)	3.0579	
→	2 HA 14	

P_j (MN)	2.54826	Horizontale
$\sigma_{s \text{ lim}}$ (MPa)	333.33	
f_e (MPa)	500	
A_s (cm ²)	6.1158	
→	4HA 14	

VI.8.2. Zone intermédiaire comprimée

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression. [2] : $\sigma_{c_j} = \frac{P}{b.d_j} < \frac{2}{3} f_{c_j}$

	P_{j_0} (MN)	b (m)	d_j (m)	f_{c_j} (MPa)	σ_{c_j} (MPa)	$2/3 f_{c_j}$ (MPa)	Interpretation
7 jours	2.54826	0.5	0.5	23.17	5.096	15.44	Vérifiée
28 jours	2.54826	0.5	0.5	35	10.19	23.33	Vérifiée

VI.8.3. Zone d'éclatement

VI.8.3.1. Vérification des contraintes d'éclatement

La contrainte de traction du béton σ_{t_j} doit vérifier [2] :

* Plan vertical: $\sigma_{t_j} = 0,5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P}{b.d_j} \leq 1.25 f_{t_j}$

* Plan horizontal: $\sigma_{t_j} = 0,5 \times \left(1 - \frac{a_j}{b}\right) \times \frac{P}{b.d_j} \leq 1.25 f_{t_j}$

A 7 Jours

P_{j0} (MN)	a_j (m)	b (m)	d_j (m)	f_{tj} (MPa)	$1.25f_{tj}$ (MPa)	σ_{tj} (MPa)	Interpretation	
Plan horizontale	2.548	0.27	0.5	0.5	1.991	2.488	Vérifiée	
Plan verticale	2.548	0.27	0.5	0.5	1.991	2.488	Vérifiée	
A 28 Jours								
Plan horizontale	2.548	0.27	0.5	0.5	2.7	3.375	2.3443	Vérifiée
Plan verticale	2.548	0.27	0.5	0.5	2.7	3.375	2.3443	Vérifiée

VI.8.3.2. Ferrailage d'éclatement A_e

La section d'acier à disposer dans la zone d'éclatement est : $A_e = \max(A_{se}; A_{s0})$.

❖ Plan vertical

$$\text{Telle que : } \begin{cases} A_{se} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times P}{k_j \times \frac{2}{3} f_e} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{0,27}{0,5}\right) \times 2,54}{1 \times 333,33} \times 10^4 = 8,763 \text{ cm}^2 \\ A_{s0} = \frac{0,15 \times P}{\frac{2}{3} \times f_e} = \frac{0,15 \times 2,54}{333,33} \times 10^4 = 11,43 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Alors : $A_e = \max(8,763; 11,43) = 11,43 \text{ cm}^2$.

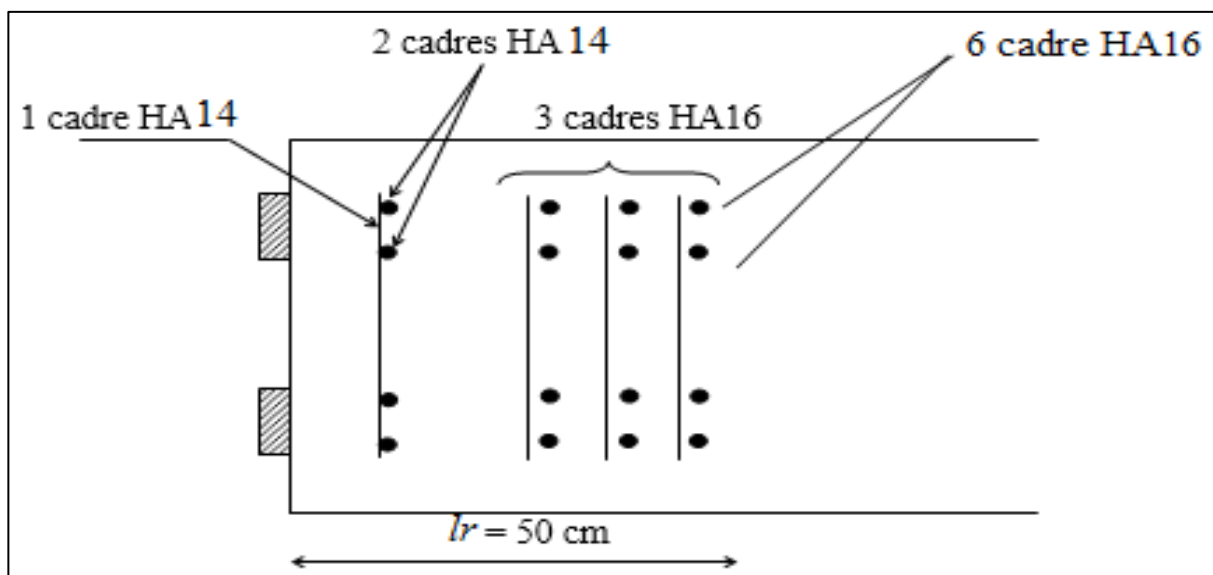
Soit 3 cadres HA16, $A_s = 12,064 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

❖ Plan horizontal

$$\text{Telle que : } \begin{cases} A_{se} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{a_1}{d_j}\right) \times 2 \times P}{k_j \times \frac{2}{3} f_e} = \frac{0,25 \times \left(1 - \frac{0,27}{0,5}\right) \times 2 \times 2,54}{1 \times 333,33} \times 10^4 = 17,53 \text{ cm}^2 \\ A_{s0} = \frac{0,15 \times 2 \times P}{\frac{2}{3} \times f_e} = \frac{0,15 \times 2 \times 2,54}{333,33} \times 10^4 = 22,86 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Alors : $A_e = \max(17,53; 22,86) = 22,86 \text{ cm}^2$

Soit 6 cadres HA16 = $24,128 \text{ cm}^2$ à répartir sur une longueur de 0,5 m à partir de l'about autour de chaque plaque d'ancrage.



VI.9. CALCUL DES DEFORMATIONS

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...etc). Néanmoins, il est nécessaires que ces

déformations puissent librement se produire sous toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pourquoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

VI.9.1. Calcul des flèches et contre flèches

VI.9.1.1. Flèche due au poids propre

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_G = \frac{5ql^4}{384E_v I}$

Avec :

$$L = 34 \text{ m}$$

$$q = 23,67 \text{ KN/ml}$$

$$I = 0,28$$

$$E_v = 11993,91 \text{ MPa}$$

$$f_G = \frac{5 \times 0,02367 \times 34^4}{384 \times 11993,91 \times 0,28} = 0,1226 \text{ m}$$

$$f_G = 12,26 \text{ cm.}$$

VI.9.1.2. Contre flèche de précontrainte

À cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_p sera donné par :

$$f_p = \frac{2}{I_{eq} E_v} \int_0^l M_P(x) \bar{M} dx$$

$$M_P(x) = N \times e_p ; \quad N_i = \sum P_i \times \cos \alpha_i ; \quad P_i = (\sigma_{P0} - \Delta \sigma_{TOT}) \cdot A_P.$$

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

SECTION	$N_i = \sum P_i \times \cos \alpha_i$ (MN)		e_p (m)		$M_P(x) = N \times e_p$ (MN.m)
	N1	N2	e_{p1}	e_{p2}	
0	3,8111	0	-0,094	0	-0,3582
4,375	3,9373	0	-0,21	0	-0,8268
8,75	4,0043	1,9241	-0,825	-0,32	-3,9193
17,5	4,2223	2,0635	-1,01	-0,85	-6,0186

VI-14:tableau de calcul des moments au (milieu, quart, l'appui)

\bar{M} :Diagramme du moment sous une charge unitaire appliqué au milieu de la travée.

$$X_G = \frac{h}{3} \left(\frac{2B + b}{B + b} \right)$$

$$X_{G1} = \frac{4,375}{3} \left(\frac{2 \times 0,8268 + 0,3582}{0,8268 + 0,3582} \right) = 2,476 \text{ m.}$$

Aire	$h(m)$	Aire de trapèze (m^2)	$X_G(m)$	$S_{\Delta/AB}(m^3)$
1	4,375	2,592	2,4758	6,418
2	4,375	10,382	2,6626	27,644
3	8,75	43,479	4,68306	203,613
$\sum S_{\Delta/AB}$				237,6746

VI-15: tableau de calcul du moment statique

$$f_p = \frac{2 \times 237,6746}{11993,91 \times 0,28} = 0,1415 \text{ m}$$

$$f_p = -14,15 \text{ cm}$$

VI.9.1.3. Flèche due à la surcharge exceptionnelle D240

Le maximum est dû au convoi D240 à mi- travée $M_q=2117,14 \text{ KN.m}$

$$f_{D240} = \frac{5ql^4}{384E_v I} = \frac{5 \times 0,01465 \times 34^4}{384 \times 35981,729 \times 0,28} = 0,0253 \text{ m}$$

$$f_{D240} = 2,53 \text{ cm}$$

VI.9.1.4. Flèche due à la Construction

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (0,1415 - 0,1226) = 0,01418 \text{ m.}$$

VI.9.1.5. La flèche totale :

- En service à vide

$$f = f_G + f_p + f_c = -0,47 \text{ cm}$$

- En service en charge

$$f = f_G + f_p + f_c + f_{D240} = 2,06 \text{ cm.}$$

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = 2,06 \text{ cm}$

La flèche admissible : ($L/500 = 7\text{cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée (2,06cm)

Donc : la condition est vérifiée.

VI.9.2. Calcul des rotations

VI.9.2.1. Rotation sous le poids propre

$$\theta_G = \frac{ql^3}{24 \times E_v I}$$

I: moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 0,3316 \text{ m}^4.$$

$$E_v = 11993,91 \text{ MPa.}$$

$$\theta_G = \frac{ql^3}{24 \times E_v I} = \frac{0,02367 \times 34^3}{24 \times 11993,91 \times 0,3316} = 9,75 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

VI.9.2.2. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

$$\theta_P = \frac{1}{2E_v I} \int_0^l M dx$$

On procède de la même façon que précédemment (flèche) :

$\int_0^l M dx$: Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

Surface d'ABGH : $\int_0^l M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2(56,45) = 112,9 \text{ m}^2$

$$\theta_P = \frac{112,5}{2 \times 11993,91 \times 0,28} = -0,0168 \text{ rd}$$

VI.9.2.3. Rotation sous surcharge D240

La rotation est donnée par :

$$\theta_{D240} = \frac{P\alpha(3l^2 - \alpha^2)}{48E_v I}$$

α : Longueur de la surcharge D240 ; $\alpha = 18,6 \text{ m}$.

P: Surcharge répartie/ml ; $P = 129 \text{ KN/ml}$.

$$\theta_{D240} = \frac{0,129 \times 18,6 \times (3 \times 34^2 - 18,6^2)}{48 \times 35981,729 \times 0,28} = 0,01549 \text{ rd.}$$

VI.9.2.4. Rotation totale :

- En service à vide

$$\theta = \theta_G + \theta_P = -7,06 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

- En service en charge

$$\theta = \theta_G + \theta_P + \theta_{D240} = 8,42 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

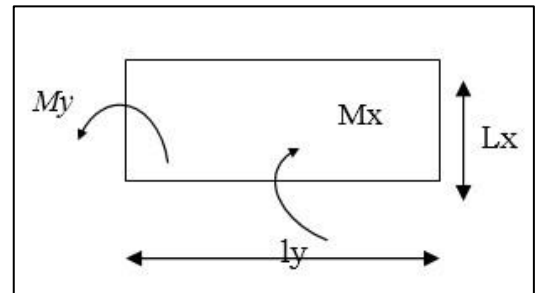
CHAPITRE VII. Etude de la dalle.

VII.1. INTRODUCTION

La flexion générale est due à la flexion longitudinale des poutres qui entraînent dans leurs déformations la dalle.

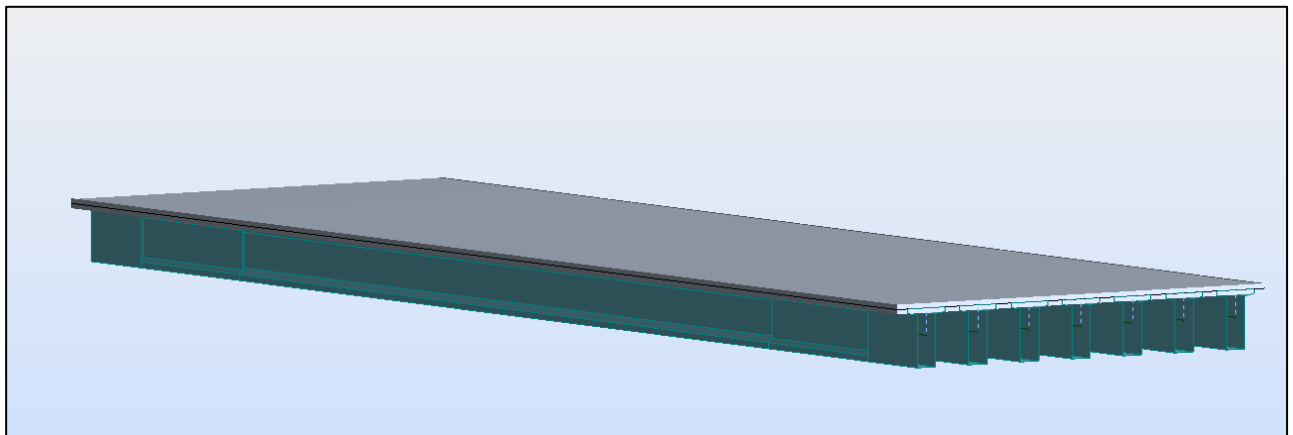
M_{xx} : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales ;

M_{yy} : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales.



VII.1.1. Calcul des moments

Le tablier a été modélisé par le logiciel Robot structural Analysis Version 2014 en configuration tridimensionnel modèle coque.



FigureVII-1:schémas de vérinage dans le cas de 5 vérinsn 3D

Tableaux ci-dessous récapitulent les différentes sollicitations pour la combinaison qui donne l'effet le plus défavorable, voir les figures cartographiques en **Annexe D.10-13**.

ELS		M_{xx} (KN.m/m)	M_{yy} (KN.m/m)
$G+D_{240}$	En appuis	-9,18	-45,72
	En travée	72,53	50,78

VII-4:tableau de sollicitation de la dalle à l'ELS

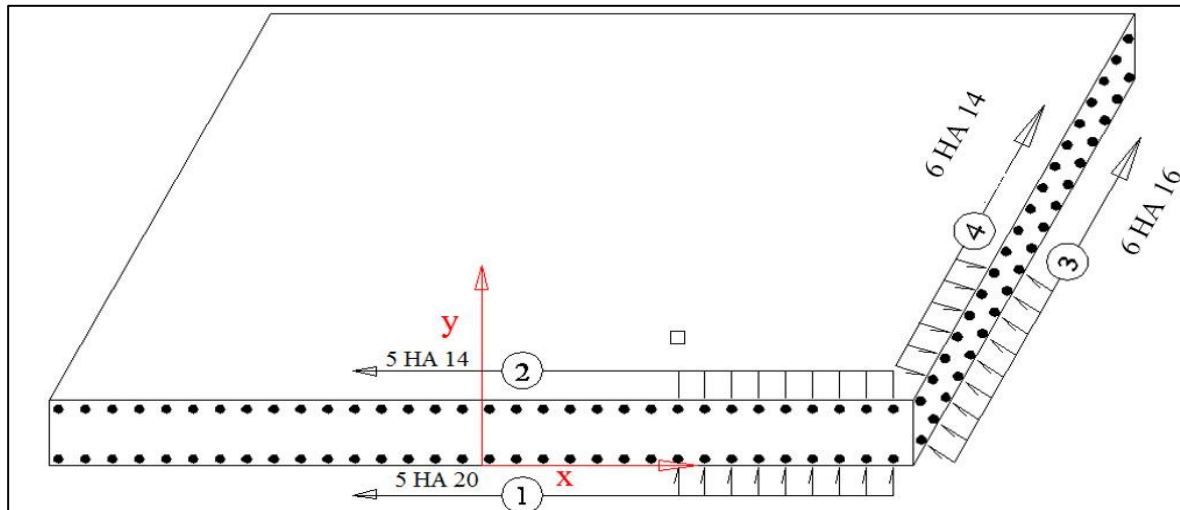
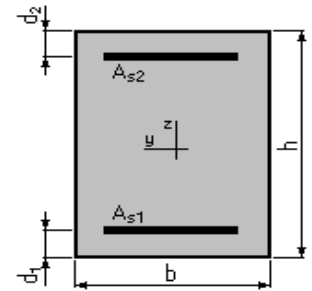
ELU		M_{xx} (KN.m/m)	M_{yy} (KN.m/m)
$1.35G+1.35 D_{240}$	En appuis	-12,39	-61,73
	En travée	98,89	68,56

VII-3:tableau de sollicitation de la dalle à l'ELU

VII.1.2. Ferrailage de l'hourdis

Le calcul de section se fait en flexion simple dans le sens X ainsi dans le sens Y pour pouvoir déterminer le grillage de ferrailles à utiliser.

	b (cm)	h (cm)	A_{s1} (cm ²)	choix des barres	St (cm)	A_{s2} (cm ²)	choix des barres	St (cm)
Sens-X	100	25	15,3	5HA20	20	5,6	5HA14	20
Sens-Y	100	25	11,5	6HA16	16	9,2	6HA14	16

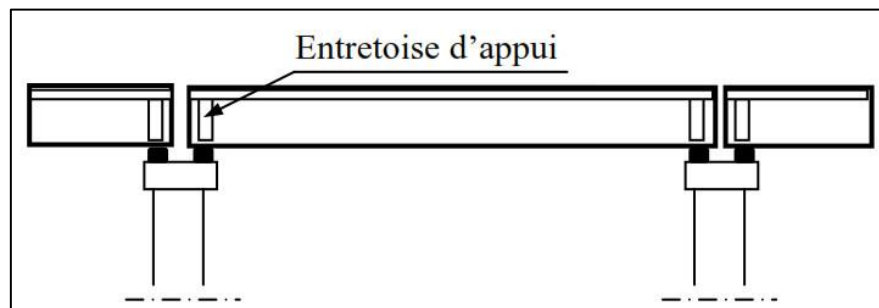


FigureVII-5:diagramme du moment fléchissant à l'ELUt Y

VII.1.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

De nos jours, les poutres dans le tablier des ponts à poutres sont préfabriquées.

L'emploi des entretoises complique l'exécution, puisque la technique de la préfabrication a pour but d'éviter de mettre un échafaudage au sol (étaie). Lorsque les poutres sont mise en place, le coulage des entretoises sans étaie n'est aisé que pour les entretoises sur appui (utilisation de l'appui tel que le chevêtre pour l'exécution des entretoises). Ainsi, dans ce type de pont, on ne conçoit que des entretoises d'appui.



FigureVII-7:schémas représentant l'entretoise d'appui pour un pont à poutre isostatique

Il est vrai que ces entretoises d'appui solidarisent la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage. Cette opération est souvent effectuée pour un changement des appareils d'appui. En effet les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté. Leur durée de vie est assez limitée et ils nécessitent souvent un changement. Cette opération demande un soulèvement du tablier à l'aide des vérins. C'est pourquoi on appelle opération de vérinage. Des vérins sont placés sur la tête des appuis (tel que chevêtre), et sous les entretoises d'appui. A ce moment, ces éléments vont supporter le poids propre du tablier.

Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Les bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et éviter le poinçonnement des appuis.

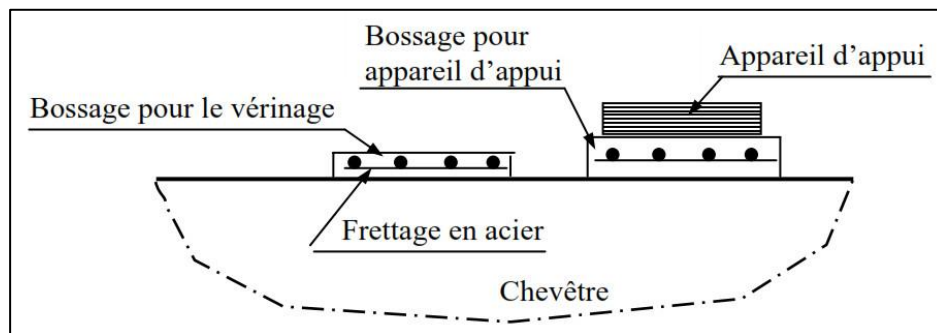


Figure VII-8: bossage pour vérinage et pour appareil d'appui

Lors du vérinage, les vérins jouent un rôle d'appui provisoire pour les entretoises. Ainsi, l'entretoise est calculée comme une poutre supportant son poids propre (répartie) et le poids propre de la superstructure (équipement) des hourdis et des poutres principales à travers ce dernier (charge concentrée). Le schéma statique dépend du nombre des vérins employés.

On prévoit pour notre cas de tablier plusieurs possibilités de vérinage, avec 3 ou 6 vérins. Toutefois le choix de la méthode de vérinage est propre à l'entreprise de réalisation de cette opération, L'entretoise est calculée à la flexion simple schématisée comme une poutre continue pour le cas de 3 et 6 vérins, elle reçoit son poids propre $G_{ent} = 6.1 \text{ kN/m}$ et le poids transmis à travers les poutres principales $G_p = 502.71 \text{ kN}$ sous le schéma suivant :

L'entretoise est considérée comme une poutre continue sur 3 appuis avec 2 petites consoles. Lorsque le nombre des poutres est pair, le vérin intermédiaire est placé au milieu de l'entretoise.

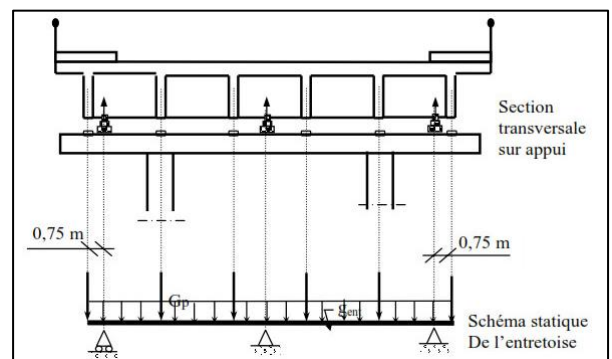


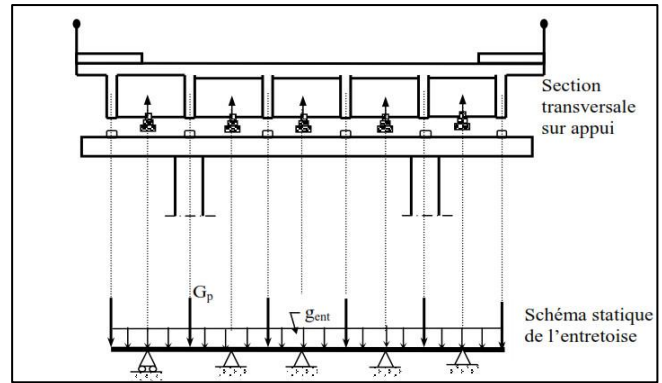
Figure VII-9: profil en longge localese impaire

Dans ce cas, l'entretoise est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

La résolution est effectuée soit par la méthode des 3 moments, soit par des logiciels de calcul de poutre continue.

Dans ce cas, l'entretoise est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

La résolution est effectuée soit par la méthode des 3 moments, soit par des logiciels de calcul de poutre continue.

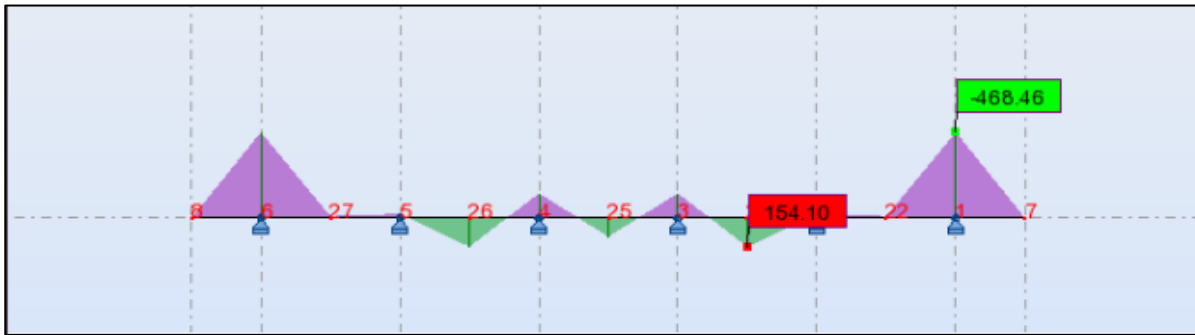


FigureVII-10:schémas de vérinage dans le cas de 5 vérins

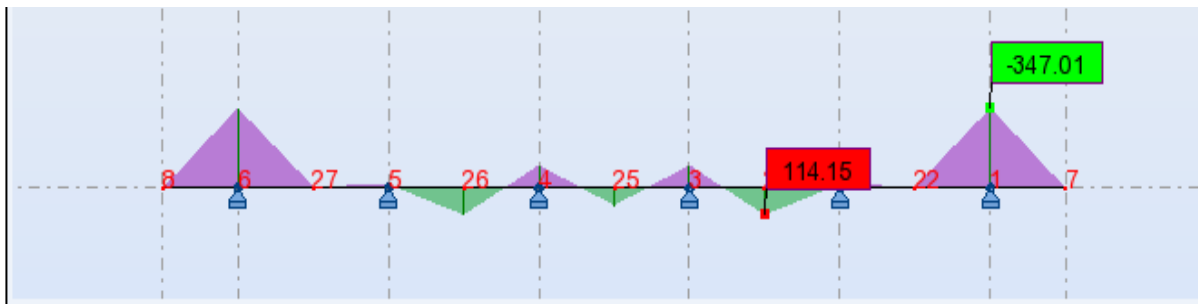
Pour notre cas, lorsque ce nombre d'entretoises est paire, on a installé 6 vérins un pour chaque entretoise.

VII.1.4. Diagrammes des efforts

Le calcul des sollicitations est réalisé par le logiciel Robot.



FigureVII-13:diagramme du moment fléchissant à l'ELU



FigureVII-120:diagramme du moment fléchissant à l'ELS

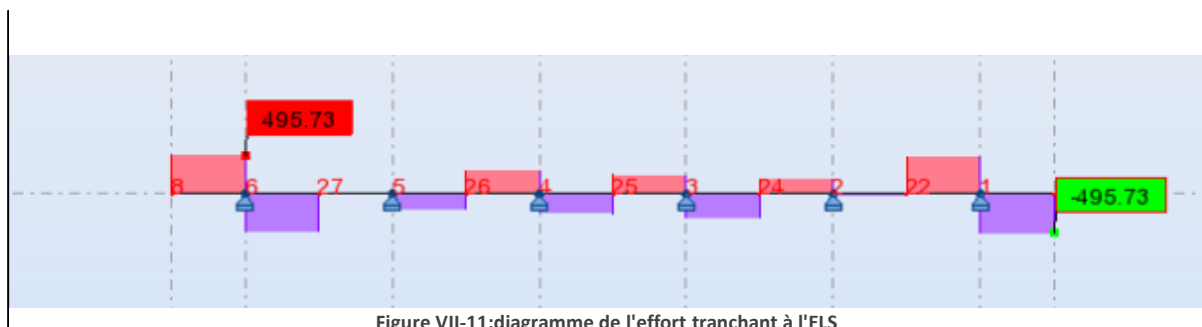
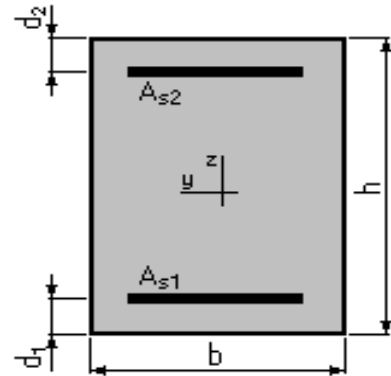


Figure VII-11:diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

VII.1.5. Ferrailage de l'entretoise

Le calcul du ferrailage est réalisé par le logiciel Robot Expert sous les prescriptions sur les hypothèses du BAEL91(99).

- $b_f = 30$ (cm)
- $b_w = 30,0$ (cm)
- $h = 125,0$ (cm)
- $h_f = 25,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)



FigureVII-14:la section transversale de l'entretoise

Nombre de vérins	Statut	Moment (KN.m)				Effort tranchant ELU (kN)	Ferrailage longitudinale théorique (cm ²)			Ferrailage adopté				Ferrailage transversale
		ELU		ELS			As min	As1	As2	Arm-inf.	As	Arm-sup	As	As _t
6	Symétrique	-468.46	154.1	-347.01	114.15	669.24	4.2	4.2	12.7	1 nappe 3 HA12	6.79	1 nappe 3 HA20+ 1 nappes 3 HA14	14.04	Cadre : St=10

VII-16:tableau récapitulatif du ferrailage de l'entretoise

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.2**)

VII.2. EQUIPEMENT DU PONT

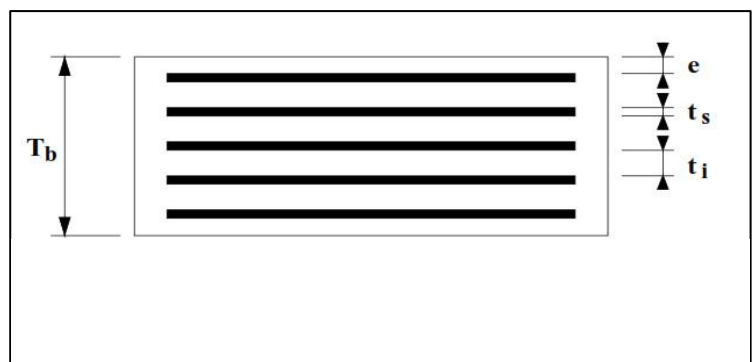
VII.2.1. Définition

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, par ce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas généralement liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonction.

Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement.

VII.2.2. Appareils d'appuis

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux [5]. On a opté alors pour le type élastomère fretté comme 1^{er} choix.



FigureVII-17:les dimensions de l'appareil d'appui type B

VII.2.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui [6]

a) Aire de l'appareil d'appui

On désigne par $a \times b$: l'aire de l'appareil d'appui où :

a : Côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : Côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

σ_{ap} : La contrainte de compression de l'appareil ; σ_{ap} est limitée à 150 kg/cm²

On doit vérifier les conditions suivantes :

→ La condition non cheminement. $\sigma_{\min} = N_{\min} / a \cdot b \geq \bar{\sigma} = 2 \text{ MPa}$.

→ La Condition de non écrasement. $\sigma_{\max} = N_{\max} / a \cdot b \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$.

D'après les chapitres précédents la poutre la plus touché par les efforts tranchants engendre une réaction maximale $N_{\max} = 0,852 \text{ MN}$, et minimale $N_{\min} = 0,507 \text{ MN}$ donc :

$$\frac{N_{\max}}{15} \leq a \times b \leq \frac{N_{\min}}{2} \quad \rightarrow \quad 0,06 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,25 \text{ m}^2.$$

On prend $a = 40 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$ ce qui donne $a \times b = 0,2000 \text{ m}^2$.

b) Hauteur T de l'élastomère

Il faut respecter la condition de non flambement suivante : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ tel que « a » le grand coté de l'élastomère.

Ce qui donne : $40 \text{ mm} \leq T \text{ (mm)} \leq 80 \text{ mm}$, on prend : $T = 80 \text{ mm}$, $t_i = 8 \text{ mm}$,
 $e = t_i / 2 = 4 \text{ mm}$

• Dimensionnement des frettes

On doit vérifier les conditions suivantes selon l'RPOA :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{S \times \sigma_e} \quad \rightarrow \quad t_s \geq \frac{40 \times 4.26}{9.26 \times 235} = 0.078 \text{ cm} = 0,78 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$.

On prendra : $t_s = 2 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad 8 \text{ frettes intermédiaires d'épaisseur } t_s = 2.5 \text{ mm}$

- 7 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur : $t_i = 8 \text{ mm}$.
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $\frac{t_i}{2} = 4 \text{ mm}$.
- 8 frettes intermédiaires d'épaisseurs : $t_s = 2 \text{ mm}$.
- $e = 7 \times 8 + 2 \times 4 + 8 \times 2 = 80 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appui sous la poutre est : $(400 \times 500) \times 8 \cdot (8 + 2)$ Voir Annexe C.

VII.2.2.2. Calcul des déplacements longitudinaux horizontaux

a) Déplacement dû au retrait et fluage

$$\Delta_{Ret+flu} = \varepsilon_{ret+flu} \times L/2 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_{ret+flu} = 7 * 10^{-4}$$

$$\Delta_{Ret+flu} = 0.012 \text{ m}$$

$$\text{▪ } F_{Ret+flu} = (n \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta_{Ret+flu}) / T \quad \Rightarrow \quad F_{Ret+flu} = 0.08 \text{ MN}$$

b) Déplacement à la température

$$\Delta_{ht} = \varepsilon_t \times L/2 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_t = 2 * 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \Delta_{ht} = 0.0034 \text{ m}$$

c) Effort à la température

$$F_{Ret+flu} = (n \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta_T) / T \implies F_{ht} = 0.023 \text{ MN}$$

VII.2.2.3. Vérification des appareils d'appui

a) Résistance à la compression

$$\sigma_{ap} = \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{1,15}{0,4 \times 0,5} = 5,75 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée}$$

b) Sécurité au flambement

Avec $\gamma_s=3$ sécurités ; $\implies 3.75 \text{ MPa} \leq 24.31 \text{ MPa}$
 $\gamma_s \cdot Pu \leq Pc$ $P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d / h$... **Vérifiée!!**

- Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELA égale à 1.25 kN

$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t_i \cdot (a + b)}$	13.89	Unité	Facteur de forme
d	0,011	m	$t_i + t_s$
h	0,08	m	Épaisseur de l'appareil d'appui
b	0,20	m ²	Surface a*b
Pc	24,31	MN	La charge critique de flambement
Pu	1.25	MN	Valeur maximale des charges verticales à l'ELA.

c) Limitation de la distorsion δ

On doit vérifier : $\delta < \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$ pour $p = \frac{Pu}{Pc} < 0.25$

Tel que : $\delta_0 = c / hc$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$ Et $\delta = Fsh / n_{aa}$

AN: $\delta_0 = 5 \implies$ on prend $\delta_0 = 2 \implies$ Déplacement Max: $\delta_c = 1.73$

$\delta = 0.79 < \delta_c$... **Vérifiée** .

d) Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale : $H = \frac{F_s^H}{n_{aa}} < f \times N_{max}$ Avec $f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$

$f = 0.18 \rightarrow 0.19 \text{ MN} < 0.27 \text{ MN}$... **Vérifiée**.

VII.2.3. Dés d'appuis [6]

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

- Dimensionnement**

Les dimensions (a_1 ; b_1 ; h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui, on choisit les dimensions suivantes :

$$a_1 \geq a + \frac{h}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \geq b + \frac{h}{2}$$

$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0,22 \text{ m}$ On prend **$h = 0,25 \text{ m}$** .

Alors : $a_1 \geq 0.51 \text{ m}$ & $b_1 \geq 0.72 \text{ m} \rightarrow a_1 = 0.55 \text{ m}$ & $b_1 = 0,75 \text{ m}$.

a) Ferrailage du dé d'appui

➤ Armature de chaînage

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$N = 0,25N_{max}$$

N étant l'effort maximum, donc : $N_{max} = N_{ult max} = 1,15 \text{ MN}$.

$$\text{Pour : } f_e = 500 \text{ MPa ; } \sigma_s = \frac{500}{1 \times 1,15} \Rightarrow \sigma_s = 434,78 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } A_c = \frac{0,25 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_c = 6,61 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA14 = 7,7 \text{ cm}^2} \text{ et } \mathbf{S_t=16cm}.$$

➤ Armature horizontale

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

La section calculée doit reprendre cet effort de : $N = 0,125N_{max}$.

$$\text{Donc : } A_h = \frac{0,125 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_h = 3,31 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2}.$$

➤ Armatures de diffusion

Ces armatures sont des frettes, on distingue :

▪ Ferrailage de surface (frettes sup)

Ces armatures sont capables de reprendre 4% N_{max} .

$$\text{Donc : } A_s = \frac{0,04 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_s = 1,06 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } \mathbf{3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2}, \text{ placées à la face supérieure des dés d'appui.}$$

▪ Ferrailage intérieur ou ferrailage d'éclatement

Elles sont disposées sur une profondeur Z, tel que : $H/3 < Z < H$.

La section doit reprendre un effort de : $N = 0,1 N_{max}$.

$$\text{Donc : } A_s = \frac{0,1 \times 1,15}{434,78} \Rightarrow A_s = 2,65 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \text{ et } \mathbf{S_t=15 \text{ cm}}, \text{ disposées dans les deux sens.}$$

VII.2.4. Joint de chaussée

Notre ouvrage est composé de 3 travée isostatique avec une dalle continue, et possède une longueur totale de 105,4 mètres ; les joint de chaussée seront implanté au droit des deux culées.

b) Les actions à prendre en compte

Conformément aux Guide SETRA [7], les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage).

➤ La température

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

$$\Delta L = L \times \alpha_T \times \frac{\Delta T}{2}$$

Sachant que :

ΔL : Variation de la longueur.

L : La longueur dilatable.
 α_T : Coefficient de dilation.
 ΔT : Différence de température.

$$\Delta L = 105 \times 10 \times 10^{-6} \times \frac{20}{2} \Rightarrow \Delta L_T = 1,01 \text{ cm.}$$

➤ **Déformations différées du béton (retrait, fluage)**

Le retrait et le fluage sont toujours des raccourcissements dont la valeur unitaire moyenne est prise égale, respectivement à 3×10^{-4} pour le retrait et à 2×10^{-4} pour la zone de notre ouvrage.

$$\frac{\Delta L}{L} = 5 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L = 105 / 2 \times 5 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L_{RF} = 2,62 \text{ cm.}$$

c) *Les charges d'exploitation*

- Efforts horizontaux : freinage
- Mouvements horizontaux : (rotations d'about)
- Séisme

➤ **Le freinage**

$$\Delta L_{freinage} = \frac{T_{\text{élastometre}} \times F_{\text{freinage}}}{G \times S_{\text{élastometre}}} \Rightarrow \Delta L_{freinage} = \frac{0,08 \times 0,835}{9,26} \Rightarrow \Delta L_F = 0,72 \text{ cm.}$$

➤ **Séisme**

$$F_{\text{séi/culée}} = \frac{K_{\text{culée}} \times F}{K} \Rightarrow F_{\text{séi/culée}} = \frac{21000 \times 7185,92}{69301,84} \Rightarrow F_{\text{séi/culée}} = 2177,49 \text{ KN.}$$

$$\Delta L = \frac{F_{\text{séi/culée}}}{K_{\text{culée}}} \Rightarrow \Delta L = \frac{2177,49}{21000} \Rightarrow \Delta L_S = 10,37 \text{ cm.}$$

Ainsi, le souffle total est égal à :

$$\Delta L_{total} = 0,4 * \Delta L_T + \Delta L_{RF} + \Delta L_F + \Delta L_S / 3 \Rightarrow \Delta L_{total} = 0,404 + 2,62 + 0,72 + 3,05$$

$$\Delta L_{total} = 7,2 \text{ cm.}$$

○ **CONCLUSION**

Ainsi, l'étude du tablier est une étude indispensable dans un pont. Les charges qui seront appliquées sur le tablier seront transmises au sol par l'intermédiaire de l'infrastructure. Cette dernière sera étudiée en détail dans le chapitre suivant qui va inclure une étude sismique de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.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. Le choix ne peut se faire que par une vaste synthèse englobante essentiellement :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

VIII.2. LA PILE

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Ce dernier est simplement appuyé sur ce de la pile comme notre cas, et il peut être totalement encastré ou partiellement encastré, afin de transmettre toutes les charges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux (en cas de fondations profondes).

VIII.2.1. Choix et pré dimensionnement de la pile

VIII.2.1.1. Choix de type de la pile

Il existe deux types de piles : pile voile et pile poteau (colonne). Nous avons opté pour la solution d'une pile poteau (chevêtre sur fut) qui permet une transmission régulière le long de la semelle de la charge importante du tablier et du trafic routier.

- **Implantation des piles**

La hauteur H des piles sont définies par :

$$H_{pile} = C\hat{ote}_{projet} - C\hat{ote}_{fondation} - (h_{appareil} + d\acute{e}_{appui} + h_{tablier})$$

$$h_{appareil} + d\acute{e}_{appui} = 0.25 + 0.08 = 0.33 \text{ m}$$

$$h_{tablier} = 1.75 \text{ m.}$$

	Pile 1	Pile 2
Point kilométrique	PK 29+935	PK 29+970
$C\hat{ote}_{projet}$ (m)	97,672	98,845
$C\hat{ote}_{TN}$ (m)	83,64	83,59
$C\hat{ote}_{Fondation}$ (m)	83,49	83,49
$Hauteur_{pile}$ (m)	12,075	13,23

VIII-1 : tableau de positionnement et hauteur des piles

VIII.2.1.2. Pré-dimensionnement de la pile

En se basant sur les dimensions des appareils d'appui provisoires (cales en béton), définitives, les dimensions des emplacements des vérins, la section longitudinale.

On a opté pour cette section de pile massive ($\varnothing = 1,2 \text{ m}$), car elle pose moins de problème pour sa mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et le ferrailage), et on a pris en considération l'aspect esthétique.

Le dimensionnement de la pile dépend de trois facteurs importants :

- **Le fonctionnement mécanique** : le tablier est simplement appuyé, car les piles ne sont pas vraiment assez hautes.
- **La robustesse** : Vu que les hauteurs des piles sont peu importantes et du fait de la (non) sujétion de la pile aux chocs de véhicules, on opte pour des piles massives.
- **L'esthétique** : L'ouvrage est implanté dans une zone urbaine (centre-ville de la wilaya), ce critère est vraiment très déterminant.

1VIII.2.1.2. Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

Longueur : $L = 6 \times 1,4 + (2 \times 0,8) = 10 \text{ m}$.

Largeur : $E = 2 \cdot x + (0,1 + 0,375 \cdot 2 + 0,075 \cdot 2) = 2 \times 0,5 + 1 = 2,00 \text{ m}$

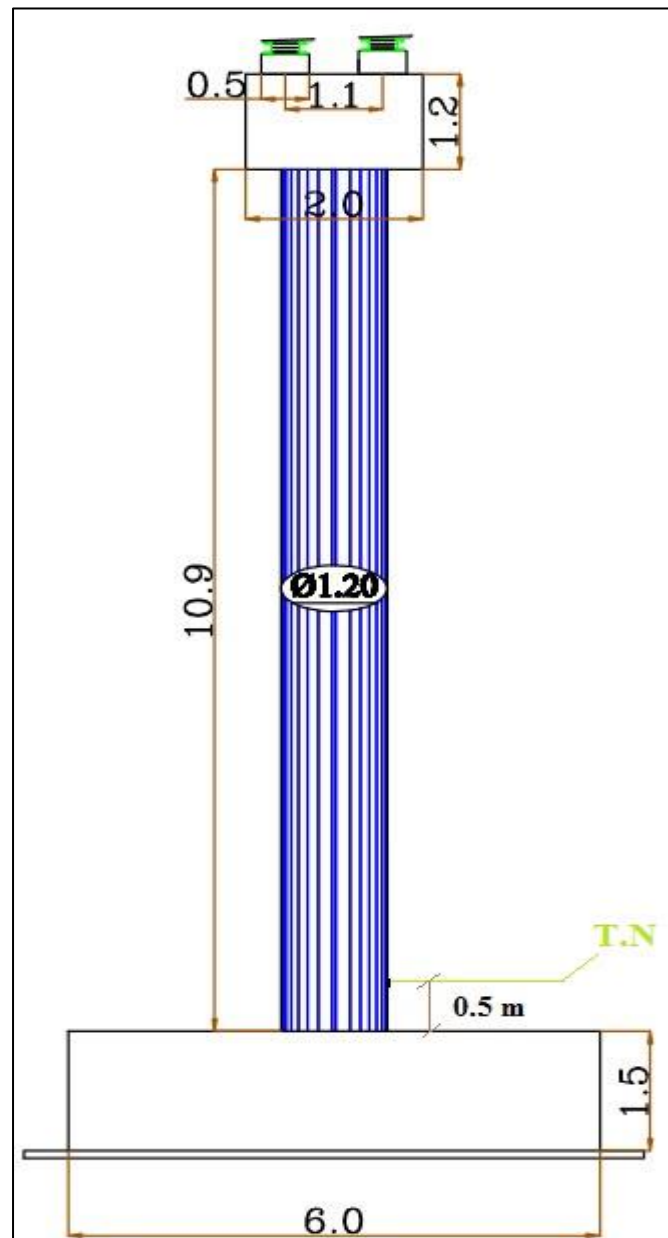
Hauteur : $1 \text{ m} \leq H \leq 1,6 \text{ m}$. $H = 1,20 \text{ m}$.

2VIII.2.1.2. Fûts

	Pile 1	Pile 2
Point kilométrique	PK 29+935,00	PK 29+970,00
Hauteur _{Pile} (m)	13,974	15,147
Hauteur _{Fût} (m)	10,85	12,03

diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes : Un diamètre fixe à 1,20 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de



VIII.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis le flambement :

On prend les caractéristiques géométriques de la pile la plus élancée (Pile 1) :

$I_x = 1,6286 \text{ m}^4$; $I_y = 1,6286 \text{ m}^4$; $S = 4,52 \text{ m}^2$; $h = 12,075 \text{ m}$

L'élanement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Où ;

l_f : la longueur du flambement

i : rayon de giration

$l_f = 2 \times h = 24,15 \text{ m}$

➤ **Dans le sens longitudinal**

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 0,6 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{24,15}{0,6} = 40,25 < 70$$

(Condition vérifiée).

➤ **Dans le sens transversal**

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0,6 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{24,15}{0,6} = 40,25 < 70 \text{ (Condition vérifiée).}$$

2. Evaluation des efforts de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, puisqu'elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion, elle sera considérée comme une console encastree dans la semelle de fondation.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs des différentes actions sollicitant la pile n°01.

L'effort vertical	Valeur (KN)
Poids propre de la pile "Gp"	1649,58
Poids propre du tablier "Gt"	7038
Surcharge A(L)	1575,58
Surcharge Bc (2 voies)	1206,30
Surcharge M _{c120}	1306,92
Surcharge D ₂₄₀	2120,25
Surcharge S(T)	72,90

VIII-3:tableau des efforts verticaux sollicitant la pile

L'effort horizontal	Valeur (KN)
Effort de freinage dû à l'A (L)	835,5
Effort de freinage dû au Bc	300

VIII-4:tableau des efforts horizontaux sollicitant la pile

VIII.2.3. Evaluation de l'effort sismique

L'Action sismique est prise en compte aussi bien dans l'étude de l'infrastructure « pile, culée » de l'ouvrage, que pour le calcul et le dimensionnement des appareils d'appui. Pour évaluer cette action et ses effets on introduit une analyse spectrale sur un modèle réalisé selon les Règles Parasismiques des Ouvrages d'Arts en Algérie (RPOA, 2008). Le pont projeté est un ouvrage important (Groupe 2), situé dans une zone de sismicité élevée (zone IIb), dont le site est classifié en catégorie S3 (site ferme)

L'action sismique est évaluée par le spectre de réponse élastique pour les composantes horizontales et la composante verticale, respectivement formulées :

$$S_a^H = \begin{cases} AS_g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta S_g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AS_g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AS_g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné par :

$$S_{ae}^v(T) = \begin{cases} \alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha A g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq T_{3.0s} \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

	SPECTRE HORIZONTALE	SPECTRE VERTICALE
Coef d'accélération de zone A	0,25	0,25
Période T1	0,20	0,20
Période T2	0,50	0,40
Coefficient de site S	1,20	1
Facteur η	1	1
Importance verticale α	--	0,7
Taux d'amortissement % ξ	5,0	
Coefficient de comportement	1	

VIII-5:tableau des caractéristique dynamique

η : Facteur de correction d'amortissement soit $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \Rightarrow \xi = 5\%$.

La force sismique horizontale est évaluée selon l'RPOA sous :

$$F_s^H = M_t \cdot S_a^H .$$

La force sismique verticale est évaluée selon le l'RPOA sous :

$$R_s^V = a \cdot b \cdot \mu \cdot L$$

Avec :

a : C'est l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie du site égale à 0,66.

b : Paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée, égale à 0.31.

μ et L : Respectivement, le poids linéique du tablier et la longueur de la travée.

Direction	Masse (t)	Rigidité (kN/m)		Période (s)	Accélération spectrale S_a (m/s ²)	Déplacement (Cm)		Force sismique (kN)
		$K_{pile+aa}^1$	K_{pile}^1			Tablier-sol	Pile-Sol	
Longitudinal	2173,60	$K_{pile+aa}^1$	14999,40	1,11	3,31	Tablier-sol	10,37	1555,30
		K_{pile}^1	23331,98			Pile-Sol	6,67	
		$K_{pile+aa}^2$	12302,40			Tablier-sol	10,37	1275,64
		K_{pile}^2	17398,74			Pile-Sol	7,33	
Vertical	2173,60	--		--	3,78	--	1278,61	

VIII.2.4. Combinaison d'actions

Le tableau suivant résume les efforts maximaux :

	V (KN)	H (KN)	M (KN.m)
<i>Chevêtre</i>	600	--	--
Fûts	914,35	--	--
<i>Tablier</i>	7038	245,62	2965,62
D_{240}	2120,5	--	--
<i>Freinage f_{bc}</i>	--	180	2173,5
<i>Freinage $f_{A(l)}$</i>	--	271,8	3273,33

VIII-7:tableau de sollicitation maximale sous combinaisons de l'ELS et l'ELU

▪ À l'E.L.A

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 effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- E (longitudinal) = $E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$
- E (transversal) = $E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$
- E (vertical) = $E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$

Selon le R.P.O.A également, la combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante :

$$G + \Psi Q + E$$

Tel que :

Q : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas, on prend le cas le plus défavorable : $Q = A(L)$, et Ψ égale à : 0 car l'ouvrage routier est implanté dans un site urbain.

Les valeurs des efforts maximaux de la combinaison sismique la plus défavorable dans la pile N°02 par fut, sont données dans le tableau ci-dessous :

Combinaison défavorable	Effort maximal	
	Fv (KN)	M (KN.m)
G + ΨQ + Elong	3063,8	4118,1

VIII-8:tableau des efforts sismiques maximaux de la combinaison la plus défavorable par fut

▪ À l'E.L.U et à l'E.L.S

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales sous combinaisons de l'E.L.U et l'E.L.S :

Etat	Combinaison	Effort		
		Fv (KN)	Fh (KN)	M (KN.m)
ELU	1,35 (G+D₂₄₀)	4802,6	143,80	1308,16
	1,35 G+1,6 (A(I) + S(t))	4688,73	255,10	3079,9
ELS	G + D₂₄₀	3557,5	106,87	1290,5
	G + 1.2 (A(I) + S(t))	3480,9	190,30	2297,55

VIII-9:tableau de sollicitation maximale sous combinaisons de l'ELS et l'ELU

VIII.3. FERRAILLAGE DE LA PILE

VIII.3.1. Chevêtre

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, une étude a la flexion et une a la torsion.

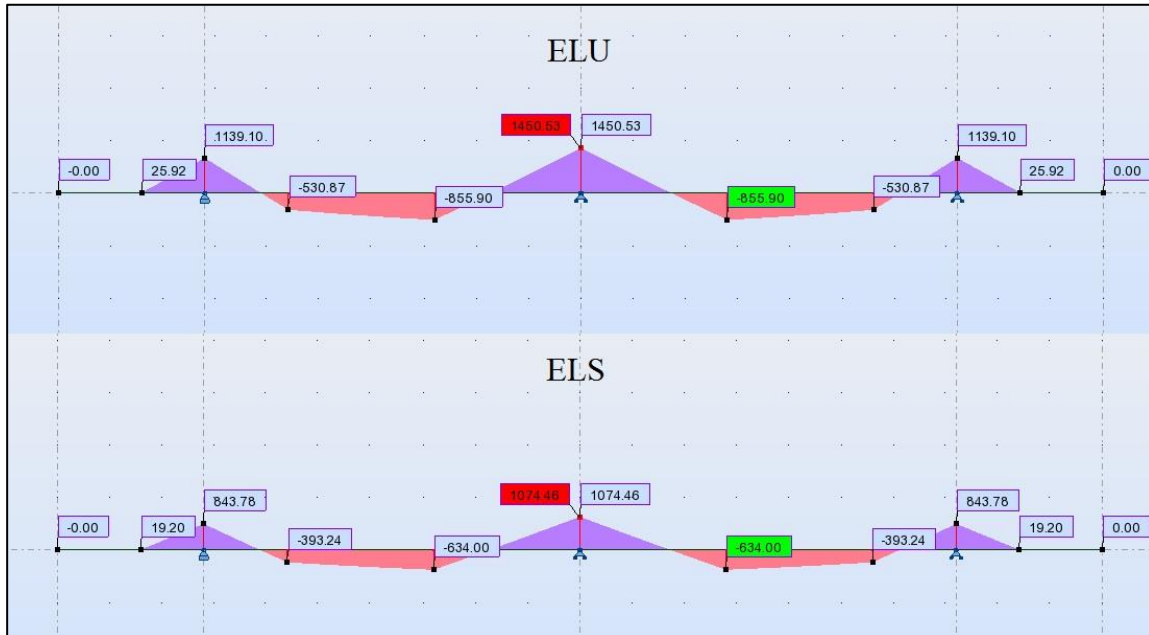


Figure VIII-10: coupe transversale de pile du pont

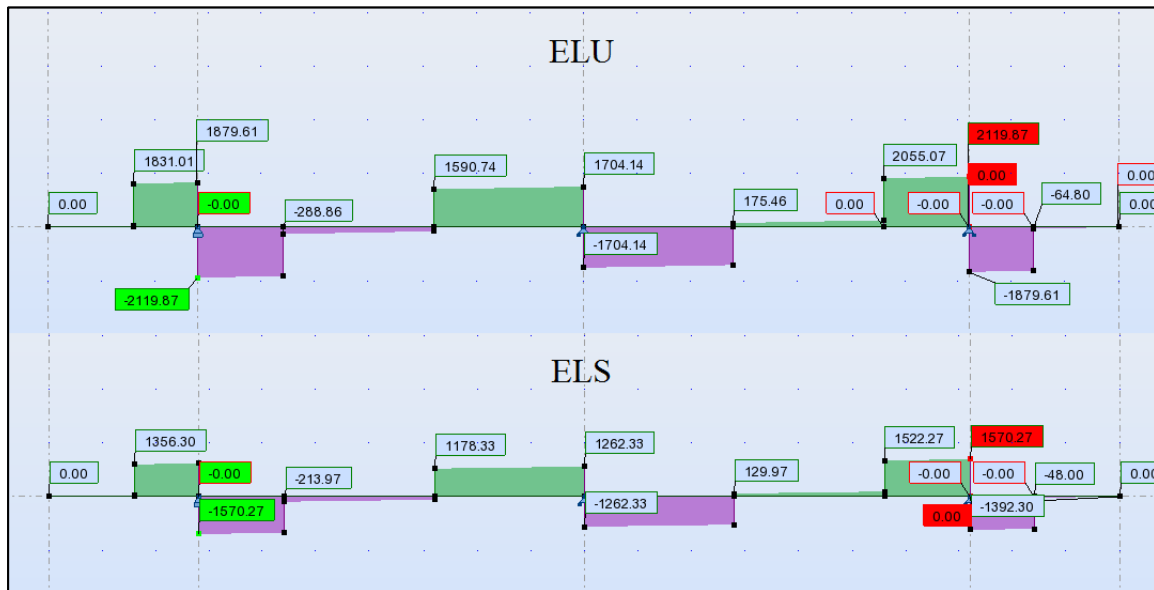


Figure VIII-11: coupe transversale de pile du pont

Figure VIII-13: coupe transversale de pile du pont

- **Armature longitudinale**

Le calcul des sections d'armatures longitudinales a été fait à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT par chaque bande de 1 ml, et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Direction de ferrailage	Section	M (kN.m)		As min (cm ²)	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	Ferrailage adopté	St (cm)
		Mmin	Mmax					

Longitudinale	b=100 cm h=120 cm d ₁ = 5 cm d ₂ =5 cm	ELU	-1450,53	855,9	32.2	32.2	40.4	HA25	St sup=11 St inf=14
		ELS	-1074,46	634					
Latérale	b=100 cm h=120 cm d ₁ = 5 cm d ₂ =5 cm	TORSION	244,69		11.03	14,075		HA16	St= 15

VIII-14:tableau de ferrailage du chevêtre longitudinal et la latérale

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.3**)

• **Armature transversale**

❖ **Valeur limite de τ_u**

D'abord on doit vérifier la condition sur la contrainte tangentielle τ_u

$$\tau_u = \frac{v_u}{b * d} < \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton

v_u : Effort tranchant maximum aux appuis à l'ELU

$$\tau_u = \frac{2.597}{2 * 0.9 * 1.2} = 1.202 < \min(3.52 ; 4 \text{ MPa}) \quad \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Section et écartement des armatures d'âme**

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

γ_s : 1.15 cas de combinaison fondamentale.

$\tau_u = 1.202 \text{ MN}$.

K=1 en flexion sans reprise de bétonnage.

$\alpha=90^\circ$ inclinaison des armatures.

	Section	Effort (kN)	A_t (cm ²)	Ferrailage adopté	S_t (cm)
Calcul Section à l'effort tranchant + Torsion	b=100 cm h=150 cm d ₁ =5 cm	2119.87	5.88	4HA14	15 (zone critique) 20 (zone courante)

VIII-15:;tableau de ferrailage transversal du chevêtre

VIII.3.2. Etude de futs

La pile est composée de trois fûts de 1,20m de diamètre et de 12,075 m de hauteur leur rôle est de transmettre aux fondations les sollicitations (M, V et H) provenant de la superstructure, les fûts sont sollicités par deux types de charges qui sont les suivantes :

- Une composante verticale (leur poids propre, charges et surcharges du tablier).
- Une composante horizontale (freinage, séisme et température).

• **Armature longitudinale**

Le ferrailage du fut est déterminé à partir de la combinaison la plus défavorable qui est égale à : $G+\Psi Q+Elong$, telle que la pile est ferrillée en flexion composée.

Le calcul des sections d'armatures a été fait à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT, et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Effort		ASL (cm ²)	Choix des barres
N (KN/ml)	3063,8	143,6	18HA32
M (KN.m/ml)	4118,1		

VIII-16:tableau de section d'armatures longitudinale de fut

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.4**)

❖ **Condition de non fragilité**

On a: $A_{s\ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

$A_{s\ min} \geq 0,23 \times \frac{2,22}{500} \times 3,14 \times 1,2 = 46,17\ cm^2$ (Condition vérifiée).

• **Armature transversale**

Pour ce calcul, il est nécessaire d'approcher par défaut la section circulaire par une section carrée (b0xb0) ; La section d'armature transversale est estimée à partir :

$I_C = I_{carré}$

$b_0 = \sqrt[4]{(12 * I_C)} \rightarrow b_0 = 1.05\ m$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = 2,7\ MPa;$

Avec : $V_U = V_{ELA} = 341\ KN.$

D'où :

$\tau_u = \frac{0,341}{1.05 \cdot 0.945} = 0,344\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,7\ MPa$ (Vérifié) ;

$\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \cdot \gamma_s \cdot \frac{\tau - 0,3\ K}{0,9\ f_e};$

❖ **Espacement des armatures d'effort tranchant**

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

Donc ; $St = \text{Min} (0,9 \cdot d ; 40\ cm ; a + 10\ cm)$

Alors ; l'espacement est pris égal à : 20 cm.

D'où : $A_t \geq S_t \cdot \frac{b_0 \gamma_s \tau_u}{0,9 f_e} = 1.85\ cm^2$

❖ **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section At d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section At, doit satisfaire la condition suivante :

L'effort vertical	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M (KN.m)
Poids propre de la pile "Gp"	1649,58	--	--	--

Poids propre du tablier "G_t"	7038	245,6	12,075	2965,62
Semelle	2250	--	--	--
Surcharge D₂₄₀	2120,25	74	12,075	893,55
Freinage sous A(L)	--	278,5	12,075	3362,8875
Freinage sous B(c)	--	300	12,075	3622,5

VIII-17:tableau des efforts verticaux et horizontaux sollicitant la pile

a) Combinaison des efforts à Condition normale

A E.L.U 1,35G+kQ k = 1, 35 pour D₂₄₀, 1, 6 pour autres cas.

A E.L.S G+kQ k = 1 pour D₂₄₀, 1, 2 pour autres cas.

	V (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	17628,0705	811,56	9799,587
ELS	13057,83	605,6	7312,62

VIII-18:tableau des combinaisons des efforts normales

b) Etude de la stabilité et de la résistance de la fondation

➤ **Condition de stabilité :**

$$e_0 = \frac{M}{N} \begin{cases} \text{Aucun soulèvement n'est toléré: } e_0 \leq \frac{B}{6} \\ \text{Léger soulèvement est toléré: } \frac{B}{6} \leq e_0 \leq \frac{B}{4} \end{cases}$$

➤ **Condition de résistance au sol**

$$\begin{cases} \text{Aucun soulèvement n'est toléré: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol} \\ \text{Léger soulèvement est toléré: } \sigma_3 = \frac{2N}{3L(\frac{B}{2} - e_0)} \leq \overline{\sigma}_{sol} \end{cases}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{L \times B} (1 + \frac{6e_0}{B})$ et $\sigma_2 = \frac{N}{L \times B} (1 - \frac{6e_0}{B})$

	e ₀ (m)	$\frac{B}{6}$ (m)	$\frac{B}{4}$ (m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ _m (MPa)	σ _{sol} (MPa)	Vérification
E.L.U	0,556	1,00	1,50	0,46	0,131	0,38	0,833	Vérifiée
E.L.S	0,560	1,00	1,50	0,34	0,096	0,28	0,833	Vérifiée

VIII-19:tableau de vérification des contraintes au sol

➤ **Stabilité de la fondation et résistance au sol**

Condition de non renversement

$$B' = 3 \left[\frac{B}{2} - e_0 \right] \geq \frac{B}{10}$$

E.L.U : e₀ = 0.5559 m donc : B' = 7,33 m ≥ 0.6 m. Vérifier.

c) Conclusion

La semelle de la fondation est stable au renversement et résiste bien à la réaction du sol.

VIII.3.2.1. Ferrailage de la semelle [15]

a) Ferrailage longitudinal

➤ Suivant « yy »

On a : $e < \frac{B}{2} + 0.35b$ Avec $e = \frac{M_u}{N_u}$

$$M_{u1} = N_{Ed} \cdot \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{2}$$

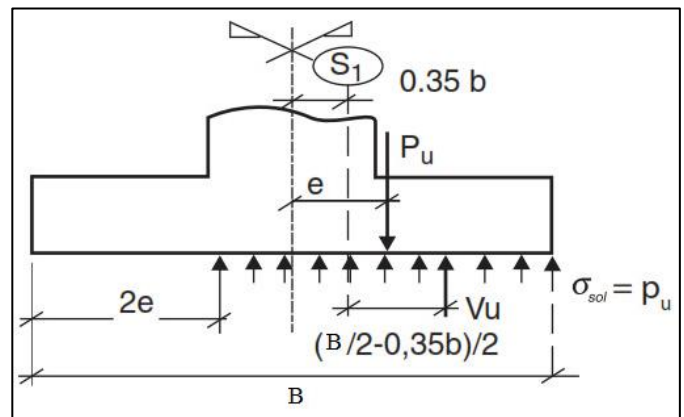
$$N_{Ed} = N_u \frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{B - 2e}$$

Avec :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \text{ et } e = 0 \text{ si } M_u = 0$$

$$F_{sMax} = \frac{M_{u1}}{z_i}; z_i = 0,9 \cdot d$$

$$A_s = \frac{F_{sMax}}{f_{yd}}; f_{yd} = \gamma_s \cdot f_e$$



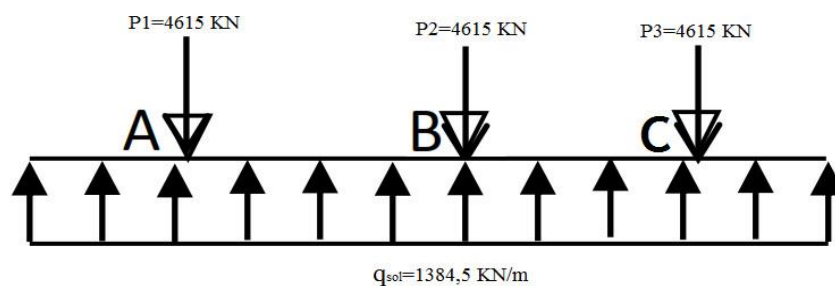
N_u (MN)	M_u (MN.m)	e (m)	N_{Ed} (MN)	M_{u1} (MN.m)	F_{sMax} (MN)	A_s (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
4,8635	3,2662	0,6716	2,694	3,476	2,861	49,75	7HA32	14

VIII-20: tableau de ferrailage de la semelle

➤ Suivant xx

La semelle sera calculée, dans le sens longitudinal xx, comme une poutre renversée soumise au niveau de ses trois appuis aux charges P1, P2 et P3 et à sa partie inférieure à une contrainte uniformément répartie d'intensité :

$$q_{sol} = \left(\frac{P1+P2+P3+1,35.Pf}{s} \right) \cdot B \quad [\text{KN/m}].$$



		0	1.4	3.2	5	6.8	8.6	10
E.L.U	V (KN)	0	3613.55	0	3115.13	0	-3613.55	0
	M (KN.m)	0	1831.69	-1661.29	883.05	-1661.29	1831.69	0
E.L.S	V (KN)	0	2676.7	0	2307.06	0	-2676.70	0

M (KN.m)	0	1356.81	-1230.59	578.98	-1230.59	1356.81	0
----------	---	---------	----------	--------	----------	---------	---

VIII-21: tableau récapitulatif des efforts à l'ELU et à l'ELS

Ainsi, Les sollicitations maximal sont égale à :

$$M_{\text{appuis}} = 1356.81 \text{ KN.m} \quad M_{\text{Travée}} = -1230.59 \text{ KN.m} \quad V_{\text{Max}} = 3613.55 \text{ KN}$$

Donc :

$$A_{s \text{ appuis}} = 29.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Et} \quad A_{s \text{ travée}} = 27.1 \text{ cm}^2. \quad A_{s \text{ min}} = 13.79 \text{ cm}^2.$$

▪ Ferrailage transversal

$$\tau_{\text{Max}} = \frac{V_{\text{Max}}}{b \cdot d} = 2,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.7 \text{ MPa}.$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right\} \rightarrow \phi_t \leq 32 \text{ mm}.$$

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Un cadre de 4HA16 et $A_{st} = 8.04 \text{ cm}^2$ et $S_t = 15 \text{ cm}$.

VIII.4. CULEE

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux deux exigences importantes qui sont :

➤ La fonction mécanique

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

➤ La fonction technique

- 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.
- Elle aide à passer d'un milieu élastique vers un milieu rigide.

VIII.4.1. Choix du type de la culée

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Les culées du présent ouvrage sont de type remblayé composées de mur de front d'épaisseur constante, de mur garde grève et de mur en retour pour soutenir les remblais d'accès à l'ouvrage.

Aussi, les murs en retour sont prolongés par des murs de soutènement de forme U à hauteurs variables.

▪ Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{Culée}} = \text{côte}_{\text{Projet}} - \text{côte}_{\text{Fondation}}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée gauche	Culée droite
Point kilométrique	29+935	29+970
Côte projet (m)	96.517	100,00
Côte TN (m)	86.707+10 cm	97,151
Côte de la fondation (m)	86.317	95,851
Hauteur de la culée (m)	10,20	4,15

VIII-22:tableau d'implantation des culées

VIII.4.2. 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 » [13].

VIII.4.2.1. Mur de front

- La hauteur du mur frontal $h = 8$ m.
- L'épaisseur du mur frontal $e_{mf} = 1,2$ m.
- La largeur du mur frontal $l = 10$ m.

VIII.4.2.2. Mur de garde grève

- La hauteur du mur de garde grève est : $h = 2,20$ m.
- L'épaisseur du mur garde grève est :
 $e = \max(0,30 \text{ m}, \frac{h}{8}) \Rightarrow e = \max(0,30 \text{ m}, 0,275 \text{ m})$ on prend : $e = 0,30$ m.

La longueur du mur garde grève est :

$$l = l_{\text{Tablier}} - 2 \cdot e_{\text{mur en retour}} \Rightarrow l = 10 - 2 \times 0,40 \Rightarrow l = 9,2 \text{ m.}$$

VIII.4.2.3. Mur en retour

- Le mur en retour prend les dimensions suivantes :
- Epaisseur du mur en retour : $e = 40$ cm.
- Longueur du mur en retour : $L = 8$ m.
- La hauteur : $h = 10,20$ m

VIII.4.2.4. Mur-cache

- Epaisseur : $e = 0,20$ cm.
- La hauteur : $h = 1,50$ m.
- La largeur : $l = 1,40$ m.

VIII.4.2.5. Dalle de transition

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

$$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6H)].$$

H : étant la hauteur du remblai : $H = H_{\text{mur garde grève}} + H_{\text{mur front}} = 8 + 2,20 = 10,20$ cm.

Donc : $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0,6 \times 10,20)] \Rightarrow L = \text{Min} [6\text{m}, 6,12 \text{ m}]$.

- Soit : $L = 6$ m.
- La dalle de transition suit une pente de 10 %.
- Son épaisseur est prise : $e = 0,30$ m.
- Sa largeur $l = 7$ m.
- Béton de propreté : $e = 10$ cm environ.

VIII.4.2.6. Sommier d'appui

- La longueur du sommier $L =$ largeur du pont = 10 m.

- La largeur du sommier $e_s = 1,45$ m.
- Une pente de 2% pour l'évacuation des eaux.

VIII.4.2.7. Corbeau (arrière)

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 70 cm, une petite base de 40 cm et une hauteur de 40 cm.

VIII.4.2.8. La semelle

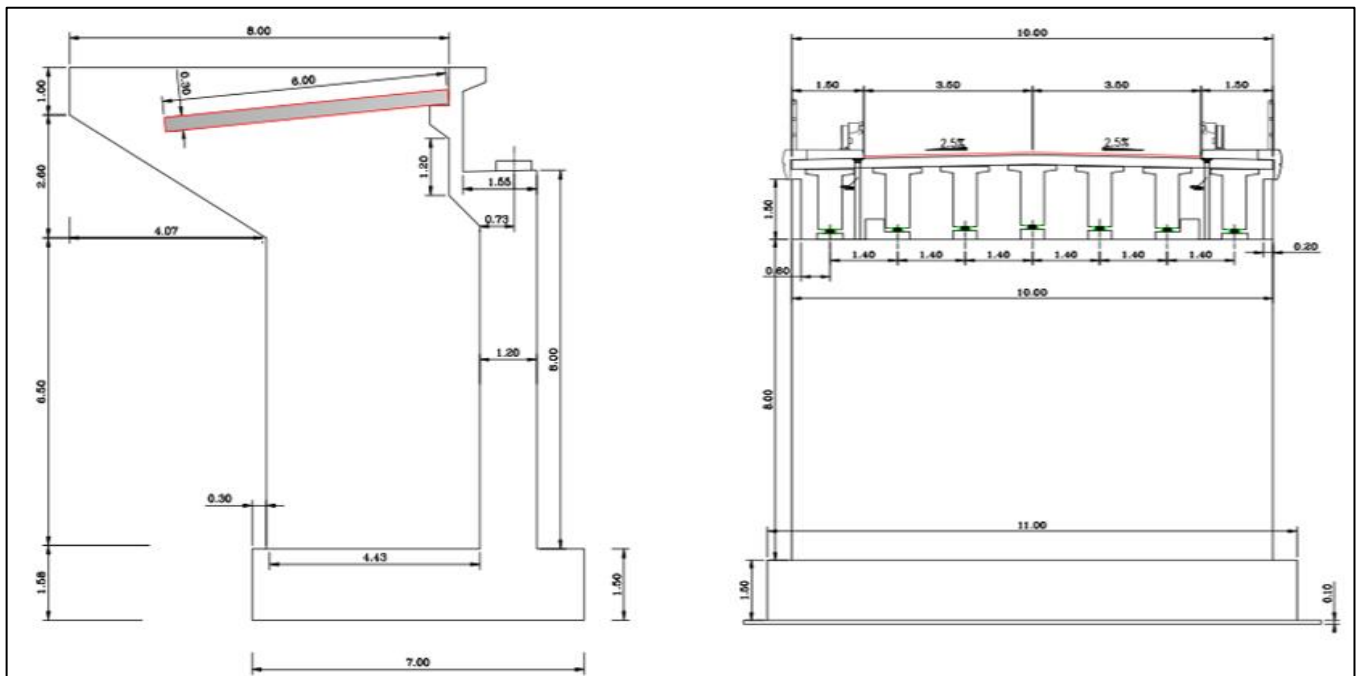
- La semelle prend les dimensions suivantes :
- L'épaisseur de la semelle : $e_s = 1.50$ m.
- Longueur de la semelle : $L = 11$ m.
- Largeur de la semelle : $B = 7$ m.
- Béton de propreté $e = 10$ cm.

Les dimensions des différents éléments sont définies dans le tableau suivant :

Elément	Hauteur ou largeur (m)	Longueur(m)	Epaisseur(m)
Mur de front	8	10	1,20
Mur de garde grève	2,20	9,40	0,30
Mur en retour	10,20	8	0,40
Mur-cache	1,50	0,20	
Dalle de transition	7	6	0,30
Corbeau	0,40	0,70	0,40
La semelle	7	11	1,50

VIII-23:tableau de dimensions de la culée

La coupe transversale et la vue à droite de la culée sont représentées dans la figure suivante.



FigureVIII-24:détails de la culée

VIII.4.3. Stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, en ajoutant le coefficient de poussée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

- **Evaluation des efforts agissants sur la culée**

- **Sollicitation verticale**

- Poids propre de la culée.
- Réaction d'appui du tablier dû à sa charge permanente. (à vide).
- Réaction d'appui sous la combinaison G+1,2(A(l) + S(t)). (En service).
- Poids des terres.

- **Sollicitations horizontales**

- Effet du séisme.
- Effet du freinage.
- Poussée des terres.

- **Calcul du coefficient de poussée**

Dans les conditions sismiques (selon le RPOA2008), le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 30^\circ$).
- β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0^\circ$).
- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale $\theta = \text{Arc tg}\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$.

Dans les conditions normales, On prend :

$$K_{ad} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_{ad} = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) \Rightarrow K_{ad} = 0,333.$$

Le calcul de l'accélération se fait dans les 4 cas :

- **Cas 1** : Cas normal (pas de séisme).
- **Cas 2** : cas de séisme (Horizontal + vertical vers le bas), $K_H = 0,25$ et $K_V = 0,075$.
- **Cas 3** : (Horizontal) $K_H = 0,25$
- **Cas 4** : Cas de séisme (Horizontal + vertical vers le haut), $K_H = 0,25$ et $K_V = -0,075$.

L'effort sismique horizontal $H_s = K_H \times P$.

L'effort sismique vertical $V_s = (1 + K_V) \times P$.

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres.

Action de séisme	K_H	K_V	θ	K_{ad}
Condition normales	0	0	0°	0,33
Horizontal + ↓ Vertical	0,25	0,075	$13,09^\circ$	0,50
Horizontal	0,25	0	$14,04^\circ$	0,51
Horizontal + ↑ Vertical	0,25	-0,075	$15,12^\circ$	0,53

VIII-25:tableau de valeurs des paramètres K_H ; K_V ; θ ; K_{ad}

NB : Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

- **Stabilité de la culée à vide** (culée + remblai + CP du tablier)

NB : L'intensité $q = 10 \text{ KN/m}^2$, qu'on majore par 20% : $P = q \times S$, avec S : surface de contact de poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une longueur L.

- M_R : le moment renversant.

- M_s : le moment stabilisant.

R : Réaction du aux charges permanentes. $R_{max} = 3519$ KN.

Les résultats sont élaborés dans la partie des annexes (**Annexe D**)

➤ Cas normal

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide).

Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	19879,584	2317,19664	12078,52931	69100,4264

VIII-26:tableau de moment et l'effort normal (cas total)

▪ Vérification du tiers central

On doit vérifier la condition suivante :

$$E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6} \Rightarrow E = 0,63 \text{ m} < E_{max} = 1,17 \text{ m. (Condition vérifiée).}$$

Sachant que :

B : La largeur de la semelle

\bar{x} : Bras de levier de la composante verticale.

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \Rightarrow \bar{x} = 2,87 \text{ m.}$$

▪ Vérification de la stabilité de la culée à vide

Stabilité au renversement :

Condition normale $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \Rightarrow CSR = 5,72 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

Stabilité au glissement

Condition normale : $CSG = \frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1,5 \Rightarrow CSG = 4,91 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

▪ Vérification la contrainte admissible

▪ Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$; $\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \frac{E}{B}) / B \end{cases}$

▪ $0\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars}$

	CAS NORMAL
CSG > 1,5	4,91
CSR > 1,5	5,72
$\sigma < \sigma_{adm}=8.33 \text{ bars}$	328,06
Vérification	Vérifiée

VIII-27:tableau de vérification au renversement et au glissement de la culée (à vide)

➤ Cas sismique

	Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	Horizontal +↓ Vertical	19869,58	3774,22	19673,36	68987,53
	Horizontal	19869,58	3581,12	18666,82	68987,53

	Horizontal +↑ Vertical	19869,58	3442,44	17943,94	68987,53
--	------------------------	----------	---------	----------	----------

VIII-28:tableau des moments et les efforts globaux (cas sismique-à vide)

▪ **Vérification du tiers central**

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \quad \text{et} \quad E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6} .$$

Elément	CAS	V (KN)	H (KN)	MR(KN.m)	Ms (KN.m)	\bar{x} (m)	E(m)	B/6(m)	Vérification
Total	CAS SISMIQUE	19869,58	3774,22	19673,36	68987,53	2,48	1,02	1,17	Vérifiée
		19869,58	3581,12	18666,82	68987,53	2,53	0,97	1,17	Vérifiée
		19869,58	3442,44	17943,94	68987,53	2,57	0,93	1,17	Vérifiée

VIII-29:tableau de vérification du tiers central

▪ **Vérification de la stabilité de la culée à vide**

▪ **Stabilité au renversement**

Condition sismique : $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$.

▪ **Stabilité au glissement**

Condition sismique : $CSG = \frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1,5$.

▪ **Vérification la contrainte admissible**

▪ Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$;

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \frac{E}{B}) / B \end{cases}$$

▪ $\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars.}$

	CAS SISMIQUE		
	Horizontal +↓ Vertical	Horizontal	Horizontal +↑ Vertical
CSG > 1,5	3,01	3,18	3,30
CSR > 1,5	3,51	3,70	3,84
$\sigma < \sigma_{adm}$ (bars)	3,7064	3,6101	3,6101
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VIII-30:tableau de vérification au renversement et au glissement de la culée (cas sismique-à vide)

On constate que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées dans les deux cas (normal et sismique), ce qui implique que la stabilité de la culée (à vide) est assurée.

• **Stabilité de la culée en service** (culée + remblai + charges et surcharges).

La réaction maximale est obtenue sous la combinaison G+1,2(A(l) +S(t)) :

$$R_{max} = 2569,3\text{KN.}$$

➤ **Cas normal**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (en service).

Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	21087,58	2467,197	13844,029	70852,03

VIII-31 :tableau de moment et l'effort total (cas normal-en service)

▪ **Vérification du tiers central**

On doit vérifier la condition suivante :

$$E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6} \Rightarrow E = 0,80 \text{ m} < E_{max} = 1,17 \text{ m. (Condition vérifiée.)}$$

Sachant que :

B : La largeur de la semelle

\bar{x} : Bras de levier de la composante verticale.

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \Rightarrow \bar{x} = \frac{70852,03 - 13844,03}{21087,58} \Rightarrow \bar{x} = 2,70 \text{ m.}$$

▪ **Vérification de la stabilité de la culée en service**

Stabilité au renversement :

Condition normale $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \Rightarrow CSR = 5,12 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

Stabilité au glissement

Condition normale : $CSG = \frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1,5 \Rightarrow CSG = 4,89 \geq 1,5$ (Condition vérifiée).

▪ **Vérification la contrainte admissible**

▪ Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$; $\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \frac{E}{B}) / B \end{cases}$

▪ $\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars.}$

	CAS NORMAL
CSG > 1,5	4,89
CSR > 1,5	5,12
$\sigma < \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars}$	3,6736
Vérification	Vérifiée

VIII-32:tableau de vérification au renversement et au glissement de la culée (cas normal-en service)

➤ **Cas sismique :**

	Désignation	V (KN)	H (KN)	M_R (KN.m)	M_S (KN.m)
Total	Horizontal +↓ Vertical	21319,18	3774,2218	19673,36	71089
	Horizontal	21319,18	3581,1221	18666,82	71089
	Horizontal +↑ Vertical	21319,18	3442,4414	17943,94	71089

VIII-33:tableau des moments et les efforts globaux (cas sismique-en service)

▪ **Vérification du tiers central**

$$\bar{x} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum V} \quad \text{et} \quad E = \frac{B}{2} - \bar{x} < E_{max} = \frac{B}{6} .$$

Elément	CAS	V (KN)	H (KN)	MR(KN.m)	Ms (KN.m)	\bar{x} (m)	E(m)	B/6(m)	Vérification
Total	CAS	21319,18	3774,22	19673,36	71089,45	2,41	1,09	1,17	Vérifiée
	SISMIQUE	21319,18	3581,12	18666,82	71089,45	2,46	1,04	1,17	Vérifiée

		21319,18	3442,44	17943,94	71089,45	2,49	1,01	1,17	Vérifiée
--	--	----------	---------	----------	----------	------	------	------	----------

VIII-34: tableau de vérification du tiers central (cas sismique-en service)

- **Vérification de la stabilité de la culée en service**
- **Stabilité au renversement**

Condition sismique : $CSR = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$.

- **Stabilité au glissement**

Condition sismique : $CSG = \frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1,5$.

- **Vérification la contrainte admissible**

- Condition trois quart : $\sigma = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$; $\begin{cases} \sigma_1 = \sum V (1 + 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \\ \sigma_2 = \sum V (1 - 6 \cdot \frac{E}{B}) / B \end{cases}$

$$\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = \frac{R_d}{30} \rightarrow \sigma_{adm} = 8.33 \text{ bars}$$

	CAS SISMIQUE		
	Horizontal +↓ Vertical	Horizontal	Horizontal +↑ Vertical
CSG > 1,5	3,23	3,41	3,55
CSR > 1,5	3,61	3,81	3,96
$\sigma < \sigma_{adm}$ (bars)	4,0601	3,9638	3,9638
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VIII-35: tableau de vérification au renversement et au glissement de la culée (cas sismique-en service)

On constate que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées dans les deux cas (normal et sismique), ce qui implique que la stabilité de la culée (en service) est assurée.

VIII.5. FERRAILLAGE DE LA CULEE

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée :

VIII.5.1. Le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis à trois forces :

- La poussée des terres.
- Force de freinage.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.

Le mur garde grève est supposé encastré a la base.

➤ Evaluation des efforts agissant sur le MGG

- **Poussée des terres**

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \frac{h}{3} \text{ Avec : } P = \frac{1}{2} \gamma_r \cdot K_{ad} \cdot H^2 \cdot L \Rightarrow P = 15,972 \text{ KN/ml. } \Rightarrow M_p = 11,71 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Pu} = 1,35 \times 11,71 \Rightarrow M_{Pu} = 15,81 \text{ KN.m ; } M_{Pser} = 11,71 \text{ KN.m.}$$

- **Moment due à la force de freinage**

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec : μ : Coefficient de pondération $\begin{cases} \mu = 1,6 & \text{à L'ELU.} \\ \mu = 1,2 & \text{à L'ELS.} \end{cases}$

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%.

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1,6 \times 60 \times 2,2}{0,25 + 2 \times 3} \Rightarrow M_{fu} = 90,84 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fser} = \frac{2 \times 1,2 \times 60 \times 2,2}{0,25 + 2 \times 3} \Rightarrow M_{fser} = 68,13 \text{ KN/ml.}$$

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

La sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type Bc, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

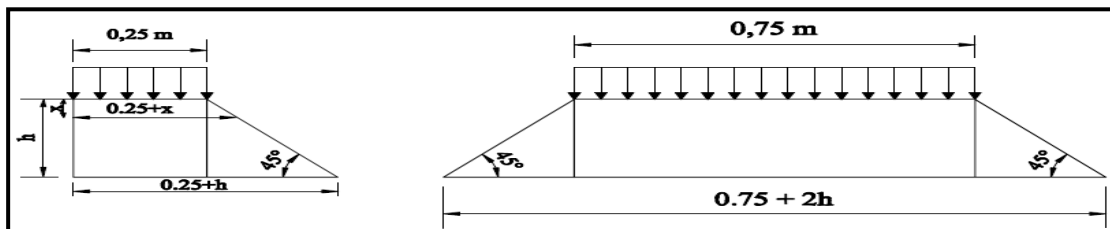


Figure VIII-36: coupe transversale de pile du pont de la charge locale

$$M_p = \frac{120 \times K}{0,75 + 2 \times h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx.$$

Avec :

$$K = K_{ad} \times bc \times \delta \times \mu.$$

$\delta = 1,07$ Coefficient de majoration dynamique.

$$\mu = \text{Coefficient de pondération} \begin{cases} \mu = 1,6 & \text{à L'ELU.} \\ \mu = 1,2 & \text{à L'ELS.} \end{cases}$$

- $bc = 1,10$.
- $K_{ad} = 0,33$.
- $K_{ELU} = 0,33 \times 1,10 \times 1,07 \times 1,6 \Rightarrow K_{ELU} = 0,62$
- $K_{ELS} = 0,33 \times 1,10 \times 1,07 \times 1,2 \Rightarrow K_{ELS} = 0,47$

Dans notre cas $h = 3 \text{ m}$ et selon le document S.E.T.R.A :

$$M_p / K = 94,76 \text{ KN.m/ml.} \Rightarrow M_p = 9,49 \times K$$

$$\begin{cases} M_{pELS} = 94,9 \times 0,47 \Rightarrow M_{pELS} = 44,165 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{pELU} = 94,9 \times 0,62 \Rightarrow M_{pELU} = 58,886 \text{ KN.m/ml.} \end{cases}$$

▪ **Combinaison des charges**

Condition normale :

Charges	ELU	ELS
Poussée des terres KN. m/ml	15,812	11,713
Force de freinage de Bc KN. m/ml	90,838	68,13
Charge locale KN. m/ml	58,886	44,164
Combinaison KN. m/ml	260,906	146,46

VIII-37: tableau de combinaison des différentes charges

▪ **Ferraillage du MGG**

Le mur garde-grève travaille en flexion simple, la fissuration est préjudiciable.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; B = 1 \text{ m} ; h = 0,3 \text{ m.}$$

Le ferraillage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

$A_s = 28,7 \text{ cm}^2$. Soit : 10HA20 /ml. Pour $A_s = 31,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $St = 10 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

$A_{s'} = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_{s'} = 10,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 6HA16/ml. Pour $A_s = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.5**).

VIII.5.2. Le mur en retour

Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales

- Son poids propre et celui de la superstructure.
- Poussée horizontale,
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 40 KN et une charge horizontale de 20 KN.

▪ **Forces verticales**

Elles sont constituées par le poids propre du mur, y compris les superstructures (corniche, garde-corps...), et la charge concentrée de 4 t l'extrémité. Cette charge concentrée conventionnelle permet de négliger l'effet d'éventuels frottements verticaux sur e mur.

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le poteau :

- Un effort tranchant $T = 2,5 \cdot \frac{l \cdot h}{2} \cdot e + 0,3l + 4$
- Un moment d'axe horizontal $M_v = 2,5 \cdot \frac{l^2 \cdot h}{6} \cdot e + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l - 1)$.

▪ **Forces horizontals**

Les forces horizontales agissant normalement au parement du mur produisent des moments dl axe vertical sollicitant la section d'encastrement dans le poteau. Conventionnellement, elles sont constituées d'une force concentrée de 2 t et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité uniforme égale à $h/3 + 0,5$ (en t/m2)

La valeur de cette poussée uniforme est ce n c qui s'exercerait au niveau du centre de gravité de la surface du mur sous 1 effet du poids des terres (2 t/m3) et d'une charge uniforme sur le remblai (1 t/m2), avec un coefficient de poussée égal à 0,5 (coefficient de poussée au repos)

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le poteau :

- Un effort tranchant $H = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2$
- Un moment d'axe vertical $M_h = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(l - 1)$.

Caractéristiques du mur			Forces verticales		Forces horizontals	
$l(m)$	$h(m)$	$e(m)$	T(KN)	$M_v(KN \cdot m)$	H(KN)	$M_h(KN \cdot m)$
8	10,2	0,4	472	325,33	1611,2	547,9

VIII-38:tableau récapitulatif des efforts sur le mur en retour

➤ **Le ferraillage du mur en retour**

Le mur en retour est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; h = 0,4 \text{ m.}$$

Le ferraillage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

	Type d'analyse	Direction du plan		Moment (KN.m)	Section d'acier	Armatures	Espacement
Mur en retour	Flexion simple	Verticale	Coté remblai	325,3	Asi= 43,8cm ²	9HA25	e=14cm
			Coté extérieure		Ase= 14,6 cm ²	9HA16	e=14cm
		Horizontale	Coté remblai	547,9	Asi= 74.6cm ²	16HA25	e=13cm
			Coté extérieure		Ase= 26,9 cm ²	9HA20	e=11cm

VIII-39:tableau de ferrailage du mur en retour

VIII.5.3. La dalle de transition

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

▪ Evaluation des charges

Remblais : $g_1 = 20 \times 0,5 \Rightarrow g_1 = 10 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la dalle : $g_2 = 25 \times 0,3 \Rightarrow g_2 = 7,5 \text{ KN/m}^2$.

Revêtement : $g_3 = 24 \times 0,06 \Rightarrow g_3 = 1,44 \text{ KN/m}^2$

$G = g_1 + g_2 + g_3 \Rightarrow G = 18,94 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge: $Q = 12 \text{ KN/m}^2$.

	Charge (KN/m ²)	M (KN. m/ml)	T (kN/ml)
G	18,94	85,23	56,82
Q	12	54	36

VIII-40:tableau des moments et efforts de la dalle de transition

▪ Combinaison des efforts

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

- $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 201,46 \text{ KN.m/ml}$.

- $T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 134,307 \text{ KN/ml}$.

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

- $M_{ELS} = M_G + 1, 2 M_Q = 150,03 \text{ KN.m/ml}$.

- $T_{ELS} = V_G + 1,2 V_Q = 100,02 \text{ KN/ml}$.

➤ Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition travaille en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$B = 1 \text{ m}$; $H = 0,3 \text{ m}$; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

Dans le sens de la largeur (Armature principale)

$A_s = 21,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA20/ml .Pour $A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement

$St = 14 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

Dans le sens de longueur (Armature secondaire)

$A_s' = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_s' = 6,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA12/ml. Pour $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement 14 cm.

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.6**).

VIII.5.4. Corbeau

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = 0,3 \times 6 \times 25 / 2 = 22,5 \text{ KN/ml}$

- Réaction des poids des terres : $R_2 = 0,61 \times 5 \times 18 / 2 = 30 \text{ KN/ml}$

- Réaction due au revêtement : $R_3 = 0,06 \times 6 \times 24 / 2 = 4,32 \text{ KN/ml}$

- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = 6 \times 12 / 2 = 36 \text{ KN/ml}$

▪ **Combinaison des réactions**

$$R_{ELU} = 1,35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,5 R_5 \Rightarrow R_{ELU} = 138,52 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 \Rightarrow R_{ELS} = 105,52 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Combinaison des moments**

$$M_{ELU} = 103,9 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ELS} = 77 \text{ KN/ml.}^2$$

▪ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau travaille en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$B = 0,4 \text{ m ; } H = 0,4 \text{ m ; } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

Dans le sens de longueur (Armature principale).

$A_s = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7HA14/ml. Pour $A_s = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

Avec : $A_{s \text{ min}} = 1,47 \text{ cm}^2$ vérifiée

Dans le sens de la largeur (Armature secondaire)

$$A_{s'} = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_{s'} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit/ 4HA12/ml. Pour } A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml et } S_t = 25 \text{ cm.}$$

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.7**)

VIII.5.5. Mur frontal

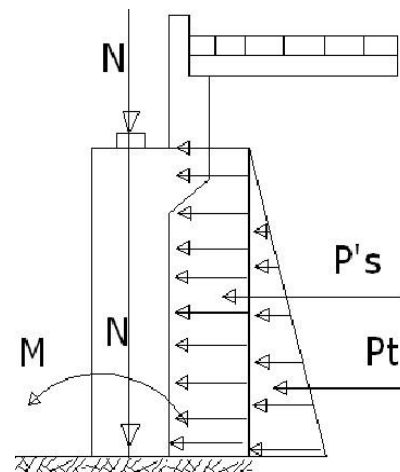
Le mur frontal est encasturé sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

Forces verticales

- Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

Forces horizontales

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,2 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc



Efforts	V (KN/ml)	H (KN/ml)	M (KN.m/ml)
Réaction	503	--	729,35
Poids propre	265,25	--	424,4
Poussée des terres	--	348,1	1183,54
Force sismique	319	217,8	2221,56
Force de freinage	--	60	94,84

VIII-41:tableau récapitulatif des efforts sur le mur frontal

	ELU	ELS	ELA
N (KN)	1037,14	768,25	319
M (KN.m)	1749,52	1297,35	2221,56

VIII-42:tableau des combinaison des efforts sur le mur frontal

Le mur de front travaille en flexion composé, la fissuration est préjudiciable

$$B = 1\text{ m} ; H = 1,2\text{ m} ; f_{c28} = 27\text{ MPa.}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot expert donne :

Dans le sens de la largeur (Armature principale)

$A_s = 37,0\text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 8HA25/ml. Pour $A_s = 39,27\text{ cm}^2/\text{ml}$ et un espacement $S_t = 12\text{ cm}$. (Pas d'acier comprimé).

Dans le sens de longueur (Armature secondaire)

$$A_{s'} = \frac{A_s}{3} \Rightarrow A_{s'} = 12,33\text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit } 7\text{HA}16/\text{ml}. \text{ Pour } A_s = 14,07\text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et un espacement } 14\text{ cm}.$$

3. Les fondations

• Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique fourni par la **LNHC**, les fondations peuvent en général être de type superficiel. Pour cette partie d'étude des fondations de la culée, on va étudier juste la fondation superficielle de la culée.

• Caractéristiques géométriques de la fondation

La semelle prend les dimensions suivantes :

- L'épaisseur de la semelle : $e_s = 1.50\text{ m}$.
- Longueur de la semelle : $L = 11\text{ m}$.
- Largeur de la semelle : $B = 7\text{ m}$.
- Béton de propreté $e = 10\text{ cm}$.

• Ferrailage de la semelle

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propres de la semelle et des terres.

	Type d'analyse	Direction du plan	Moment (KN.m)				Section d'acier	Armatures	e
			ELU		ELS				
Semelle	Flexion simple	xx (longitudinale)	2432	-2372,7	1819	-1757,18	As sup = 53,9 cm ²	7 HA32	e=14cm
							As inf = 52 cm ²	7 HA32	e=14cm
		yy (transversale)	1665	-2090,5	1221,5	-1563,9	As sup = 35,8 cm ²	5 HA32	e=20cm
							As inf = 46,4 cm ²	6 HA32	e=16cm

VIII-43:tableau de ferrailage de la semelle de la culée

NB : Pour la vérification des contraintes voir la partie des annexes (**Annexe D.8-9**).

○ CONCLUSION

Ainsi, l'étude sismique d'un pont est vraiment très importante surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé. Pour notre cas, on a calculé le ferrailage de la pile et la culée on prenant le moment maximal à l'E.L.A, bien que la wilaya de Médéa se situe dans une zone de sismicité élevée, ce qui révèle que le séisme a un effet sur les ouvrages d'art. Et pour La stabilité de la culée on a fait la vérification dans le cas sismique.

Conclusion générale :

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Ce projet nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

En outre, la complexité géométrique et mécanique du pont nous a obligés de faire recours à deux logiciels d'ingénierie : Robot Structural et Autocad. La modélisation qui a été effectuée par le logiciel Robot Structural, nous a permis d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégié, très vaste, et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais.

Ainsi, la formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de ce pays.

BIBLIOGRAPHIE :

[1] Cours Béton précontraint, ENSTP.

[2] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC France, 1985.

[3] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[4] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.

[5] Document SETRA, *Appareils d'appui à pot*, Guide technique, SETRA France, 2007.

[6] Appuis des tabliers 1.3.1. PP73.

[7] Document SETRA, *Joint de chaussée pour les ponts routes*, France, Juillet 1986.

[8] Document SETRA, *Ponts Courants En Zone Sismique*, Guide technique, SETRA France, Janvier 2000, Article 4.2.3.4 p 85.

[9] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.

[10] Robert CHAUSSIN, *Béton précontraint*, France (Ponts et Chaussées), *Technique de l'ingénieur traité construction C2 360*, 2001.

[11] Document SETRA, *Ponts mixtes acier - béton*, France, SETRA, 2010.

[12] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99*. BAEL 91 révisé 99.

[13] Jean-Armand CALGARO, *projet et construction des ponts*, ENPC France, 2000.

[14] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie 2008.

[15] Eurocodes, *Calcul des structures en béton armé*, Les semelle des fondations P545.

ANNEXES A

II. Annexe A. 1. Aperçu géologique sur le site de projet.

Type de terrains	Les constituants
Alluvions récentes (a^2)	Constitué par les dépôts limoneux de la Mitidja et les alluvions limoneuses des vallées du Sahel.
Alluvions anciennes (q^1)	Constitué par des dépôts caillouteux du pied de l'Atlas.
Eboulis des grés (e_m^3)	Constitué par des éboulis des grés de l'Helvétien du Nador.
Argile inférieurs (m_a^3)	Constitué par des argiles de l'Helvétien inférieur.
Marne de cartennien (m_c^1)	Constitué par des marnes grises dures à rognons jaunes.
Grés et poudingues à Echinides (m_a^1).	Constitué par des poudingues et grés cartennien inférieur développés, d'une manière irrégulière, à la base de la formation ; ces poudingues sont puissants.
Sénonien (C^{8-7})	Constitué par des marnes bleuâtres, feuilletées avec rognons de calcaire jaune, passant à des marnes noires parfois très foncées et s'intercalant en quelques points du calcaire marneux.
Cénomaniens (C^{5-4})	Constitué par des calcaire et marnes en couches bien réglées.
Albien (C^{3-1})	Constitué par des argiles grises ou noires feuilletées, intercalées de quartzites, avec rognons ferrugineux.

Annexe A. 2. Résultats de sondages carottés .

Sondage	Point kilométrique	Matériaux	
		Profondeur (m)	Description
SC 01	PK (30+0054)	0,00 - 1,20	Remblais
		1,20 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 02	PK (29+970)	0,00 - 0,50	Remblais
		0,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 03	PK (29+935)	0,00 - 1,50	Remblais
		1,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite
SC 04	PK (29+900)	0,00 - 2,50	Remblais
		2,50 - 15,00	Marne calcaire de couleur grisâtre avec des veinules de calcite et des passages fragiles

Essai de Penetration Dynamique

Type B : NF P94 - 114

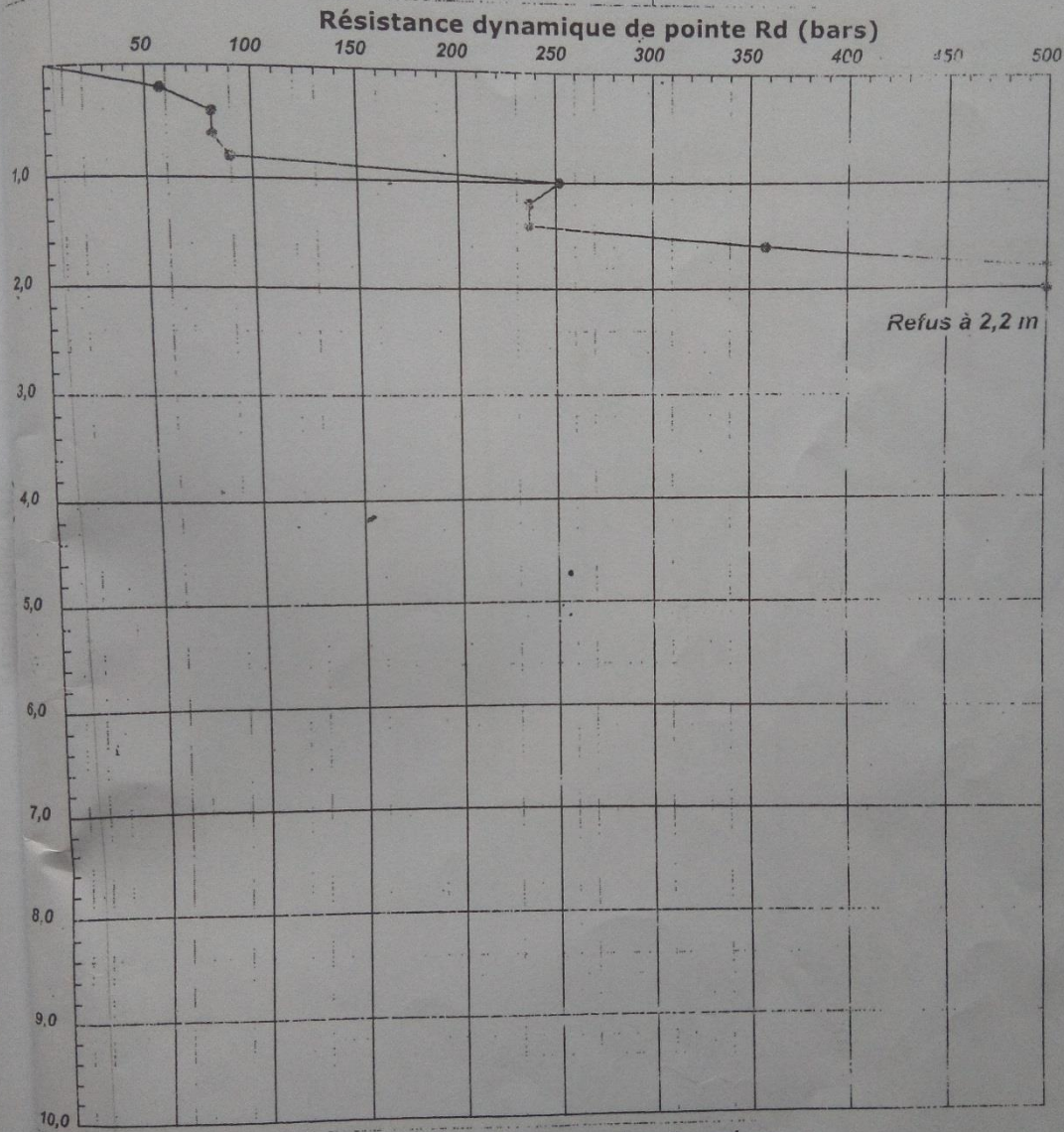
TITULE : OUVRAGE D'ART SUR OUED MOUZAIA AU PK 29+900
 DOSSIER : 48-2016
 LIEU : MOUZAIA
 CLIENT : GESI-TP
 DATE ESSAIS : 29/05/2016 au 14/06/2016

Référence essai : PDL 05

Localisation :

Coordonnées GPS :

X: 7
 Y:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg

Masse du Mouton (m) : 64 kg

Hauteur de chute (H) : 0.75 m

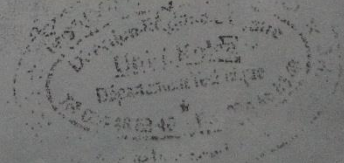
Surface de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de platage :



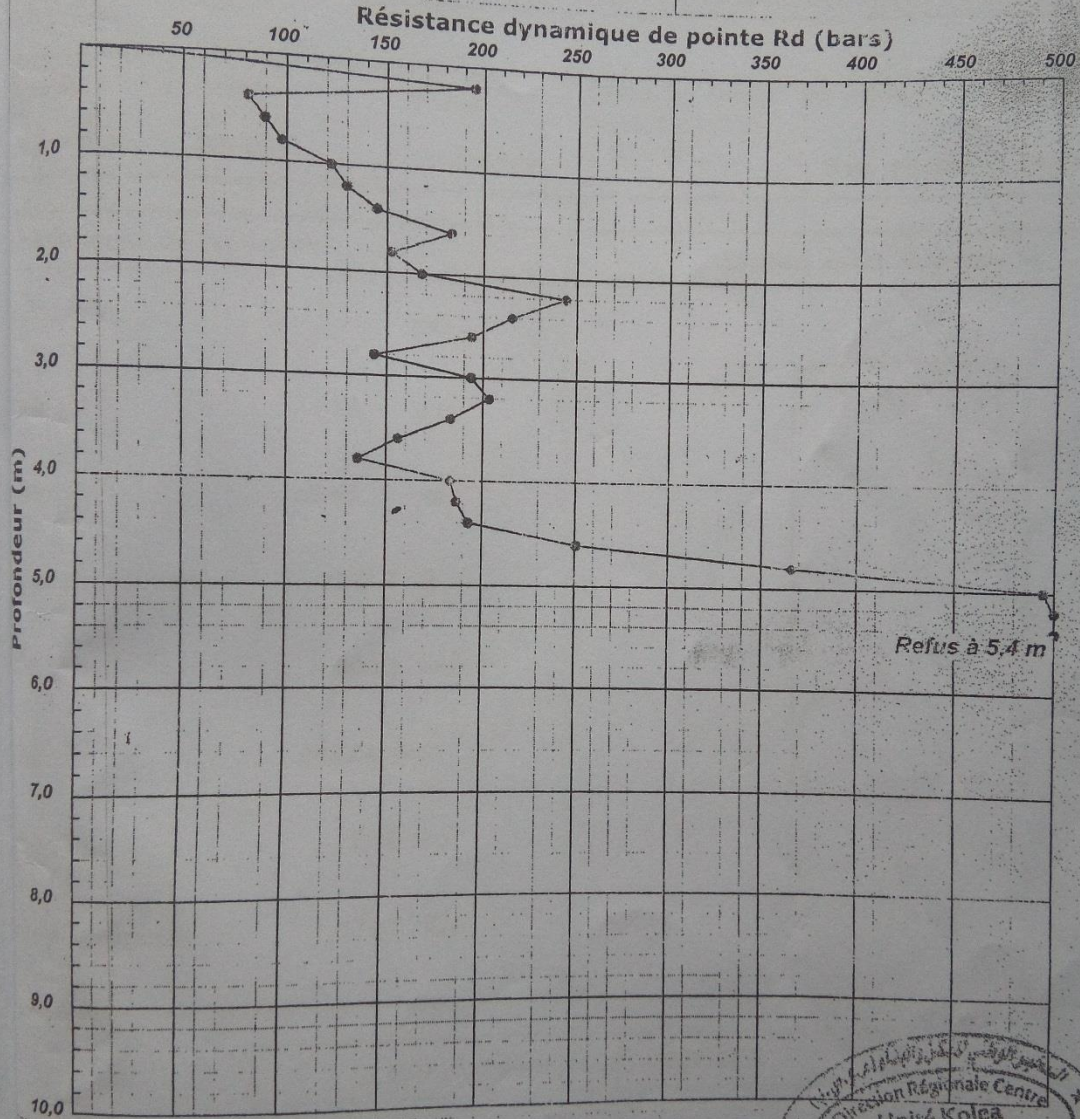
Annexe A. 3. Résultat de l'essai PDL 05.

Essai de Pénétration Dynamique

Type B : NF P94 - 114

INTITULE : OUVRAGE D'ART SUR OUED MOUZAIA AU PK 29+900
 N° DOSSIER : 48-2016
 LIEU : MOUZAIA
 CLIENT : GESI-TP
 DATE ESSAIS : 29/05/2016 au 14/06/2016

Référence essai : PDL 08
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X :
 Y :



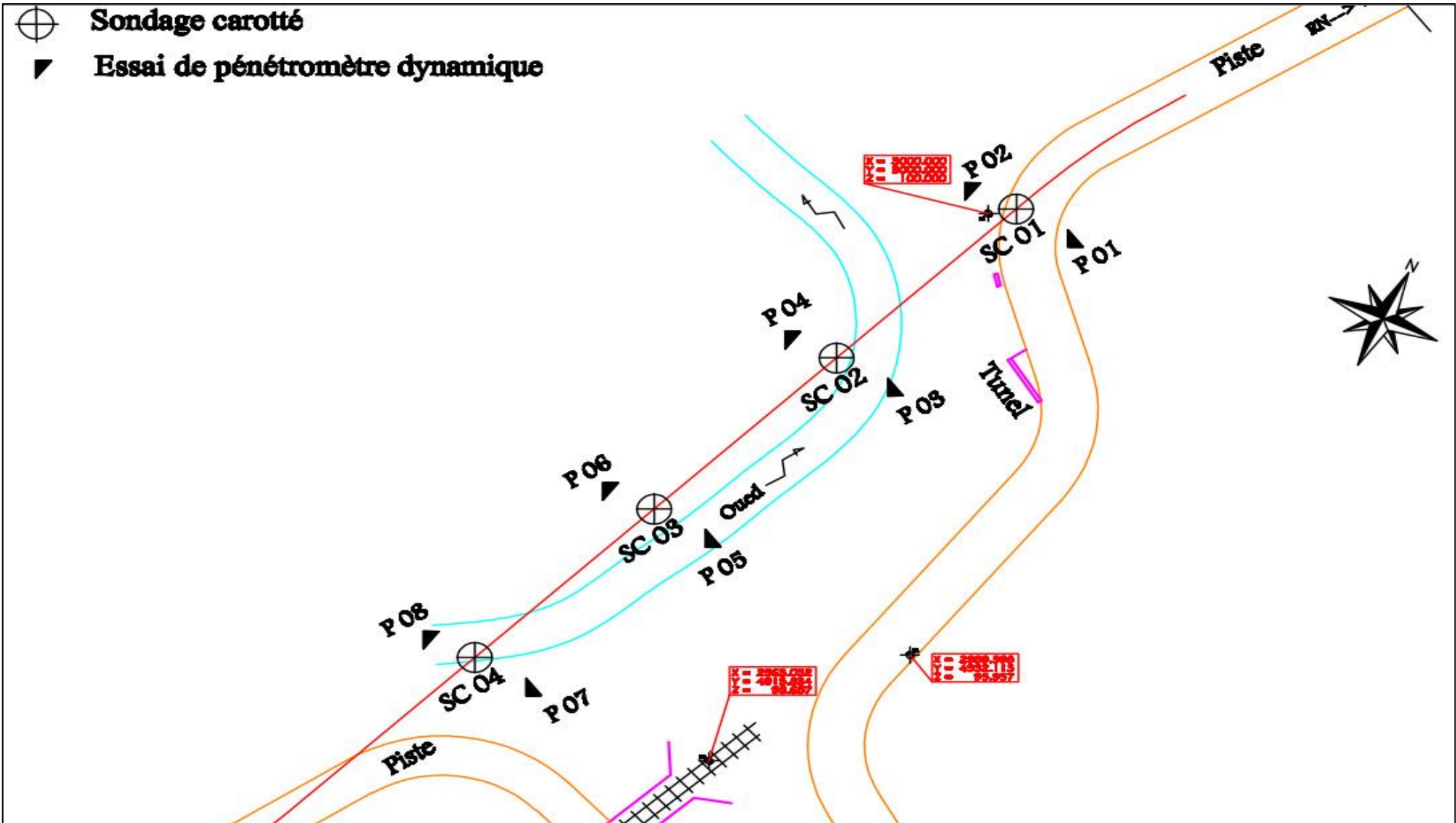
Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
 Masse du Mouton (m) : 64 kg
 Hauteur de chute (H) : 0.75 m
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm



Annexe A. 4. Résultat de l'essai PDL 08.



ANNEXES B

Théta=0.45		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7355	0,8811	1,0194	1,1304	1,1783	1,1304	1,0194	0,8811	0,7355
b/4	0,073	0,3495	0,6242	0,8902	1,1305	1,3144	1,4148	1,4671	1,5059
b/2	-0,5152	-0,1402	0,238	0,6242	1,0194	1,4148	1,7857	2,1063	2,4061
3b/4	-1,064	-0,606	-0,1402	0,3495	0,8811	1,4671	2,1063	2,7708	3,434
b	-1,6003	-1,064	-0,5152	0,073	0,7355	1,5059	2,4061	3,434	4,5496
Théta=0.45		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8933	0,9458	1,0032	1,0577	1,085	1,0577	1,0032	0,9458	0,8933
b/4	0,7355	0,8029	0,8804	0,9688	1,0577	1,1214	1,1318	1,1152	1,0938
b/2	0,6142	0,6881	0,7748	0,8804	1,0032	1,1318	1,2405	1,3013	1,34
3b/4	0,5202	0,5969	0,6881	0,8029	0,9458	1,1152	1,3013	1,4809	1,6291
b	0,4418	0,5202	0,6142	0,7355	0,8933	1,0938	1,34	1,6291	1,9476

III. Annexe B. 1. Les valeurs de coefficient K0 et K1 pour $\theta = 0.45$.

IV. Annexe B. 2. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour $\theta = 0.45$.

V. Annexe B. 3. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour chaque poutres.

Théta=0.45		K Alfa							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,81155199	0,91228228	1,01159238	1,09536211	1,1333339	1,095362106	1,01159238	0,91228228	0,81155199
0,25	0,39229305	0,56801693	0,74767604	0,92808141	1,09541391	1,221383307	1,27840765	1,29750117	1,30728767
0,28571429	0,34041066	0,52387175	0,711824	0,90230921	1,08343941	1,229529642	1,31334083	1,35761941	1,39085961
0,5	0,02911633	0,25900066	0,49671171	0,74767604	1,01159238	1,278407648	1,52293989	1,71832882	1,89229121
0,57142857	-0,06505747	0,17749755	0,42879427	0,69634487	0,98321807	1,28386294	1,5787653	1,84141499	2,08424379
0,75	-0,300492	-0,02626021	0,25900066	0,56801693	0,91228228	1,29750117	1,71832882	2,14913041	2,56412524
0,85714286	-0,43575526	-0,14378812	0,1604788	0,4927067	0,86911216	1,301695386	1,79288413	2,32698534	2,87759792
1	-0,61610628	-0,300491998	0,029116335	0,392293051	0,81155199	1,307287674	1,892291213	2,564125241	3,295561481
b/4	0,392293051	0,568016935	0,747676045	0,92808141	1,095413911	1,221383307	1,278407648	1,29750117	1,307287674
b/2	0,029116335	0,259000655	0,496711713	0,747676045	1,011592381	1,278407648	1,522939892	1,718328821	1,892291213
3b/4	-0,300491998	-0,02626021	0,259000655	0,568016935	0,91228228	1,29750117	1,718328821	2,149130405	2,564125241
b	-0,61610628	-0,300491998	0,029116335	0,392293051	0,81155199	1,307287674	1,892291213	2,564125241	3,295561481

VI. Annexe B. 4. Les valeurs de $\epsilon\alpha$ en section courante

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1031	0.1348	0.1601	0.1842	0.2037	0.1748	0.1571	0.1378	0.1245
b/4	0.0370	0.0711	0.1027	0.1440	0.1847	0.2217	0.2212	0.1985	0.1840
b/2	-0.0183	0.0222	0.0645	0.1042	0.1621	0.2229	0.2833	0.2815	0.2835
3b/4	-0.0666	-0.0203	0.0280	0.0808	0.1400	0.2101	0.2900	0.3793	0.4039
b	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0793	0.1282	0.1583	0.1898	0.2215	0.1898	0.1583	0.1282	0.0793
b/4	0.0169	0.0554	0.0983	0.1436	0.1908	0.2392	0.2256	0.1885	0.1584
b/2	-0.0335	0.0089	0.0537	0.1013	0.1625	0.2290	0.3202	0.2841	0.2591
3b/4	-0.0753	-0.0285	0.0206	0.0747	0.1385	0.2118	0.3010	0.4071	0.3865
b	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

VII. Annexe B. 5. Les valeurs de $\epsilon'\alpha$ en section sur appuis

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1031	0.1348	0.1601	0.1842	0.2037	0.1748	0.1571	0.1378	0.1245
0.25	0.0370	0.0711	0.1027	0.1440	0.1847	0.2217	0.2212	0.1985	0.1840
0.28571429	0.0291	0.0642	0.0973	0.1383	0.1814	0.2219	0.2301	0.2103	0.1982
0.5	-0.0183	0.0222	0.0645	0.1042	0.1621	0.2229	0.2833	0.2815	0.2835
0.57142857	-0.0321	0.0101	0.0541	0.0975	0.1558	0.2192	0.2852	0.3095	0.3179
0.75	-0.0666	-0.0203	0.0280	0.0808	0.1400	0.2101	0.2900	0.3793	0.4039
0.85714286	-0.0853	-0.0363	0.0147	0.0707	0.1344	0.2099	0.2977	0.3973	0.4644
1	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

VIII. Annexe B. 6. $\epsilon\alpha$ de chaque poutre (section courante)

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0793	0.1282	0.1583	0.1898	0.2215	0.1898	0.1583	0.1282	0.0793
0.25	0.0169	0.0554	0.0983	0.1436	0.1908	0.2392	0.2256	0.1885	0.1584
0.28571429	0.0097	0.0488	0.0920	0.1375	0.1868	0.2377	0.2391	0.2022	0.1728
0.5	-0.0335	0.0089	0.0537	0.1013	0.1625	0.2290	0.3202	0.2841	0.2591
0.57142857	-0.0455	-0.0018	0.0443	0.0937	0.1556	0.2241	0.3147	0.3193	0.2955
0.75	-0.0753	-0.0285	0.0206	0.0747	0.1385	0.2118	0.3010	0.4071	0.3865
0.85714286	-0.0903	-0.0410	0.0104	0.0672	0.1335	0.2109	0.3040	0.4131	0.4545
1	-0.1103	-0.0578	-0.0031	0.0572	0.1269	0.2097	0.3079	0.4212	0.5451

IX. Annexe B. 7. ϵ'_{α} de chaque poutre (section d'appui)

X. Annexe B. 8. Tableau récapitulatif des moment fléchissant de chaque poutre (KN.m).

		M0 (KN.m)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K α moy	M réel (KN.m)	K α moy	M réel (KN.m)	K α moy	M réel (KN.m)	K α moy	M réel (KN.m)	
Poids propre		4273,2	1	4273,2	1	4273,2	1	4273,2	1	4273,2	
Surcharge A(1)	1 voie	733,700	1,052	771,643	1,249	916,706	1,405	1030,911	1,528	1121,073	
	2 voies	1467,400	1,052	1543,286	1,034	1517,921	0,996	1461,719	0,945	1386,421	
Surcharge B	Bc	1 file	612,043	1,075	658,221	1,213	742,194	1,288	788,066	1,335	817,108
		2 files	1134,943	1,075	1220,574	1,054	1195,861	0,993	1127,112	0,919	1043,325
	Bt	1 tandem	452,586	1,065	482,004	1,230	556,680	1,350	610,991	1,430	647,198
		2 tandems	912,071	1,065	971,356	1,043	950,834	0,998	909,791	0,933	850,507
	Br	122,156	1,133	138,443	1,083	132,348	0,983	120,106	0,869	106,167	
Convoie	Mc120	1241,500	1,066	1323,687	1,047	1300,285	0,994	1234,361	0,925	1148,201	
	D240	2117,140	1,115	2359,619	1,071	2266,861	0,988	2091,668	0,889	1882,799	
Trottoirs	T gauche chargé	42,179	0,873	36,830	0,453	19,098	0,084	3,551	0,266	11,203	
	T droite chargé	42,179	0,873	36,830	1,370	57,796	1,935	81,621	2,541	107,167	
	2 chargés	84,357	0,873	73,661	0,912	76,894	1,010	85,173	1,403	118,370	

XI. Annexe B. 9. Tableau récapitulatif des efforts tranchants de chaque poutre (KN).

		T0 (KN)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			ξ _{amoy}	T (KN)	ξ _{amoy}	T (KN)	ξ _{amoy}	T (KN)	ξ _{amoy}	T (KN)	
Poids propre		502,714	1	502,714	1	502,714	1	502,714	1	502,714	
Surcharge A(l)	1 voie	86,3171	0,1765	15,2362	0,2247	19,3967	0,2557	22,0725	0,2556	22,0627	
	2 voies	172,6429	0,1765	30,4739	0,1718	29,6600	0,1654	28,5601	0,1504	25,9680	
Surcharge B	Bc	1 file	86,0203	0,1892	16,2750	0,2181	18,7567	0,2348	20,1933	0,2191	18,8427
		2 files	159,5129	0,1892	30,1798	0,1781	28,4013	0,2713	43,2679	0,1445	23,0416
	Bt	1 tandem	57,0333	0,1828	10,4257	0,2226	12,6956	0,2492	14,2127	0,2368	13,5026
		2 tandems	114,9367	0,1828	21,0104	0,1755	20,1743	0,1678	19,2835	0,1471	16,9043
	Br	15,0810	0,2215	3,3404	0,1668	2,5155	0,1556	2,3466	0,1335	2,0133	
Convoie	Mc120	153,2714	0,1789	27,4203	0,1799	27,5735	0,1661	25,4584	0,1454	22,2780	
	D240	1743,6000	0,2008	350,0822	0,1865	325,1814	0,1584	276,1427	0,1376	239,9085	
Trottoirs	T gauche chargé	5,2071	0,8732	4,5469	0,4528	2,3578	0,0191	0,0996	0,0579	0,3013	
	T droite chargé	5,2071	0,8732	4,5469	1,3703	7,1352	0,3094	1,6111	0,4645	2,4189	
	2 chargés	10,4143	0,8732	9,0938	0,9115	9,4930	0,1643	1,7107	0,2612	2,7202	

ANNEXES C

Annexe C. 1. Les valeurs des pertes en %.

Abscisses	Câbles	Les pertes								Pertes totale (%)
		Instantané (%)				déféré (%)				
		Frottement	Reculé d'ancrage	Raccourcissement du béton	Totale (%)	Relaxation	Retrait	Fluage	Totale (%)	
0,00	Câble 1	4,00	9,35	0,89	14,24	3,29	2,68	3,28	9,26	23,50
	Câble 2	1,87	8,66	0,56	11,09	3,75	2,68	2,06	8,49	19,58
	Câble 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	Câble 1	3,21	9,08	0,75	13,04	3,46	2,68	2,74	8,89	21,93
	Câble 2	1,46	8,43	0,67	10,56	3,83	2,68	2,26	8,77	19,32
	Câble 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4,375	Câble 1	3,04	6,81	0,74	10,59	3,82	2,68	2,79	9,30	19,89
	Câble 2	1,77	6,48	1,42	9,67	3,96	2,68	2,67	9,31	18,98
	Câble 3	2,71	4,30	0,96	7,96	4,23	0,00	4,62	8,85	16,81
8,75	Câble 1	2,48	4,60	2,01	9,10	4,05	2,68	1,54	8,27	17,37
	Câble 2	2,48	4,59	2,52	9,59	3,97	2,68	1,89	8,55	18,14
	Câble 3	3,50	2,28	0,61	6,39	4,48	2,68	2,80	9,96	16,35
13,125	Câble 1	2,59	2,23	3,27	8,09	4,21	2,68	1,09	7,98	16,07
	Câble 2	2,59	2,55	3,39	8,53	4,14	2,68	1,15	7,97	16,49
	câble 3	2,04	0,00	2,20	4,23	4,81	2,68	0,81	8,30	12,54
17,5	câble 1	3,44	0,00	3,71	7,15	4,35	2,68	1,38	8,42	15,57
	câble 2	3,44	0,00	3,71	7,15	4,35	2,68	1,38	8,42	15,57

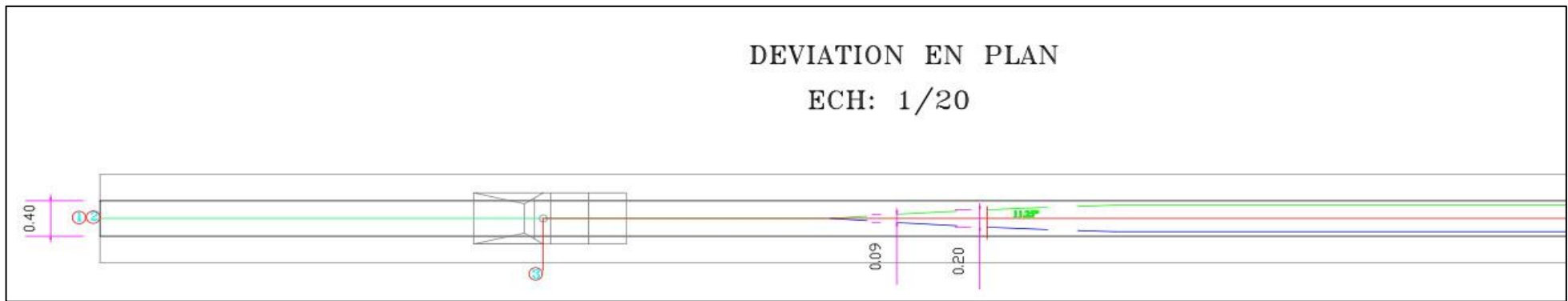
	câble 3	2,53	0,00	2,82	5,36	4,64	2,68	0,86	8,19	13,55
--	---------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------

Annexe C. 2. Les valeurs des pertes en %.

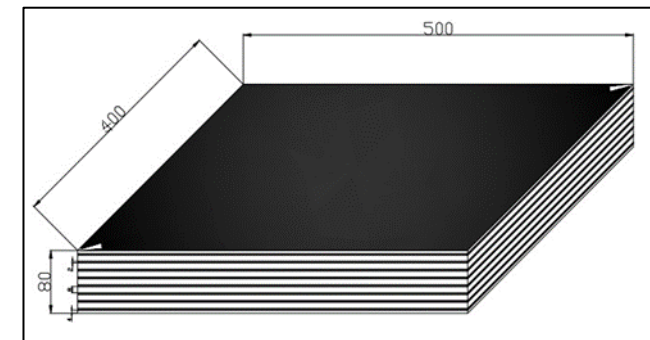
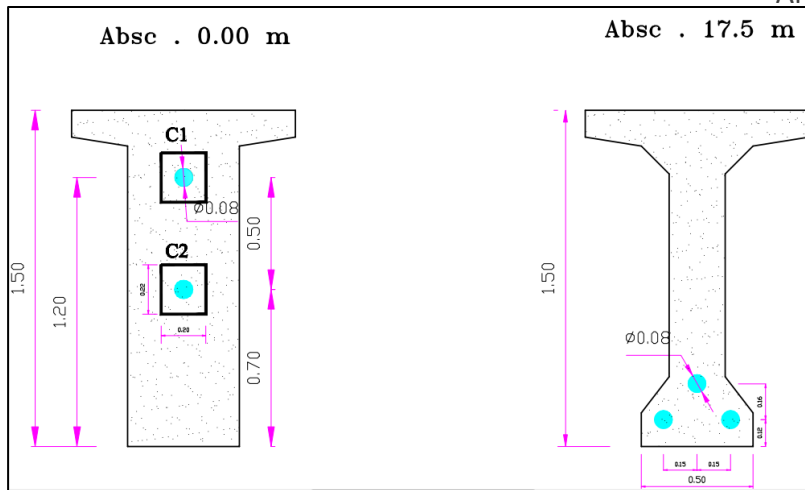
Position (m)	0	L/8	L/4	L/2
$\Sigma \cos \alpha_i$	1,969	2,865	2,865	3,000
P	2,083	2,083	2,083	2,083
$P \cdot \Sigma \cos \alpha_i$	4,101	5,966	5,966	6,248
P_f	4,101	5,966	5,966	6,248
B_h	1,182	1,016	0,920	0,920
V_h	0,705	0,673	0,626	0,626
V'_h	1,045	1,077	1,124	1,124
ρ_h	0,381	0,370	0,434	0,434
C	0,478	0,364	0,385	0,380
C'	0,862	0,673	0,793	0,779
M_{\min} (MN.m)	0	1,87	3,12	6,63
M_{\max} (MN.m)	0	3,062	4,906	4,275
M_{\min}/P_i	0	0,313	0,523	1,061
M_{\max}/P_i	0	0,513	0,822	0,684
$-M_{\min}/P_i - C'$	-0,862	-0,987	-1,315	-1,840
$-M_{\max}/P_i + C$	0,478	-0,150	-0,437	-0,304
e_1	0,478	-0,150	-0,437	-0,304
e_2	-0,862	-0,987	-1,315	-1,840
e_p	-0,095	-0,207	-0,650	-0,954
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

	Section	Abscisse	P (MN)	P/B	Contrainte due au moment de pré			Contrainte due au poids propre			Contrainte totale		Interprétation
					Mp (MN.m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	Mg (MN.m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (MPa)	
1ère étape	About	0,0	1,150	2,8594	0,3261	1,3467	-1,5863	0,0000	0,0000	0,0000	4,2061	1,2731	Vérifié
		0,5	1,150	2,8594	0,1420	0,5864	-0,6907	0,1176	0,4854	-0,5718	3,9312	1,5969	
	Médiane	4,7	1,150	3,4352	-0,5386	-2,4832	3,0377	0,9553	4,4044	-5,3880	5,3565	1,0850	
		8,8	1,150	4,2385	-1,1814	-5,4471	6,6635	1,5251	7,0320	-8,6022	5,8234	2,2998	
		13,2	1,150	4,2385	-1,5267	-7,0389	8,6107	1,8668	8,6071	-10,5291	5,8067	2,3202	
		17,5	1,150	4,2385	-1,6532	-7,6226	9,3247	1,9218	8,8606	-10,8392	5,4766	2,7240	
2ème étape	About	0,0	2,264	5,6257	0,6417	2,6495	-3,1209	0,0000	0,0000	0,0000	8,2752	2,5048	Vérifié
		0,5	2,264	5,6257	0,2794	1,1536	-1,3589	0,1299	0,5295	-0,6320	7,3088	3,6348	
	Médiane	4,7	2,264	6,7586	-1,0596	-4,8855	5,9765	1,0613	4,8933	-5,9860	6,7664	6,7490	
		8,8	2,264	8,3390	-2,3243	-10,716	13,1099	1,7060	7,8656	-9,6221	5,4878	11,8269	
		13,2	2,264	8,3390	-3,0036	-13,848	16,9410	2,1102	9,7293	-11,9019	4,2197	13,3781	
		17,5	2,264	8,3390	-3,2526	-14,996	18,3457	2,2076	10,1785	-12,4514	3,5206	14,2333	
3ème étape	About	0,0	2,189	5,4394	0,6204	2,5617	-3,0176	0,0000	0,0000	0,0000	8,0011	2,4218	Vérifié
		0,5	2,189	5,4394	0,2701	1,1154	-1,3139	0,1979	0,8066	-0,9627	7,3615	3,1627	
	Médiane	4,7	2,189	6,5348	-1,0245	-4,7237	5,7786	1,6197	7,4681	-9,1357	9,2791	3,1776	
		8,8	2,189	8,0629	-2,2474	-10,362	12,6758	2,6096	12,0321	-14,7189	9,7330	6,0197	
		13,2	2,189	8,0629	-2,9041	-13,390	16,3800	3,2394	14,9360	-18,2712	9,6088	6,1717	
		17,5	2,189	8,0629	-3,1449	-14,500	17,7382	3,4072	15,7093	-19,2173	9,2719	6,5838	
4ème étape	About	0,0	2,189	3,7910	0,6204	1,3074	-1,9818	0,0000	0,0000	0,0000	5,0984	1,8092	Vérifié
		0,5	2,189	3,7910	0,2701	0,5693	-0,8629	0,1979	0,4171	-0,6323	4,7774	2,2958	
	Médiane	4,7	2,189	6,4097	-1,0245	-2,2533	4,1977	1,6197	3,5623	-6,6364	7,7187	3,9710	
		8,8	2,189	7,3316	-2,1780	-4,7901	8,9237	2,6096	5,7395	-10,6922	8,2810	5,5631	
		13,2	2,189	7,3316	-3,7980	-8,3530	15,5611	3,2394	7,1246	-13,2727	6,1033	9,6200	
		17,5	2,189	7,3316	-4,3671	-9,6049	17,8931	3,4072	7,4935	-13,9599	5,2203	11,2649	
5ème étape	Médiane	17,5	2,189	7,3316	-4,3671	-9,6049	17,8931	6,6320	14,5861	-26,5193	12,3129	-1,2946	Vérifié

Annexe C. 3. Les valeurs des contraintes normales.



Annexe C. 4. Schéma de câblage



FigureXI-1:détails de la culée'appui

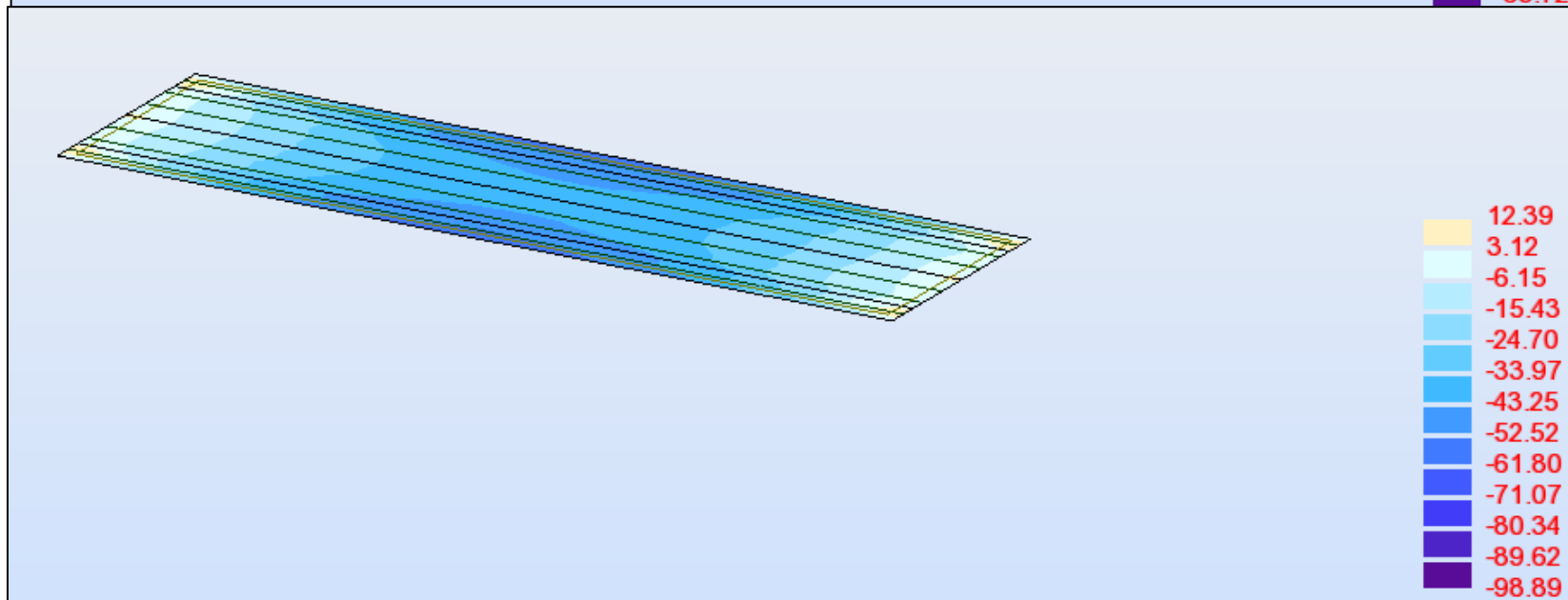
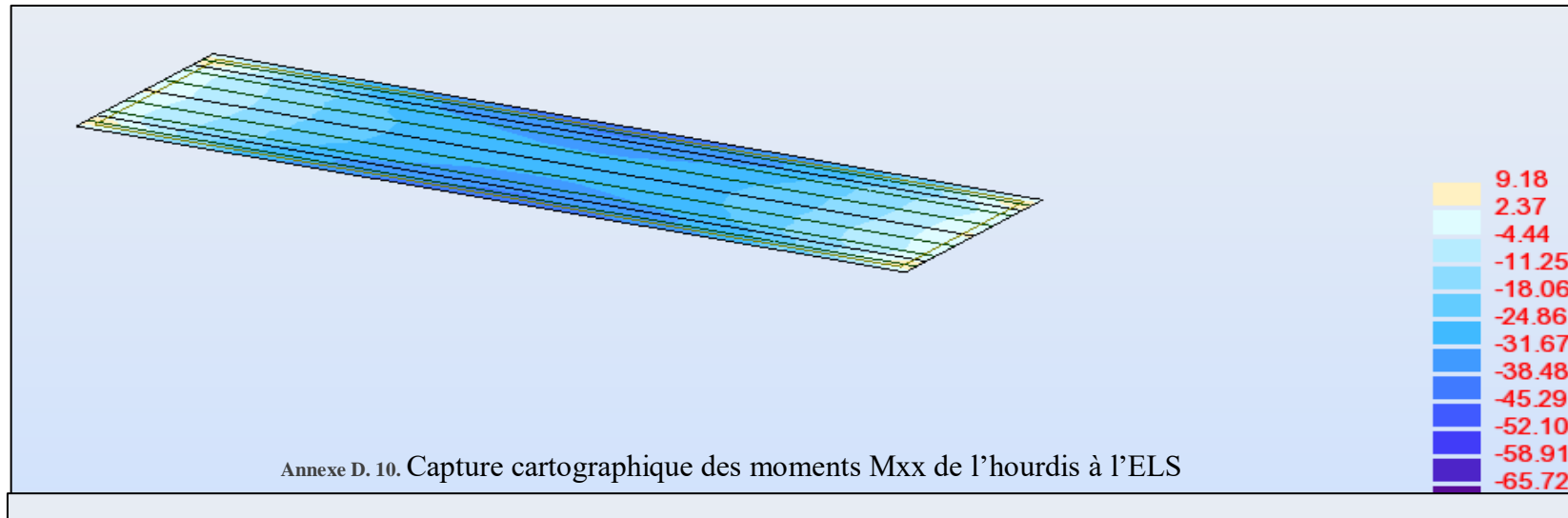
ANNEXE D

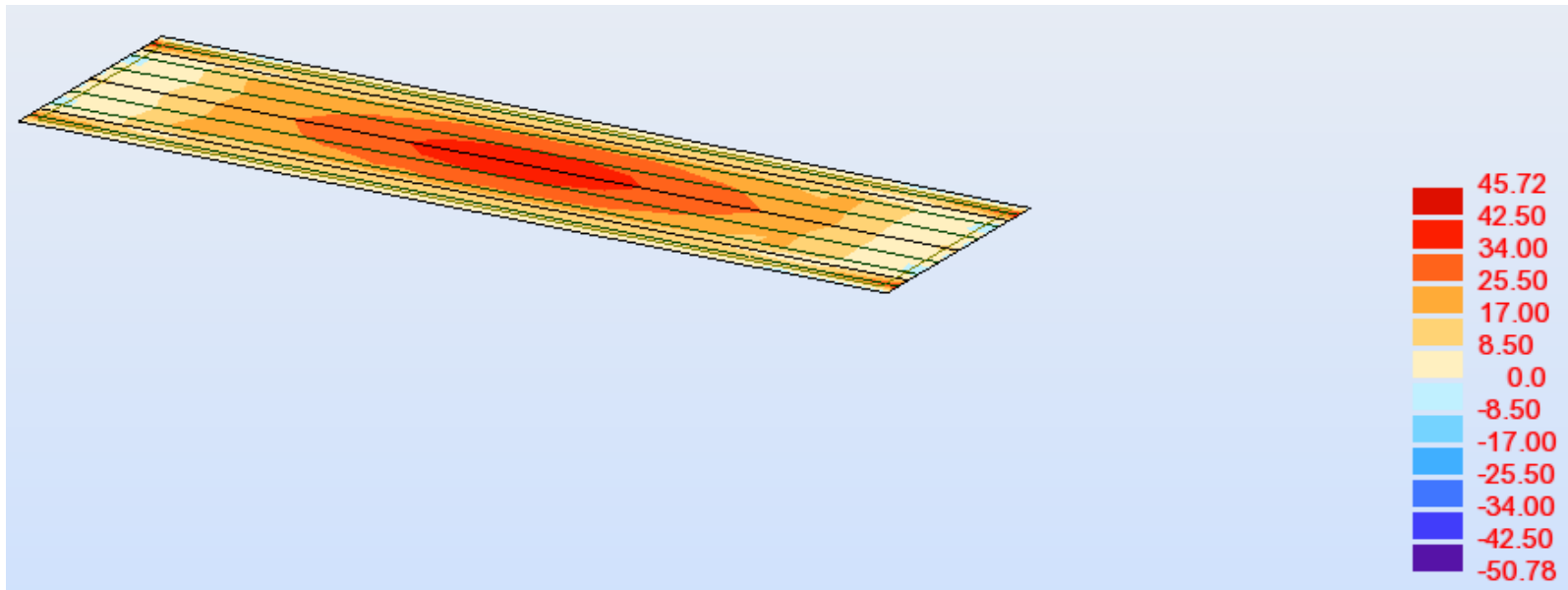
Annexe D. 1. Détail de calcul de la stabilité de culée.

Eléments	CAS NORMAL				
	V (KN)	H (KN)	Z (m)	MR(KN.m)	MS
Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45
Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68
Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840
Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77
Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032
Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911
Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76
Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,725	--	661,5
TERRES					
Poussée des terres	--	1943,04	4,167	9596	
Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134
Surcharge sur remblai					
Poussée "R"	--	374,157	6,635	2482,529	--
Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632
SURCHARGE SUR TROTOIRES					
Sur tablier	73	--	1,45	--	105,85
Sur culée	27	--	5,45	--	147,15
Freinage sur tablier Bc	--	0	11,77	0	--
Surcharge roulantes sur tablier A(l)	0	--	1,45	--	0
Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5
TOTAL	19879,58	2317,20		12078,53	69100,43

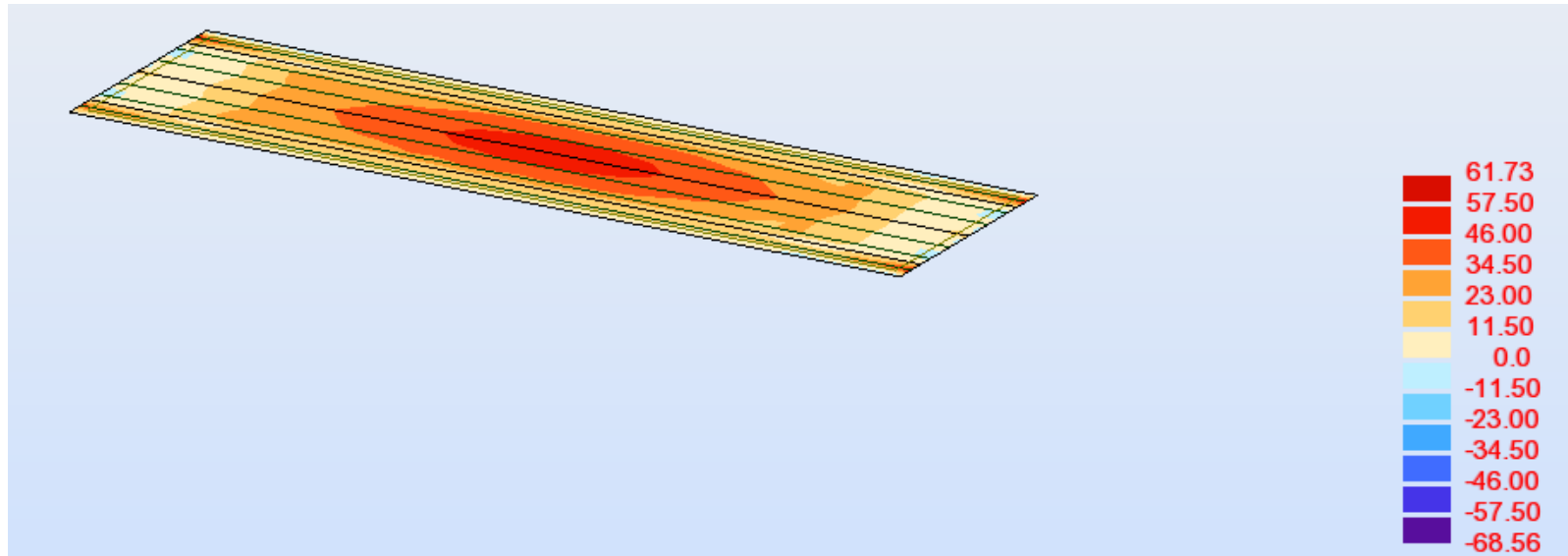
Eléments	CAS SISMIQUE 1				
	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M _R	M _S (KN.m)
Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45
Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68
Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840
Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77
Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032
Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911
Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76
Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,73	--	661,5
TERRES					
Poussée des terres	--	3164,8	4,167	15629,848	
Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134
SURCHARGES				2443,182	
Surcharge sur remblai					
Poussée "R"	--	609,422	6,64	4043,514	--
Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632
SURCHARGE SUR TROTOIRES					
Sur tablier	87,6	--	1,45	--	127,02
Sur culée	2,4	--	5,45	--	13,08
Freinage sur tablier Bc	--			0	--
Surcharge roulantes sur tablier	0	--	1,45	--	0
Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5
TOTAL	19869,58	3774,22		19673,36	68987,53

CAS SISMIQUE 2						CAS SISMIQUE 3					
Eléments	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M _R	M _S (KN.m)	Eléments	V (KN)	H (KN)	Z (m)	M _R	M _S (KN.m)
Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45	Poids propre tablier	3521	--	1,45	--	5105,45
Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68	Mur garde grève	151,8	--	2,6	--	394,68
Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840	Mur de fraont	2400	--	1,6	--	3840
Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77	Dés d'appuis	2,6	--	1,45	--	3,77
Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032	Mur en retour 1	160	--	6,45	--	1032
Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911	Mur en retour 2	325	--	5,88	--	1911
Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76	Mur en retour 3	591,3	--	5,2	--	3074,76
Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,725	--	661,5	Poids de trottoirs sur culée	140	--	4,725	--	661,5
TERRES						TERRES					
Poussée des terres	--	3002,88	4,167	14830,182		Poussée des terres	--	2886,592	4,167	14255,876	
Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134	Poids de terres	9070,464	--	4,6		41724,134
SURCHARGES	--	--	--	2318,182	--	SURCHARGES				2228,409	
Surcharge sur remblai						Surcharge sur remblai					
Poussée "R"	--	578,242	6,635	3836,636	--	Poussée "R"	--	555,849	6,635	3688,061	--
Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632	Poids "S"	529,92	--	4,6	--	2437,632
SURCHARGE SUR TROTOIRES						SURCHARGE SUR TROTOIRES					
Sur tablier	87,6	--	1,45	--	127,02	Sur tablier	87,6	--	1,45	--	127,02
Sur culée	2,4	--	5,45	--	13,08	Sur culée	2,4	--	5,45	--	13,08
Freinage sur tablier Bc	--	--	9,83	0	--	Freinage sur tablier Bc	--	--	9,83	0	--
Surcharge roulantes sur tablier	0	--	1,45	--	0	Surcharge roulantes sur tablier	0	--	1,45	--	0
Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5	Semelle	2887,5	--	3	--	8662,5
TOTAL	19869,58	3581,12		18666,82	68987,53	TOTAL	19869,58	3442,44		17943,94	68987,53

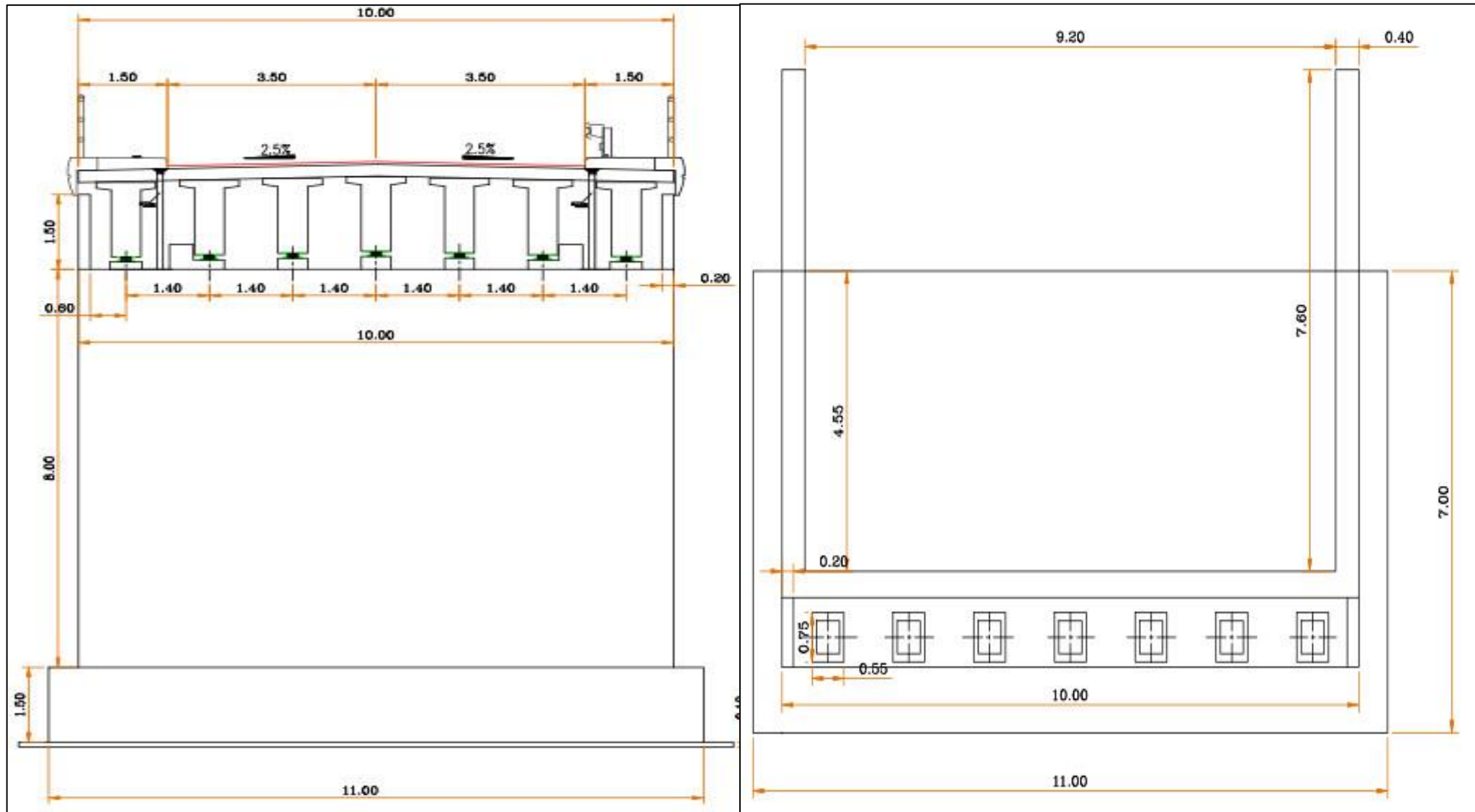




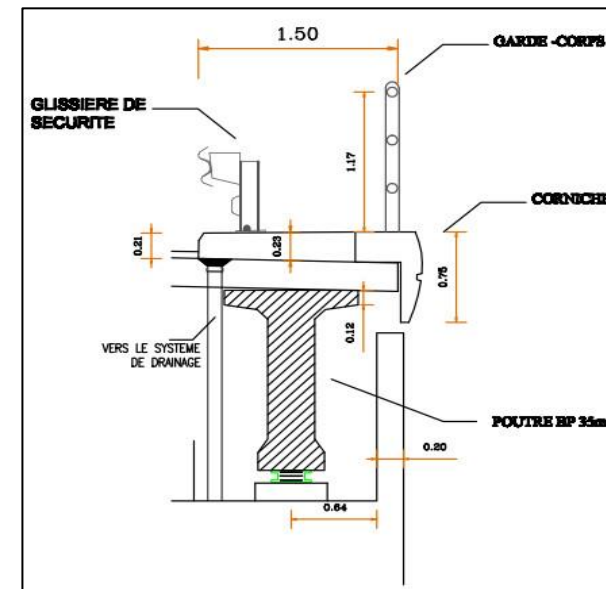
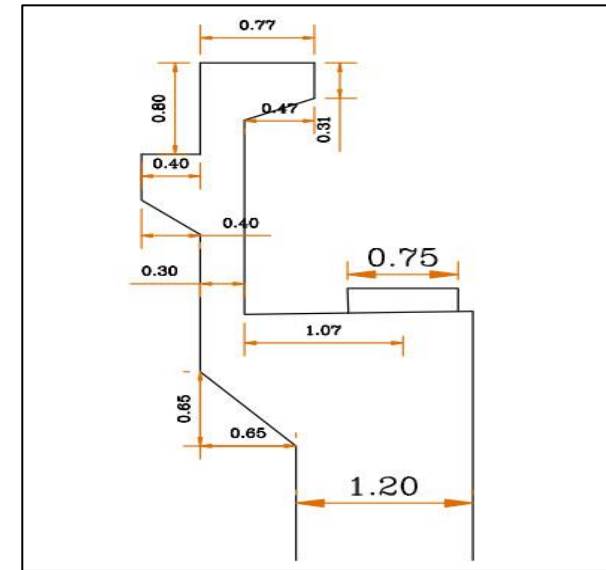
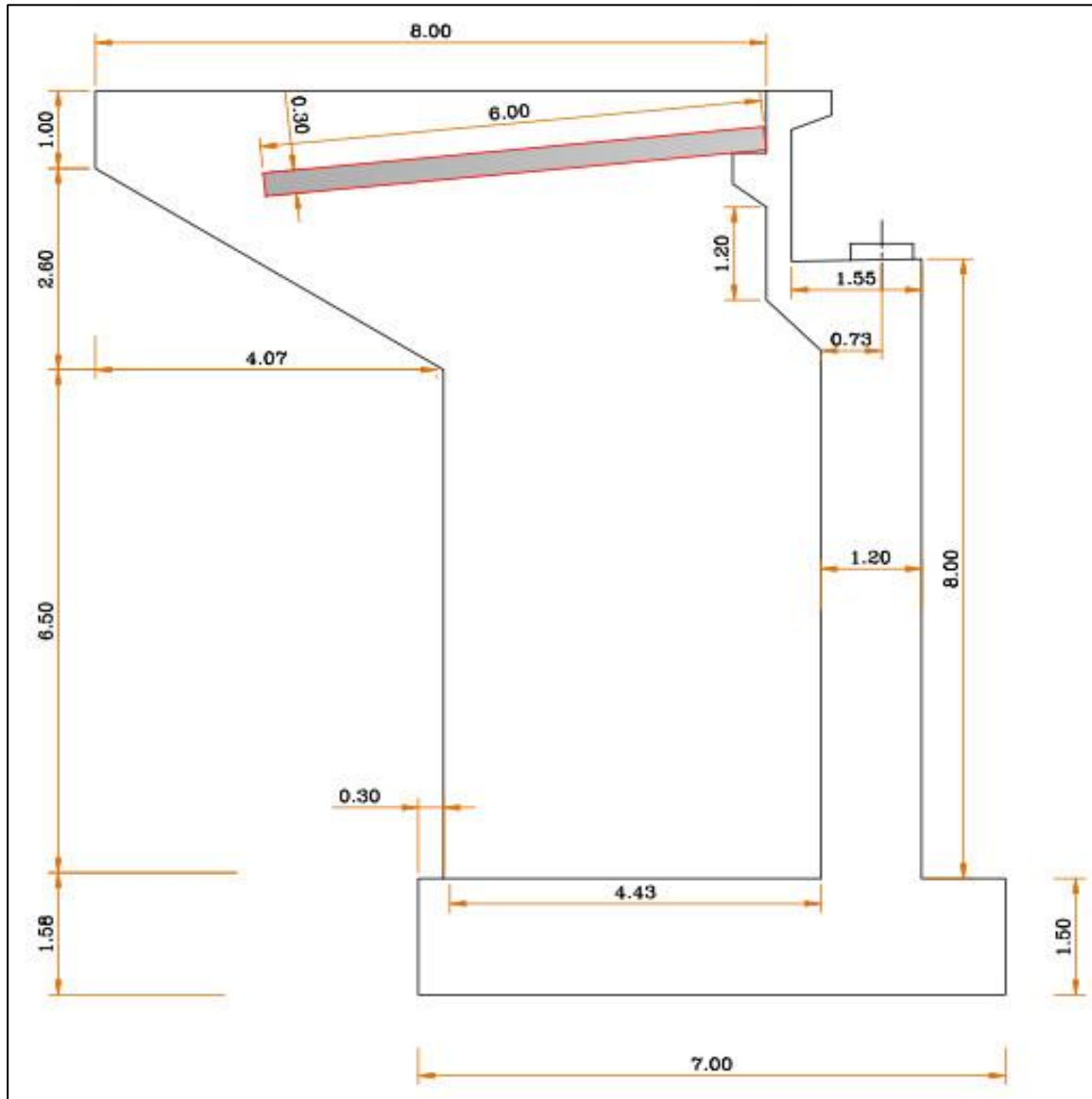
Annexe D. 12. Capture cartographique des moments M_{yy} de l'hourdis à l'ELS

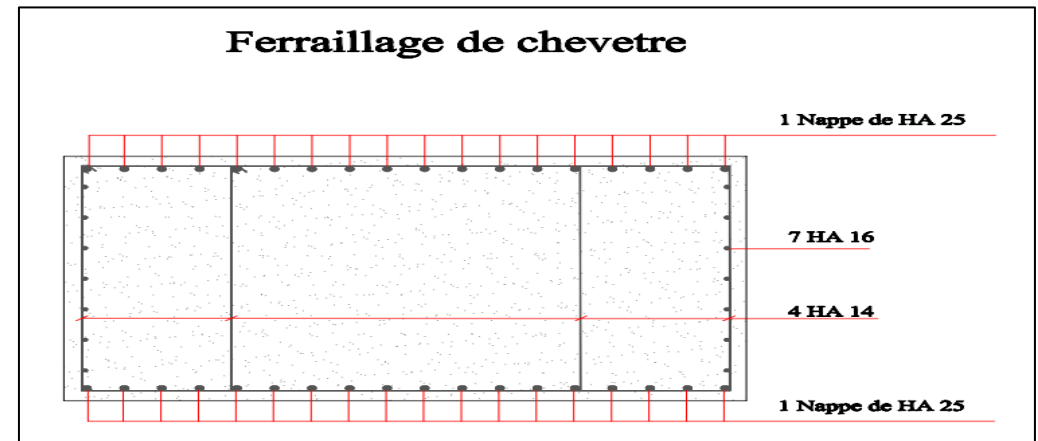
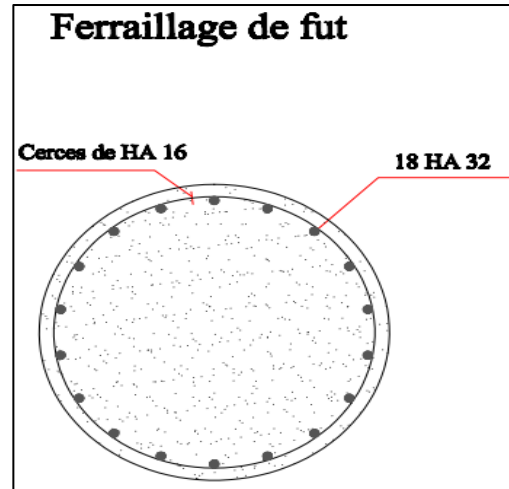


Annexe D. 13. Capture cartographique des moments M_{yy} de l'hourdis à l'ELU

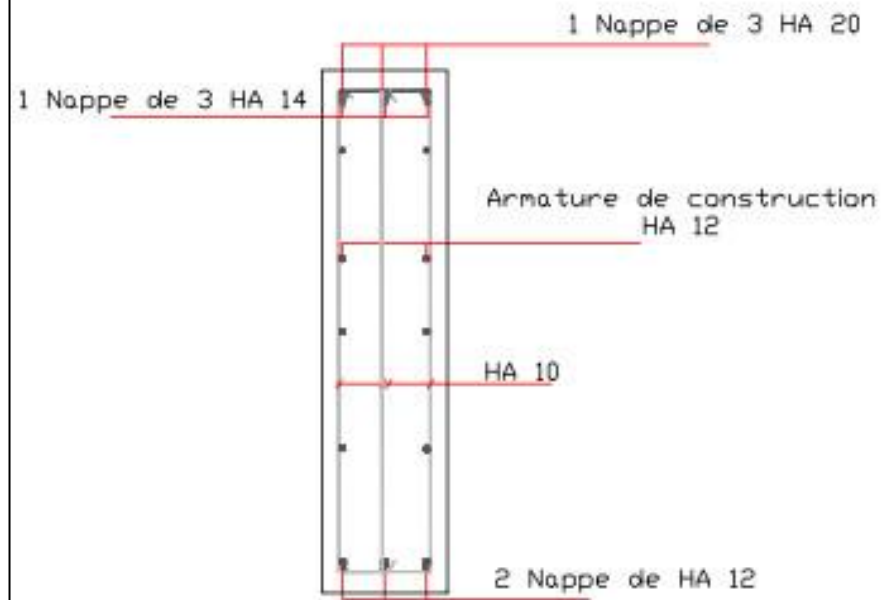


Annexe D. 14. Détail de coffrage de la culée C1

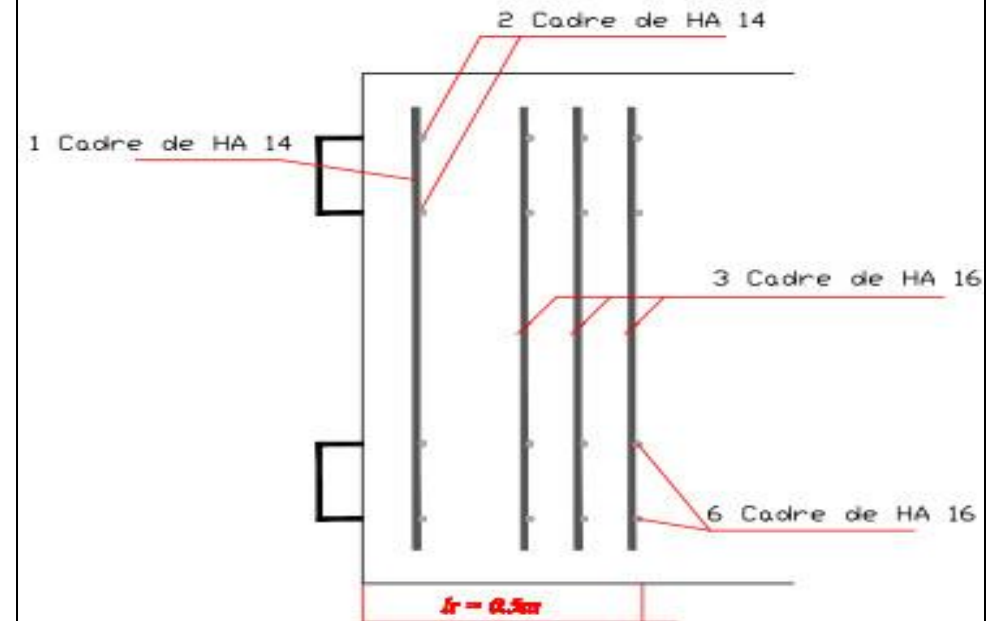




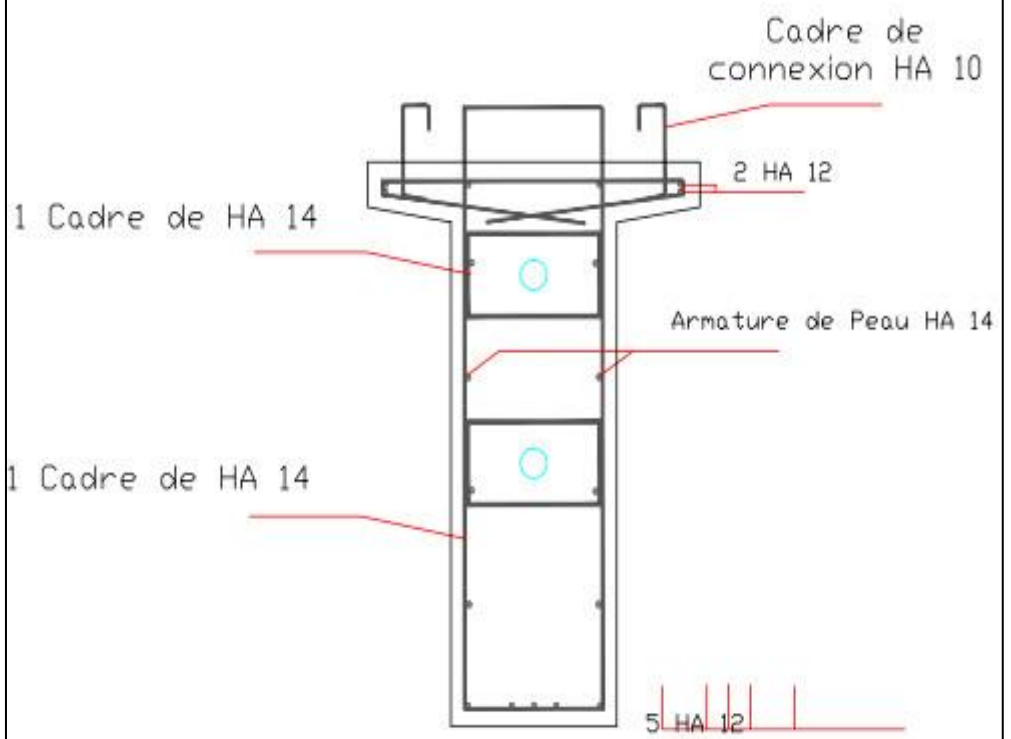
Ferrailage de l'entretoise



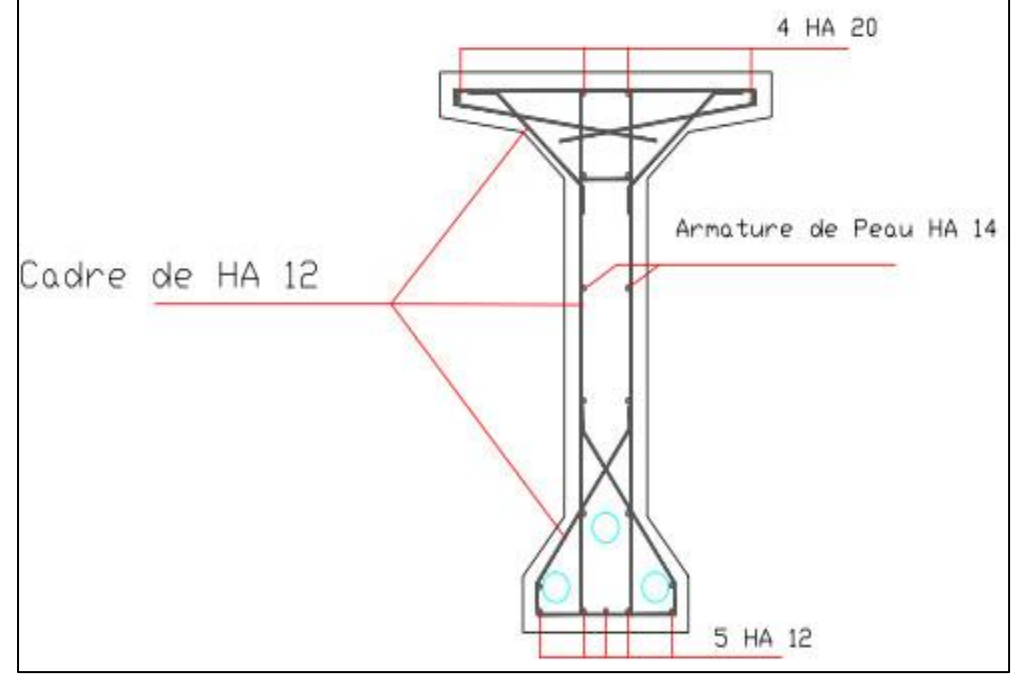
ZONE D'ABOUT



Ferrailage de la poutre section d'about



Ferrailage de la poutre section Médiane



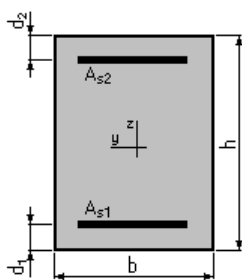
Annexe D. 2. Vérification de Section en Flexion Simple Pour l'Entretoise

Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section :



$b = 30.0$ (cm)

$h = 125.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures :

Section théorique	$A_{s1} = 4.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12.7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3.9$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.46$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.11$ (%)		

Moments limites :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	206.54	-638.63
Etat Limite de Service	114.69	-349.03
Etat Limite Ultime (Accidentel)	238.07	-737.03

Analyse par Etat :

Etat ELU	$M_{\max} = 206.54$	(kN*m)	$M_{\min} = -638.63$	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1.00		Pivot :	A
Position de l'axe neutre :	$y = 10.7$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 115.7$	(cm)		
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0.98$	(‰)		
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 104.7$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 114.69$ (kN*m) $M_{\min} = -349.03$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 14.04

Position de l'axe neutre : $y = 31.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 109.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1.2$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 17.8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 16.7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 238.07$ (kN*m) $M_{\min} = -737.03$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 9.7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 116.1$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.88$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 84.9$ (MPa)

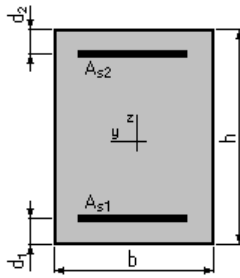
Annexe D. 3. Vérification de Section en Flexion Simple Pour le chevêtre.

. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique	$A_{s1} = 32.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 40.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 32.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 287.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0.63 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2.40 \text{ (\%)}$

Moments limites :

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	1563.65	-1950.73
Etat Limite de Service	866.11	-1075.15
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1802.82	-2249.44

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\text{max}} = 1563.65 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -1950.73 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 9.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 111.2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.89 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma'_s = 83.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\text{max}} = 866.11 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -1075.15 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 28.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 105.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma_s' = 68.3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\text{max}} = 1802.82$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -2249.44$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot:A

Position de l'axe neutre : $y = 8.7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 111.5$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.82$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 69.3$ (MPa)

Annexe D. 4. Vérification de Section en Flexion Déviée Composée Pour le fût.

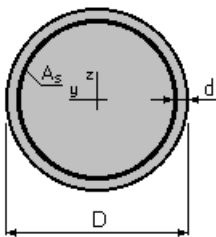
Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$D = 120.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique $A_s = 143.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 56.5$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.27$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.50$ (%)

maximum $\rho_{\text{max}} = 5.00$ (%)

4. Excentricité des charges :

Excentricité : $e_y = 0.0$ (cm) $e_z = 0.0$ (cm)

5. Résultats :

Capacités limites :

	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	21925.56	0.00	-0.00
Etat Limite de Service	21693.49	0.00	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	26850.39	0.00	-0.00

Analyse par Etat :

Etat ELU N = 21925.56 (KN) M_y = 0.00 (KN*m) M_z = -0.00 (KN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = +$ infini

Bras de levier : $Z = 54.7$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.00$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 400.0$ (MPa)

Etat ELS N = 21693.49 (KN) M_y = 0.00 (KN*m) M_z = -0.00 (KN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = +$ infini

Bras de levier : $Z = 54.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{tj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ Lim}} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA N = 26850.39 (KN) M_y = 0.00 (KN*m) M_z = -0.00 (KN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = + \infty$

Bras de levier : $Z = 54.7$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2.00$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 400.0$ (MPa)

Annexe D. 5. Vérification de Section en Flexion Simple Pour Mur garde grève.

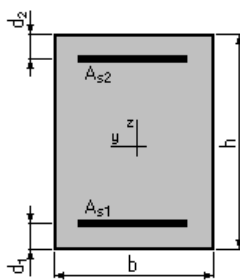
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 28.7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.15$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.12$ (%)

Moments limites :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	261.07	-0.00
Etat Limite de Service	153.10	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	307.16	-0.00

Analyse par Etat :**Etat ELU** $M_{max} = 261.07$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 10.2$ (cm)Bras de levier : $Z = 20.9$ (cm)Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 5.08$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)**Etat ELS** $M_{max} = 153.10$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.05

Position de l'axe neutre : $y = 11.0$ (cm)Bras de levier : $Z = 21.3$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 12.5$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{tj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 239.2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

 $\sigma_{s\ Lim} = 250.0$ (MPa)**Etat ELA** $M_{max} = 307.16$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot

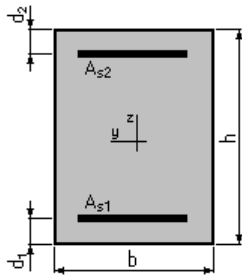
Position de l'axe neutre : $y = 9.0$ (cm)Bras de levier : $Z = 21.4$ (cm)Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 6.23$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)**Annexe D. 6. Vérification de Section en Flexion Simple Pour dalle de transition.****1. Hypothèses :****Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique	$A_{s1} = 21.1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0.84 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)} $		

Moments limites :

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	201.84	-0.00
Etat Limite de Service	172.62	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	235.86	-0.00

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\text{max}} = 201.84 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 7.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 22.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8.17 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\text{max}} = 172.62 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 9.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 21.7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ Lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA $M_{\max} = 235.86$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot

Position de l'axe neutre : $y = 6.6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 22.4$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 9.74$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

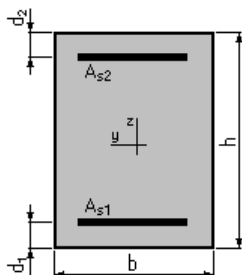
Annexe D. 7. Vérification de Section en Flexion Simple de Corbeau.

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section :



$b = 40.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 10.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 1.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.71$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Moments limites :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	136.73	-0.00

Etat Limite de Service	76.77	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	159.34	-0.00

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\max} = 136.73$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8.9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 31.4$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.40$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 76.77$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 12.9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 30.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9.7$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ Lim}} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 159.34$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 7.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 31.9$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2.88$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

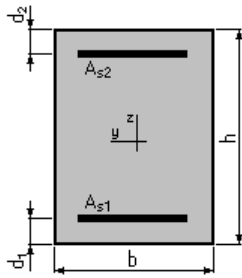
Annexe D. 8. Vérification de Section en Flexion Simple de la semelle de culé sens « xx ».

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique	$A_{s1} = 53.9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 52.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 14.5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0.73 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Moments limites :

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	3273.61	-3161.52
Etat Limite de Service	1818.42	-1757.71
Etat Limite Ultime (Accidentel)	3769.23	-3640.19

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\text{max}} = 3273.61 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -3161.52 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 139.6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.03 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma'_s = 122.5 \text{ (MPa)}$

Etat ELS $M_{\text{max}} = 1818.42 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -1757.71 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 35.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 133.1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma_s' = 68.4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ Lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 3769.23$ (kN*m) $M_{\min} = -3640.19$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13.0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 139.8$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.98$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 112.8$ (MPa)

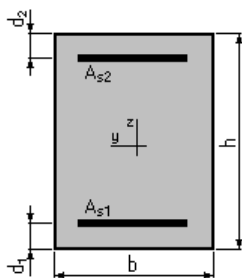
Annexe D. 8. Vérification de Section en Flexion Simple de la semelle de culé sens« yy ».

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 35.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 46.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 14.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.57$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Moments limites :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2191.58	-2821.45
Etat Limite de Service	1221.09	-1563.34
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2524.81	-3250.89

Analyse par Etat :

Etat ELU $M_{\max} = 2191.58$ (kN*m) $M_{\min} = -2821.45$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13.0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 139.8$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.98$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 120.5$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 1221.09$ (kN*m) $M_{\min} = -1563.34$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 34.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 133.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 67.7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ Lim}} = 250.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 2524.81$ (kN*m) $M_{\min} = -3250.89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 12.1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 140.1$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.91$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 107.3$ (MPa)

