

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
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE
D'ART AU PK27+908.577 POUR LA LIAISON
AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE
BEJAIA A L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

**AIOUAZ Meriem
HARKOUK Assia**

Encadré par :

**Mr BIREM Kamel
Dr. TAKI Mohamed**

Promotion 2018 /2019

REMERCIEMENT

Le plus grand merci revient à notre DIEU le tout puissant, clément et miséricordieux, de nous avoir guidés vers le droit chemin et qui nous a donné la force, la motivation, le courage et la patience pour accomplir cet humble travail.

En ce qui concerne ce travail nous remercions l'entreprise SAPTA, et monsieur BIREM KAMEL notre promoteur et monsieur TAKI MOHAMED notre Co-encadreur, de nous avoir assisté.

Nous tenons à exprimer toute nos reconnaissances et nos sincères remerciements et notre gratitude à monsieur BABAKHOUYA YUCEF pour sa patience, sa disponibilité et surtout de nous avoir orienté le long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions aussi monsieur CHERCHALI.A Pour le temps qu'il a consacré à nous aider.

Nous Souhaitons aussi exprimer, nos remerciements à nos professeurs de l'ENSTP qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de notre formation de qualité le long de notre cursus, sans oublier les membres du jury de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir examiné notre modeste travail.

Enfin un grand merci à nos CHERS PARENTS, pour leurs soutiens moraux et matériels, aussi pour leurs encouragements dans nos moments de désespoirs et à nos familles et à tous nos amis.

Merci

Dédicace

En cette heureuse occasion, j'aimerai exprimer tout mon amour et ma gratitude à ma source de soutien et de force, mon héro dans cette vie, qui a consacré toute sa vie pour que rien ne me manque, merci à mon papa chéri SADEK, qui sans lui jamais je ne serai là où je suis aujourd'hui ; J'aimerai aussi exploiter cette occasion pour dire à ma mère qu'elle est mon exemple dans cette vie, avec sa patience, sa force et son courage. Ma douce maman HAYET, mon héroïne qui m'a toujours épaulé et encouragé dans tous mes moments de désespoirs, ma source de joie que j'aime : MERCI ; mes amours je vous dédie ce modeste travail.

Je remercie aussi mes très chers frères : Yacine, Salim, Ghanou, Badro et ma belle-sœur Loubna pour leurs soutiens et mon petit bout de chou, ma source de motivation, mon neveu Younes que j'adore infiniment.

Je dédie ce travail à mes adorables grandes mères : Baya et Meryama et à mes tantes : Malika, Nacima, Fatiha, Ghania, Kahina et Saida et à mes oncles : Said, Noureddine, Mohamed et Zoubir pour leurs encouragements ; je voudrais aussi remercier ma cousine Nadjia, Fatima et à ma cousine d'amour ma jumelle Meriem qui a toujours été à mes côtés pendant la réalisation de ce projet, je t'aime ma chère Meriem.

Je remercie aussi mes meilleurs amis : Maha, Ikram, Alaa, Insaf, Lamis, Nadir, Nassim, Chichou, Yahia, Younes, Yuva et Ahmed.

En fin, je dédie ce travail à ma sœur de cœur que la vie m'a offerte et avec qui j'ai passé d'inoubliables moments : à mon binôme Meriem, je t'aime.

HARKOUK ASSIA

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, Je dédie ce modeste travail

A l'homme de ma vie, ma précieuse offre du dieu, tu as toujours été à mes coté pour me soutenir et m'encourager, mon cher père BOUALÈME.

A ma chère maman Nora qui m'a soutenue et encouragé durant ces années d'étude, et qui n'a jamais dit non à mes exigences, tu étais toujours ma source de force.

A mes chères sœurs Loubna, Hind, Bouchra et Kawter, qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail, et à mes frères Abdeslam, Mounir et à mon petit prince Amir.

A toi, ma tante Salîha, ma profonde gratitude pour ton éternel amour, que ce mémoire soit le meilleur cadeau que je puisse t'offrir, à ma tante Zakia, à mes petit cousins d'amour Aymen et Yacine, et à ma moitié Rania.

A tous mes meilleurs amis Nassim , Chichou , Younes , Yahia, Ryad , Hamza, Juba, Ahmed, Samir, Toufik, Meriem, Hayet, Hadjer Sabrina , Ferial et ryma.

Et à la fin à mon âme sœur, mon binôme, my partner in crime Assia je t'aime.

AIOUAZ MERIEM

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تحقيق تصميم ودراسة جسر، لربط ميناء بجاية بالطريق السريع شرق غرب. الهيكل عبارة عن جسر طوله 280 مترًا مع 8 اجزاء مستقلة طولها 35 مترًا وعرضها 15.75 مترًا، ويستقر السطح على تسعة ركائز وسطية وطرفية. يحتوي العمل المقدم على جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختبار الأكثر ملاءمة. وفي الجزء الثاني، يبدأ البنية الفوقية، تأتي دراسة السطح، التي يتم تنفيذها باستخدام برنامج حسابي، ثم تأتي البنية التحتية التي تتكون من تغيير حجم الركائز (الوسطية والطرفية) والتحقق من ثباتها.

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، الإجهاد، بعد التوتر، الركائز الوسطية والطرفية.

ABSTRACT

The purpose of this work is to realize the design and study of a road bridge at PK + 908.577, for the motorway link connecting the port of Bejaia to the east-west highway. The structure is a 280 m long with 8 independent post-tensioned beams with 35 m long and 15.75 m wide, the deck resting on nine supports (seven piers and two abutments).

The work presented has two main parts, the first, describes the project site, its different data and the design of the variants whose choice is the most advantageous, the second part consists of studying the elements constituting the work, we start from the superstructure, the study of the deck, which is carried out with calculation software, then comes the infrastructure which consists of sizing the supports (abutments, piers) and checking their stability.

Keywords : Design, Bridge, Prestressed, Post-tension, Apron, Beam. Pier, Abutment.

RESUME

Le but de ce travail est de réaliser la conception et l'étude d'un pont routier au PK+908.577 pour la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute est-ouest.

L'ouvrage est un viaduc de 280 m de longueur avec 8 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 35 m de long, et une largeur de 15.75m, le tablier repose sur neuf appuis (sept piles et deux culées).

Le travail présenté comporte deux parties principales, la première décrit est le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit, la deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage, on commence d'abord par la superstructure, l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs, ensuite on vient l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées,piles) et vérifier la stabilité de ces derniers.

Mots clés : Conception, Pont, post-tension, tablier, poutre. Pile, Culée.

NOTATIONS ET SYMBOLES

ρb : masse volumique du béton.	ΔP : pourcentage des pertes.	Δh_{max} : les déplacements totaux.
ρ : Poids volumique.	e_0 : L'excentricité du câble moyen.	A_{min} : section d'acier minimale.
L : la longueur de la poutre.	α_{ci} : Angle de déviation du câble.	Uc : Largeur d'impact de la roue.
Lc : Largeur chargeable.	P_{max} : La contrainte maximale.	Q_u : Charge de calcul à l'ELU.
v : Largeur d'une voie.	S : coefficient de site.	P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B.
a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.	σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine.	I_{eq} : moment d'inertie equivalent.
a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.	β : La déviation angulaire totale du câble sur la distance l_m .	R_{max} : Réaction d'appui maximal à l'ELS.
bc : Coefficient de pondération du convoi BC.	$\Delta\sigma_{\phi 0}$: Perte de tension par frottement.	σ_{max} : la contrainte normale max.
bt : Coefficient de pondération du convoi Bt.	$\Delta\sigma_g$: La perte par recul d'ancrage.	U : Déplacement lent du au retrait, fluage et température.
G : charge permanente.	σ_{bi} : Contrainte parabole du béton.	T : la hauteur de l'élastomère.
Q : charge d'exploitation.	$\Delta\sigma_e$: contrainte de déformation instantanée du béton.	σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.
δ : coefficient de majoration dynamique.	$\Delta\sigma_r$: perte par retrait de béton.	X_{GR} : centre de rigidité.
f : Coefficient de frottement angulaire.	ε_r : Le retrait final du béton.	H_t : effort dû à la température.
ϕ : Coefficient de frottement linéaire.	$\Delta\sigma_{fl}$: pertes par fluage du béton.	H_{flu} : l'effort du au fluage.
g : recul d'ancrage.	$\Delta\sigma_{inst}$: la somme des pertes instantanées.	H_r : l'effort du au retrait.
g : accélération de la pesanteur.	$\Delta\sigma_p$: les pertes par relaxation des aciers.	$H_{(AL)}$: effort du au freinage du système A(l).
M_M : moment maximal.	$\Delta\sigma_d$: la somme des pertes différées.	$H_{(BC)}$: effort du au freinage du système Bc.
M_m : moment minimal.	G_p : Poids propre de tablier porté par une poutre.	$H_{(S)}$: effort du au séisme.
V_M : l'effort tranchant max.	f_G : la flèche du au poids propre.	H : effort du aux déplacements.
V_m : l'effort tranchant min.	f_p : la flèche dû à la précontrainte.	τ_N : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.
PI : forces de précontrainte (section sous critique).	M_p : Le moment dû à la précontrainte en fonction de la position de la section.	τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal.
PII : forces de précontrainte (section sur critique).	m_p : Le moment dû à l'application d'une force unitaire dans la direction du déplacement à calculé.	τ_α : contrainte de cisaillement due à la rotation.
σ_{bt1} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.	f_c : flèche de construction.	P_u : Valeur maximale des charges verticales a l'ELU.
σ_{bt2} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.	f_{D240} : flèche dû à la surcharge D 240.	P_c : La charge critique de l'appareil d'appuis.
f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.	F : la flèche totale.	H : Effort horizontal dû au séisme horizontal.
f_{peg} : Limite d'élastique garantie des aciers actifs.	θ_G : la rotation due au poids propre.	N_i : réaction au niveau des pieux.
P_0 : la précontrainte initiale.	θ_p : la rotation due à la précontrainte.	y, x : entraxe entre les pieux suivant x et y.
P_{min} : la contrainte minimale.	θ_{D240} : la rotation due à la surcharge D240.	λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.
n : nombre de câbles.	Δh_{rot} : déplacement due à la rotation des appuis.	\bar{P} : Effort tranchant en tête de pieu.
σ_{sup} : Contrainte sur la fibre supérieure.	τ_V : Contrainte de cisaillement créée par l'effort tranchant.	\bar{M} : moment d'encastrement en tête de pieu.
σ_{inf} : Contrainte sur la fibre inférieure.	D : Diamètre du plus grand cercle	$\chi_{\theta P}; \chi_{\theta M}$: coefficient Tirés des abaques de Warner.
σ_{bt} : contrainte de traction dans le béton.		α : l'angle de la bielle.
Δh_r : déplacement du au retrait du béton.		
Δh_{fl} : déplacement due au fluage.		
Δh_t : déplacement due à la température.		
τ_T : Contrainte de cisaillement créée par le moment de torsion.		
λ : L'espacement entre les poutres		

L_a : Entraxe entre les poutres d'extrémité
 n : nombre de pieux.
 \emptyset : diamètre du pieu.
 ρ : Rendement géométrique de la section.
 S_n : Moment statique.
 B : l'air de la section.
 B_{nette} : Section nette.
 B_{brute} : Section brute.
 B_h : Section homogène.
 I/g : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
 V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.
 V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.
 $I_{\Delta nette}$: Moment d'inertie nette de la section.
 $I_{\Delta brute}$: Moment d'inertie brute de la section.
 f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression au j^{eme} jour.
 f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction au j^{eme} jour.
 $S_{ae}^h(T, \xi)$: Spectre de réponse élastique.
 T : période fondamentale du système.
 $T1, T2$: Période caractéristique du site.
 A : Coefficient d'accélération.
 ξ : Taux d'amortissement.
 η : facteur de correction de l'amortissement.
 K : la raideur totale du système.
 G : Module de cisaillement de l'appareil.

inscriptible dans la section du chevêtre.
 K_{ad} : coefficient de poussée des terres.
 φ : L'angle de frottement.
 β : angle de la surface du remblai.
 K_h : coefficient sismiques horizontal.
 K_v : coefficient sismiques vertical.
 C_u : Module de réaction du sol.
 N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction.
 St : Espacement des armatures transversales.
 $\tau_{red u}$: La contrainte normale ultime.
 A_t : Section d'armatures transversale.
 βu : Angle d'inclinaison de la bielle de compression du béton.
 a_j : Dimension de la plaque d'ancrage.
 P_{j0} : Force à l'origine de l'ancrage.
 b_n : Le largeur net de l'âme de la section.
 A_s : Section d'armatures.
 Bt : l'aire de la section tendue.
 σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte de traction maximum dans la zone inférieure.
 Mi : La masse effective attribuée à la pile.
 γ_b : poids volumique du béton.
 γ_r : poids volumique du remblai.

$\bar{\lambda}$: le flambement admissible.
 V_u : l'effort tranchant à l'ELU.
 T : moment de torsion.
 σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton à l'ELU.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton à l'ELS.
 γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
 γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
 E_{ij} : Le module de déformation instantanée.
 E_{vj} : Le module de déformation différé.
 ν : coefficient de poisson.
 σ_{su} : La contrainte admissible de traction de l'acier passif à l'ELU.
 f_e : Limite élastique des aciers passifs.
 E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.
 $\bar{\sigma}_{st}$: La contrainte admissible de traction de l'acier passif à l'ELS.
 A_p : Aire nominale de l'acier.
 \emptyset : Diamètre de la gaine
 ρ_{1000} : Taux de relaxation à 1000 heure.
 Ep : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.
 Mt : % de la mise en tension.
 $\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction du béton.
 τ : Contrainte de cisaillement.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement admissible.
 σ_x : La contrainte normale.
 V_{red} : Effort tranchant réduit.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1. Système d'ancrage attaqué par la corrosion.....	3
Figure I.2. Plusieurs types de fibres et de produits en PRF.....	5
Figure I.3. Beddington Trail, Calgary(Canada).....	7
Figure I.4. Bridge Street Bridge Michigan (USA).....	7
Figure I.5. Courbe typique de fluage.....	9
Figure.I.6. Relaxation de torons en PRFA et PRFC.....	10

CHAPITRE II

Figure II.1. Localisation du projet	12
Figure II.2. Plan de situation du viaduc	13
Figure II.3. Vue en plan du projet	13
Figure II.4. Profil en long du projet	14
Figure II.5. Profil en travers du projet	14

CHAPITRE III

Figure III.1. Implantation des appuis	16
Figure III.2. Présentation des différentes sections transversale de la poutre	19
Figure III.3. Coupe transversale sur le tablier à mi-travée	19
Figure III.4. Coupe longitudinale sur la deuxième variante	20
Figure III.5. Différentes sections de la poutre	22
Figure III.6. Coupe transversale	22
Figure III.7. Profil d'entretoise	22
Figure III.8. Vue en plan de la semelle	25

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Coupe longitudinale de la poutre	26
---	----

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Modélisation du tablier sur robot	35
Figure VI.2. Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 sur Robot	36
Figure VI.3. Modélisation du tablier sur SAP2000.....	36
FigureVI.4. Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 sur SAP.....	37

CHAPITRE VII

Figure VII.1. Les contraintes admissibles de la classe II	40
Figure VII.2. L'emplacement des cable dans la section d'about	42
Figure VII.3. L'emplacement des cable dans la section mediane	43
Figure VII.4. Disposition finale des cables	44
Figure VII.5. Section nette d'about	49
Figure VII.6. Section nette à $x=3L/8$	49

Figure VII.7. Section nette à $x = L/2$	49
Figure VII.8. La zone tendue	53
Figure VII.9. Ferrailage finale de la section	55
Figure VII.10. Les différentes zones d'about	56

CHAPITRE VIII

Figure VIII.1. Diagramme des moments $M_p(x)$ et $m_p(x)$	59
Figure VIII.2. Diagramme des moments $M_{D240}(x)$ et $m_d(x)$	60
Figure VIII.3. Diagramme des moments $M(x)$ et $m(x)$	61
Figure VIII.4. Diagramme des moments $M_{D240}(x)$ et $m_d(x)$	61
Figure VIII.3. Schéma de ferrailage général de la dalle	64

CHAPITRE X

Figure X.1. Dimensions de l'appareil d'appui	75
Figure X.2. Dimensions du dé d'appui	81
Figure X.3. Dimension des éléments du joint de chaussé Wd110	83
Figure X.4. Coupe transversal du joint	83
Figure X.5. Dimension de la corniche	83

CHAPITRE XI

Figure XI.1. Coupe transversale de la culée	86
Figure XI.2. Vu en plan du ferrailage du pieu	90
Figure XI.3. Coupe transversale du ferrailage du pieu	91
Figure XI.4. Application de la méthode des bielles	91
Figure XI.5. Ferrailage de la semelle	92
Figure XI.6. Ferrailage du mur frontal	93
Figure XI.7. Les moments M_{xx}, M_{yy} présentés par ROBOT	94
Figure XI.8. Ferrailage du mur en retour	95
Figure XI.9. Ferrailage du mur garde grève et corbeau	99
Figure XI.10. Ferrailage la dalle de transition	99

CHAPITRE XII

Figure XII.1. Le ferrailage longitudinal vu en plan dans les deux zones	103
Figure XII.2. La coupe longitudinale du pieu	104
Figure XII.3. Application de la méthode des bielles	104
Figure XII.4. Présentation du ferrailage de la semelle	106
Figure XII.5. Le ferrailage longitudinal vu en plan	109
Figure XII.6. La coupe longitudinale du fut	109
Figure XII.7. Le moment max au niveau du chevêtre à l'ELS	110
Figure XII.8. L'effort tranchant à l'ELU	111
Figure XII.9. Dimension de la section considérée en torsion	112
Figure XII.10. Présentation du ferrailage du chevêtre	114

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III

Tableau III.1. Analyse multicritère des deux variantes	23
--	----

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Dimensions de la poutre	26
Tableau IV.2. Calcul des PCCP	27
Tableau IV.3. Calcul des surcharges A(l)	28
Tableau IV.4. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système Bc	28
Tableau IV.5. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système Bt	28
Tableau IV.6. Coefficient des combinaisons d'action	29

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec Robot	35
Tableau VI.2. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec SAP	37

CHAPITRE VII

Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques de la section brute	39
Tableau VII.2. Les efforts internes sous D240	40
Tableau VII.3. La description des phases de vérification	41
Tableau VII.4. Tableau récapitulatif des vérifications	42
Tableau VII.5. Données de calcul de α	43
Tableau VII.6. Les pertes par frottement pour $x= L/4$	45
Tableau VII.7. Les pertes par frottement pour $x= 3L/8$	45
Tableau VII.8. Les pertes par frottement pour $x= L/2$	45
Tableau VII.9. Les pertes par recul d'ancrage	46
Tableau VII.10. Les pertes par déformation instantané du béton	46
Tableau VII.11. Les pertes par fluage	47
Tableau VII.12. Les pertes par relaxation des aciers	47
Tableau VII.13. Les pertes différées totales	48
Tableau VII.14. Les pertes totales	48
Tableau VII.15. Caractéristiques géométriques de la section à $x=0$	49
Tableau VII.16. Caractéristiques géométrique de la section à $x= 3L/8$	49
Tableau VII.17. Caractéristiques géométriques de la section à $x= L/2$	49
Tableau VII.18. Efforts précontraints	50
Tableau VII.19. Calcul et vérification des contraintes normales	50
Tableau VII.20. Calcul de l'effort de précontrainte de chaque câble	51
Tableau VII.21. Vérification de la zone comprimée	56
Tableau VII.22. Vérification de la zone d'éclatement	57

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1. Résultat du moment de précontrainte dans différente section	58
Tableau VIII.2. Résultat des sollicitations en flexion en appuis et à mi- travée	63
Tableau VIII.3. Choix des aciers de ferrailage	64

Tableau VIII.4. Vérification du non poinçonnement de la dalle à l'ELU	65
---	----

CHAPITRE IX

Tableau IX.1. La raideur des futs de chaque pile	68
Tableau IX.2. La raideur des piles	69
Tableau IX.3. La répartition des efforts longitudinaux aux appuis	69
Tableau IX.4. Les déplacements de chaque pile	70
Tableau IX.5. Résultats des périodes T_i de chaque pile	71
Tableau IX.6. La répartition des efforts transversaux aux appuis	72

CHAPITRE X

Tableau X.1. Centre de rigidité	76
Tableau X.2. Les efforts statique sur chaque appui	76
Tableau X.3. Les déplacements sur chaque appui	77
Tableau X.4. Souffle des déformations	82

CHAPITRE XI

Tableau XI.5. Valeurs des paramètres de poussé des terres	87
Tableau XI.6. Les efforts sur culée selon le cas normal et sismique	87
Tableau XI.7. Réaction d'un pieu dans le cas le cas normal et sismique	88
Tableau XI.8. Resultats de la methode de warner	89
Tableau XI.5. Ferrailage transversale de semelle selon le cas normal eet sismique	91
Tableau XI.6. Sollicitations sur le mur frontal dans les deux cas	93
Tableau XI.7. Les valeur de K dans l'ELS et l'ELU	96
Tableau XI.8. Les valeur de M_p / K en fonction de h	96
Tableau XI.9. Les efforts internes dans la dalle de transition	97
Tableau XI.10. Les efforts internes dans le corbeau	98

CHAPITRE XII

Tableau XII.1. Les efforts les plus sollicitant	101
Tableau XII.2. Les réactions revenant à chaque pieu	101
Tableau XII.3. Les sollicitations en tête du pieu	102
Tableau XII.4. Les efforts sur le fut	107
Tableau XII.5. Les sollicitations max dans les trois cas de charges	107
Tableau XII.6. Calcul du moment de torsion	112

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE	2
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. LE BETON PRECONTRAIT.....	2
I.3. PROBLÈMES DE BETON PRECONTRAIT.....	3
I.4. GÉNÉRALITÉS SUR LES RENFORTS EN MATÉRIEAUX COMPOSITES.....	4
I.5. LES FIBRES UTILISÉES.....	4
I.6. LES MATRICES.....	5
I.7. PROCESSUS DE FABRICATION DES ARMATURES EN MATÉRIEAUX COMPOSITES PRF.....	6
I.8. LES APPLICATIONS DES PRF DANS LE GENIE CIVIL.....	7
I.9. PRINCIPAUX AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DES RENFORTS EN PRF DANS LES APPLICATIONS AU BETON PRECONTRAIT.....	7
I.10. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES PRF A COURT TERME.....	8
I.11. PROPRIÉTÉS DES PRF A LONG TERME.....	8
I.12. ADHÉRENCE DES RENFORTS PRF AVEC LE BETON.....	10
I.13. LES SYSTÈMES D'ENCRAGE UTILISÉES EN PRF.....	10
I.14. COMPORTEMENT EN FLEXION DES ÉLÉMENTS PRECONTRAINS PAR LES PRF.....	11
I.15. CONCLUSION.....	11
CHAPITRE II. PRÉSENTATION DU PROJET	12
II.1. INTRODUCTION	12
II.2. PRÉSENTATION DU PROJET	12
II.3. DESCRIPTION DU SITE.....	12
II.4. LES DONNÉES FONCTIONNELLES	13
II.4.1. TRACE EN PLAN	13
II.4.2. PROFIL EN LONG	13
II.4.3. PROFIL EN TRAVERS	14
II.5. LES DONNÉES NATURELLES	14
II.5.1. RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE	14
II.5.2. DONNÉES GÉOLOGIQUES	14
II.5.3. DONNÉES CLIMATIQUES	15
II.5.4. DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES	15
II.5.5. DONNÉES SISMiques	15
II.6. CONCLUSION	15
CHAPITRE III. CONCEPTION GÉNÉRALE	16
III.1. INTRODUCTION	16
III.2. CRITÈRE DE CHOIX	16
III.3. PREMIÈRE VARIANTE « PONTS À POUTRES PRÉCONTRAINES PAR POST- TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES	16
III.3.1. INTRODUCTION	16
III.3.2. DESCRIPTION DE LA VARIANTE	16

III.3.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	17
III.3.4. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DE LA VARIANTE	20
III.4. DEUXIÈME VARIANTE « PONT MIXTE BI-POUTRE »	20
III.4.1. INTRODUCTION	20
III.4.2. DESCRIPTION DE LA VARIANTE	20
III.4.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	20
III.4.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES	22
III.4.5. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DE LA DEUXIEME VARIANTE	23
III.5. ANALYSE MULTICRITERES	23
III.6. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE	24
III.7. CONCEPTION DES APPUIS	24
III.7.1. PILES	24
III.7.1.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA PILE	24
III.7.1.1.1. CHEVETRE	24
III.7.1.1.2. FUTS	24
III.7.2. CULEE	24
III.7.2.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA CULEE	24
III.7.2.1.1. LE MUR FRONTAL	24
III.7.2.1.2. LE MUR EN RETOUR	24
III.7.2.1.3. LE MUR GARDE GREVE	24
III.7.2.1.4. CORBEAU.....	24
III.7.2.1.5. DALLE DE TRANSITION.....	25
III.7.2.1.6. SEMELLE.....	25
III.8. CONCLUSION	25
 CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	 26
IV.1. INTRODUCTION	26
IV.2. DISCRIPTION DES CHARGES ET SURCHAGRES	26
IV.3. CALCUL DES CHARGES	26
IV.3.1. CHARGES PERMANENTES	26
IV.3.2. COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES	27
IV.3.3. CHARGES D'EXPLOITATION	27
IV.3.3.1. SYSTEME DE CHARGE A(l)	27
IV.3.3.2. SYSTEME DE CHARGE B	28
IV.3.3.3. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC 120	29
IV.3.3.4. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240	29
IV.3.3.5. SURCHARGE SUR LES TROTTOIRS	29
IV.3.3.6. EFFORT DE FREINAGE	29
IV.4. COMBINAISON D'ACTION	29
IV.5. CONCLUSION	30
 CHAPITRE V. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL	 31
V.1. INTRODUCTION	31
V.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	31
V.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	31
V.3.1. LE BETON	31
V.3.1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE	31

V.3.1.2. CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION	32
V.3.1.3. DÉFORMATION DU BÉTON	32
V.3.2. LES ACIERS	33
V.3.2.1. LES ACIERS PASSIFS	33
V.3.2.1.1. CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA TRACTION	33
V.3.2.2. ACIER ACTIFS	34
V.4. REFERENCE ET REGLEMENT DE CALCUL	34
V.5. CONCLUSION	34
CHAPITRE VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS	35
VI.1. INTRODUCTION	35
VI.2. MODELISATION DU PONT	35
VI.2.1. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT	35
VI.2.2. MODELISATION DU TABLIER AVEC SAP 2000	36
VI.3. INTERPRETATION DES RESULTATS	37
VI.4. CONCLUSION	38
CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINT	39
VII.1. INTRODUCTION	39
VII.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINT	39
VII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINT	39
VII.3.1. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA SECTION	39
VII.3.2. CLASSE DE PRECONTRAINT	40
VII.3.3. LES EFFORTS INTERNES ET LES DONNES DES CABLES	40
VII.3.4. FORCE DE PRECONTRAINT	40
VII.3.5. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES	41
VII.3.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES.....	41
VII.3.7. DISPOSITION DES CABLES	42
VII.3.8. DETERMINATION DE L' ANGLE DE RELEVAGE	43
VII.3.9. DISPOSITION FINALE	43
VII.4. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINT	44
VII.4.1. CALCUL DES PERTES INSTANTANEEES	44
VII.4.1.1. PERTE DUES AU FORTTEMENT	44
VII.4.1.2. PERTE PAR RECU D' ANCRAGE	45
VII.4.1.3. PERTE PAR DEFORMATION INSTANTANEEES DU BETON ...	46
VII.4.2. CALCUL DES PERTES DIFFEREES	46
VII.4.2.1. LES PERTES PAR RETRAIT DU BETON	46
VII.4.2.2. LES PERTES PAR FLUAGE DU BETON	47
VII.4.2.3. LES PERTES PAR RELAXATION DES ACIERS	47
VII.4.2.4. CALCUL DU POURCENTAGE DES PERTES TOTALES	48
VII.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES	48
VII.6. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	50
VII.6.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	50
VII.6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	51
VII.7. FERRAILLAGE DE LA POUTRE	52
VII.7.1. LES ARMATURES PASSIVES	52
VII.7.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELU	54
VII.7.3. VERIFICATION DES BIELLES DE BETON	55

VII.7.4. PRESENTATION DU FERRAILLAGE FINAL	55
VII.8. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT	55
VII.8.1. ZONE DE SURFACE	56
VII.8.2. ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE	56
VII.8.3. ZONE D'ECLATEMENT	57
VII.9. CONCLUSION	57
CHAPITRE VIII. ETUDE DE L'HOURLDIS	58
VIII.1. CALCUL DES DEFORMATIONS	58
VIII.1.1. INTRODUCTION.....	58
VIII.1.2. LA FLECHE.....	58
VIII.1.2.1. FLECHE DUE AU POIDS PROPRE	58
VIII.1.2.2. FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTTE	58
VIII.1.2.3. FLECHE DE CONSTRUCTION	59
VIII.1.2.4. FLECHE DUE A LA SURCHARGE D240	59
VIII.1.3. LA ROTATION	60
VIII.1.3.1. ROTATION DUE AU POIDS PROPRE	60
VIII.1.3.2. ROTATION DUE L'EFFORT DE PRECONTRAINTTE	60
VIII.1.3.3. ROTATION MAXIMALE SOUS LA CHARGE D240	61
VIII.1.4. LES DEPLACEMENTS.....	62
VIII.2. L'HOURLDIS	62
VIII.2.1. INTRODUCTION	62
VIII.2.2. DISCRIPTION DE LA DALLE	63
VIII.2.3. ETUDE DE LA FLEXION	63
VIII.2.4. ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS	63
VIII.2.4.1. ETUDE DES MOMENTS FLECHISSANT	63
VIII.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE	63
VIII.2.6. DISPOSITION CONSTRUCTIVE	64
VIII.2.7. VERIFICATIONS	65
VIII.2.7.1. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITEE... ..	65
VIII.2.7.2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT	65
VIII.3. CONCLUSION	65
CHAPITRE IX. L'ETUDE SEISMIQUE	66
IX.1. INTRODUCTION	66
IX.2. CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA	66
IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE	66
IX.4. SEISME LONGITUDINALE	67
IX.4.1. SPECTRE DE REPOSE ELASTIQUE	67
IX.4.1.1. LA PERIODE FONDAMENTALE DU SYSTEME	67
IX.4.1.2. LA RAIDEUR TOTALE DU SYSTEME	67
IX.4.1.2.1. RAIDEUR TOTALE DE LA CULEE	67
IX.4.1.2.2. RAIDEUR TOTALE DE LA PILE	68
IX.4.2. REPARTITION DE LA FORCE HORIZONTALE	69
IX.4.3. EVALUATION DES DEPLACEMENTS	70
IX.5. SEISME TRANSVERSALE	70
IX.6. SEISME VERTICAL	72
IX.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	72

IX.8. CONCLUSION	73
CHAPITRE X. EQUIPEMENTS	74
X.1. INTRODUCTION	74
X.2. LES APPAREILS D'APPUIS	74
X.2.1.CONSTITUTION DE L'APPAREIL D'APPUIS EN ELASTOMERE FRETTE.....	74
X.2.2. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS	74
X.2.3. CALCUL DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR APPAREIL D'APPUI.....	76
X.2.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES	78
X.3. LES DE D'APPUIS	80
X.3.1. DIMENSIONNEMENT DU DE D'APPUI	80
X.3.2. FERRAILLAGE DU DE D'APPUI	81
X.4. PLOT PARASISMIQUE	82
X.5. JOINT DE CHAUSSEE	82
X.6. CORNICHE	83
X.7. DISPOSITIFS DE RETENUS	83
X.8. CONCLUSION	84
CHAPITRE XI. ETUDE DE LA CULEE	85
XI.1. INTRODUCTION	85
XI.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	85
XI.3. STABILITEE ET EVALUATION DES EFFORTS DELA CULEE	86
XI.4. ETUDE DES PIEUX	87
XI.5. FERRAILLAGE DE LA CULEE	88
XI.5.1. LES PIEUX	88
XI.5.2. LA SEMELLE	91
XI.5.3. MUR FRONTAL	92
XI.5.4. MUR EN RETOUR	94
XI.5.5. MUR DE GARDE GREVE	95
XI.5.6. DALLE DE TRANSITION	97
XI.5.7. CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION	98
XI.6. CONCLUSION	99
CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE	100
XII.1. INTRODUCTION	100
XII.2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA PILE	100
XII.3. ETUDE DE LA STABILITEE DE LA PILE	100
XII.4. FERRAILLAGE DE LA PILE	101
XII.4.1. LES PIEUX	101
XII.4.2. LA SEMELLE	104
XII.4.3. LE FUT	106
XII.4.4. LE CHEVETRE	109
XII.5.CONCLUSION	114
CONCLUSION GENERALE	115

ANNEXES

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE.

ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS.

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES.

ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS.

ANNEXE 05. ETUDE SISMIQUE.

ANNEXE 06. CULEE.

ANNEXE 07. PILE.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Durant trois ans de formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics (ENSTP), nous avons acquis plusieurs connaissances et nous sommes aujourd'hui arrivées au point où on est mis face à l'exploitation de ces dernières, pour ensuite être évaluées par l'étude et la conception d'un projet réel qui nous permettra de relier le domaine théorique avec le domaine professionnelle.

Notre ouvrage, au niveau d'Amizour et au Pk 27+908.577, s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière de Bejaia.

Le but principal de notre mémoire de fin d'étude, est de réaliser la conception et l'étude de ce viaduc, en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en tirant profit des logiciels de calcul selon le besoin.

Pour s'y faire, on a devisé le travail en douze chapitres, pour détailler l'étude à partir du tablier jusqu'aux fondations.

En commençant par une présentation de l'ouvrage suivie d'une définition des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges ensuite une étude de la superstructure et enfin une étude des appuis ; en déterminant à chaque étape le ferrailage nécessaire pour chaque élément.

Nous allons maintenant entamée notre étude, qui nous a pris trois mois de formation et de travail, en espérant qu'il soit à la hauteur de vos attentes.

CHAPITRE I. SYNTHÈSE
BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES POLYMERES RENFORCE PAR LES FIBRES

I.1. INTRODUCTION

La technique de construction de pont la plus répandue était en béton armé mais l'invention du béton précontraint par Eugène Freyssinet en 1928 met fin à cette technique pour les grands franchissements ; le béton précontraint fut alors une sorte de révolution dans l'art de construire.

Aujourd'hui, le béton précontraint est une technologie connue, sans ambiguïté et d'utilisation courante pour les ponts. Il est également d'un emploi très répandu pour les poutrelles préfabriquées des planchers et pour de nombreux autres types d'ouvrages.

Toutefois, la corrosion des armatures en acier reste l'une des plus grandes entraves à la durabilité de ces ouvrages d'art dont leurs réhabilitations et réparations nécessitent des matériaux très coûteux et qui n'ont pas montré une efficacité totale pour résoudre ce problème, surtout pour les structures exposées à des environnements particulièrement agressifs.

C'est pourquoi, des recherches ont été menées pour proposer des solutions qui permettent de prolonger la durée de vie des structures en béton précontraint, et ainsi d'éliminer, en partie ou en totalité, les coûts de réparation sans cesse croissants. A présent deux solutions ont été proposées et elles consistent à :

- Améliorer la durabilité du béton en diminuant la porosité du béton, ce qui a conduit à la mise au point de bétons fibrés à ultra haute performance (BFUP) dont la résistance est de l'ordre de 200 MPa en compression et de 40 MPa en traction par flexion.
- Utiliser un nouveau type d'armature que sont les armatures en Polymère Renforcé de Fibres (PRF). Ces armatures peuvent présenter les formes de barres et torons conventionnels en acier. Les armatures en PRF sont constituées de fibres continues (telles que les fibres de carbone, de verre ou d'aramide) noyées dans une résine polymère à haute performance qui constitue 30% à 40% du volume total de la barre.

Nous avons donc choisi dans le cadre de ce chapitre de voir les avantages et inconvénients de la 2^{ème} solution les PRF, ainsi que leur matrice de fabrication et tous les résultats trouvés grâce à cette recherche.

I.2. LE BETON PRECONTRAIT

C'est au XIX^{ème} siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises).

Ensuite, y'a l'apparition du béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint.

Les premières inventions dans le domaine du béton précontraint remontent à la fin du 19^{ème} siècle, par Eugène Freyssinet (1879-1962) qui a effectué des essais au début des années 1900 en utilisant des câbles de précontrainte en acier pour palier à l'insuffisance de résistance en traction des structures en béton [18]. Ceci l'amène à croire que la précontrainte peut-être une solution pratique si l'on peut disposer d'acier à haute résistance et de béton de haute qualité. En 1928, il dépose son premier brevet qui établit les bases du béton précontraint par pré-tension. [18]

Par la suite, l'utilisation du béton précontraint s'est généralisée, allant de la construction préfabriquée précontrainte (bâtiments et ponts de petites portées) à la construction en béton précontraint par post-tension dans le domaine des grands ponts et grands ouvrages.

La précontrainte est employée pour empêcher la fissuration aux charges de service et permettre de franchir des grandes portées.

I.3. PROBLEMES DE BETON PRECONTRAIT

Les applications typiques de la précontrainte incluent des poutres de pont, des panneaux de construction, des réservoirs de stockage d'eau, des piles préfabriquées, des centrales nucléaires etc. La durée de vie souhaitée d'un pont est de l'ordre de 100 ans mais, elle peut se trouver écourtée à cause des nombreux facteurs existants comme les erreurs de conception lors du dimensionnement ou lors de l'exécution, des défauts de résistance à l'effort tranchant ou en flexion dus au chargement excessif, ainsi que ceux liés à la fatigue de la structure sous chargement cyclique.

La principale cause de pathologie et de défaillances des structures en béton précontraint, est la corrosion des câbles et torons en acier.

La corrosion de l'acier génère une augmentation du volume de la barre, entraînant des détériorations du béton et de l'acier.

La carbonatation est un problème de durabilité très courant, est un phénomène de vieillissement naturel qui concerne tous les bétons et qui conduit à la formation de carbonates de calcium par réaction entre les composés des ciments (principalement la portlandite) et le dioxyde de carbone atmosphérique (CO_2) présent dans l'air. la carbonatation est liée à plusieurs facteurs :

- Le rapport E/C.
- Le dosage en ciment.
- L'humidité relative.

Il existe d'autres facteurs qui provoquent la dégradation du béton et de l'acier comme les cycles thermiques (chauffage-refroidissement), cycles de gel-dégel et de séchage-déshydratation. [19]



Figure I.1. Système d'ancrage attaqué par la corrosion

Face à ces problèmes, le remplacement des armatures en acier par des armatures en polymère renforcé de fibres (PRF) s'est révélé être une technique prometteuse pour s'affranchir de la corrosion et prolonger la durée de vie de l'ouvrage d'art et de l'infrastructure.

Les armatures en PRF constituent d'ailleurs une solution avantageuse et économique dans beaucoup de cas notamment quand le coût de la réparation dépasse le coût de la reconstruction.

I.4. GENERALITES SUR LES RENFORTS EN MATERIAUX COMPOSITES

Les dernières recherches sur les nouveaux matériaux ont mené à des nouvelles techniques à base de fibres, Au début, l'application de ces matériaux était limitée à l'aéronautique et l'industrie aérospatiale. Ensuite a été élargi à l'industrie automobile, ferroviaire, robotique, maritime et plus récemment au génie civil.

Les barres de polymère renforcé de fibre (PRF) sont constituées de fibres continues à haute résistance et rigidité élevée imprégnées d'une résine polymère (matrice).

Pour lier les fibres et protéger leur surface contre les dommages lors de la manipulation et la fabrication il est nécessaire, d'avoir La matrice polymérique qui a le rôle aussi de transmettre les efforts aux fibres. [19]

Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs :

- Le type de fibres.
- La fraction volumique de fibres.
- Le type de matrice.

I.5. LES FIBRES UTILISEES

Les fibres sont les renforts qui fournissent la résistance au matériau composite. Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5 μm et 25 μm suivant le type de fibres (verre, carbone, aramide,...).

Les exigences auxquelles doivent répondre les fibres sont :

- un module d'élasticité élevé.
- une haute résistance.
- une bonne élongation à la rupture en traction.
- une bonne répartition des efforts entre les différentes fibres.
- la stabilité des propriétés lors de la manipulation et la fabrication.
- une dureté élevée.

Les fibres les plus couramment utilisées pour fabriquer les renforts en PRF sont en verre, carbone, aramide. [19]

1. Les fibres de verre

Les fibres de verre sont les fibres les plus utilisées comme renfort de composites à matrice polymère.

Ceci est principalement dû à leurs faibles coûts, leurs disponibilités, leurs facilités de mise en œuvre, leurs hautes résistances et leurs excellentes propriétés d'isolations. Le verre fondu peut être étiré en filaments continus qui sont regroupés en mèches.

2. Les fibres d'Aramide

L'aramide est un terme générique pour un groupe de fibres organiques de faible densité et résistances spécifiques (rapport résistance en traction / densité) des plus élevées parmi les fibres de renfort courantes. Les fibres d'aramide sont caractérisées par une haute résistance, une rigidité élevée et une stabilité vis-à-vis des hautes températures.

3. Les fibres de carbone

La plupart des fibres de carbone sont produites par la décomposition thermique du poly acrylonitrile (PAN). Le procédé de fabrication de ce type de fibre consiste à une étape de carbonisation et à une étape de graphitisation (2500-3000°C). Les fibres de carbone sont caractérisées par leur haut module d'élasticité, leurs hautes résistances, leurs rigidités

spécifiques (rapport rigidité/densité) élevée, leurs faibles sensibilités aux charges de fatigue, une excellente résistance aux agents chimiques et à l'humidité, et leurs coûts élevés qui provient du prix élevé des matières premières et de la complexité du processus de la carbonisation et de la graphitisation.



Figure I.2. Plusieurs types de fibres et de produits en PRF

I.6. LES MATRICES

Les fibres sont liées entre elles par un liant appelé matrice, elle permet :

- ❖ Le transfert et la répartition des efforts dans les fibres.
- ❖ Assure la stabilité dimensionnelle du produit.
- ❖ Protège les fibres de l'abrasion et des agents chimiques et physiques auxquels elles peuvent être exposées.
- ❖ Elle a un rôle très important pour résister au cisaillement, aux forces transversales et aux forces de compression.

La matrice généralement utilisée dans la fabrication du composite est une résine époxyde, polyester, vinylester ou un polyamide, elle représente généralement 30 à 60% en volume d'un matériau composite. Les critères de choix d'une matrice sont : La rigidité, la résistance mécanique, la dureté, la conductibilité thermique et électrique, le retrait chimique durant la transformation, La capacité à imprégner et à lier les fibres et la sensibilité aux facteurs environnementaux.

Il existe deux catégories de base de matrices polymères utilisées dans les matériaux composites PRF : les résines thermodurcissables et les résines thermoplastiques.

Les résines thermodurcissables sont les plus utilisées, ont une faible viscosité initiale ce qui permet de obtenir un taux de fibres élevé.

Dans le paragraphe qui suit, on cite le type des résines thermodurcissable utilisée dans le domaine du génie civil et leurs caractéristiques.

1. La résine époxyde

La première résine époxyde a été produite par Schlack en 1939, est une classe de résines thermodurcissables qui fait intervenir une polymérisation irréversible. De petites quantités d'agents réactifs de durcissement (précurseurs) sont ajoutées à la résine liquide pour initier la polymérisation, elle est destinée aux applications dans le génie civil, généralement pour le renforcement des structures en béton armé ou pour la fabrication des renforts et câbles de précontrainte en PRF.[19]

Les principaux avantages des résines époxydes sont :

- propriétés mécaniques élevées (en traction, compression, flexion, et fluage.)
- résistance élevée à la corrosion.
- une faible absorption de l'eau.
- une bonne adhérence à une grande variété de fibres.

Les résines époxyde possèdent aussi des inconvénients, on cite :

- un coût élevé.
- une faible résistance aux chocs.
- sensibilité à la fissuration.

2. La résine polyester

Les premières résines polyesters ont été produites par Ellis et Rust en 1940, sont des liquides de faible viscosité à base de polyesters insaturés. Elles sont obtenues par réaction d'un acide carboxylique avec un alcool donnant l'ester.

Généralement elles sont utilisées pour fabriquer des profilés pultrudés en PRF et pour produire des renforts béton. [19]

Les avantages de ce type de résine sont :

- un bon module d'élasticité.
- facilité de la mise en œuvre.
- Une résistance chimique à la température ambiante.
- un faible coût de production.

Pour les inconvénients on cite :

- Un retrait élevé.
- Une sensibilité à la fissuration, au choc et à la vapeur.

3. La résine vinylester

Elle a été développée dans les 20 dernières années, elle est obtenue par addition d'un acide carboxylique sur une résine époxyde, et donc cette résine possède les propriétés physiques des résines époxydes et résines polyesters à la fois.

Les résines vinylesters sont utilisées pour la fabrication de la majorité des barres d'armature en PRF vendues dans le monde. Elles remplacent généralement les résines polyesters pour les produits PRF utilisés pour la construction en raison de leur grande durabilité environnementale en milieu alcalin. [19]

I.7. PROCESSUS DE FABRICATION DES ARMATURES EN MATERIAUX COMPOSITES PRF

Il y a trois principaux types de processus de fabrication pour les PRF : la pultrusion, le tressage et le filament (enroulement filamentaire).[19]

- Le procédé de pultrusion fournit des structures de section constante qui pourraient être de longueur illimitée telles que, les barres, les câbles, les poutres de section en I et L. Ce procédé consiste à lier les fibres, les imprégner à l'aide d'un mélange de résine et les faire passer à travers un moule de préformage. Les températures de mûrissement se situent normalement entre 110°C et 180°C. Lorsque l'armature sort de la filière, elle passe dans une filière de polymérisation où la résine durcit.
- D'autres procédés de fabrication peuvent être utilisés telle que la méthode de tressage (Braiding) pour produire des torons tressés. Ce processus de tressage implique le tressage des fibres suivi d'une imprégnation de résine et du durcissement. Les traitements de surface du produit brut sont essentiels pour donner une bonne adhérence avec le béton. La manière la plus facile d'augmenter l'adhérence est d'appliquer un revêtement de sable sur la surface du renfort. Le revêtement de sable peut contenir des particules de sable fin ou d'oxyde d'aluminium noyées dans une

résine à haute résistance. Une autre possibilité pour augmenter la capacité à l'adhérence peut être le placement de nervures à la surface. Celles-ci peuvent être réalisées à l'aide des enroulements en spirale de faisceaux de fibres noyées dans la résine et collées sous pression ou des nervures en céramique de formes semblables à celle des renforts conventionnels en acier. Les nervures et les enroulements peuvent améliorer l'action mécanique entre le renfort et le béton, ce qui augmente l'adhérence.

I.8. LES APPLICATIONS DES PRF DANS LE GENIE CIVIL

Des produits composites en PRF ont été utilisés la première fois dans les années 1950 pour réadapter et renforcer extérieurement des structures en béton. Mais, l'utilisation des PRF dans le béton précontraint a évolué principalement pendant les trois dernières décennies. On a pu observer un grand nombre d'applications des produits en PRF en Europe et en Asie entre la fin des années 70 et le début des années 80.

Le premier pont dans le monde a été construit à l'aide de torons en composite PRFC en Allemagne en 1986.

Au Canada, deux ponts ont été construits à l'aide des tendons PRF. Le premier est le pont de Beddington Trail réalisé en 1993 à Calgary et le deuxième c'est le pont de Taylor à Headingly à Manitobaa qui a été construit en 1998, il a une longueur totale de 165 m, Les poutres ont été précontraintes avec des torons en PRFC et sont constituées d'étriers en PRF.

Aux Etats-Unis, Le pont de la rue Bridge à Southfield, Michigan été achevé en 2001, il s'agit d'une structure à trois travées (au total 62 m) utilisant des torons en PRFC dans le sens longitudinal et transversal.[20]



Figure I.3. Beddington Trail, Calgary (Canada)



Figure I.4. Bridge Street Bridge Michigan (USA)

I.9. PRINCIPAUX AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES RENFORTS EN PRF DANS LES APPLICATIONS AU BETON PRECONTRAIT

Nous récapitulons dans ce paragraphe les principaux avantages et inconvénients des renforts en PRF dans le cadre de leur utilisation pour la mise en précontrainte du béton.

Avantage

- Non corrosifs.
- Haute durabilité.
- Basse relaxation.
- Bon comportement à la fatigue.
- Résistance spécifique élevée.
- Neutralité électromagnétique.
- Possibilité d'intégrer des fibres optiques dans les renforts PRF comme un système de surveillance et détection des signaux de dégradation.
- Facilité de mise en œuvre due à la légèreté et à la facilité de découpe.

Inconvénient

- Comportement élastique fragile et absence de plasticité.
- Difficulté de mise en tension due à la faible résistance au cisaillement (système d'ancrage).
- Coefficient d'expansion thermique transversal très important (2 à 5 fois celui du béton).
- Coût très élevé.

Plusieurs études ont été menées pour proposer des solutions dans le but de palier à ces inconvénients. Afin d'améliorer la ductilité des éléments armés par des renforts en PRF, quelques techniques ont été proposées comme l'utilisation de fibres hybrides (plusieurs types de fibres) dans les PRF, le confinement de la zone de compression du béton, l'utilisation de torons PRF partiellement adhérent avec le béton. [21]

I.10. PROPRIETES MECANIQUES DES PRF A COURT TERME

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement les efforts dans la direction des fibres. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. [19]

1. Résistance en traction

Les principaux facteurs influençant les propriétés en traction (résistance et ce module élastique) des renforts en PRF sont : les propriétés des constituants (fibres et matrice) et leurs fractions de volume, la distribution des constituants, les interactions physiques et chimiques, la procédure de fabrication et le contrôle de la qualité de fabrication.

2. Résistance en compression

Le mode de rupture dépend des propriétés des constituants (fibres et résine) et de la fraction volumique de fibres. Les principaux modes de rupture en compression longitudinale sont le micro-flambement de fibres, la rupture en traction transversale par effet Poisson et la rupture en cisaillement des fibres sans flambement.

Un travail expérimental [22] a montré que la résistance en compression des PRF est inférieure à la résistance en traction. En général, la résistance à la compression des barres augmente lorsque la résistance en traction augmente à l'exception des barres en PRFA où les fibres ont un comportement non linéaire en compression, même pour des faibles niveaux de contraintes. Le module d'élasticité en compression des barres en PRF est également plus petit que son module d'élasticité en traction. Il est de l'ordre de 80% pour les PRFV et 85% pour les PRFC [23] du module d'élasticité en traction. Ceci est dû aux ruptures prématurées résultant du micro-flambement des fibres.

3. Résistance au cisaillement

Le comportement des PRF sous chargement de cisaillement découle des propriétés de la matrice et de la distribution des contraintes locales. La littérature portant sur les PRF composites est particulièrement consacrée au cisaillement dans le plan des structures stratifiées, alors que les barres de renforcement en PRF sont principalement soumises au cisaillement transversal.

Le placement de fibres dans des directions en dehors de l'axe longitudinal augmente la résistance au cisaillement des PRF unidirectionnels. Une augmentation significative de la résistance au cisaillement peut être aussi obtenue en enroulant ou en tressant des fibres transversales aux fibres de renfort principal. Les barres pultrudées peuvent être renforcées en cisaillement à l'aide de nattes continues de fibres, en plus de fibres longitudinales. [19]

I.11. PROPRIETES DES PRF A LONG TERME

Il est important de comprendre le comportement des PRF à long terme

1. Le fluage

Le fluage est une déformation progressive d'un matériau avec le temps sous une charge constante, Deux effets principaux doivent être distingués par rapport au fluage : la

déformation de fluage sous une charge à long terme et la résistance à la traction à long terme sous une charge soutenue (rupture par fluage).

La courbe de fluage typique obtenue pour ces matériaux montre que :
Après une déformation élastique initiale instantanée, la courbe présente une région de fluage primaire où les déformations se développent rapidement sur une courte période de temps. Le stade secondaire de fluage est caractérisé par une pente constante et il s'étend sur une longue période de temps. Il correspond à la période pendant laquelle la structure sera en fonction (taux de déformation constant), le stade tertiaire est une phase d'endommagement pour laquelle on observe une augmentation de la vitesse de fluage qui conduit à la rupture du matériau. [24]

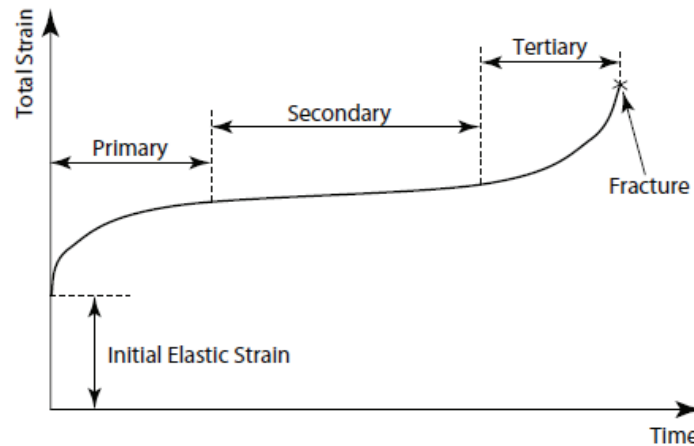


Figure I.5. Courbe typique de fluage

2. Relaxation

La relaxation est la diminution de contrainte dans un matériau soumis à une déformation constante et de longue durée à température constante. [25]

Des travaux expérimentaux ont été menés sur différents PRF et pour différentes durées de chargement. Des torons PRFC de 12.5 mm de diamètre et PRFA de diamètre 15 mm ont été utilisés. Les essais ont été effectués à 20 °C, 40 °C et 60 °C pour des périodes de temps supérieures à 3000 heures. En supposant une durée de vie des structures à 50 ans le taux de relaxation a été estimé entre des valeurs comprises entre 2.0 et 3.1% pour les barres PRFC et 18.4 et 23.4% pour les barres PRFA (voir figure I.6). Les résultats d'essais indiquent que plus la température n'est élevée, plus le taux de relaxation n'est important et cette tendance est renforcée pour les barres PRFA.

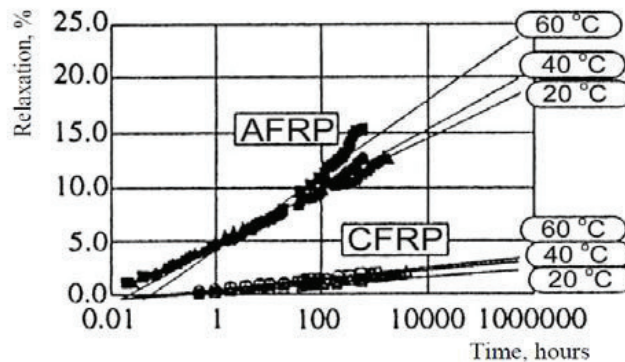


Figure.I.6. Relaxation de torons en PRFA et PRFC

I.12. ADHERENCE DES RENFORTS PRF AVEC LE BETON

L'adhérence entre le béton et les renforts en PRF est la clé du développement de l'action composite des structures armées par ces renforts. L'adhérence doit être suffisante pour assurer un transfert des effets entre le renfort et le béton.

L'adhérence entre le béton et les renforts en PRF est assurée par trois mécanismes qui sont l'adhésion chimique, l'action mécanique et le frottement.

Le mécanisme d'adhésion est basé sur la liaison chimique qui se forme lors de l'hydratation du ciment entre la surface du renfort et le béton.

Il existe d'autres méthodes pour améliorer l'adhérence des renforts avec le béton comme le sablage, le recouvrement par des couches de résine et de sable, et l'usinage.

Les travaux expérimentaux effectués sur le comportement de l'adhérence entre les barres PRF et le béton, ont montré que dans le cadre d'essais d'arrachement la résistance moyenne d'adhérence développée par les barres PRF disponibles commercialement semble être 80% supérieure à celle développée par des barres équivalentes en acier.

Pour la rupture d'adhérence, elle peut se produire au niveau de la surface de la barre par décollement d'une partie de la couche extérieure et en conséquence l'adhérence des barres PRF n'est pas contrôlée par la résistance du béton mais par la résistance au cisaillement de la résine.

I.13. LES SYSTEMES D'ENCRAGE UTILISEES EN PRF

L'utilisation des torons en PRF pour la mise en précontrainte d'éléments en béton présente certaines difficultés qui proviennent des différences fondamentales des propriétés mécaniques de ces matériaux avec celles de l'acier.

Les torons en acier sont généralement ancrés en utilisant un système de clavettes. En raison de la faible résistance des torons en PRF dans le sens transversal, ces systèmes d'ancrage ne conviennent pas aux PRF car les clavettes peuvent exercer une forte pression latérale et écraser les torons en PRF.

L'absence d'un système d'ancrage simple et fiable pour la mise en tension des tendons en PRF constitue un obstacle technique à une utilisation généralisée des PRF pour la précontrainte.

Deux catégories de systèmes d'ancrage ont principalement été testées jusqu'à maintenant. La première est un système de clavettes composé d'un manchon à cône interne et de coins (en plastique ou en acier), la deuxième est un système par adhérence composé d'un tube métallique rempli d'une résine ou d'un coulis cimentaire expansif,

Bien que de nombreux systèmes d'ancrage aient été développés pour permettre l'utilisation de tendons en PRF dans les applications de post-tension, aucun des systèmes développés ne permet de remplir toutes les exigences de base concernant la fiabilité et la durabilité et donc leur utilisation sur chantier est encore limitée.

I.14. COMPORTEMENT EN FLEXION DES ELEMENTS PRECONTRAINTS PAR LES PRF

La littérature comprend un certain nombre de rapports de recherche portant sur le comportement à court terme des poutres précontraintes par PRF. Ces travaux concernent, en général, des poutres précontraintes par prétension et post-tension. Il y a très peu d'études traitant des poutres précontraintes par post-tension par PRF en raison du manque de systèmes d'ancrage fiables pour les renforts en PRF.

La comparaison du comportement en flexion de poutres en béton précontraint par renforts en PRF et torons acier montre que les poutres possèdent une rigidité de pré-

fissuration très semblable mais que la rigidité post-fissuration est nettement différente suivant le matériau utilisé. Les poutres en béton précontraint par PRF présentent moins de rigidité post-fissuration et cela se traduit par des flèches et des fissures plus importantes, ceci étant dû au fait que le module élastique des PRF est plus faible que celui des aciers.

I.15. CONCLUSION

Les renforts en PRF ont été proposés comme une alternative aux armatures en acier sujettes à la corrosion dans les infrastructures en béton. L'utilisation de PRF allège le coût de la réhabilitation et le remplacement des structures endommagées par la corrosion. Les résultats de recherche publiés, même si ces recherches se concentrent sur la performance à court terme, ont montré des performances satisfaisantes des éléments précontraints par les renforts en PRF et notamment les PRFC.

En raison de la faible rigidité de ces matériaux, il est préférable de pré contraindre les torons PRFC afin d'enlever une grande partie de leur capacité de déformation et de rendre l'utilisation des matériaux PRFC plus efficace. La limite supérieure pour la précontrainte des renforts en PRF est inférieure à celle de l'acier, principalement en raison du phénomène de rupture par fluage des composites. La différence dans les configurations de surface des renforts PRFC peut également influencer le comportement structurel. L'absence d'un système d'ancrage simple et fiable pour la post-tension des renforts en PRFC en raison de la faible résistance transversale des PRF constitue un obstacle technique à une utilisation généralisée des PRFC dans la post-tension.

Une comparaison des poutres précontraintes avec des renforts PRF et des torons en acier classiques a montré que les poutres précontraintes par des renforts en PRF présentent des charges à la rupture plus élevés et des flèches ultimes plus petites. Ce comportement est dû à l'augmentation des contraintes ultimes dans les renforts en PRF par rapport à l'acier et le manque de ductilité des renforts PRF. Plusieurs méthodes ont été proposées pour améliorer la ductilité des éléments précontraints par des PRFC comme le confinement du béton et l'utilisation des renforts PRFC de précontrainte partiellement adhérent.

CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Pour une bonne conception et étude d'un ouvrage, l'ingénieur doit connaître toutes les données naturelles et fonctionnelles. Afin de satisfaire le plus de contraintes du projet (économiques, délai de réalisation, esthétiques...).

Dans ce deuxième chapitre nous allons donc présenter les données de notre projet.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

Le présent projet au PK 27+908.577 fait partie de la pénétrante qui relie l'autoroute EST-OUEST avec le port de BEJAIA, à partir d'AHNIF sur 100km. Cette pénétrante est parallèle à la RN 26.

Le PK 27+908.577 se situe entre SEDDOUK et AMIZOUR à BEJAIA, le viaduc traverse oued soummam.

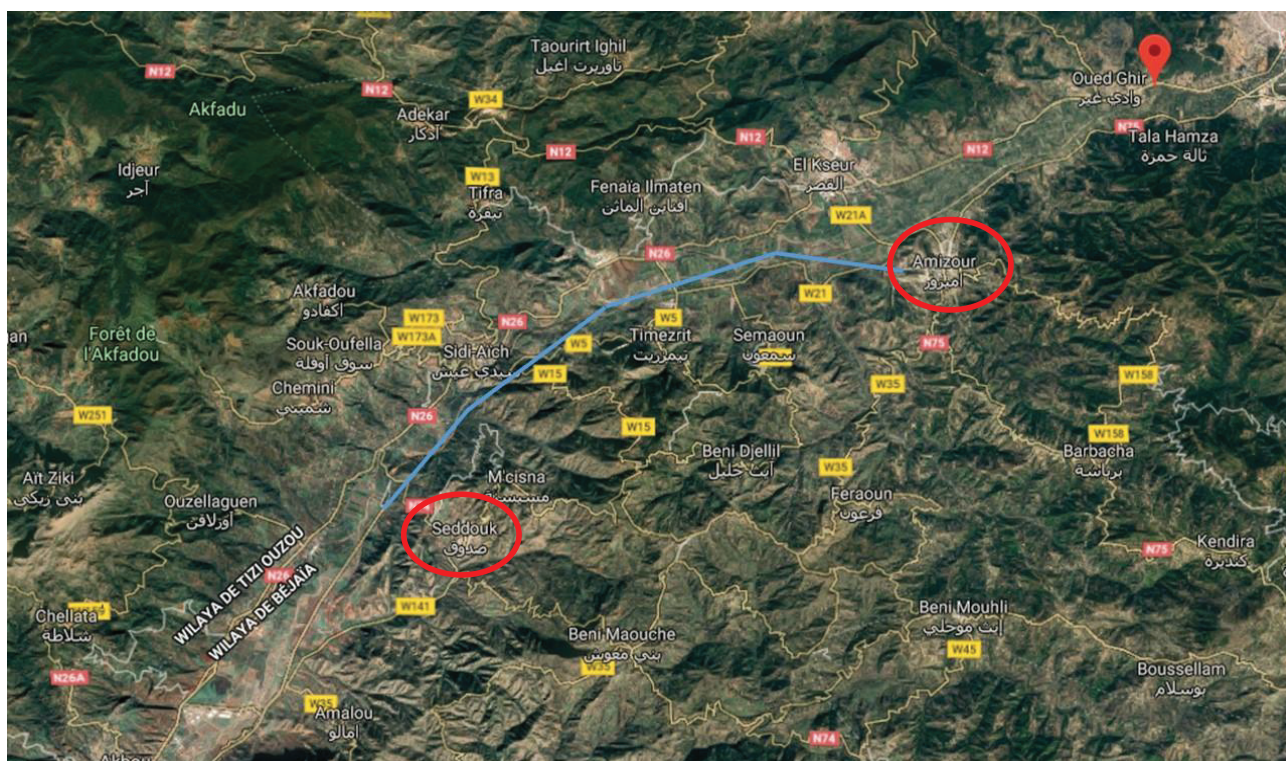


Figure II.1. Localisation du projet

II.3. DESCRIPTION DU SITE

Le site est sous forme d'une plaine alluviale qui contient l'oued de la Soummam et quelques arbustes et des buissons.

Le plan de situation du projet et de ses abords se présente comme suit :



Figure II.2. Plan de situation du viaduc

II.4. LES DONNEES FONCTIONNELLES

II.4.1. TRACE EN PLAN

Pour assurer la continuité du tracé routier, un ouvrage d'art sous forme d'une clothoïde est mis au point et contient deux viaducs jumelés dont les deux cotés ont les mêmes caractéristiques géométriques.

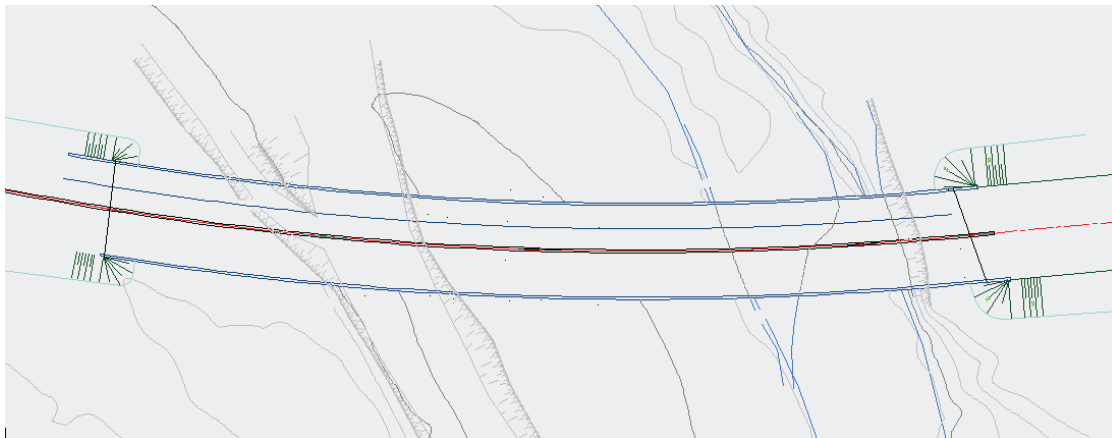


Figure II.3. Vue en plan du projet

II.4.2. PROFIL EN LONG

L'ouvrage franchit une brèche qui contient une piste et oued Soummam, sur une longueur de 280m. Le tracé routier présente une pente de 0.67%.

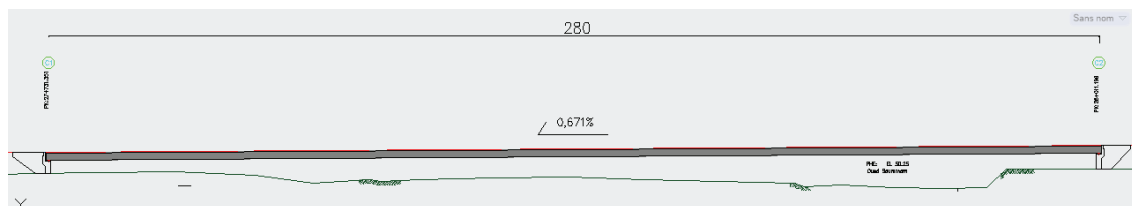


Figure II.4. Profil en long du projet

II.4.3. PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par deux cotés symétriques avec les dimensions identiques (2 x 15.75), chaque côté est composé de 4 voies de circulation, et deux trottoirs.

Ainsi, le profil en travers est caractérisé par :

- La largeur totale de l'ouvrage : 15.75m.
- La largeur chargeable : 13.5m.
- La largeur roulable : 14.5m.
- Le nombre de voies de circulation : 4 voies de 3.375m.
- Le devers qui dépend du tracé routier : 2.5%
- La largeur du trottoir : 0.75m et 0.5m.

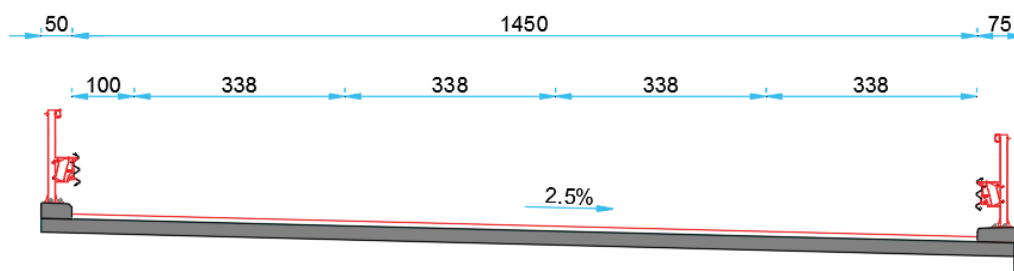


Figure II.5. Profil en travers du projet

II.5. LES DONNEES NATURELLES

II.5.1. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Le laboratoire des travaux publics de l'est et **GEOMAG LABORATOIRE** ont été chargé de l'étude géotechnique de ce projet. Cette étude se présente sous des essais réalisés sur site et au laboratoire, qui sont :

- Cinq (05) essais préssiométriques dont quatre de 25 m de profondeur et un de 20m.
- Quatre (04) sondages carottés dont trois de 25 m de profondeur et un de 34m.
- Les analyses chimiques sommaires.

Les résultats de l'étude géotechnique et le schéma de localisation des implantations pour la réalisation des essais in-situ sont présentés dans l'annexe 01.

II.5.2. DONNEES GEOLOGIQUES

La géologie du site a été mise en évidence par les sondages carottés de 25m de profondeur. La lithologie montre la présence :

- Des alluvions grossières formées de galets, cailloux, grave et sable surmontées par une couverture très mince de terre végétale.

II.5.3. DONNEES CLIMATIQUES

Le climat à Bejaia varie de très chaud à très froid selon la saison avec une température moyenne annuelle de 17.7°C.

La moyenne de la température la plus élevée est de 25.4°C en mois d'aout, de ce fait le mois le plus chaud de l'année ; janvier est en revanche le mois le plus froid de l'année avec une température de 11.5°C.

II.5.4. DONNEES PLUVIOMETRIQUES

La moyenne des précipitations annuelles atteints 830mm, avec un taux de 132mm en mois de décembre ce qui fait le mois ayant le plus de précipitations.

II.5.5. DONNEES SISMIQUES

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autres notre région d'étude. Selon le **DTR RPOA-2008**, le site d'étude, BEJAÏA, est classé dans la **zone IIa** de moyenne sismicité.

Vu le site séismique de la région, nous devons se référer aux règlements parasismiques des ouvrages d'arts algérien (RPOA) pour faire le calcul dynamique et l'étude de cet ouvrage d'art.

II.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons mis au point toutes les données fonctionnelles et naturelles qui nous permettrons de faire la conception de notre ouvrage d'art dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III. CONCEPTION
GENERALE

CHAPITRE III. CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes fonctionnelles et naturelles imposées.

Pour cela, on définit dans ce chapitre les variantes du pont qui s'imposeront selon des critères bien précis.

III.2. CRITERES DE CHOIX

Dans notre projet, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais tout d'abord on doit citer les différents paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage, qui sont :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- L'implantation des appuis.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- La nature de l'obstacle à franchir.

Après l'analyse des critères de choix nous proposons 2 variantes :

Variante 1 : pont à poutres précontraintes par post-tension à travée indépendantes.

Variante 2 : pont mixte bi-poutres.

III.3. PREMIERE VARIANTE « PONTS À POUTRES PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES

III.3.1. INTRODUCTION

Les ouvrages à poutre préfabriqué de type VIPP sont des structures relativement simples, ils ont été largement utilisée dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres, Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont relié entre elles par un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. [1]

III.3.2. DESCRIPTION DE LA VARIANTE

L'ouvrage est d'une longueur totale de 280m, nous proposons 8 travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension de 35 m de long, et une largeur de 15.75m.

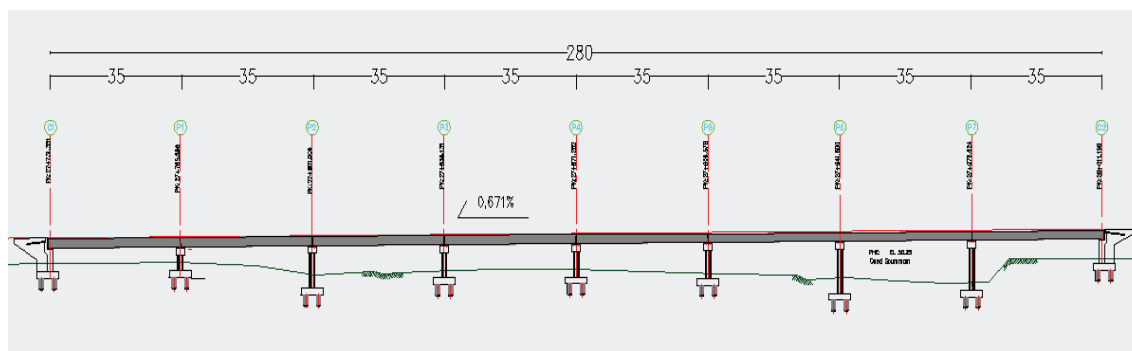


Figure III.1. Implantation des appuis

III.3.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Le pré-dimensionnement est fait selon le document SETRA « VIPP »
Dans notre cas on a 8 travées de 35 m.

➤ Élancement

L'élancement des poutres varie entre :

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{17}$$

Avec : $L=35\text{m}$

$$1.75 \leq h_t \leq 2.1$$

Donc on fixe la hauteur totale : $h_t = 2 \text{ m}$

➤ Épaisseur de l'hourdis

Épaisseur de l'hourdis est comprise entre :

$$20\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}$$

On fixe : $h_0 = 25\text{cm}$

D'où l'élancement de la poutre est fixé : $h_p = 1.75 \text{ m}$

➤ Entraxe entre poutres

$$1.4 \leq \lambda \leq 2.5$$

On fixe : $\lambda = 1.6\text{m}$

➤ Nombre des poutres

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres : $N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$

L_a : Entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à 14.65 m.

$$N = \frac{14.65}{1.6} + 1 = 10.15$$

On prend le nombre des poutres **N= 10 poutres.**

➤ La largeur de la table de compression.

La largeur de la table est entre :

$$0.6h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

Donc on fixe la largeur de la table de compression : $b=1.1\text{m}$

➤ L'épaisseur de la table de compression.

$$10\text{cm} \leq e_c \leq 15 \text{ cm}$$

On fixe : $e_c = 12 \text{ cm}$

➤ La largeur du talon

Elle varie entre 40 et 80cm, dans notre cas on prend une largeur de $L_t = 60\text{cm}$.

➤ L'épaisseur du talon

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0.10 m et 0.20m.

On prend : $e_t = 20$ cm.

➤ L'épaisseur de l'âme

❖ A la zone d'about

Au voisinage des appuis les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe : $b_0 = 60$ cm

❖ En section variable

On prend : $b_0 = 43$ cm

❖ A mi-travée

$$b_0 \geq 25$$

On fixe : $b_0 = 25$ cm

➤ Les Goussets

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

❖ Gousset du talon

À mi-travée : $1 \leq \tan \alpha \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 45^\circ$

Sur appui : il n'est y a pas de gousset.

❖ Gousset de la table de compression

• À mi-travée :

On prend : $\alpha = 5^\circ \rightarrow e = 2$ cm.

$\alpha = 45^\circ \rightarrow e = 6$ cm.

• En section variable :

On prend : $\alpha = 5^\circ \rightarrow e = 3$ cm.

• Sur appui :

On prend : $\alpha = 5^\circ \rightarrow e = 2$ cm.

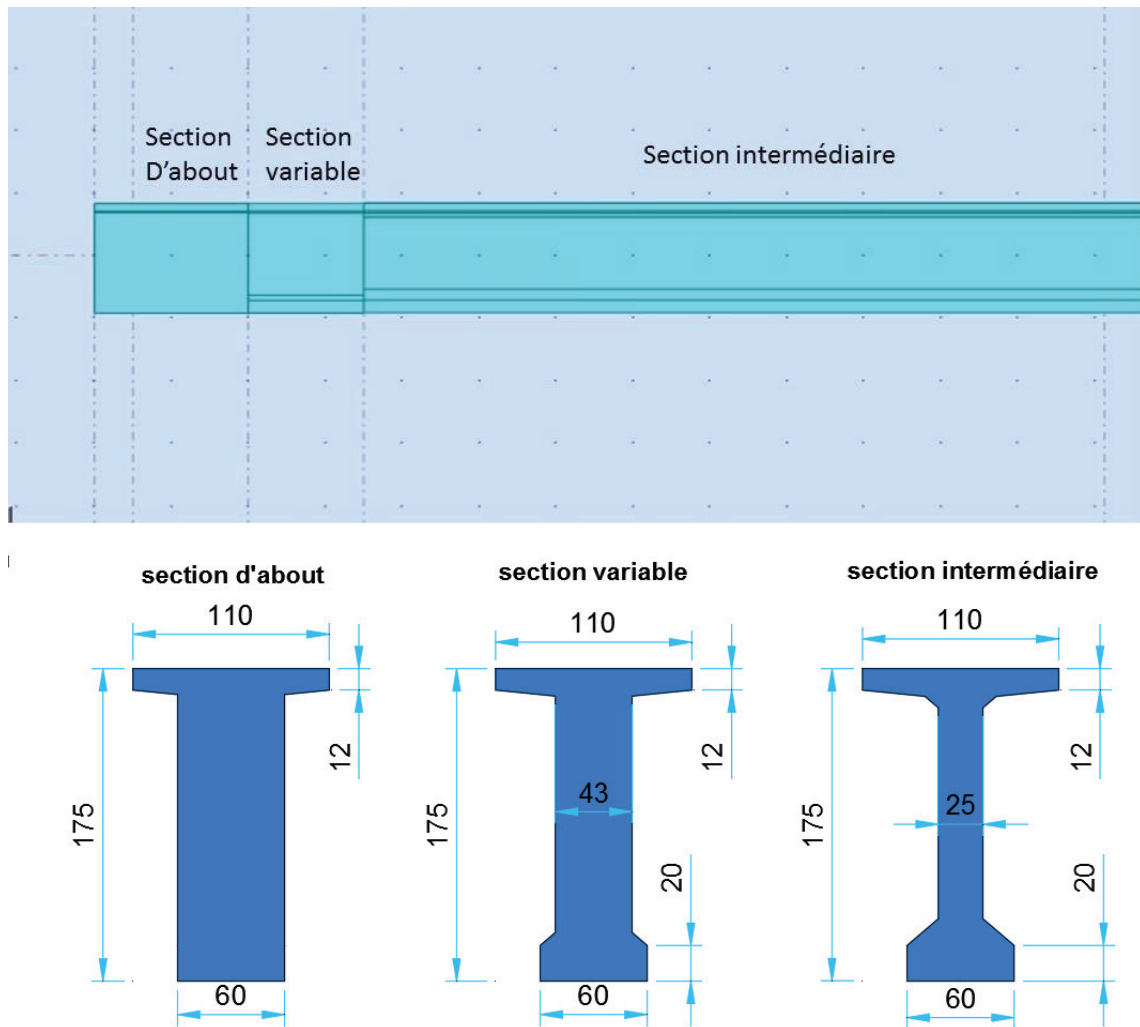


Figure III.2. Présentation des différentes sections transversale de la poutre

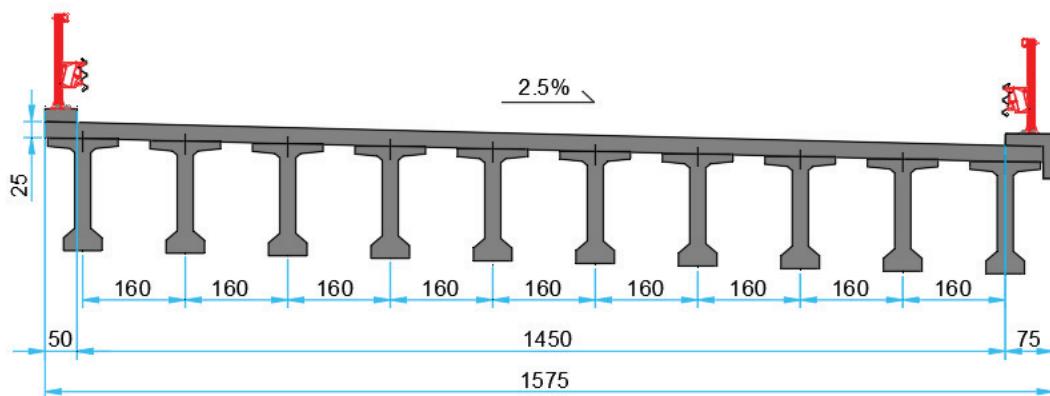


Figure III.3. Coupe transversale sur le tablier à mi-travée

III.3.4. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DE LA VARIANTE

Les avantages

- La préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Réduire les délais d'exécution des travaux.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques.

Inconvénients

- Hauteur et poids des poutres très important.
- Nécessite un personnel qualifié pour l'entretien et la pose des gaines et des câbles.

III.4. DEUXIÈME VARIANTE « PONT MIXTE BI-POUTRE »

III.4.1. INTRODUCTION

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural avec des portées principales de 30 m à 130 m. [2]

III.4.2. DESCRIPTION DE LA VARIANTE

On propose pour cette variante un pont mixte bipoutres de type isostatique, avec 3 travées de longueur variable, dont on fixe une travée intermédiaire de longueur 80 m et 2 travées de rives de 56 m de longueur.

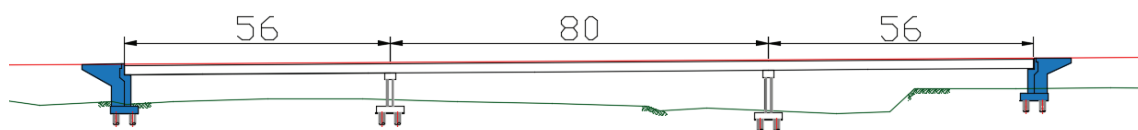


Figure III.4. Coupe longitudinale sur la deuxième variante

III.4.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

➤ Le pré dimensionnement de la dalle

Lorsque la largeur de la dalle dépasse une quinzaine de mètres on exécute une dalle en béton précontraint.

La dalle est en général d'épaisseur variable, 300mm au droit des poutres et 250mm entre les poutres (à mi-travée). [2]

➤ Pré dimensionnement de la poutre

À l'aide du document SETRA PONT MIXTE on fait le pré dimensionnement de la poutre en I.

➤ Nombre de poutres

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

$$N = \frac{L_a}{d}$$

L_a : Largeur du tablier égale à 15.75m.

d : Entraxe entre deux poutres égales à $0.55 \times 15.75 = 8.7$ m

$$N = \frac{15.75}{8.7} = 1.83$$

On prend : **2 poutres**

➤ Élancement de poutre

Selon SETRA, Pour un ouvrage continu on préconise un élancement :

$$\frac{L}{h} = 20 + \frac{l - 30}{5} - \frac{2 \times b - 12}{2.5}$$

$$\frac{L}{h} = 19.5$$

$$h = 1.79\text{m} = 1.8\text{m}$$

➤ Semelle supérieure

- La largeur de la semelle supérieure

Aux appuis : $400 \leq b_s \leq 800 \text{ mm} \rightarrow b_s = 600\text{mm}$

A mi- travée : $200 \leq b_s \leq 500\text{mm} \rightarrow b_s = 400 \text{ mm}$

- L'épaisseur de la semelle supérieure

$$t_s = 30\text{mm}$$

➤ Semelle inférieure

- La largeur de la semelle inférieure

Sur appuis $500 \leq b_i \leq 1200\text{mm} \rightarrow b_i = 850\text{mm}$

A mi- travée $300 \leq b_i \leq 600\text{mm} \rightarrow b_i = 550\text{mm}$

- L'épaisseur de la semelle inférieure

$$t_i = 40\text{mm}$$

➤ L'âme

Sur appuis $\rightarrow b_i = 20\text{mm}$

A mi- travée $\rightarrow b_i = 15\text{mm}$

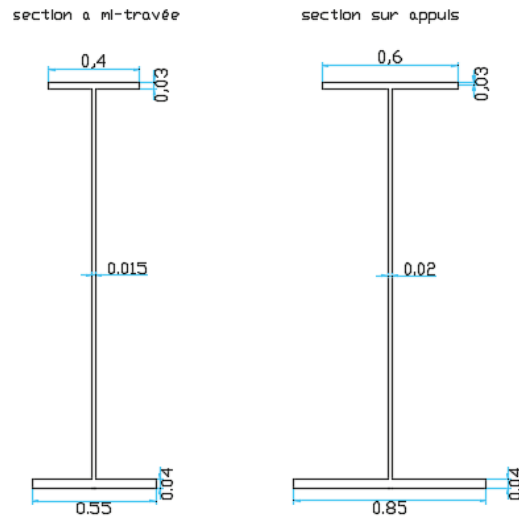


Figure III.5. Différentes sections de la poutre

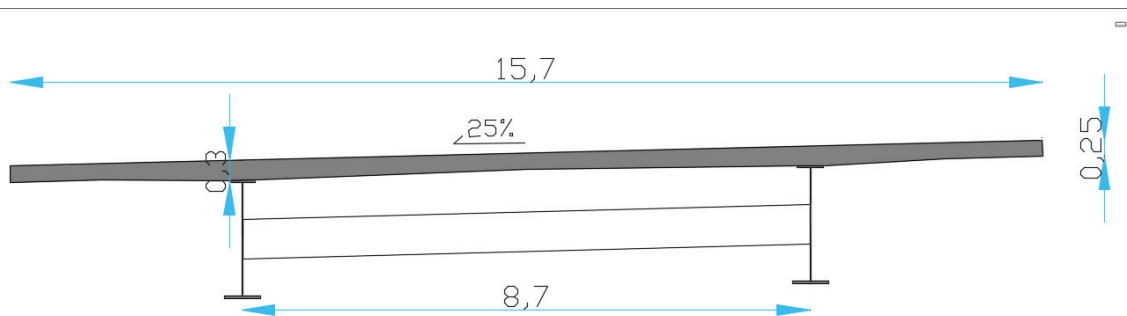


Figure III.6. coupe transversale

III.4.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES

En générale les entretoises sont disposées selon un entraxe constant par travée compris entre 6 et 8m maximum, pour notre cas on fixe un entraxe égal à 7 m. [2]

Au stade du pré dimensionnement on prévoit un IPE600.

PROFIL D'ENTRETOISE

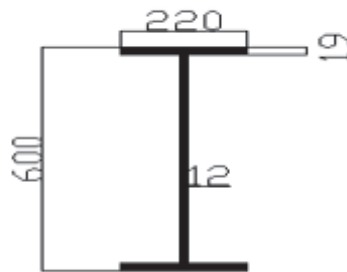


Figure III.7. Profil d'entretoise

III.4.5. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DE LA DEUXIEME VARIANTE.

Les avantages

- Légèreté de la superstructure.
- Rapidité d'exécution globale.
- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.
- La possibilité de franchir les grandes portées.

Les inconvénients

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Le coût est très élevé.
- Différents phénomènes d'instabilité (flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service).
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Requièrent une main d'œuvre qualifiée (en particulier soudeurs).

III.5. ANALYSE MULTICRITERES

A partir des avantages et inconvénients de chaque variante, on arrive au choix de la variante à retenir en se basant sur les critères suivants :

Tableau III.1. Analyse multicritère des deux variantes

	L'économie	Réalisation	Esthétique
Pont à poutres précontraintes post-tension	<ul style="list-style-type: none">-L'entretien n'est pas obligatoire, sauf dans le cas de chocs, séisme ou le remplacement des appareils d'appuis et des joints de chaussé.-La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudages	La rapidité d'exécution des travaux.	L'esthétique de ces deux ponts est peu favorable.
Pont mixtes bi-poutres	<ul style="list-style-type: none">-Demande un entretien spécial a long terme.- Le coût est très élevé.	Requièrent une main d'œuvre qualifiée.	

III.6. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

L'analyse et l'évaluation des différentes variantes, selon les paramètres de réalisation, économiques et esthétiques, nous a permis de choisir la variante «Pont à poutre précontraintes à travées indépendantes », car elle répond mieux aux critères de choix cités précédemment.

Une fois la variante sélectionnée, une conception est nécessaire pour les appuis qui présentent l'élément porteur du pont.

III.7. CONCEPTION DES APPUIS

La conception des appuis piles ou culées est basé sur des facteurs géométrique et mécanique de l'ouvrage.

III.7.1. PILES

Les piles sont des appuis intermédiaires qui sont constituées d'un ou de plusieurs futs, le choix du type de pile dépend du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode de construction des fondations et de certaines contraintes naturelles.

III.7.1.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA PILE

III.7.1.1.1. CHEVETRE

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure une liaison discontinue tablier-appui, transversalement la longueur totale du chevetre est voisine à la largeur du tablier on la prend égale à 15.75 m, et la largeur du chevetre est voisine de 2m minimum. [1]

III.7.1.1.2. FUTS

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, dont la hauteur imposée par les caractéristiques géométriques est de 5 à 11 m.

III.7.2. CULEE

La culée est un élément fondamental de la structure, considérée à la fois comme un appui de rive et un mur de soutènement.

Elle assure la transmission des efforts au sol de fondation avec tous les éléments dont elle se compose, qu'on va présenter dans ce qui suit.

III.7.2.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA CULEE

III.7.2.1.1. LE MUR FRONTAL

Son rôle essentiel est de supporter un remblai allant jusqu'à 10m, d'où sa hauteur dépend de la hauteur du remblai à supporter.

L'épaisseur de ce mur varie de 0.8m à 1.8m, pour notre cas on prend 1.3m.

Pour la largeur, elle doit couvrir la totalité du tablier, d'où la dimension de 15.75m. [3]

III.7.2.1.2. LE MUR EN RETOUR

Mur solidaire d'une culée et parallèle à l'axe longitudinal du tablier assure lui aussi le soutènement des terres du remblai d'accès, avec une hauteur égal à celle de la culée et une épaisseur d'environ 50cm. [3]

III.7.2.1.3. LE MUR GARDE GREVE

Son rôle est de retenir les terres derrière le tablier et permet d'établir le joint de chaussée ; sachant que la hauteur du mur garde grève est d'environ 2.2m, l'épaisseur conseillé pour ce cas est de 30cm et sa longueur est la largeur du tablier 15.75m. [3]

III.7.2.1.4. CORBEAU

C'est l'appui de la dalle de transition, il est placé assez bas pour libérer l'épaisseur du corps de chaussée.

Pour la disposition de la dalle de transition, on libère un espace de 25cm au sommet du corbeau. [3]

III.7.2.1.5. DALLE DE TRANSITION

Pour atténuer les efforts de tassement du remblai à proximité de l'ouvrage, on met en place une dalle de transition de 30cm d'épaisseur surmontée par un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

Cette dalle recouvre tout le remblai équivalent à une longueur de 14.75m et une largeur de 5m incliné avec une pente de 10%. [3]

III.7.2.1.6. SEMELLE

La semelle sur pieux est rectangulaire, ses dimensions dépendent essentiellement des pieux sur lesquels elle repose.

Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$3(n - 1) \phi + 2\phi$$

Avec :

n : nombre de pieux.

ϕ : diamètre du pieu.

Cette formule prend en considération le respect de l'entraxe entre les pieux qui est égale à 3ϕ pour éviter l'effet du groupe.

La largeur de la semelle dépend du nombre de file des pieux, pour notre cas on a 2 files de 5 pieux.

Son épaisseur dépend du scellement des armatures longitudinales des pieux sur la semelle, pour notre ouvrage nous avons choisis une semelle avec une épaisseur de 2m.

Les dimensions de notre semelle sont présentées dans la figure ci-dessous :

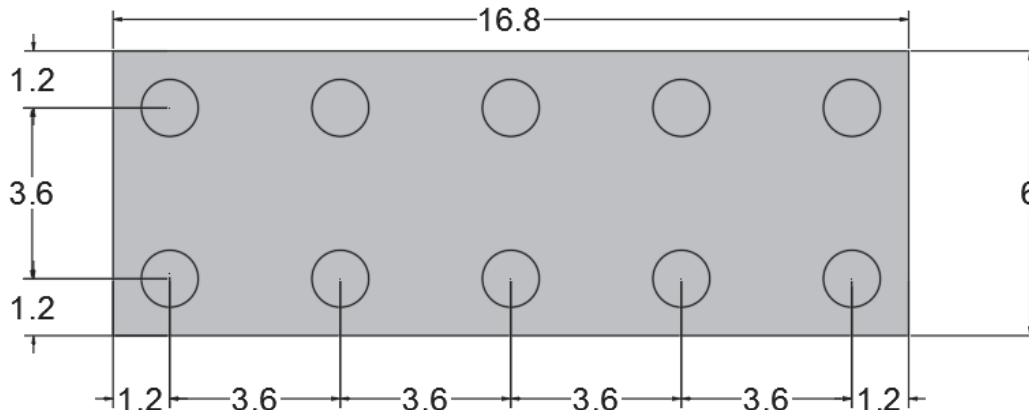


Figure III.8. Vue en plan de la semelle

III.8. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de connaître les principaux critères de choix d'une variante d'un ouvrage d'art.

Ce choix va être étudié et vérifié pour d'éventuelles évaluations qui vont être traités dans les chapitres suivants.

CHAPITRE IV. CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

L'étude d'un pont nécessite la détermination et le calcul des valeurs qui caractérisent les charges permanentes, et les surcharges d'exploitations appliquées, afin de vérifier la résistance de l'ouvrage et sa capacité à les supportés.

IV.2. DISCRIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

- Les charges et surcharges appliquées sur le pont sont :
- Charges permanents (CP) : c'est le poids propre des éléments porteurs.
 - Les compléments des charges permanentes (CCP) : c'est le poids des éléments non porteur (poids des équipements du pont (le revêtement, l'étanchéité, la corniche, les glissières de sécurité, les gardes corps et les trottoirs).
 - Les surcharges : sont les surcharges dues à l'exploitation de l'ouvrage (les systèmes de charge à caractère civil A et B et les efforts de freinage correspondant, le système de charge militaire Mc120, le convoi D240 et les surcharges sur le trottoir).

IV.3. CALCUL DES CHARGES

IV.3.1. CHARGES PERMANENTES

1. Poids des poutres

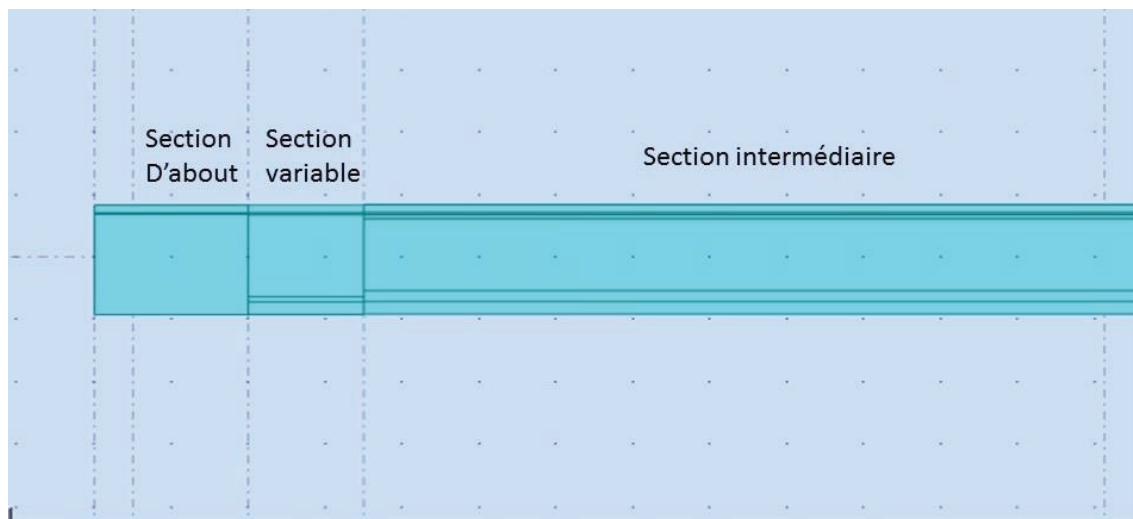


Figure IV.1. Coupe longitudinale de la poutre

Tableau IV.1. Dimensions de la poutre

Section	About	Section variable	Intermédiaire
Longueur(m)	2	1.5	14
Air (m ²)	1.12	0.88	0.66
Volume (m ³)	2.24	1.32	9.24

$$P_{poutres} = 2 \times n \times \rho b \times \frac{\sum_i LA}{2 \times \sum_i L}$$

Ppoutres= 18.34 t/m

2. Poids de l'hourdis

$$P_{\text{hourdis}} = \rho b \times e_{\text{hourdis}} \times l_{\text{hourdis}}$$

Sachant que :

e_{hourdis} : est l'épaisseur de l'hourdis ($e_{\text{hourdis}} = 0.25\text{m}$)

l_{hourdis} : Largeur de l'hourdis ($l_{\text{hourdis}} = 15,75\text{m}$)

$$P_{\text{hourdis}} = 2.5 \times 0.25 \times 15,75$$

$$P_{\text{hourdis}} = 9.84\text{t/m}$$

➤ Le poids total des charges permanentes

$$PCP = P_{\text{poutres}} + P_{\text{hourdis}}$$

$$PCP = 28.18 \text{ t/m}$$

IV.3.2. COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES

Tableau IV.2. Calcul des PCCP

Dimension	Epaisseur (m)	Largeur r l(m)	Aire de section $A = e \times l \text{ (m}^2\text{)}$	Poids volumique $\rho \text{ (t/m}^3\text{)}$	Poids $P = \rho \times A \text{ (t/ml)}$
Revêtement + Etanchéité	0.08	14.5	1.16	2.4	2.784
Trottoir	0.2	1.25	0.25	2.5	0.625
Corniche	/	/	0.11	2.5	0.275
Glissière de sécurité + Garde-corps	/	/	/	/	0.04

L'aire de la section transversale de la corniche est déterminée à partir du logiciel AUTOCAD.

➤ Poids total des compléments des charges permanentes

$$PCCP = PR + PE + PGC + PC + 2 \times (PT + PGS)$$

$$PCCP = 3.724\text{t/m}$$

➔ Le poids total du tablier

$$G \text{ (t/ml)} = PCP + PCCP$$

$$G \text{ (t/ml)} = 31.904 \text{ t/m}$$

$$G = 1116.64\text{t}$$

IV.3.3. CHARGES D'EXPLOITATION

IV.3.3.1. SYSTEME DE CHARGE A(l)

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12}$$

Avec $l = 35\text{m}$

$$A(l) = 9.96\text{KN/m}^2$$

Le pont est de première classe dont la méthode de détermination de la classe d'un pont est détaillée dans l'annexe 03.

Le calcul des surcharges de type A(l) pour différent nombre de voie chargée est présenté dans le tableau suivant :

$$v = \frac{Lc}{4} = 3.375m$$

Tableau IV.3. Calcul des surcharges A(l)

Nombre de voies	Coefficient a1	Coefficient v0	Coefficient a2= v0/v	A1 (KN/m ²)	A2=a2×A1 (KN/m ²)	Largeur Chargée (m)	Q=A2×Lc (KN/ml)
1	1	3.5	1.04	9.96	10.358	3.375	34.96
2	1	3.5	1.04	9.96	10.358	6.75	69.92
3	0.9	3.5	1.04	8.964	9.322	10.125	94.38
4	0.75	3.5	1.04	7.47	7.769	13.5	104.88

IV.3.3.2. SYSTEME DE CHARGE B

Les caractéristiques de ce système de charge et les étapes de calcul du coefficient de majoration dynamique, sont détaillées dans l'annexe 03.

Pour les ponts de première classe, on applique les deux systèmes de charge B et qui sont les suivants :

IV.3.3.2.1. SYSTEME BC

$$\delta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / (1 + 4G/S)$$

Avec: $S = n_c \times P_c \times b_c$

Sachant que :

L =35m.

G = 1116.64t

Tableau IV.4. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système Bc

Nombre de voies	nc	bc	pc	S	δ
1	2	1.2	30	72	1.059
2	4	1.1	30	132	1.067
3	6	0.95	30	171	1.072
4	8	0.8	30	192	1.074

IV.3.3.2.2. SYSTEME Bt

$$\delta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / (1 + 4G/S)$$

Sachant que :

L =35m.

G =1204 t

Avec : $S = n_t \times P_t \times b_t$

Tableau IV.5. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système Bt

Nombre de tandem	nt	bt	pt	S	δ
1	1	1.2	32	38.4	1.055
2	2	1.2	32	76.8	1.060

IV.3.3.3. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC 120

$$\delta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / (1 + 4G/S)$$

Avec : $S = 110t$

$$\rightarrow \delta = 1.064$$

IV.3.3.4. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240

Les caractéristiques de ce système sont déterminées dans l'annexe 03, sachant que les convois exceptionnels ne sont pas majorés.

IV.3.3.5. SURCHARGE SUR LES TROTTOIRS

Deux trottoirs chargés :
Trottoir de 1.25 m est chargé de 1.50 KN/m² donc :
 $T_r(2t) = 1.25 \times 1.5$

$$T_r(2t) = 1.875 \text{ KN/m}$$

IV.3.3.6 EFFORT DE FREINAGE

- L'effort de freinage dû au système de charge A(l) est :

$$F_A = \frac{A.S}{20 + 0.0035 S}$$

Avec $S = 472.5 \text{ m}^2$

$$F_A = 169.53 \text{ KN/m}^2$$

- L'effort de freinage dû au système de charge Bc est :

$$F_B = 300 \text{ KN}$$

IV.4. COMBINAISON D'ACTION

Les coefficients qui caractérisent chaque chargement à l'état limite de service et ultime sont :

Tableau IV.6. Coefficient des combinaisons d'action

Chargement	ELS	ELU
Charges permanentes G	1	1.35
Charge à caractère civil (A(l), B)	1.2	1.6
Charge militaire Mc120 et exceptionnelle D240	1	1.35
Charge sur trottoir St	1	1.6

IV.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont, en utilisant le règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR).

Mais cela ne présente qu'une brève étape avant la détermination de la poutre la plus sollicitée qui peut être effectuée manuellement ou à l'aide de divers logiciels de modélisation et de calcul.

CHAPITRE V.
CARACTERISTIQUES ET
HYPOTHESES DE CALCUL

CHAPITRE V. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

V.1. INTRODUCTION

La construction d'un pont nécessite un bon choix de tous les matériaux utilisés, pour répondre au bon fonctionnement de l'ouvrage.

Nous allons alors dans ce chapitre définir les caractéristiques des matériaux conçus pour notre ouvrage avec les hypothèses et les références de calcul.

V.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

La poutre est composée de trois sections transversales (about, variable et intermédiaire).

On utilise le logiciel AUTOCAD qui nous permet d'avoir la position du centre de gravité (V et V'), le moment d'inertie par rapport au centre de gravité I/g , l'aire brute B_{brute} et le périmètre de la section, sans calcul, à l'aide de la fonction (propriété de masse/de la région).

- Rendement géométrique de la section

$$\rho = \frac{I_{\Delta brute}}{V.V'.B}$$

- Moment statique

$$S_n = B_{brute} \cdot V'$$

- Les sections nettes

$$B_{nette} = B_{brute} - 5\%B_{brute}$$

$$S_{\Delta nette} = S_{\Delta brute} - 5\%S_{\Delta brute} \quad I_{\Delta nette} = I_{\Delta brute} - 10\%I_{\Delta brute}$$

V.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Dans cette partie on définit les caractéristiques des matériaux acier et béton qui vont être utilisés dans la réalisation du viaduc.

V.3.1. LE BETON

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde pour les réalisations des ouvrages de génie civil, c'est un matériau composite. Il est constitué de plusieurs matériaux différents, qui deviennent homogènes entre eux.

Le béton a une bonne résistance à la compression. Mais il résiste mal à la traction.

V.3.1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE

- Résistance caractéristique a la compression

Parmi toutes les sollicitations mécaniques, la résistance du béton en compression unie axiale a été la plus étudiée parce qu'elle projette généralement une image globale de la qualité d'un béton. [4]

Elle peut être calculée en fonction de son âge, pour un béton de moins de 28 jours avec la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

On peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours.

Pour notre ouvrage on utilise un béton avec une résistance à la compression à 28 jours égale à :

Superstructure (Dalle et Poutre) : $f_{c28} = 35$ MPa.

Infrastructure (Pile, Culée, Fondation) : $f_{c28} = 30$ MPa.

- Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à j jours notée « f_{tj} » se déduit conventionnellement par la relation : [4]

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Alors on admet pour notre ouvrage les résistances à la traction suivantes :

Superstructure (Dalle et Poutre) : $f_{t28} = 2.7$ MPa.

Infrastructure (Pile, Culée, Fondation) : $f_{t28} = 2.4$ MPa.

V.3.1.2. CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION

C'est les contraintes dont leurs valeurs ne doivent pas être dépassées lors des vérifications.

- ❖ A L'ELU

La contrainte admissible de compression est donnée par l'expression suivante [4] :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1,50 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Pour le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action 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.

Pour notre cas on a une situation durable ou la durée de la contrainte admissible de compression de l'ouvrage est égale à :

- 19.83 MPa pour la superstructure.
- 17 MPa pour l'infrastructure.

- ❖ A L'ELS

La contrainte admissible de compression du béton est limitée à [4]:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Or, les contraintes admissibles de compression de l'ouvrage sont comme suit :

- 21 MPa pour la superstructure.
- 18 MPa pour l'infrastructure.

-

V.3.1.3. DÉFORMATION DU BÉTON

Le béton se déforme longitudinalement et transversalement sous l'action d'une sollicitation. [4]

- Déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale pour le béton « E » est défini par :

- Le module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24h)

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

- Le module de déformation différée (longue durée d'application des charges)

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

- Déformation transversale

La déformation transversale se traduit par le coefficient de poisson ν qui est donné par la formule suivante :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\nu = 0.2 \text{ Pour la justification à l'ELS.}$$

$$\nu = 0 \text{ Dans le cas de l'ELU [5].}$$

V.3.2. LES ACIERS

Le béton précontraint utilise deux types d'aciers, des armatures passives, qui constituent les armatures classiques du béton armé (barres HA), et des armatures actives qui sont les câbles de précontrainte.

V.3.2.1. LES ACIERS PASSIFS

On utilise dans notre ouvrage des aciers passifs qui sont caractérisés par les propriétés suivantes :

- Des barres d'acier de haute adhérence type 1 de nuance Fe E50.
- Limite d'élasticité garantie de 500 MPa.
- Module d'élasticité $E_s = 200\,000$ MPa.

V.3.2.1.1. CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA TRACTION

❖ A L'ELU

La contrainte admissible dépend de la déformation des aciers ξ_s sous chargement et peut être calculé avec la formule suivante [4] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{si } \xi_s \leq \xi_{es} \\ \sigma_{su} = E_s \cdot \xi_s & \text{si } \xi_s > \xi_{es} \end{array} \right.$$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \text{ et } \gamma_s = 1.15$$

❖ A L'ELS

Si on considère que notre ouvrage se situe dans un environnement agressif exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable et la contrainte admissible est déterminée par la formule suivante [4] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \max \{0.5f_e ; 110\sqrt{\eta} ftj\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les armatures de haute adhérence, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$$

V.3.2.2. ACIER ACTIFS

Les propriétés mécaniques des câbles de précontraintes considéré pour le projet sont :

- Câble de type : 12 T15 (douze torons de 15mm de diamètre)
- Aire nominale de l'acier : $A_p = 0,00168 \text{ m}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\varnothing = 8 \text{ cm}$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$.
- Limite élastique garantie : $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$.
- Taux de relaxation à 1000 heure : $\rho_{1000} = 2.5\%$.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.

V.4. REFERENCE ET REGLEMENT DE CALCUL

Les documents suivants sont considérés comme base de prescription de nos calculs :

- Les règles définissant les charges à appliquées pour les épreuves des ponts routier RCPR 2008.
- Le règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art RPOA 2008.
- Le béton armé aux états limites BAEL 91 (modifié 99).

V.5. CONCLUSION

Avec les hypothèses de calcul et les propriétés des matériaux évoqués dans ce chapitre nous pourrons par la suite continuer l'étude de notre viaduc.

CHAPITRE VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS

CHAPITRE VI. CALCUL DES SOLLICITATIONS

VI.1. INTRODUCTION

Le développement de l'informatique a conduit à de grands changements dans les approches traditionnelles des calculs d'ingénierie, la méthode de premier plan de résolution numérique pour une grande variété de problèmes physiques est la méthode des éléments finis.

Les logiciels modernes utilisant la méthode des éléments finis bénéficient d'une interface graphique permet de modéliser les structures, de définir les matériaux, les charges et d'effectuer des calculs sur les modèles les plus complexes, avec une visualisation rendant leur utilisation relativement simple.

Dans ce travail on a opté à travailler avec deux logiciels différents (Autodesk Robot Structural Analysis Professional et SAP20000 v14).

VI.2. MODELISATION DU PONT

Le viaduc dont nous disposons est un ouvrage isostatique composé de huit travées identiques et indépendantes, l'étude du tablier va donc se faire sur une seule travée.

Les étapes détaillées de la modélisation avec les deux logiciels seront présenté dans l'annexe 04.

VI.2.1. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT

Le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel est un processus permettant aux Ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillés de nombreuses Structures, déterminer les sollicitations de façon graphique numériques ou combinée.

Le tablier est composé de 10 poutres et d'une dalle supportée par des appuis, les poutres sont modélisées en éléments barres et la dalle en élément panneau à 4 nœuds, l'ensemble est appuyé sur un appui simple d'un côté et d'un appui double de l'autre.

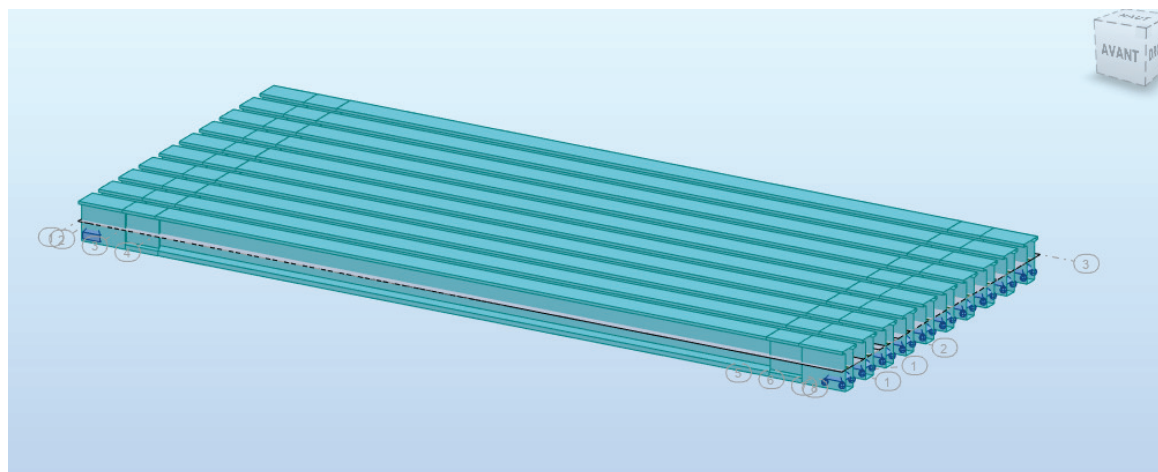


Figure VI.1. Modélisation du tablier sur robot

Après viennent les résultats obtenus par ce logiciel dans le tableau ci-après :

Tableau VI.1. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec Robot

Surcharges	ELU		ELS	
	Moment Fléchissant (KN.m)	Effort Tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
Surcharge A(l)	8411.05	1027.10	6254.91	763.79
Surcharge Bc	8435.53	1053.41	6272.81	783.52
Surcharge Bt	8053.34	1092.17	5986.17	812.60

Charge militaire Mc120	9026.61	1132.02	6686.38	838.53
Convoi exceptionnel D240	9220.60	1302.73	6830.08	964.57

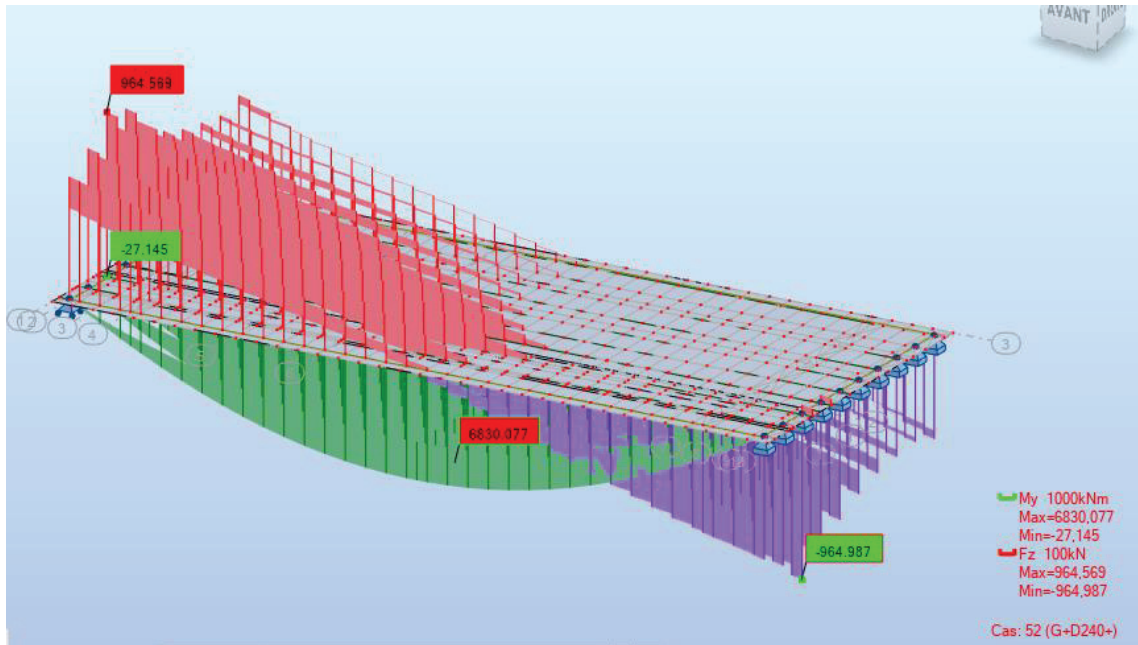


Figure VI.2. Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 sur Robot

VI.2.2. MODELISATION DU TABLIER AVEC SAP 2000

SAP 2000 signifie Structural Analysis Programme est un logiciel de calcul et de conception des structures par éléments finis, particulièrement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures.

La modélisation du tablier est effectuée par des éléments « FRAME » qui présente les poutres et un hourdis en élément « SHELL ».

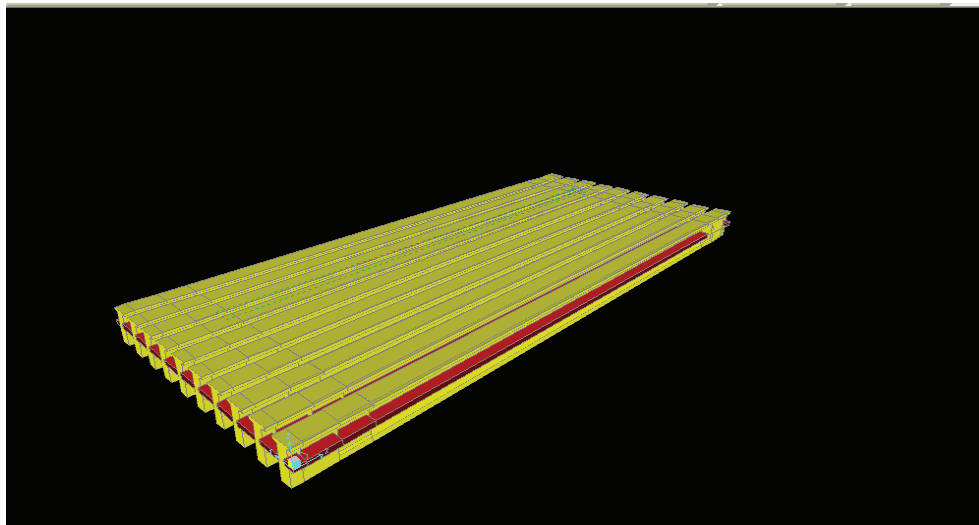


Figure VI.3. Modélisation du tablier sur SAP2000

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec SAP

Surcharges	ELU		ELS	
	Moment Fléchissant (KN.m)	Effort Tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
Surcharge A(l)	6826.51	729.6	5081.17	359.68
Surcharge Bc	6850.99	755.97	5099.07	397.41
Surcharge Bt	6468.8	794.73	4812.43	426.49
Charge militaire Mc120	7442.07	834.73	5512.64	452.42
Convoi exceptionnel D240	7636.06	905.44	5656.34	578.46

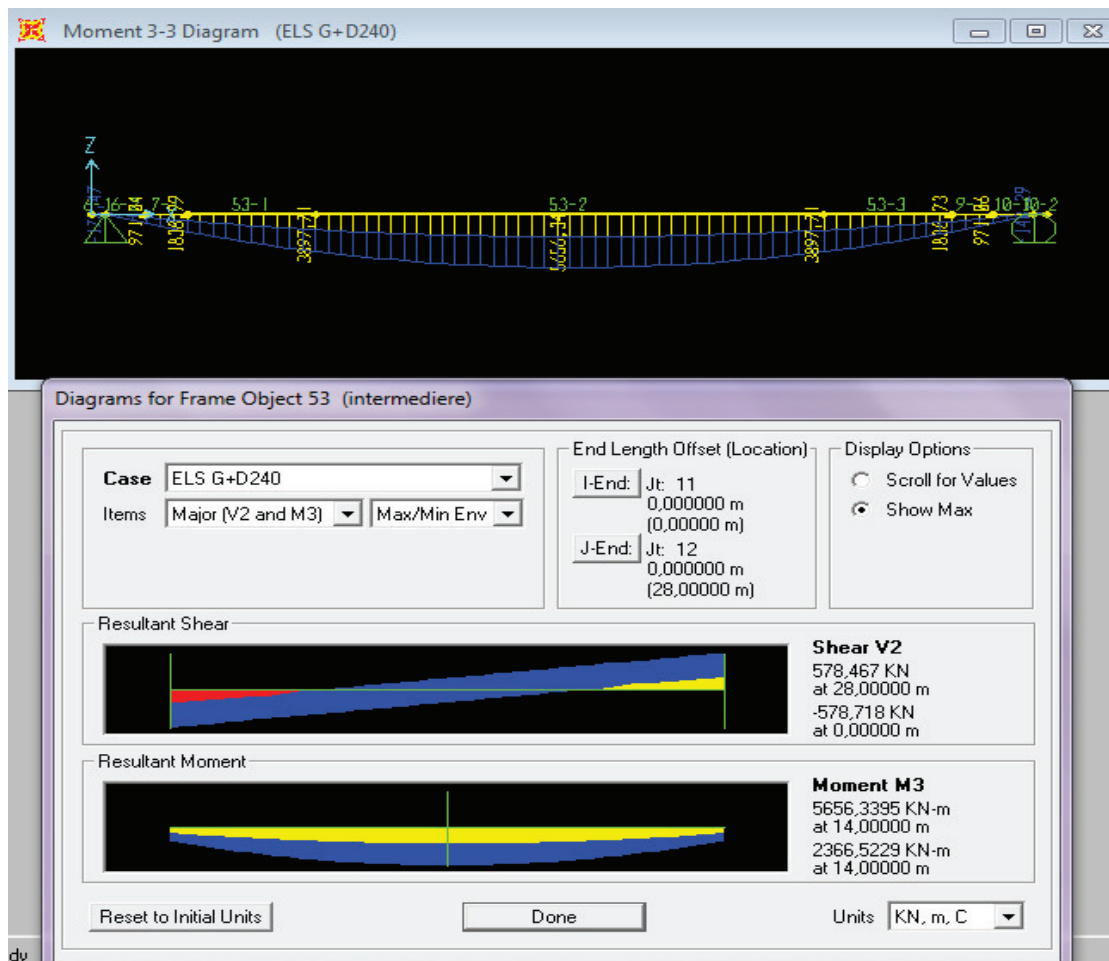


Figure VI.4. Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 sur SAP

VI.3. INTERPRETATION DES RESULTATS

D'après les résultats présentés grâce aux deux logiciels (RSAP et SAP), on remarque que les résultats de RSAP sont plus précises, ce qui peut être expliqué par la méthode de modélisation ou les différentes charges sont appliquées directement aux poutres contrairement au logiciel SAP ou on passe par des poutres imaginaire pour leurs application.

Ceci dit, le choix des valeurs à prendre en considération pour la suite de l'étude sont les résultats trouvés par RSAP.

VI.4. CONCLUSION

La modélisation avec des logiciels est devenue un outil incontournable, grâce à l'aide remarquable qu'ils apportent aux ingénieurs, car ils permettent de concevoir et d'optimiser le calcul et la conception des structures.

Après l'utilisation des deux logiciels et la comparaison de leurs résultats on a pu vérifier la modélisation. Et grâce à ça on peut continuer l'étude du projet en commençant de suite par l'étude de la précontrainte.

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

Le béton a pour principal qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression, en le soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. [5]

VII.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

La précontrainte est un état de sollicitation du béton et de l'acier appliqué lors de la construction, avant que d'autres sollicitations agissent sur la structure. L'acier est mis en traction cet effort est transmis au béton qui provoque sa compression.

Le terme « précontrainte » indique que le béton est mis en compression avant que la structure entre en fonction.

Deux modes sont possibles pour la mise en œuvre de la précontrainte :

- la précontrainte par post-tension.
- la précontrainte par pré-tension de l'acier.

Dans ces termes, les préfixes « post » et « pré » décrivent le moment d'application de la force dans l'acier par rapport à la mise en place du béton. [6]

VII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

Le dimensionnement de la précontrainte consiste à calculer le couple P (la force de précontrainte) et e (l'excentricité du câble) pour ensuite déduire le nombre de câbles.

VII.3.1. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA SECTION

La poutre est composée de deux sections transversales (section d'about, et médiane) en plus d'un about de poutre rectangulaire, dans cette partie on détermine les caractéristiques géométriques de chaque section avec et sans hourdis.

Les caractéristiques sont déterminées en utilisant le logiciel AUTOCAD et pour d'autres caractéristiques un calcul est nécessaire en utilisant les expressions citées dans le chapitre V.

Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques de la section brute

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m²)	1,116	1,516	0,658	1,058
Ω (m)	3,94	6,3	5,171	6,411
v' (m)	0,923	1,174	0,916	1,28
v (m)	0,827	0,826	0,834	0,72
I_G (m⁴)	0,308	0,581	0,241	0,469

VII.3.2. CLASSE DE PRECONTRAINTE

La précontrainte est de classe II d'où les contraintes admissibles de compression et de traction du béton pour la vérification des contraintes normales à l'ELS sont présentées dans la figure ci-dessous [7] :

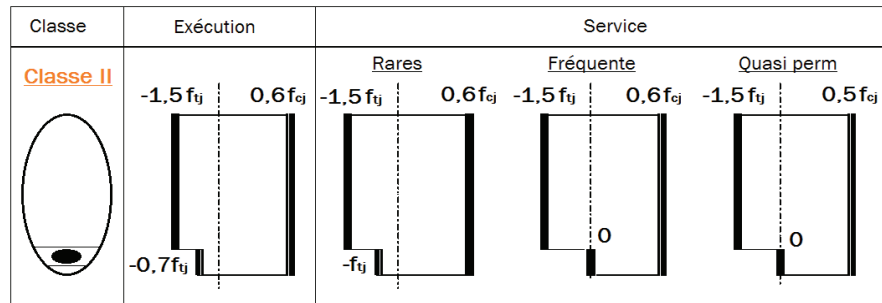


Figure VII.1. Les contraintes admissibles de la classe II

VII.3.3. LES EFFORTS INTERNES ET LES DONNES DES CABLES

- Les câbles 12T15 ont les caractéristiques suivantes :
 - Coefficient de frottement angulaire $f=0,18 \text{ rad}^{-1}$.
 - Coefficient de frottement linéaire $\varphi=0.002 \text{ m}^{-1}$.
 - Recul d'ancrage $g=6\text{mm}$.
- Les efforts internes sont tirés par RSAP (Autodesk Robot Structural Analysis Professional) après la modélisation du tablier dans le chapitre précédent.

Tableau VII.2. Les efforts internes sous D240

Résultats Logiciel	
M_{gp}	2,42 MN.m
M_M	6,83 MN.m
M_m	5,55 MN.m
V_M	0,96 MN
V_m	0,78 MN

VII.3.4. FORCE DE PRECONTRAINTE

Selon le BPEL nous avons deux forces de précontrainte :

- PI : qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).
- PII : qui représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage)

Ainsi la valeur minimale de précontrainte est le maximum de PI et PII.

$$P = \text{Max} (P_I ; P_{II})$$

En considérant les caractéristiques géométriques de la section nette médiane avec hourdis :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{V'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{V} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{I}{V'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Avec :

$$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

$$d' = 0.1 \times h = 0.2 \text{ m}$$

Donc :

$$P_I = -2.04 \text{ MN}$$

$$P_{II} = 4.09 \text{ MN}$$

$$P = P_{II} = 4.09 \text{ MN}$$

➤ Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

On doit vérifier que la force de précontrainte P ne dépasse pas cette valeur maximale :

$$P < P_{\max} = \sigma_{bc} \times B \times \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho \times h} = 29.56 \text{ MN} \longrightarrow \text{C.V}$$

VII.3.5. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES

Selon le BPEL la valeur de la force de mise en tension est :

$$P_0 = \min((0.8 \times f_{prg} \times A_p); (0.9 \times f_{peg} \times A_p))$$

$$P_0 = 2.38 \text{ MN}$$

Pour déterminer le nombre de câble on estime les pertes totales à 27% de la précontrainte initiale P_0 .

$$n \geq \frac{P_{\min}}{P_0}$$

$$n \geq 2.36$$

Donc : on prend **3 câbles de 12T15**

VII.3.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Dans cette phase on doit vérifier que les fibres supérieures et les fibres inférieures satisfassent les conditions suivantes [8] :

$$\sigma_{\text{sup}} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} + (p \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I_g} \quad ; \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} - (p \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I_g}$$

On considère quatre phases de vérification présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. La description des phases de vérification

phases	Première phase	Deuxième phase	Troisième phase	Quatrième phase
Description de la phase	Après 7 jours	Après 28 jours	Après coulage de la dalle	En service
Section considérée	Poutre seule		Poutre + Dalle	

On présente les résultats des vérifications dans un tableau récapitulatif :

Tableau VII.4. Tableau récapitulatif des vérifications

Les phases	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pertes ΔP (%)	10	20	20	25
Mt (%)	50	100	100	100
B (m ²)	0.658	0.658	1.058	1.058
I _g (m ⁴)	0.241	0.241	0.469	0.469
V (m)	0.834	0.834	0.72	0.72
v' (m)	0.916	0.916	1.28	1.28
d' (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
e ₀ (m)	0.72	0.72	1.08	1.08
M (MN.m)	2.42	2.42	3.68	6.83
P (MN)	3.21	5.71	5.71	5.35
σ_{bc} (MPa)	13.91	21	21	21
σ_{bt} (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{sup} (MPa)	5.30	2.9	1.86	6.67
σ_{inf} (MPa)	4.43	15.02	11.69	2.20

- Les contraintes normales sont vérifiées dans toutes les phases de construction.

VII.3.7. DISPOSITION DES CABLES

❖ Section d'about

Vu que le moment fléchissant est nul au niveau de l'about, les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about. [5]

- On pose le premier câble au niveau du centre de gravité.
- On pose un entraxe entre les câbles qui égale à 0.35 m en respectant la disposition des plaques d'ancrage.

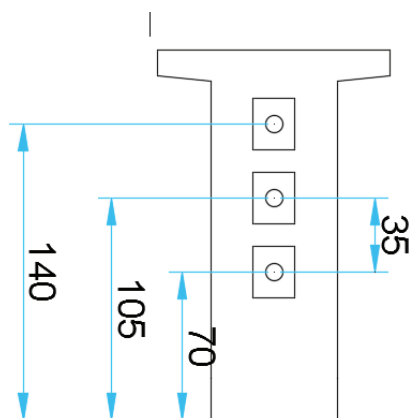


Figure VII.2. L'emplacement des cable dans la section d'about

❖ Section médiane

On propose un diamètre de gaine égale à 8cm, donc on choisit de poser une seule armature de précontrainte dans le sens horizontal et trois câbles dans le sens vertical avec un espacement présenté dans la figure ci-dessous :

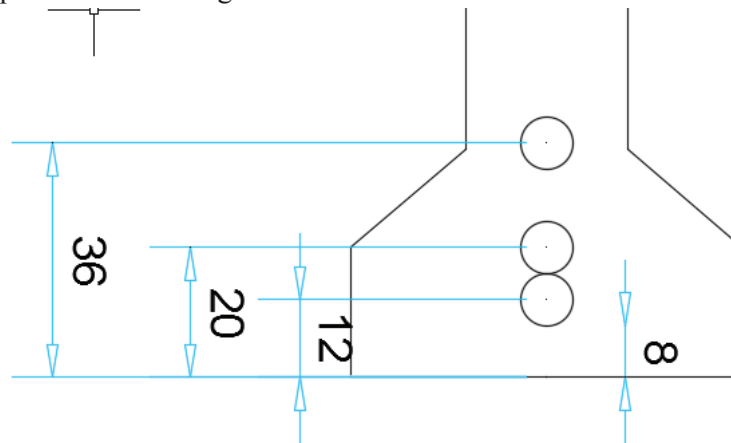


Figure VII.3. L'emplacement des cable dans la section mediane

VII.3.8. DETERMINATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE

L'angle de relevage nous permet de diminuer les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de l'appui, elle est appliquée sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage, cet angle est calculé par la formule suivante :

$$\sin^{-1} \frac{V_M - \bar{V}}{P} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{V_m + \bar{V}}{P}$$

Avec :

$$\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8h$$

$$\bar{T} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2}$$

$$b_n = b - nk\phi$$

$$h = 2 \text{ m}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_{nette}}$$

$$P = n \times p_0 \times (1 - \Delta P_0)$$

$$B_{nette} = B_{brute} - n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Tableau VII.5. Données de calcul de α

V_M (MN)	V_m (MN)	b_n (m)	B_n (m ²)	σ_x (MPa)	\bar{T} (MN)	\bar{V} (MN)	P (MN)
0.96	0.78	0.52	1.50	3.57	2.60	2.16	5.35

$$-13 \leq \alpha \leq 33.37$$

Les angles de relevage choisis sont :

$$\alpha_{c1} = 3.69^\circ$$

$$\alpha_{c2} = 5.4^\circ$$

$$\alpha_{c3} = 6.61^\circ$$

VII.3.9. DISPOSITION FINALE

L'allure des câbles comporte deux parties une partie parabolique au niveau de l'about et une partie rectiligne au niveau de la section médiane.

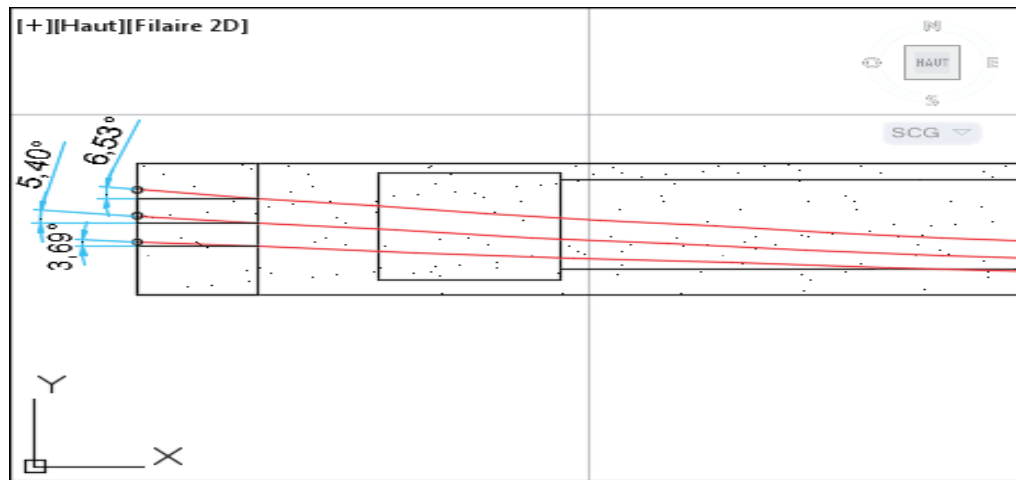


Figure VII.4. Disposition finale des cables

VII.4. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE

On appelle perte de precontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné, cette variation va dans le sens d'une réduction de force. [8]

On distingue deux catégories de pertes de tension :

Les pertes instantanées

Se produisent au moment de la mise en tension, ou ces pertes peuvent se produire à différentes étapes de la construction, sont dues au :

- Frottement câble/béton.
- Raccourcissement élastique du béton.
- Le recule d'ancrage.

Les pertes différées

- Retrait du béton.
- Fluage du béton.
- Relaxation des aciers.

VII.4.1. CALCUL DES PERTES INSTANTANÉES

VII.4.1.1. PERTE DUES AU FROTTEMENT

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des cables sur les gaines lors de la mise en tension.

Cette perte est donnée selon BPEL91 par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\varphi 0} = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-[f \times \beta + \varphi \times x]})$$

Avec :

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine $\rightarrow \sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$

f : coefficient de frottement fils sur gaine $\rightarrow f=0.18 \text{ rd}^{-1}$

φ : Coefficient de frottement en linéaire $\rightarrow \varphi=0.002 \text{ m}^{-1}$

β : La déviation angulaire totale du câble sur la distance 1 m.

❖ $x = L/4$

Tableau VII.6. Les pertes par frottement pour $x = L/4$

N° câble	$x=L/4$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	8,75	0,062	0,029	40,13	46,59	0,032
C2	8,75	0,092	0,034	47,31		
C3	8,75	0,112	0,038	52,34		

❖ $x = 3L/8$

Tableau VII.7. Les pertes par frottement pour $x = 3L/8$

N° câble	$x=3L/8$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	13,125	0,062	0,037	52,11	58,52	0,0413
C2	13,125	0,092	0,043	59,24		
C3	13,125	0,112	0,046	64,22		

❖ $x = L/2$

Tableau VII.8. Les pertes par frottement pour $x = L/2$

N° câble	$x=L/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	17,5	0,062	0,046	64,00	70,35	0,0497
C2	17,5	0,092	0,051	71,06		
C3	17,5	0,112	0,055	75,99		

VII.4.1.2. PERTE PAR REcul D'ANCRAGE

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x)$$

La longueur d'influence de glissement d'ancrage est déterminée par la formule suivante :

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_p \times k}}$$

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1.9×10^5 Mpa

g : raccourcissement du câble = 6 mm

k : une constante égale à $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

On présente les résultats de calcul des pertes par recule d'ancrage dans le tableau suivant :

Tableau VII.9. Les pertes par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_g(0)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(\frac{1}{4})$	$\Delta\sigma_g(\frac{3l}{8})$	$\Delta\sigma_g(\frac{l}{2})$	$\Delta\sigma_g$ (%) 0	$\Delta\sigma_g$ (%) L/4	$\Delta\sigma_g$ (%) 3L/8	$\Delta\sigma_g$ (%) L/2
C1	35.02	0,0023	18.62	122.42	64.91	36.15	7.26	0.097	0.04	0.021	0.003
C2	35.05	0,0025	18.05	126.30	65.08	34.48	3.89				
C3	35.08	0,0026	17.68	128.94	65.14	33.23	1.63				

VII.4.1.3. PERTE PAR DEFORMATION INSTANTANEEES DU BETON

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dû à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

σ_{bi} : Contrainte parabole du béton

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I_g} - \frac{M_p \times e_0}{I_g}$$

Avec :

$$P = n \times p_0 \times (1 - \Delta\sigma_\varphi - \Delta\sigma_g)$$

Tableau VII.10. Les pertes par déformation instantané du béton

	0	L/4	3L/8	L/2
P (MN)	6.44	6.58	6.69	6.78
I_g(m⁴)	0.308	0.241		
B(m²)	1.116	0.658		
e₀(m)	-0.127	0.48	0.64	0.69
M_p (MN.m)	0	1.78	2.26	2.42
σ_{bi} (MPa)	3.11	12.74	15.37	16.76
Δσ_e(MPa)	8.23	33.71	40.67	44.24
Δσ_e (%)	5x10 ⁻³	0.023	0.028	0.031

VII.4.2. CALCUL DES PERTES DIFFEREES

VII.4.2.1. LES PERTES PAR RETRAIT DU BETON

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton.

En négligeant l'effet du temps l'expression de cette perte est prise égale à :

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

On prend :

ε_r : Le retrait final du béton égale à 2×10^{-4}

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$$

VII.4.2.2. LES PERTES PAR FLUAGE DU BETON

Il correspond à une déformation croissante lente dans le temps sous contrainte constante.

Le calcul de ses pertes est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_{bi}(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$P = n \times p \times (1 - \Delta\sigma_{inst})$$

$$\sigma_{bi}(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I_g} - \frac{M_p \times e_0}{I_g}$$

Tableau VII.11. Les pertes par fluage

	X (m)	M _p (MN)	e ₀ (m)	P (MN)	B (m ²)	I _g (m ⁴)	σ _{bi} (MPa)	E _p (MPa)	E _{ij} (MPa)	Δσ _{fl} (MPa)	Δσ _{fl} (%)
C1	0	0	0.12	6.41	1.516	0.581	4.38	1,9× 10 ⁵	3.59x 10 ⁴	57.82	0.04
C2											
C3											
C1	L/4	3.1	0.85	6.41	1.058	0.469	10.31			150.76	0.106
C2											
C3											
C1	3L/8	4.01	1	6.49	1.058	0.469	11.42			153.26	0.108
C2											
C3											
C1	L/2	4.50	1.05	6.56	1.058	0.469	11.61			153.26	0.108
C2											
C3											

VII.4.2.3. LES PERTES PAR RELAXATION DES ACIERS

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, le calcul est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \sigma_i \times \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right)$$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$$

ρ₁₀₀₀ : Relaxation garantie à 1000 heures égale à 2.5%.

μ₀ : 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau VII.12. Les pertes par relaxation des aciers

	0	L/4	3L/8	L/2
σ _i (MPa)	1270.37	1270.52	1287.66	1301.41
Δσ _p (MPa)	54.82	54.85	57.05	59.59
Δσ _p (%)	0.038	0.039	0.040	0.042

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La perte différée finale est prise égale à :

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

Tableau VII.13. Les pertes différées totales

X	X=0	X=L/4	X+3L/8	X=L/2
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	57.82	136.10	150.76	153.26
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	38	38	38	38
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	54.82	54.85	57.05	59.59
$\Delta\sigma_d$ (MPa)	141.50	219.81	236.30	240.92

VII.4.2.4. CALCUL DU POURCENTAGE DES PERTES TOTALES

$$\% \text{ pertes} = \frac{\Delta\sigma_{tot}}{\sigma_{po}}$$

Tableau VII.14. Les pertes totales

	0	L/4	3L/8	L/2
PERTE INSTANTANES	145.63	145.48	128.34	114.59
PERTES DIFFERES	141.50	219.81	236.30	240.92
PERTES TOTALE	287.13	365.29	364.64	355.51
% pertes	20.27	25.79	25.75	25.11

On remarque que les pertes totales du tableau ci-dessus ne dépassent pas la perte estimée au début de calcul.

VII.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES

Pour le calcul des structures en précontrainte, on utilise les sections nettes qu'on obtient en soustrayant des sections brutes les vides longitudinales ménagés pour le passage des armatures de précontraintes, ces sections doivent être utilisées pour le calcul aux états limites de service, les contraintes développées par les actions variables. [7]

Les caractéristiques géométriques de notre cas sont présentées dans le tableau ci-dessous à l'aide d'AUTO CAD :

Tableau VII.15. Caractéristiques géométriques de la section à $x=0$

	$x=0$	
	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,750	2,000
$B_{nette}(m^2)$	1,101	1,500
V_n (m)	0,827	0,825
V'_n (m)	0,923	1,175
$I_{\Delta nette}(m^4)$	0,308	0,577

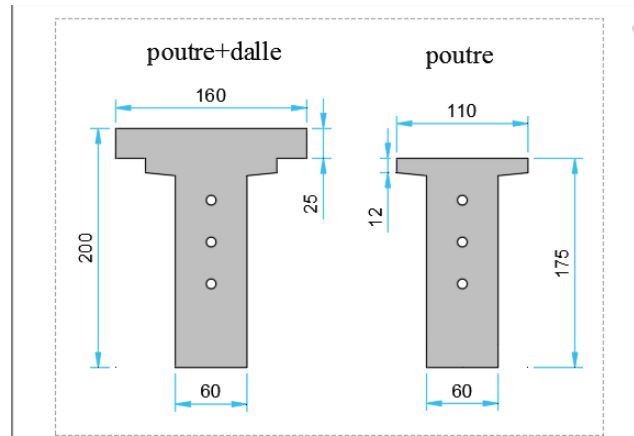


Figure VII.5. Section nette d'about

Tableau VII.16. Caractéristiques géométrique de la section à $x=3L/8$

	$x=3L/8$	
	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,750	2,000
$B_{nette}(m^2)$	0,643	1,043
V_n (m)	0,816	0,705
V'_n (m)	0,934	1,295
$I_{\Delta nette}(m^4)$	0,237	0,458

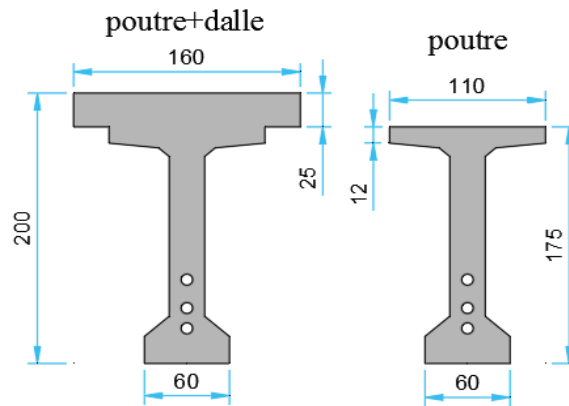


Figure VII.6. Section nette à $x=3L/8$

Tableau VII.17. Caractéristiques géométriques de la section à $x=L/2$

	$x=L/2$	
	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,750	2,000
$B_{nette}(m^2)$	0,643	1,043
V_n (m)	0,819	0,723
V'_n (m)	0,931	1,277
$I_{\Delta nette}(m^4)$	0,232	0,460

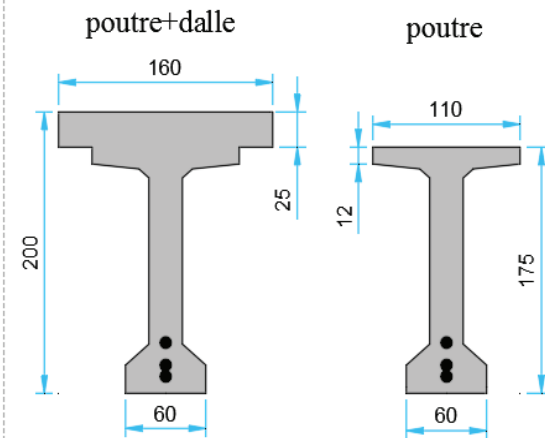


Figure VII.7. Section nette à $x=L/2$

Avec :

B_{nette} : L'aire nette de la section considérée. (m^2)

$I_{\Delta nette}$: Moment d'inertie de la section considérée (m^4)

VII.6. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

Les contraintes normales et tangentielles doivent être vérifiées pour assurer la durabilité de l'ouvrage en exploitation, pour cela les valeurs de la précontrainte à prendre en considération sont présentés comme suit : [7]

$$P_{1(x,t)} = 1.02 P_0 - 0.80 \Delta P_{(x,t)}$$

$$P_{2(x,t)} = 0.98 P_0 - 1.20 \Delta P_{(x,t)}$$

Avec :

$$P_0 = n A_p \sigma_0$$

$$P_0 = 2,38 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{(x,t)} = n A_p \Delta \sigma_{tot(x,t)}$$

Les résultats des efforts précontraints sont présentés ci-dessous :

Tableau VII.18. Efforts précontraints

	N ca	Mt (%)	$\Delta \sigma_{tot}$	ΔP (MN)	P1 (MN)	P2 (MN)	d L/2 (m)	d 3L/8 (m)	d x=0 (m)
Phase 1	3	50	$\Delta \sigma_{Inst} \times 0,5$	4,05	3,52	3,32	0,227	0,280	1,050
Phase 2	3	100	$\Delta \sigma_{Inst}$	8,09	6,82	6,30	0,227	0,280	1,050
Phase 3	3	100	$0,5 \times \Delta \sigma_{Diff} + \Delta \sigma_{Inst}$	16,60	6,33	5,57	0,227	0,280	1,050
Phase 4	3	100	$\Delta \sigma_{Diff} + \Delta \sigma_{Inst}$	25,11	5,85	4,84	0,227	0,280	1,050

VII.6.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Les contraintes normales doivent être vérifiées par les conditions citées en III.6, dans les phases d'exécutions et d'exploitations. En prenant en considération les pertes dans le temps.

Tableau VII.19. Calcul et vérification des contraintes normales

	Phase 1		Phase 2		Phase 3		Phase 4		
	x=0	x=L/2	x=0	x=L/2	x=0	x=L/2	x=0	x=L/2	
e_0 (m)	-0,13	0,7	-0,13	0,7	0,13	1,05	0,13	1,05	
Mels (MN.m)	0,00	2,42	0	2,42	0,00	4	0	6,83	
P1 (MN)	3,52	3,52	6,82	6,82	6,33	6,33	5,85	5,85	
P2 (MN)	3,32	3,32	6,30	6,30	5,57	5,57	4,84	4,84	
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	8,54	0,00	8,54	0,00	6,29	0,00	10,73
	σ_{inf}	0,00	-9,71	0,00	-9,71	0,00	-11,10	0,00	-18,96
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	4,40	-3,23	8,52	-6,24	3,09	-4,38	2,85	-4,04
	σ_{inf}	1,86	15,38	3,60	29,75	5,83	24,53	5,39	22,65
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	4,15	-3,04	7,87	-5,77	2,72	-3,85	5,34	-3,35
	σ_{inf}	1,75	14,51	3,32	27,50	5,13	21,59	4,46	18,76
σ_{MAX} (MPa)	σ_{sup}	4,40	5,32	8,52	2,30	3,09	1,91	2,85	6,69

	σ_{inf}	1,86	5,67	3,60	20,04	5,83	13,42	5,39	3,68
$\sigma_{MIN}(MPa)$	σ_{sup}	4,15	5,50	7,87	2,77	2,72	2,43	5,34	7,39
	σ_{inf}	1,75	4,79	3,32	17,79	5,13	10,48	4,46	-0,20
$\bar{\sigma}_{bc}$		13,91		21		21		21	
$\bar{\sigma}_{bt}$		-2,99		-4,05		-4,05		-4,05	

D'après le tableau, on remarque que les contraintes normales sont vérifiées dans la section médiane où les sollicitations sont maximales :

A vide

$$\sigma_{sup} = 2,30 \text{ MN} \geq \bar{\sigma}_{bt} = -4,05 \text{ MN} \longrightarrow \text{vérifié}$$

$$\sigma_{inf} = 20,04 \text{ MN} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MN} \longrightarrow \text{vérifié}$$

En charge

$$\sigma_{sup} = 7,39 \text{ MN} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MN} \longrightarrow \text{vérifié}$$

$$\sigma_{inf} = -0,2 \text{ MN} \geq \bar{\sigma}_{bt} = -4,05 \text{ MN} \longrightarrow \text{vérifié}$$

VII.6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Les contraintes σ_x et τ calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

σ_x : La contrainte normale.

$\bar{\tau}_1^2$ et $\bar{\tau}_2^2$: Les contraintes tangentielles admissibles.

Leurs valeurs sont déterminées à partir des caractéristiques géométriques citées précédemment.

Si : $\sigma_x < 0,4 f_{cj}$ donc : $\bar{\tau}_1^2 \leq \bar{\tau}_2^2$ alors on vérifie juste : $\tau^2 \leq \bar{\tau}_1^2$.

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Avec : $P = \sum P_i \times \cos \alpha_i$

$P_i = P_0 \times (1 - \Delta P)$

Tableau VII.20. Calcul de l'effort de précontrainte de chaque câble

	P_i	α_i	$P_i \times \cos \alpha_i$	$P_i \times \sin \alpha_i$
P1	1,78	3,69	1,78	0,11
P2	1,78	5,4	1,77	0,17
P3	1,78	6,61	1,77	0,20

Somme	/	/	5,32	0,49
-------	---	---	------	------

Il faut noter que les contraintes tangentielles sont vérifiées qu'aux sections d'about ou l'effort tranchant est maximale donc :

$$B_{nette} = 1.5 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{5.32}{1.5} = 3.55 \text{ MPa} < 0.4 \times 35 = 14 \text{ MPa}$$

Le calcul de τ se fait par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

b_n : Le largeur net de l'âme de la section d'about (m).

S_n : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre. (m^3)

$$S_n = 0.49 \text{ m}^3$$

$$b_n = b_0 - \phi$$

Avec : ϕ diamètre de la gaine 8cm.

$$b_n = 0.6 - 0.08$$

$$b_n = 0.52 \text{ m}$$

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \times \sin \alpha_i$$

Avec : $V_{ser} = 0,96 \text{ MN}$, l'effort tranchant obtenue avec la combinaison D240 à l'ELS.

$$V_{red} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{0,47 \times 0,49}{0,58 \times 0,52}$$

$$\tau = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2}_1 = 0,4 f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x]$$

$$\overline{\tau^2}_1 = 0.4 \times 2.7 [2.7 + 3.55]$$

$$\overline{\tau^2}_1 = 6.75$$

$$\overline{\tau}_1 = 2.6 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.76 \text{ MPa} < \overline{\tau}_1 = 2.6 \text{ MPa} \longrightarrow$ Vérifié.

VII.7. FERRAILLAGE DE LA POUTRE

VII.7.1. LES ARMATURES PASSIVES

VII.7.1.1. ARMATURE DE PEAU

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en précontrainte sous l'action des phénomènes tels que retrait différentielle et gradient thermique. [7]

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces. [7]

❖ Armature longitudinale

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être égale à :

$$A_s = \max(3\text{cm}^2 ; 0.1\%B_h)$$

Avec : B_h la section homogène de la poutre

$$B_h = B_n + K \times n \times A_p$$

$K = 5$: pour les armatures passives.

$$B_h = 0.643 + 5 \times 3 \times 0,00168$$

$$B_h = 0.6682 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6.682 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est de 8.04 cm² ce qu'équivaut à **(4HA16)**.

❖ Armature transversale

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 2 cm². Ceci correspond à environ **un cadre HA12** de section égale à 2.26 cm².

VII.7.1.2. FERRAILLAGE MINIMALE

❖ Armature longitudinale

Ces armatures longitudinales sont disposées dans la zone tendue pour équilibrer les contraintes de traction, cette section est calculée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

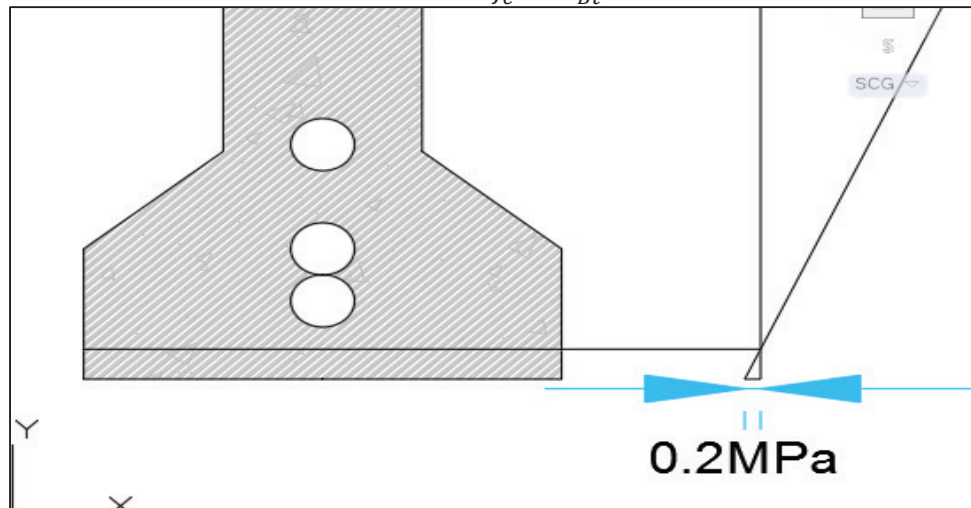


Figure VII.8. La zone tendue

Avec :

B_t : l'aire de la section tendue (0.028m²).

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte de traction maximum dans la zone inférieure (0.2MPa).

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction (0.0028MN).

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.028}{1000} + \left(\frac{0.0028}{500} \times \frac{2.7}{0.2} \right)$$

$$A_s = 1,04 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est de 1.56 cm² ce qu'équivaut à (2HA10).

❖ Armature transversale

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, pour éviter la rupture fragile due à l'effort tranchant, cependant cette condition doit être vérifiée :

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_n \gamma_s} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Pour la suite de la poutre on choisit la même section que celle des armatures de peau c'est à dire $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$. (Un cadre HA12)

Pour l'espacement il doit vérifier la condition :

$$S_t \leq \text{Min} (1\text{m}; 0.8h; 3b_0)$$

$$S_t \leq 1\text{m}$$

On prend : $S_t = 40\text{cm}$.

$$\frac{2.26 \times 500}{40 \times 52 \times 1.15} = 0.47 > 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

VII.7.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELU

Cette vérification consiste à justifier la résistance des armatures transversales à l'effort tranchant après fissuration, sa formule est :

$$\tau_{red u} = \frac{V_{red u} S_n}{I_h b_n} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t f_e}{S_t b_n \gamma_s} \cot g(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

$\tau_{red u}$: La contrainte normale ultime.

$$\tau_{red u} = \frac{V_{u.red} \times S_n}{I_n b_n}$$

$$V_{u.red} = V_{ultime} - \sum P_i \times \sin \alpha_i$$

Avec : $V_{ultime} = 1.3 \text{ MN}$, l'effort tranchant max obtenue à partir de la combinaison de charge D240 à l'ELU.

$$V_{u.red} = 0.81 \text{ MN}$$

$$\tau_{red u} = \frac{0.81 \times 0.49}{0.58 \times 0.52}$$

$$\tau_{red u} = 1.32 \text{ MPa}$$

β_u : Angle d'inclinaison de la bielle de compression du béton.

$$\tan(2\beta) = \frac{2\tau_{red.u}}{\sigma_{xu}}$$

$$(2\beta_u) = \frac{2 \times 1.32}{3.55}$$

$$\beta_u = 18.32^\circ \leq 30^\circ$$

On prend pour la suite du calcul $\beta u = 30^\circ$.

$$\bar{\tau} = \frac{2.26 \times 500}{40 \times 52 \times 1.15} \cot^{-1}(30) + \frac{2.7}{3}$$

$$\bar{\tau} = 13.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red.u} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 13.95 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

VII.7.3. VERIFICATION DES BIELLES DE BETON

Cette condition permet de vérifier que la contrainte de compression dans les bielles ne dépasse pas la valeur admissible $\frac{2}{3} \sigma_{bu}$, cette condition s'écrit comme suit :

$$\tau_{red.u} \leq \frac{f_{cj}}{6}$$

$$\tau_{red.u} = 1.32 \text{ MPa} < \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

VII.7.4. PRESENTATION DU FERRAILLAGE FINAL

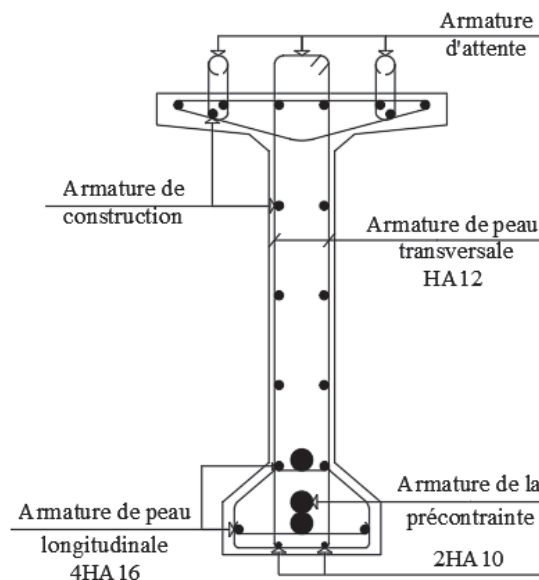


Figure VII.9. Ferrailage finale de la section

VII.8. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT

Certaines zones du béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés dus à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontraintes dans les zones d'ancrages. [7]

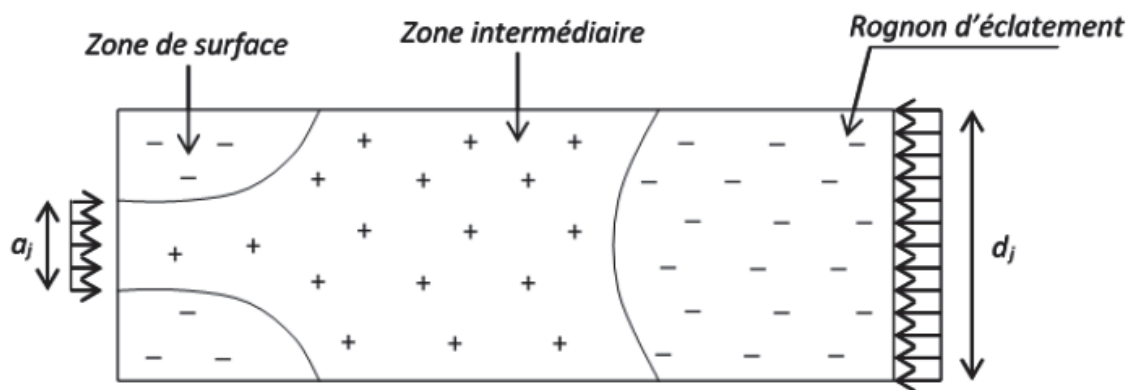


Figure VII.10. Les différentes zones d'about

VII.8.1. ZONE DE SURFACE

Dans cette zone, il faut prévoir un ferrillage au voisinage immédiat de la section d'ancrage, prévoir un frettage de surface :

$$A_s = 0.04 \times \frac{P_{j0}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec : $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \times 500$$

$$\bar{\sigma}_s = 333.33 \text{ MPa}$$

P_{j0} : Force à l'origine de l'ancrage

$$P_{j0} = A_p \times \sigma_{p0}$$

$$P_{j0} = 0,00168 \times 1416$$

$$P_{j0} = 2.39 \text{ MN}$$

Donc :

$$A_s = 0.04 \times \frac{2.39}{333.33}$$

$$A_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de HA16 ($A_s=4.02 \text{ cm}^2$).

VII.8.2. ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE

La contrainte moyenne de compression longitudinale ne doit pas dépasser la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$d_j = 0.5 \text{ m} ; b = 0.6 \text{ m}$$

Cette vérification s'effectue sur le béton au 7ème et 28ème jour.

Tableau VII.21. Vérification de la zone comprimée

Jour	f_{cj}	σ_{mj}	$\frac{2}{3} f_{cj}$	Vérification
7ème	23.18	3.985	15.45	Vérifier
28ème	35	7.97	23.33	

VII.8.3. ZONE D'ÉCLATEMENT

La contrainte maximale d'éclatement de béton doit vérifier la formule ci-après dans le plan horizontal et vertical :

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

$$a_j = 0.24m$$

Tableau VII.22. Vérification de la zone d'éclatement

Plan	Jour	P_{jo}	f_{tj}	σ_{tj}	$1.25 f_{tj}$	Vérification
Horizontal	7ème	1.195	1.99	1.035	2.49	Vérifier
	28ème	2.39	2.7	2.07	3.375	
Vertical	7ème	1.195	1.99	1.035	2.49	
	28ème	2.39	2.7	2.07	3.375	

On passe ensuite au ferrailage de cette zone, qui se situe juste derrière chaque ancrage :

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times P_{jo}}{\frac{2}{3} \times f_e} \\ 0.15 \times \frac{P_{jo}}{\frac{2}{3} \times f_e} \end{array} \right.$$

❖ Sur le plan vertical :

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.5} \right) \times 2.39}{\frac{2}{3} \times 500} = 9.32 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \times \frac{2.39}{\frac{2}{3} \times 500} = 10.75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On disposera donc **3 cadre de HA16 (12,06 cm²)** sur une longueur de 0,5 m.

❖ Sur le plan horizontal :

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.5} \right) \times 3 \times 2.39}{\frac{2}{3} \times 500} = 27.9 \text{ m}^2 \\ 0.15 \times \frac{3 \times 2.39}{\frac{2}{3} \times 500} = 32.25 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

On disposera donc **4 cadre de HA25 (39.27cm²)** autour de chaque ancrage.

VII.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer le câblage qui satisfait les conditions sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante et aux zones particulières.

Nous allons dans le chapitre suivant étudier l'hourdis qui surmonte les poutres.

CHAPITRE VIII. ETUDE DE
L'HOURLDIS

CHAPITRE VIII.ETUDE DE L'HOURLDIS

VIII.1. CALCUL DES DEFORMATIONS

VIII.1.1. INTRODUCTION

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ... etc.). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte, par conséquent, l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis.

VIII.1.2. LA FLECHE

La flèche dans un pont peut être due au poids propre du tablier, aux charges variables et à la précontrainte.

VIII.1.2.1. FLECHE DUE AU POIDS PROPRE

La flèche maximale due au poids propre est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \cdot G_P \cdot L^4}{384 \cdot E_i \cdot I_g}$$

Avec :

G_P : Poids propre du tablier porté par une poutre = $\frac{G_{tot}}{nbr_{poutre}} = 3.19 \text{ t}$

$L = 35 \text{ m}$

E_v : Module de déformation différée = $3700^3 \sqrt{f_{c_j}} = 11993.91 \text{ MPa}$

E_i : module de déformation instantané = 35981.73 MPa

I_{eq} : moment d'inertie equivalent (poutre + hourdis) = $\frac{\sum I_i \times L_i}{l} = 0.230 \text{ m}^4$

D'où La flèche due au poids propre du tablier est :

$$f_G = 7.53 \text{ cm}$$

VIII.1.2.2. FLECHE DUE A LA PRECONTRAINT

La flèche due à la mise en tension des poutres est calculée à partir de la méthode de MOHR avec la formule suivante :

$$f_p = \int_0^L \frac{M_p}{EI} \times m_p \times dx$$

- M_p : Le moment dû à la précontrainte en fonction de la position de la section.

- m_p : Le moment dû à l'application d'une force unitaire dans la direction du déplacement à calculé.

Cette intégrale est égale au produit de l'aire du diagramme du moment M_p avec la valeur du moment m_p au niveau du centre de gravité de la surface M_p .

$$M_p = \sum N_i \cdot e$$

$$N_i = \sum p_i \cdot \cos \alpha_i$$

p_i : effort de precontrainte

$$p_i = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{tot}) \cdot A_p$$

Donnée :

$$A_p = 0.00168 \text{ m}^2 ; \sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$$

Tableau VIII.1. Résultat du moment de précontrainte dans différente section

Section	x=0	x=L/4	x=L/2
N(MN)	5.77	5.43	5.46
e(m)	0.13	0.99	1.05
M_p (MN.m)	0.75	5.37	5.73

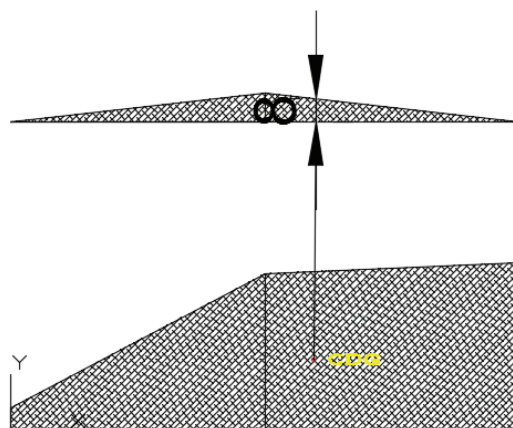


Figure VIII.1. Diagramme des moments $M_p(x)$ et $mp(x)$

A partir du diagramme M_p présenté ci-dessus on détermine sa surface avec AUTOCAD qui est égal à : $B = -75.33 \text{ m}^2$ et la valeur du moment mp au niveau de son centre de gravité est de 8 MN.m .

$$f_p = \frac{-75.33 \times 8}{35981.73 \times 0.23} = 0.728 \text{ m}$$

$$f_p = -7.28 \text{ cm}$$

VIII.1.2.3. FLECHE DE CONSTRUCTION

On adopte une flèche dite flèche de construction qui est vers le haut pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la flèche due à la précontrainte.

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_G - f_p)$$

$$f_c = 0.18 \text{ cm}$$

VIII.1.2.4. FLECHE DUE A LA SURCHARGE D240

La flèche due au convoi D240 qui crée la sollicitation maximale à mi-travée est déterminée avec la formule suivante :

$$f_p = \int_0^L \frac{M_{D240}}{E_i I} \times m_d \times dx$$

Avec :

$$M_{Dmax} = 2.97 \text{ MN}$$

L'aire du diagramme du moment M_{D240} est déterminée à partir du logiciel AUTOCAD, elle est égale à : $S = 34.43 \text{ m}^2$.

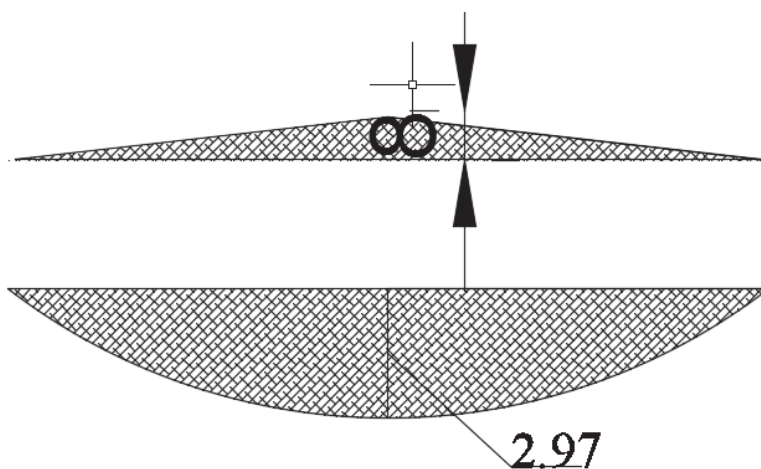


Figure VIII.2. Diagramme des moments $M_{D240}(x)$ et $m_d(x)$

$$f_{D240} = \frac{34.43 \times 8}{35981.73 \times 0.23} = 0.033m$$

$$f_{D240} = 3.3cm$$

- ❖ La flèche réelle du tablier à vide est égale à :

$$F = f_c + f_p + f_g = 0.43 cm$$

- ❖ La flèche totale du tablier en charge est égale à :

$$F = f_{D240} + f_c + f_g + f_p = 3.73 cm$$

VIII.1.3. LA ROTATION

Les rotations sont calculées au niveau de la section d'about (position de la rotation max) de la poutre la plus sollicitée.

VIII.1.3.1. ROTATION DUE AU POIDS PROPRE :

La rotation d'une poutre isostatique de longueur soumise à une charge uniformément répartie est donnée par la formule de la RDM.

$$\theta_G = \frac{Q}{24 \times E_v \times I_{eq}} L^3$$

AN :

$$\theta_G = \frac{3.19 \times 10^{-2}}{24 \times 11993.95 \times 0.23} 35^3$$

$$\theta_G = 0.02rad$$

VIII.1.3.2. ROTATION DUE L'EFFORT DE PRECONTRAINT

$$\theta_p = \int_0^L \frac{M_p}{EI} \times m_p \times dx$$

Sachant que : m_p est le moment résultant de la disposition d'un couple unitaire positif au niveau de l'appui.

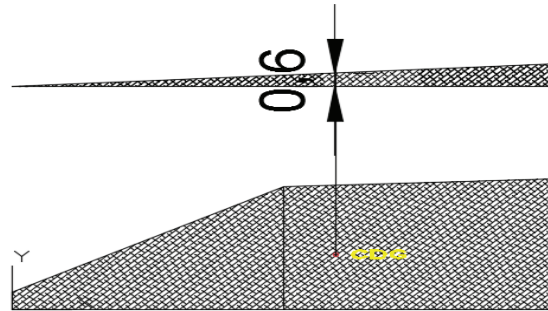


Figure VIII.3. Diagramme des moments $M(x)$ et $m(x)$

En utilisant aussi la méthode précédente le moment m_p au niveau du centre de gravité de la surface du diagramme M_p dont l'aire est calculée précédemment ($B = -75.33 \text{ m}^2$) est égale à $0,6 \text{ MN.m}$.

$$\theta_G = \frac{-75.33 \times 0.6}{11993.91 \times 0.23}$$

$$\theta_p = -0.016 \text{ rad}$$

VIII.1.3.3. ROTATION MAXIMALE SOUS LA CHARGE D240

$$\theta_p = \int_0^L \frac{M_{D240}}{EI} \times m_d \times dx$$

En utilisant aussi la méthode précédente le moment m_d au niveau du centre de gravité de la surface du diagramme M_{D240} dont l'aire est calculée précédemment est égale à $0,6 \text{ MN.m}$.

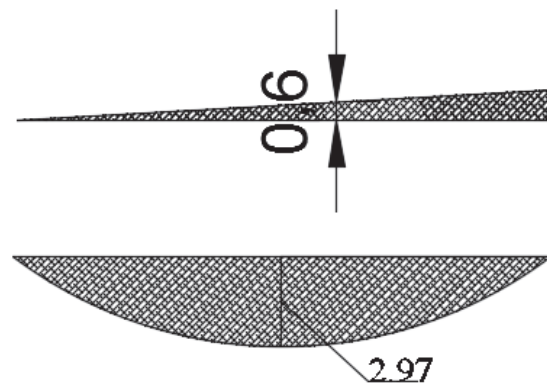


Figure VIII.4. Diagramme des moments $M_{D240}(x)$ et $m_d(x)$

$$\theta_G = \frac{34.43 \times 0.6}{11993.91 \times 0.23}$$

$$\theta_{D240} = 7.4 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

La rotation totale de l'appui :
En service à vide :

$$\theta_G - \theta_p = 4 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

En service cas chargé :

$$\theta_G + \theta_p + \theta_{D240} = 11.4 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VIII.1.4. LES DEPLACEMENTS

- ❖ Le déplacement dû à la rotation des appuis :

$$\Delta h_{rot} = \frac{h}{2} \theta$$

H : hauteur de la poutre + hourdis = 2 m

A vide : $\Delta h_{rot} = 4 \text{ mm}$

En charge : $\Delta h_{rot} = 11.4 \text{ mm}$

- ❖ Le déplacement dû au retrait du béton :

$$\Delta h_r = \frac{1}{2} \xi$$

ξ : le retrait final (nord algerien) = 3×10^{-4}

L = 35 m

D'où :

$$\Delta h_r = 5.25 \text{ mm}$$

- ❖ Le déplacement dû au fluage :

$$\Delta h_{fl} = \frac{1}{2} \times \frac{\Delta \sigma_f}{E_p}$$

$\Delta \sigma_f = 153.26 \text{ MPa}$

$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$\Delta h_{fl} = 1.34 \text{ cm}$$

- ❖ Le déplacement dû à la variation de température :

$$\Delta h_t = \frac{1}{2} \xi_T$$

$$\xi_T = \begin{cases} 2 \times 10^{-4} & \text{A long terme} \\ 3 \times 10^{-4} & \text{A court terme} \end{cases}$$

$$\Delta h_t = 3.5 \text{ mm}$$

$$\Delta h_t = 5.25 \text{ mm}$$

Le déplacement total :

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{fl} + \Delta h_r + \Delta h_{rot}) + \Delta h_t$$

A long terme : $\Delta h_{max} = 1.86 \text{ cm}$

A court terme : $\Delta h_{max} = 2.03 \text{ cm}$

VIII.2. L'HOURLDIS

VIII.2.1. INTRODUCTION

L'hourdis d'un pont à poutre est un élément de structure plane qui est destinée à transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau et il assure la répartition transversale des efforts.

VIII.2.2. DISCRIPTION DE LA DALLE

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur et de 15.75m de largeur, recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm, reposant sur 10 poutres en béton précontraint.

VIII.2.3. ETUDE DE LA FLEXION

On considère que les poutres sont encastées avec l'hourdis, il y'a donc une continuité de ferrailage entre celui-ci et les poutres qui le supporte. Il ne peut donc y avoir de glissement entre ces deux éléments.

L'hourdis va fléchir transversalement et les poutres principales vont fléchir longitudinalement et entraîner l'hourdis dans leurs déformations.

VIII.2.4. ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « **Barre** ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les charges a appliqués sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre VI (poids propre, poids des équipements, A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

VIII.2.4.1. ETUDE DES MOMENTS FLECHISSANT

Tableau.VIII.2.Résultat des sollicitations en flexion en appuis et à mi- travée

		MOMENT FLECHISSANT A L'ELS	
		Mi- travée (MN.m)	Appuis (MN.m)
G+1.2AL1	AL1	2.59	5.34
	AL2	2.67	5.34
	AL3	2.40	5.34
	AL4	2.12	5.34
G+1.2BC	BC1	21.86	20.93
	BC2	21.93	14.24
	BC3	30.38	22.41
	BC4	26.38	20.16
G+Mc120		28.43	15.63
G+D240		5.88	10.29
MAX		30.38	22.41

VIII.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

Notre ouvrage se situe dans un milieu agressif donc le dimensionnement des armatures s'effectue à L'ELS.

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur b=1m et une hauteur de 0.25m.

Le ferrailage est calculé à l'aide des règles de BAEL, les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessus. [4]

On considère les caractéristiques suivantes :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{MAX} (0.5 \times f_e; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}) = 250 \text{ MPa}$$

- Si $M_{ser} \leq \bar{M}_1$

on a :
$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$d=0.9 \times h=0.225m$

$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} d = 0.125 m$

$Z = d - \frac{x}{3} = 0.183 m$

$$\bar{M}_1 = \frac{b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \times z}{2}$$

$\bar{M}_1 = 0.24MN$

Une fois la section d'acier trouvée, on vérifie la condition de non fragilité sachant que la section calculée doit être supérieure à la section minimale A_{min} .

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 2.79 cm^2$$

Tableau.VIII.3.Choix des aciers de ferrailage

Nappe	Supérieure	Inferieure
M_{ser} (MN)	0.03038	0.02241
\bar{M}_1 (MN)	0.24	
A_s (cm ²)	9.72	7.17
A_{min} (cm ²)	2.79	
Condition de non fragilité	Vérifiée	
Les barres	5HA16 (10.05cm ²)	5HA14 (7.7cm ²)

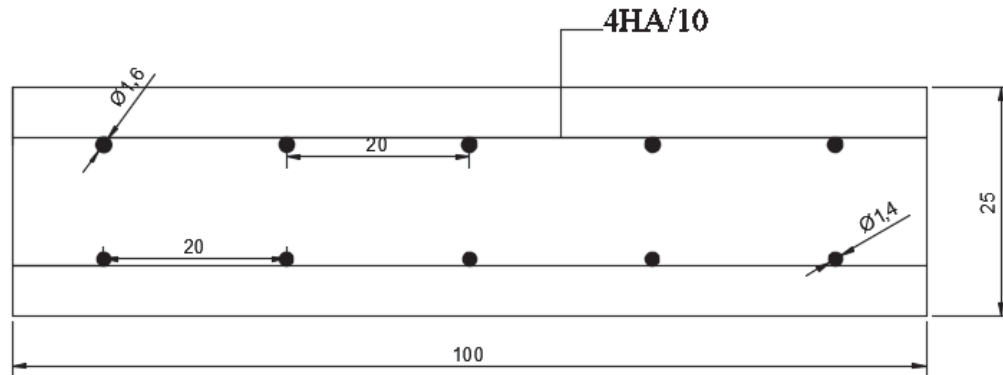
VIII.2.6. DISPOSITION CONSTRUCTIVE

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

L'espace maximal à ne pas dépasser est : [4]

$s_t \leq \min(3h, 25cm) = 25cm$

- ❖ Nappe supérieure :
On opte pour 4HA10 ($A_s = 3.14cm^2$) et un espacement de 20 cm.
- ❖ Nappe inférieure :
On opte pour 4HA10 ($A_s = 2.36cm^2$) et un espacement de 20 cm.



FigureVIII.5. Schéma de ferrailage général de la dalle

VIII.2.7. VERIFICATIONS

VIII.2.7.1. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE

On a $A_S = 5.6 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$A_S \geq A_{min} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

VIII.2.7.2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures transversales, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'ELU égale à 1.6 P

P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B.

H : Epaisseur de la dalle (25cm).

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à $2(a+b)$

$$a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$\xi = 0.75$$

$h_1 = 0.08 \text{ m}$ (épaisseurs du revêtement)

a_0 et b_0 : dimension de la roue.

Tableau VII.4. Vérification du non poinçonnement de la dalle à l'ELU

	a0	b0	a	b	p	Q_u	$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$	Condition
B_c	0.25	0.25	0.62	0.62	6	0.10	0.65	Vérifiée
	0.2	0.2	0.57	0.57	3	0.05	0.59	Vérifiée
B_t	0.25	0.6	0.62	0.97	8	0.13	0.83	Vérifiée

VIII.3. CONCLUSION

L'évaluation des valeurs de déformations, ainsi le bon dimensionnement et vérification de l'hourdis sont nécessaire pour le fonctionnement du pont, c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre.

CHAPITRE IX. ETUDE SISMIQUE

CHAPITRE IX. L'ETUDE SEISMIQUE

IX.1. INTRODUCTION

Vu que notre ouvrage se situe dans une zone sismique moyenne, alors l'importance de la construction parasismique demeure obligatoire.

Dans ce chapitre, nous allons faire le calcul sismique de notre ouvrage en se référant aux règlements parasismiques algérien pour les ouvrages d'arts.

IX.2. CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA

Pour effectuer l'étude sismique, on a besoin des caractéristiques suivantes :

- La zone sismique : Bejaïa, est classé dans la **zone IIa** de moyenne sismicité.
- Le groupe du pont : l'ouvrage projeté (**VIADUC**) est classé dans le **groupe 2**, pont important avec un coefficient d'accélération **A = 0.20**.
- Classification du site : le rapport géotechnique classe le site dans la catégorie S2 des terrains fermes.

IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour l'étude sismique d'un pont plusieurs méthodes peuvent être utilisées, parmi ces méthodes on peut citer la méthode spectrale monomodale (mode fondamental). Cette méthode par contre ne s'applique qu'au pont remplissant les critères suivants : [9]

- ❖ La masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure.

Sachant que notre ouvrage est un pont isostatique, cette condition peut être vérifiée avec l'inégalité suivante :

$$M_{pile} < 0.43 M$$

Avec :

$$M = G + \alpha Q$$

G : masse totale du tablier (8 travées).

Q : Charge variable (surcharge) qui s'applique sur le pont.

α : Coefficient égale à zéro pour les ponts non urbains.

D'où :

$$M = G = 8 \times M_{\text{tablier/travée}}$$

$$M = 8933.12 \text{ t}$$

$$M_{pile} = 752.4 \text{ t}$$

$$752.4 \text{ t} < 3841.24 \text{ t}$$

La première condition est vérifiée.

- ❖ Le biais est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales des appuis ne varient pas plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais. Le biais de notre ouvrage est 75.6 grades donc supérieur à 70 grades.

La deuxième condition est vérifiée.

- ❖ La courbure est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne varient pas plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Notre ouvrage passe par une clothoïde dont la courbure est extrêmement faible, d'où cette condition est vérifiée.

La troisième condition est vérifiée.

- ❖ La symétrie transversale, ce qui veut dire que la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes.

Cette condition est vérifiée vue la symétrie géométrique et mécanique de notre ouvrage.

La quatrième condition est vérifiée.

Vu que les conditions sont toutes vérifiées, on peut conclure que la méthode monomodale peut être utilisée.

IX.4. SEISME LONGITUDINALE

Dans la direction longitudinale, les effets sismiques sont déterminés par la formule suivante :

$$F = M S_{ae}^h(T, \xi)$$

Avec :

M : La masse totale mise en mouvement qui est égale à la masse du tablier déjà calculer précédemment ($M = 8933.12 \text{ t}$).

$S_a(T, \xi)$: Accélération spectrale du spectre de réponse élastique correspondant à la période fondamentale du système T .

IX.4.1. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

Le spectre de réponse élastique S_{ae} pour les deux composantes horizontales est données en fonction de la période élastique T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage : [9]

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2}\right) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

T_1, T_2 : Période caractéristique du site S2 ($T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.40 \text{ s}$).

S : Coefficient du site ($S = 1.1$).

A : Coefficient d'accélération dépendant de la zone sismique et du groupe de pont ($A = 0.2$).

ξ : Taux d'amortissement ($\xi = 5 \%$).

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$).

IX.4.1.1. LA PERIODE FONDAMENTALE DU SYSTEME

La période fondamentale du système est calculée à partir de la formule suivante :

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

Avec :

K : la raideur totale du système.

IX.4.1.2. LA RAIDEUR TOTALE DU SYSTEME

La rigidité totale du système K est égale à la somme des rigidités d'appuis.

$$K = 2K_{culée} + K_{pile1} + K_{pile2} + K_{pile3} + K_{pile4} + K_{pile5} + K_{pile6} + K_{pile7}$$

IX.4.1.2.1. RAIDEUR TOTALE DE LA CULEE

$$K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appui}}}$$

Etant donné que la culée est infiniment rigide, alors la rigidité totale de la culée est celle de ses appareils d'appuis.

$$K_{culée} = K_{app d'appui}$$

$$K_{app d'appui} = n \frac{G a b}{e}$$

Avec :

n : Nombre d'appareil d'appuis (10 pour la culée).

G : Module de cisaillement de l'appareil ($G=1.2$ MPa en condition sismique).

a, b : Dimension en plan de l'appareil d'appuis. (500×500) mm². (Le dimensionnement est détaillé au chapitre X).

e : Epaisseur de l'appareil d'appuis. ($e = 0.05$ m).

$$K_{culée} = K_{app d'appui} = 10 \times \frac{1.2 \times 0.5 \times 0.5}{0.05}$$

$$K_{culée} = \mathbf{60 \text{ MN/m}}$$

IX.4.1.2.2. RAIDEUR TOTALE DE LA PILE

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{app d'appui}}}$$

Avec :

Raideur des appareils d'appuis :

$$K_{app d'appui} = n \frac{G a b}{e}$$

n : Nombre d'appareil d'appuis (20 pour la pile).

$$K_{app d'appui} = 20 \times \frac{1.2 \times 0.5 \times 0.5}{0.05}$$

$$K_{app d'appui} = \mathbf{120 \text{ MN/m}}$$

Raideur des futs :

$$K_{fut} = n \frac{3 E_{ij} \times I_y}{h^3}$$

n : Le nombre de fut dans chaque pile. ($n=3$).

E_{ij} : module de déformation instantanée ($E_{ij} = 33000$ MPa).

I_y : Moment d'inertie longitudinale d'un fût ($I_y = 0.25$ m⁴).

h : La hauteur du fût dans chaque pile.

Tableau IX.1. La raideur des futs de chaque pile

Piles	H_{pile}	K_{fut}
	(m)	(MN/m)
P1	5	672,76
P2	9	115,36
P3	7	245,17
P4	7	245,17
P5	7,5	199,34
P6	11	63,18
P7	10,5	72,64

En appliquant ensuite la formule précédente on trouve la raideur des piles suivantes :

Tableau IX.2. La raideur des piles

Piles	K_{pile}
	(MN/m)
P1	101.84
P2	58.82
P3	80.57
P4	80.57
P5	74.91
P6	41.39
P7	45.25

Donc la raideur totale du système est :

$$K = 2 \times 60 + 101.84 + 58.82 + 80.57 + 80.57 + 74.91 + 41.39 + 45.25$$

$$K = 603.33 \text{ MN/m}$$

Ces résultats nous permettent de calculer la période fondamentale du système :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{8933.12}{603330}}$$

$$T = 0.76 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T = 0.76 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.4}{0.76}\right)$$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 2.82 \text{ m/s}^2$$

L'effort sismique longitudinale est égale à :

$$F = 8933.12 \times 2.82$$

$$F = 25.23 \text{ MN}$$

IX.4.2. REPARTITION DE LA FORCE HORIZONTALE

La force horizontale qui s'applique sur le tablier est répartie sur les appuis selon les formules suivantes :

$$F_{culée} = F \times \frac{K_{culée}}{K}$$

$$F_{pile} = F \times \frac{K_{pile}}{K}$$

Tableau IX.3. La répartition des efforts longitudinaux aux appuis

Piles	$K_{culée}/K_{pile}$	K	F	$F_{culée}/F_{pile}$
	(MN/m)	(MN/m)	(MN)	(MN)
C1	60,00	603.33	25.23	2.51
P1	101.84	603.33	25.23	4.25

P2	58.82	603.33	25.23	2.45
P3	80.57	603.33	25.23	3.36
P4	80.57	603.33	25.23	3.36
P5	74.91	603.33	25.23	3.13
P6	41.39	603.33	25.23	1.73
P7	45.25	603.33	25.23	1.89
C2	60,00	603.33	25.23	2.51

IX.4.3. EVALUATION DES DEPLACEMENTS

Les déplacements que subie le tablier et les piles se traduisent sous ces formules :

❖ Déplacement du tablier

$$d_{\text{tablier}} = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \times S_{ae}^h(T, \xi)$$

$$d_{\text{tablier}} = \left(\frac{0.76^2}{4\pi^2} \right) \times 2.82$$

$$d_{\text{tablier}} = 0.042 \text{ m}$$

❖ Déplacement des piles

$$d_{\text{pile}} = \frac{F_{\text{pile}}}{K_{\text{pile}}}$$

Tableau IX.4. Les déplacements de chaque pile

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
K_{pile}	101.84	58.82	80.57	80.57	74.91	41.39	45.25
F_{pile}	4.25	2.45	3.36	3.36	3.13	1.73	1.89
$d_{\text{pile}}(\text{m})$	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042

IX.5. SEISME TRANSVERSALE

Dans la direction transversale la condition du tablier rigide $L/B \leq 5$ n'est pas vérifiée, sachant que L est la longueur totale du tablier et B sa largeur.

L'Eurocode 8 partie 2 définit la méthode du modèle de la pile indépendante qui peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, si la condition suivante est vérifiée pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0.95 < T/T_{i+1} \leq 1.05 \text{ (*)}$$

Dans de nombreux cas l'action sismique transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes.

Dans ce cas, les effets des séismes agissant sur la i^{eme} pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force sismique équivalente : [10]

$$F_i = M_i S_{ae}^h(T_i, \xi)$$

Avec :

M_i : La masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile).

$$M_i = M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} M_{\text{pile}}$$

T_i : La période fondamentale de la i^{eme} pile.

$$T_i = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

K_i : La rigidité de la i^{eme} pile.

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fut}}} + \frac{1}{K_{\text{app d'appui}}}}$$

$$K_{\text{app d'appui}} = n \frac{G a b}{e}$$

$$K_{\text{fut}} = n \frac{3 E_{ij} \times I_x}{h^3}$$

$$I_x = n I_y + 2S d^2$$

Sachant que :

n : Le nombre de fût ($n=3$)

I_y : Le moment d'inertie de la section transversale des fûts ($I_y = 0.25 \text{ m}^4$)

S : L'aire de la section transversale d'un fut ($S= 1.77 \text{ m}^2$)

d : L'entraxe entre les futs ($d=5.25\text{m}$)

Dans le tableau ci-après, on résume tous les résultats de cette partie :

Tableau IX.5. Résultats des périodes T_i de chaque pile

Appui	H_{moy}	I_x	$k_{\text{Fût}}$	$k_{\text{App d'appui}}$	K	M	T	T/T_{i+1}
	(m)	(m^4)	(MN/m)	(MN/m)	(MN/m)	Kg	s	
P1	5	98,32	88766.64	60	119.84	1 127 640	0.6092	0.99
P2	9	98,32	15220.62	60	119.06	1 136 440	0.6135	
P3	7	98,32	32349.36	60	119.56	1 132 040	0.6111	
P4	7	98,32	32349.36	60	119.56	1 132 040	0.6111	
P5	7.5	98,32	26301.23	60	119.45	1 133 140	0.6116	
P6	11	98,32	8336.46	60	118.30	1 140 840	0.6167	
P7	10.5	98,32	9585.00	60	119.50	1 139 740	0.6133	

D'après ce tableau on remarque que la condition (*) est vérifiée.

Les piles du pont ont une période entre T_1 et T_2 , donc l'accélération du système est :

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

Tableau IX.6. La répartition des efforts transversaux aux appuis

Appui	T	S_{ae}^h	Fi
	s	m/s ²	MN
P1	0.6092	3.54	3.99
P2	0.6135	3.52	3.99
P3	0.6111	3.53	3.99
P4	0.6111	3.53	3.99
P5	0.6116	3.53	3.99
P6	0.6167	3.50	3.99
P7	0.6133	3.51	4.01
C1/C2	0.6058	3.56	1.98

IX.6. SEISME VERTICAL

Pour l'effort sismique vertical, il est calculé par la formule suivante : [11]

$$Ri = a b \mu L$$

Avec :

a : paramètre caractérisant l'accélération du sol en fonction de la classe du pont, la zone sismique et la géométrie du site ($a = \alpha A S_{ae}^v(T)$).

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale ($\alpha = 0.7$ pour la zone sismique IIa).

μ : La masse linéaire du tablier ($\mu=31,904$ t/m).

L : longueur de la travée principale ($L=35$ m).

b : Paramètre qui quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage normalisé, sachant que le viaduc est à travées identiques alors on peut le considérer comme une seule travée $b=0.41$.

$$S_{ae}^v(T) = 2.5\eta\alpha Ag \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_{ae}^v(T) = 1.81m/s^2$$

Donc a vaut :

$$a = 0.7 \times 0.20 \times 1.81$$

$$a = 0.25 m/s^2$$

$$Ri = 0.25 \times 0.41 \times 31.904 \times 35$$

$$Ri = 0.12 MN$$

La force verticale au niveau de la culée est égale à :

$$Rc = 0.12 MN$$

Et au niveau de la pile elle est multipliée par 2 :

$$Rp = 0.24 MN$$

IX.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SEISMIQUE

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinées de la manière suivante : [9]

$$E1 = Ex + 0.3 Ey + 0.3 Ez$$

$$E2 = Ey + 0.3 Ex + 0.3 Ez$$

$$E3 = Ez + 0.3 Ex + 0.3 Ey$$

La récapitulation des composantes du séisme dans les appuis et les résultats de leurs combinaisons ainsi que les résultats des efforts de l'action sismique sur les futs sont présentés dans l'annexe 05.

IX.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons déterminé l'action sismique au niveau de chaque pile et en chaque fut ; cela est d'une très grande importance car ses résultats nous permettrons dans le chapitre suivant de dimensionner les appareils d'appuis et vérifier leurs stabilités, de plus, le fonctionnement des équipements dépend de ces actions sismiques.

CHAPITRE X. EQUIPEMENTS

CHAPITRE X. EQUIPEMENTS

X.1. INTRODUCTION

Les équipements dans les ouvrages d'art font partie de la structure du pont mais ils n'interviennent pas dans sa résistance, et ils jouent un rôle déterminants dans la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers et pour cela on doit prendre en compte dès le début de l'étude du projet, les dispositifs nécessaires, leurs types, leurs dimensions et les conditions nécessaire à vérifier.

X.2. LES APPAREILS D'APPUIS

Les poutres reposent sur les appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

En zone sismique il est préférable de prévoir les appareils d'appuis de type élastomère fretté qui représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en Algérie.

X.2.1. CONSTITUTION DE L'APPAREIL D'APPUIS EN ELASTOMERE FRETTE

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère de 8, 10 à 12 millimètres (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (Ils ne sont ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles). [12]

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

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

Donc pour notre ouvrage on choisit ce type d'appareil.

X.2.2. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

❖ Aire de l'appareil d'appui

Il est dimensionné de sorte que sa section vérifie la condition de non-cheminement et de résister aussi à l'écrasement sous la contrainte normale due à la réaction maximale à L'ELS.

Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 15\text{MPa}$$

R_{\max} : Réaction d'appui maximal à l'ELS = 0.964 MN

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

b: Coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage

$$642 \text{ cm}^2 \leq a \times b \leq 4820 \text{ cm}^2$$

❖ La hauteur nette de l'élastomère

On a la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal qui est sous la forme suivante :

$$T \geq \frac{U}{0.5}$$

U : Déplacement lent du au retrait, fluage et température. (U=23.9 mm)

$$T \geq 47.8 \text{ mm}$$

D'où : $\begin{cases} T = 50 \text{ mm} \\ \text{soit 5 feuillets de 10 mm} \end{cases}$

❖ **Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui**

On doit respecter la Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$5T \leq a \leq 10T \quad \longrightarrow \quad 250\text{mm} \leq a \leq 500\text{mm}$$

On prend : $\begin{cases} a = 500\text{mm} \\ b = 500 \text{ mm} \end{cases}$

❖ **Dimension des frettes**

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes (S235)=235 MPa

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = 12.5.$$

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} = 38.56 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\begin{cases} t_s \geq 0.6\text{mm} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad t_s = 3 \text{ mm}$$

Les dimensions de l'appareil sont :

- L'épaisseur d'enrobage : $e = \frac{t_i}{2} = 5\text{mm}$.

- L'épaisseur totale de l'appareil d'appuis : $Tb = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 78\text{mm}$.

- L'épaisseur totale d'élastomère : $Tq = n t_i + 2e = 60 \text{ mm}$.

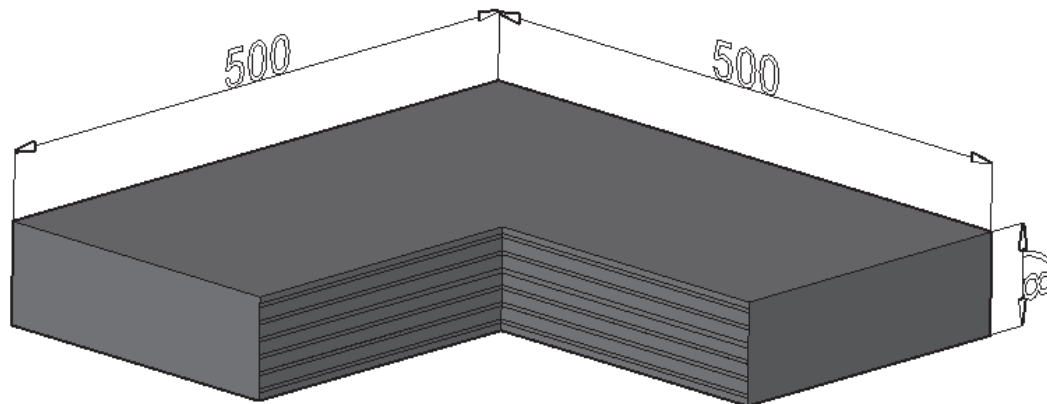


Figure X.1. Dimensions de l'appareil d'appui

X.2.3. CALCUL DES EFFORTS HORIZONTALAUX SUR L'APPAREIL D'APPUI

➤ Calcul du centre de rigidité

$$X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i}$$

Tableau X.1. centre de rigidité

Appui	x_i	k_i	K_T	X_{CR}
	(m)	(MN/m)	(MN/m)	(m)
C1	0	42	302.57	134.67
P1	35	39,53		
P2	70	30,79		
P3	105	30,86		
P4	140	30,86		
P5	175	34,69		
P6	210	25,23		
P7	245	26,61		
C2	280	42		

Le centre de rigidité : $X_{CR} = 134.67$ m

➤ Calcul des efforts dus à la variation linéaire

1. Efforts statiques

❖ Effort dû à la température

$$H_t = \xi_t \times |x_i| \times K_i$$

Avec :

$$\xi_t = 2 \times 10^{-4}$$

x_i : Position de l'appui par rapport au centre de rigidité.

❖ Effort dû au fluage

$$H_{flu} = \xi_{flu} \times |X_i| \times K_i$$

Avec :

$$\xi_{flu} = 3 \times 10^{-4}$$

❖ Effort horizontal dû au retrait

$$H_r = \xi_r \times |X_i| \times K_i$$

Avec :

$$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$$

On présente dans le tableau suivant les efforts calculés :

Tableau X.2. Les efforts statiques sur chaque appui

Appui	k	x_i	H_{FT}	H_{Flu}	H_{Fret}
	(MN/m)	(m)	(MN)	(MN)	(MN)
C1	42	134,67	1,131	1,6968	1,1312
P1	39,53	99,67	0,787	1,1819	0,7879

P2	30,79	64,67	0,398	0,5973	0,3982
P3	30,86	29,67	0,183	0,2746	0,1831
P4	30,86	-5,33	0,0329	0,0493	0,0329
P5	34,69	-40,33	0,2798	0,4197	0,2798
P6	25,23	-75,33	0,3801	0,5701	0,3801
P7	26,61	-110,33	0,5871	0,8807	0,5871
C2	42	-145,33	1,2207	1.8311	1,2207

2. Efforts dynamiques

❖ **Effort dû au freinage**

Les efforts dû au freinage sont déterminés en chapitre charge et surcharge.

➤ Surcharge A(l)

$$F_{AL} = 16.9 \text{ t}$$

Effort du freinage dû à A (l) : $H(AI) = \frac{F_{AL}}{2 \times n} = \frac{16.9}{2 \times 10} = \mathbf{0.84t}$

➤ Surcharge B(c)

$$F_{BC} = 30 \text{ t}$$

Effort du freinage du a B(c) : $H(Bc) = \frac{F_{BC}}{2 \times n} = \frac{30}{2 \times 10} = \mathbf{1.5t}$

❖ **Effort dû au séisme**

On a : $F_S = 25.23 \text{ MN}$

Effort du au séisme : $H(s) = \frac{F_S}{2 \times n} = \frac{25.23}{2 \times 10} = \mathbf{126.15t}$

❖ **Effort dû aux déplacements**

$$H = \frac{G \times a \times b \times \Delta h_{max}}{T}$$

Avec G : Module d'élasticité transversal = 0.9 MPa et $\Delta h_{max} = 2.06 \text{ cm}$

$$H = \mathbf{9.27t}$$

➤ Calcul des déplacements horizontaux

Dans le tableau ci-dessous on présente les déplacements dû au fluage, retrait et température.

$$D = x_i \times \xi_i$$

Tableau X.3. Les déplacements sur chaque appui

Appui	x_i	D_t	D_{flu}	D_{ret}
	(m)	m	(m)	(m)
C1	134,67	0,027	0,040	0,027
P1	99,67	0,020	0,030	0,020
P2	64,67	0,013	0,019	0,013
P3	29,67	0,006	0,009	0,006
P4	-5,33	0,001	0,002	0,001
P5	-40,33	0,008	0,012	0,008

P6	-75,33	0,015	0,023	0,015
P7	-110,33	0,022	0,033	0,022
C2	-145,33	0,029	0,044	0,029

X.2.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les vérifications sont effectuées à l'ELU

❖ Contrainte de compression

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 150 \text{ KG/cm}^2$$

$$N_{\max} = 0.964 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{96400}{50 \times 50} = 38.56 \text{ KG/cm}^2 \leq 150 \text{ KG/cm}^2$$

(Condition vérifié)

❖ Contrainte de cisaillement

1. Vérification des contraintes de cisaillement dû à l'effort normal

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3. G$$

Avec : $\beta = 12.5$

$$\sigma_m = 3.865 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = 0.46 \text{ MPa} \leq 2.7 \text{ MPa}$$

(Condition vérifié)

2. Vérification des contraintes de cisaillement dû à l'effort horizontal

- Sous un déplacement lent

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot \Delta h_{\max}}{T} \leq 0.5G$$

$$\tau_{H1} = 0.43 \text{ MPa} \leq 0.45 \text{ MPa}$$

(Condition vérifié)

- Sous le freinage

$$\tau_{H2} = \frac{H}{a \cdot b} \leq 0.5G$$

$$H = \max(H_{BC}, H_{AL}) = H_{BC} = 1.5 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = \frac{1.5}{50 \times 50} = 0.06 \text{ MPa} \leq 0.47 \text{ MPa}$$

(Condition vérifié)

- Sous effort de déformation lente et au freinage

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} \leq 0.7G$$

$$0.46 \text{ MPa} \leq 0.63 \text{ MPa}$$

(Condition vérifié)

3. Vérification des contraintes de cisaillements dues à la rotation

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \times a^2 \times (a_t + a_0)}{2 \times n \times t_i^2}$$

n : Nombre de feuillet d'élastomère (n=5).

a_t : Rotation maximale de l'appareil d'appui (4×10^{-3} rad).

a_0 : Rotation due à l'imperfection de pose ($a_0 = 10^{-2}$ rad).

$$\tau_{\alpha} = 3.15 \text{ MPa}$$

Il faut vérifie la contrainte de cisaillement totale :

$$\tau_{\alpha} + \tau_H + \tau_n \leq 5G$$

$$4.07 \text{ MPa} \leq 4.5 \text{ MPa}$$

(Condition vérifié)

❖ Vérification de non flambement

Le non flambement des appareils d'appuis est vérifié par la condition suivante :

$$\delta_s = \frac{P_c}{P_u} \geq 3$$

P_u : Valeur maximale des charges verticales à l'ELU = 1.2MN.

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui.

$$P_c = \frac{4GS^2B(t_i + t_s)}{T_b}$$

G : module d'élasticité (1.2 MPa).

B : Aire de l'appareil d'appui (B=0.25 m²).

S : Facteur de forme ($s = \frac{a \times b}{2.t.(a+b)} = 12.5$).

T_b : L'épaisseur totale de l'appareil d'appui.

$$P_c = 31.25 \text{ MN}$$

$$\delta_s = \frac{3.73}{1.2} = 26.04 \geq 3$$

(Condition vérifiée)

❖ Limitation de la torsion

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

$$\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \times (0.25 - p) \quad \text{si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 \times (1 - 2p) \quad \text{si } p > 0.25$$

$$P = \frac{P_u}{P_c} = 0.038 \leq 0.25$$

Donc :

$$\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \times (0.25 - p)$$

$$\delta_0 = \frac{c}{T_q} = \frac{500}{60} = 8.33$$

$$\delta_c = 7.17$$

On a la distorsion de l'appui qui est :

$$\delta = \frac{d}{T_b}$$

Avec :

d : Déplacement horizontal du séisme (42mm)

$$\delta = 0.54 \leq 7.17$$

(Condition vérifié)

❖ **Vérification de non glissement**

$$H \leq f \times N_{\min}$$

$$N_{\min} = N_G - 0.3N_v$$

Avec :

H: Effort horizontal dû au séisme horizontal. (1.26MN).

N_{\min} : La réaction minimale au niveau de chaque appareil d'appui.

N_g : Réaction due aux charges permanentes sur chaque appareil d'appui ($N_g=0.604$ MN).

N_v : Réaction due au séisme vertical sur chaque appareil d'appui ($N_v= 0.012$ MN).

$$N_{\min} = 0.6\text{MN}$$

f : Coefficient de frottement.

$$f=0.1 + \frac{0.6}{\sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = 2.4\text{MPa}$$

$$f=0.25$$

$$H = 1.26\text{MN} \geq f \times N_{\min} = 0.15\text{MN}$$

(Condition non vérifié)

❖ **Condition de non soulèvement**

Cette condition consiste à vérifier que les contraintes de cisaillement créées par la rotation n'atteignent pas la contrainte normale.

$$\alpha_T \leq \frac{3 \times t_i^2 \times \sigma_{\min}}{\beta \times a^2 \times G}$$

$$\alpha_T = 11.4 \times 10^{-3}\text{rad} \leq 25 \times 10^{-3} \text{ rad} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

X.3. LES DE D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armée posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.

X.3.1. DIMENSIONNEMENT DU DE D'APPUIS

▪ **DIMENTION EN PLAN**

D'après le document SETRA les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5cm par rapport aux appareils d'appuis, donc les dimensions en plan sont (60×60) cm².

▪ **HAUTEUR DU DE D'APPUIS**

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{2 \cdot a \cdot b}{2 \cdot (a + b)}$$

Avec :

a ; b : Dimension en plan de l'appareil d'appui.

$$H \geq 25\text{cm}$$

On prend : $H=25$ cm.

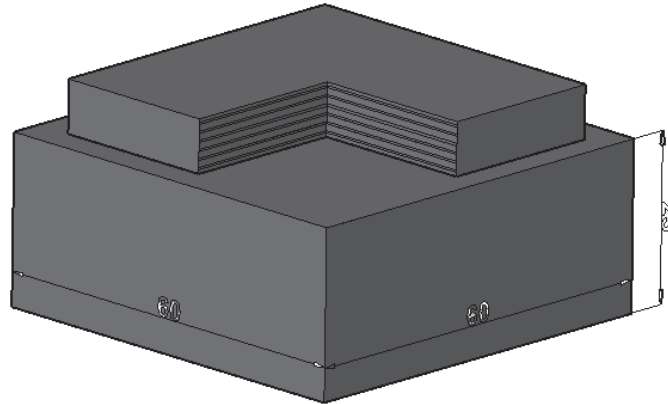


Figure X.2. Dimensions du dé d'appui

X.3.2. FERRAILLAGE DU DE D'APPUI

Dans le ferrailage des dés d'appuis on a quatre types d'armatures.

- **Armature de chaînage**

L'armature doit reprendre un effort égal à 25% de la réaction maximale.

$$A_s = \frac{0.25 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

R_{max} : La réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui à (L'ELU, ELS)

$$R_{max} = \text{MAX}(R_{ELS} ; R_{ELU}) = R_{ELU} = 1.3 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = 7.47 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 (8.04 cm²)

- **Armature de profondeur**

Les armatures de profondeur ont le rôle de limiter la propagation d'éventuelles fissures.

La section calculer doit reprendre un effort de 0.125 de R_{max} .

$$A_s = \frac{0.125 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 (4.52 cm²).

- **Armatures de diffusion**

Ce ferrailage et placé sur deux nappes

- Ferrailage de surface (frettes supérieures) :

Ces armatures sont calculées pour prendre 4% de la réaction maximale.

$$A_s = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma_s}$$
$$A_s = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA8 (1.51 cm²)

- Ferrailage d'éclatement (frettes inférieures)

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% de la réaction maximale.

$$A_s = \frac{0.1 \times R_{max}}{\sigma_s}$$
$$A_s = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 (3.02 cm²).

X.4. PLOT PARASISMIQUE

Sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

La hauteur est de 55 cm.

La section en plan est (70×70) cm².

X.5. JOINT DE CHAUSSEE

Le joint de chaussée est un dispositif exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est nécessaire de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix est basé sur la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

Conformément à l'RPOA 2008, la formule du souffle total est :

$$W=WD+ 0.4WT + 1/3 WS$$

Tableau X.4.souffle des déformations

WD	Souffle des déformations différées (retrait et fluage)	7.3 cm
WT	Souffle thermique	2.9 cm
WS	Souffle sismique	4.2cm
W	Souffle total du joint	9.82 cm

La valeur du souffle est 9.82cm à partir du tableau de La gamme des joints CIPEC on choisit le joint de souffle moyen (Wd110). [13]

Ces joints sont de la famille des joints à dents en console. Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures. [13]

Les dimensions de ce type de joint sont présentées sur les figures ci-dessous.

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5

Figure X.3. dimension des elements du joint de chaussé Wd110

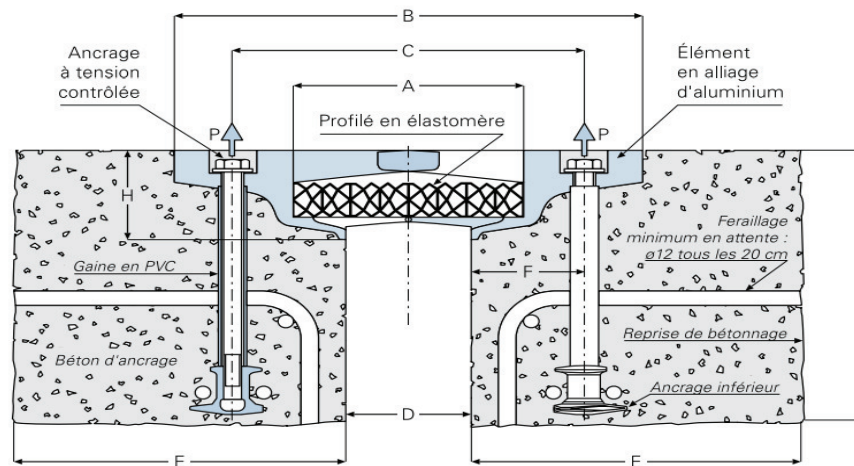


Figure X.4.coupe transversal du joint

X.6. CORNICHE

Les corniches font partie des éléments les plus visibles de l'ouvrage. Elles participent à l'aspect architectural de l'ouvrage et constitue un facteur essentiel de sa perception visuelle son rôle essentiel est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries.[14]

La corniche choisit pour notre projet est une corniche préfabriqué à base de béton armé, on présente les dimensions dans la figure ci-dessous :

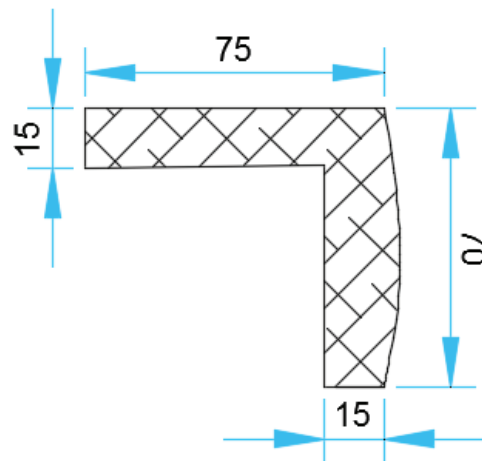


Figure X.5. Dimension de la corniche

X.7. DISPOSITIFS DE RETENUS

❖ Garde-corps

Les garde-corps sont des barrières de protection placées sur les deux côtés de l'ouvrage, ont essentiellement pour objet la protection des piétons. [15]

❖ Glissière de sécurité

Les glissières de sécurité sont des éléments qui ont la propriété de se déformer lors d'un choc.

Leur choix doit satisfaire à la fois les critères de sécurité et d'esthétisme.

X.8. CONCLUSION

En conclusion, dans ce chapitre on a pu déterminer les équipements nécessaires pour notre ouvrage et on a attiré l'attention sur l'importance de bien soigner l'exécution des équipements (les vérifications) ce qui assure leurs fonctionnements corrects et prolonger leurs durée de vie.

Dans le chapitre suivant on entamera l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA
CULEE

XI. CHAPITRE.ETUDE DE LA CULEE

XI.1. INTRODUCTION

La culée est un appui de rive, il est considéré comme élément fondamentale de l'ouvrage destinée à supporter le poids du tablier, poids des terres, les surcharges et la poussée du remblai.

Il existe deux types de culées :

- Culée enterrée.
- Culée à mur de front(Remblaie).

Pour notre cas on opte pour une culée remblaie, qui comporte les éléments constructifs suivants :

- mur frontal : sur lequel s'appuie le tablier. il sert à supporter les charges du remblai ainsi que la transmission des efforts à la semelle ; Ce mur est encastré sur le côté latéral et à la base sur la semelle.
- Deux murs en retour : leurs rôle est d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève : protège l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition est une dalle en béton armé qui sert pour le passage d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

XI.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

➤ Mur frontal

Hauteur : 5m

Épaisseur : 1.3m

Longueur : 15.75m

➤ Mur garde grève

Hauteur : 2.2m

Épaisseur : $e = \max(0.3m ; h/8) = 0.3m$

Longueur : 15.75m.

➤ Murs en retour

Hauteur : 7.2m

Épaisseur : $0.3 \leq e \leq 0.6$ on prend $e = 0.5m$

La longueur à la base est 2.35 m et 7.3 m pour la partie supérieure.

➤ Dalle de transition

Une pente de 10 %.

Le largueur est dimensionné par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6m, \text{Max} (4m, 0,6H)].$$

Avec : H étant la hauteur de remblai = 7.2 m, donc $l = 5m$.

Épaisseur $e = 30$ cm.

La longueur total $L = 14.75$ m.

Béton de propreté : 10cm

➤ Corbeau

Hauteur : $h_1 = 0.48m$

Hauteur : $h_2 = 0.27m$

Épaisseur : $e = 0.6m$

Longueur : $l = 14.7$

➤ **Semelle**

Epaisseur : 2 m.

Largeur : 6 m.

Longueur: 16.8m.

Béton de propreté : 10cm

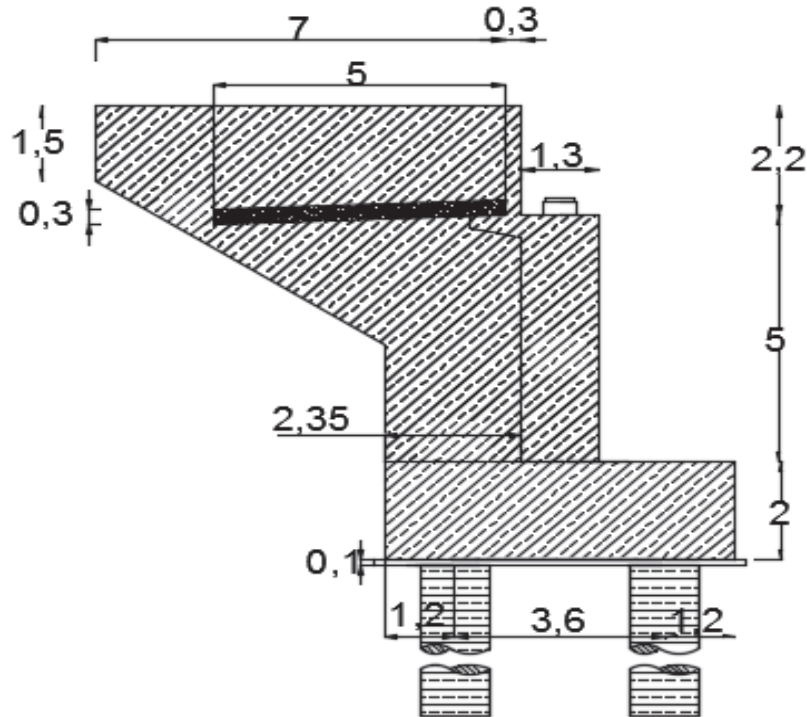


Figure XI.1.Coupe transversale de la culée

XI.3. STABILITEE ET EVALUATION DES EFFORTS DE LA CULEE

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Les sollicitations appliquées sur la culée sont dues à :

- Le poids propre de la culée et poids des terres

Donné par la formule suivante [16] :

$$P = \gamma \times V$$

Avec :

γ : Poids volumique $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour le beton } \gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3 \\ \text{pour le remblai } \gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3 \end{array} \right.$

- Poussée due aux terres [16]:

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée ci-dessous :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA.

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

Avec :

$\varphi = 30^\circ$ L'angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0^\circ$ angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

K_h, K_v : Représentent les coefficients sismiques horizontal et vertical ($K_h=0.2$; $K_v=0.06$).

$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right)$ donc $\begin{cases} \theta_+ = 11.87^\circ \\ \theta_- = 13.35^\circ \end{cases}$

➤ Poids des surcharges

Le poids des surcharges de compactage appliqué sur la hauteur du remblai égale à $q=1 \text{ t/m}^2$.

➤ Poussée due aux surcharges

La poussée dynamique globale due à la surcharge est calculée par la formule suivante [16]:

$$F_{ad} = q.H.L.K_{ad}$$

NB : La surcharge sur remblai q est majorée de 20%.

Les calculs sont faits pour les quatre cas de séismes présentés avec les valeurs des paramètres K, θ, K_{ad} dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI.1. Valeurs des paramètres de poussé des terres

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0	0,3333333
Vertical +horizontal	Cas N°2	0,20	0,06	10,68491	0,4637508
Horizontal	Cas N°3	0,20	0,00	11,30993	0,4732646
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,20	-0,06	12,01148	0,4842845

NB: Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport un point situé au centre bas de la semelle.

L'ensemble des efforts agissants sur la culée pour les quatre cas et les combinaisons prisent en considération sont détaillés dans l'annexe 06.

Le Tableau récapitulatif suivant donne les moments et les efforts globaux agissant sur la culée:

Tableau XI.2. Les efforts sur culée selon le cas normal et sismique

	$N_{\max} \text{ (t)}$	$M_{\max} \text{ (t.m)}$
Condition normal	2130.75	2895.87
Condition sismique (cas plus défavorable)	2058.34	5323.78

XI.4. ETUDE DES PIEUX

XI.4.1. EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEU

On a 10 pieux de 1.2m de diamètre.

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N: effort normal.

M_x, M_y : Moments dans les sens x, y.

x.y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

On présente dans ce tableau récapitulatif les réactions de chaque pieu dans le cas normal et sismique.

Tableau XI.3. Réaction d'un pieu dans le cas le cas normal et sismique

Combinaisons	Type de sollicitations	Réaction d'un pieu (t)	Capacité portante d'un pieu (t)	Commentaire
Cas normal ELS	N ₁	132.63	821.73	Vérifiée
	N ₂	293.52		
ELA	N ₁	350.76	1057.52	Vérifiée
	N ₂	60.91		

Les réactions au niveau de chaque pieu sont positives et inferieur a la capacité portante donc la stabilité de la culée est vérifiée.

XI.5. FERRAILLAGE DE LA CULEE

XI.5.1. LES PIEUX

XI.5.1.1. ACTIONS SUR LES PIEUX

Les pieux de la culée sont supposé encastré en tête de la semelle et libre en bas, ces pieux sont sollicités par un effort horizontal et un moment d'encastrement calculé par la méthode de WARNER.

- Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \cdot b}{4 \cdot E \cdot I}}$$

E : module d'élasticité du béton (E=33000MPa).

I: moment d'inertie du pieu (0.1018m⁴).

b : diamètre du pieu (1.2 m).

C_u : Module de réaction du sol (25KN/m²).

L ; longueur du pieu (15m).

D'où : $\lambda = 0.217$

$$\lambda \cdot L = 3.261 \text{ m}$$

- Effort tranchant en tête du pieu

$$\bar{P} = \frac{H}{n}$$

H : L'effort horizontal maximal.

A ELS H=368.83 t $\bar{P} = 36.84 \text{ t/pieu}$

A ELA H=868.26 t $\bar{P} = 86.82 \text{ t /pieu}$

➤ Moment d'encastrement

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

A partir des abaques de WERNER qui sont en fonction de λL on tire $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \\ \lambda L = 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \chi_{\theta P} = 1.16 \\ \chi_{\theta P} = 1.26 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \\ \lambda L = 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \chi_{\theta M} = 1.48 \\ \chi_{\theta M} = 1.54 \end{cases}$$

Par l'interpolation linéaire on obtient :

$$\begin{aligned} \chi_{\theta P} &= 1.186 \\ \chi_{\theta M} &= 1.496 \end{aligned}$$

D'où on a:

A ELS $\bar{M} = -134.39 \text{ t.m.}$

A ELA $\bar{M} = -316.75 \text{ t.m.}$

XI.5.1.2. FERRAILLAGE DES PIEUX

Le pieu est une pièce soumise à la flexion composé sous un effort normal et une force horizontale qui crée un moment fléchissant en tête du pieu.

Dans le tableau XI.4 on présente les résultats de la méthode de Warner et l'effort normal maximal revenant à chaque pieu :

Tableau XI.4. Resultats de la methode de warner

	Nmax (t)	Nmin(t)	$\bar{P}(t)$	$\bar{M}(t.m)$
ELS	293.52	132.63	36.84	134.39
ELA	350.76	60.91	86.82	316.75

XI.5.1.2.1. ARMATURES LONGITUDINALES

A l'aide du logiciel ROBOT EXPERT on détermine la section d'armature nécessaire sous flexion composé déviée ($M_z = 0$).

On obtient $A_s = 123 \text{ cm}^2$ correspond à **26HA25** (127.63 cm^2) en tête du pieu ou le moment est maximum et un espacement de 10 cm.

XI.5.1.2.2. ARMATURES TRANSVERSALES

- Calcul de contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{H_{max}}{n} = \frac{296.07}{10} = 29.604 \text{ t}$$

On considère la section circulaire comme une section carré qui a les dimensions suivantes :

$$\begin{aligned} 2R &= b_0 \sqrt{2} \rightarrow b_0 = 0.85 \text{ m} \\ d &= 0.9 \times b_0 = 0.765 \end{aligned}$$

D'où :

$$\tau_u = 0.45 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{MPa}$$

(Condition vérifiée)

- Calcul de la section d'armatures

$$A_t \geq \frac{S_t \times b_0}{0.9 \times f_e} \tau_u$$

$$S_t \leq \text{Min} (12\phi_l, b, 200)$$

$$S_t \leq 15 \text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 1.27 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{t \text{ min}} \geq \frac{0.4 \times S_t \times b_0}{f_e}$$

$$A_{t \text{ min}} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$ correspond à **une cerce de 12** (2.26 cm^2).

Pour l'espacement on a pour :

La zone de renforcement { une longueur de 2D a partir de tete de pieu $\longrightarrow S_t = 10 \text{cm}$
 { une longueur de 3D a partir de la base du pieu

La zone courante $\longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

La zone de recouvrement ($L_r = 65\phi$) $\longrightarrow S_t = 10 \text{cm}$.

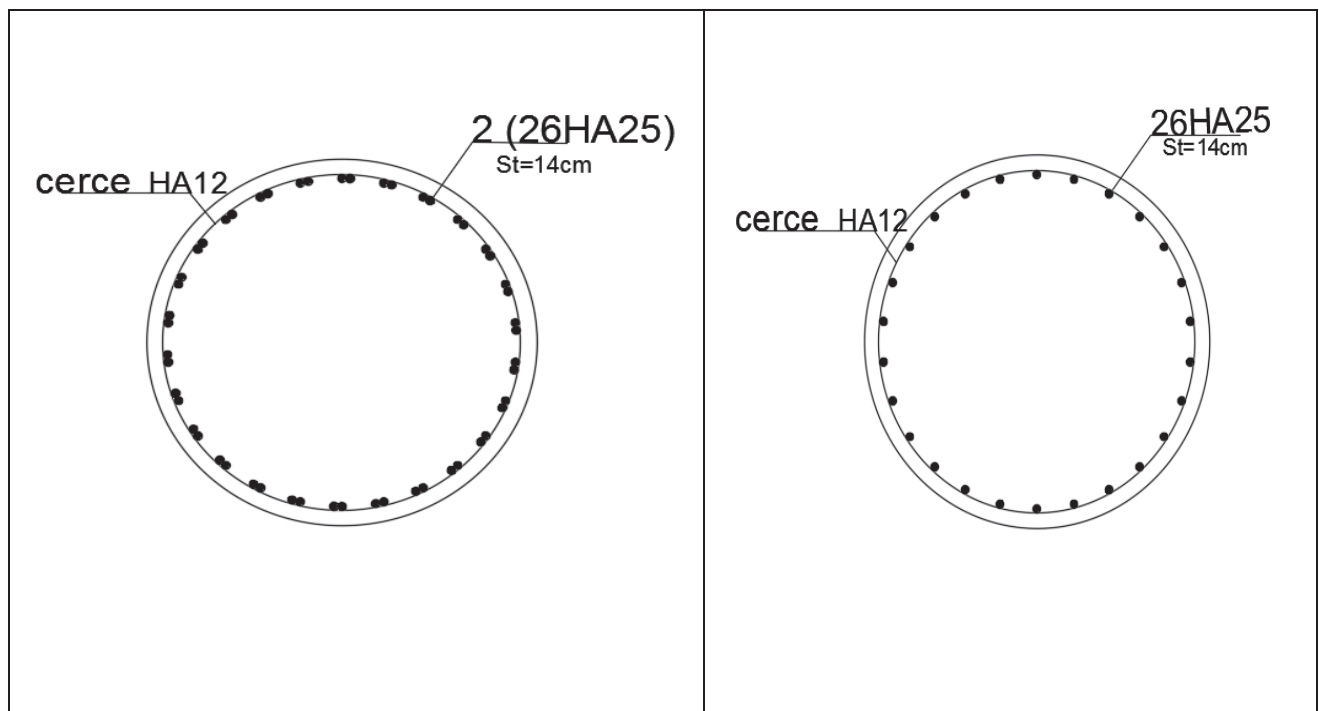


Figure XI.2. Vu en plan du ferrailage du pieu

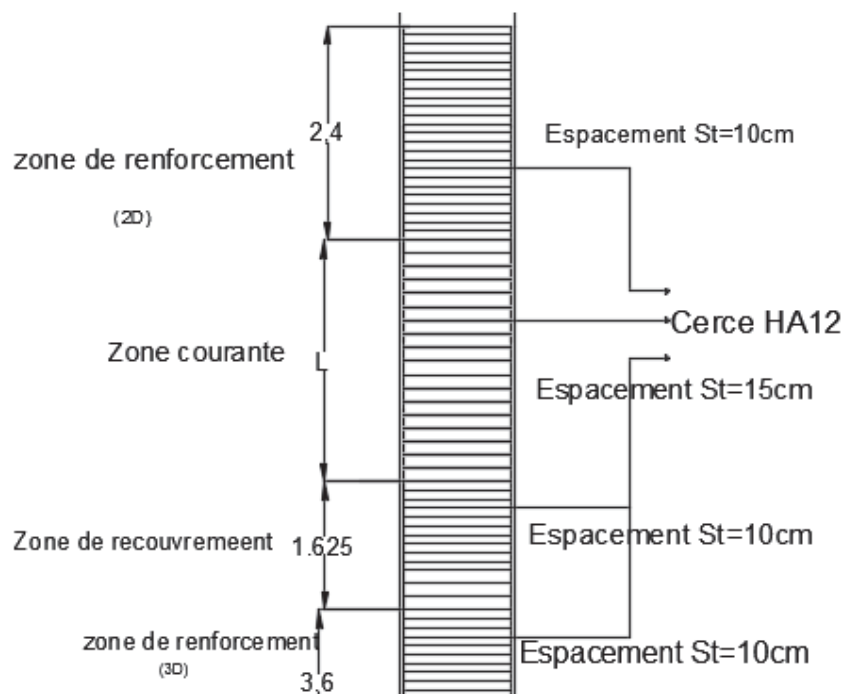


Figure XI.3. Coup longitudinale du ferrailage du pieu

XI.5.2. LA SEMELLE

➤ Armatures transversales inferieures :

On doit d'abord vérifier les conditions de la méthode des bielles

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{b} - \frac{1}{4}} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} L = 3.6m \\ b = 1.3m \\ H = 2 \end{array} \right.$$

On a: $2 m \geq 1.475 m$ & $\alpha = 53.59^\circ \geq 45^\circ$

Les conditions de la méthode des bielles comprimées sont vérifiées donc on peut l'appliquer pour le ferrailage de la semelle.

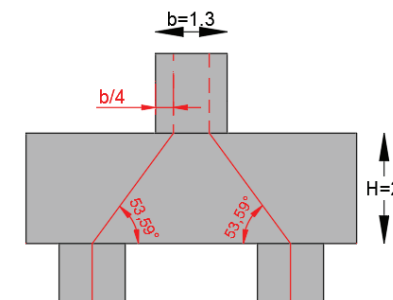


Figure XI.4. Application de la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau XI.5. Ferrailage transversale de semelle selon le cas normal et sismique

	$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	N_1 (t)	A_s (cm ²)
Condition normal	333.33	293.5	64.94
Condition sismique	500	350.8	51.743

$$A_s = 64.94 \text{ cm}^2$$

on opte alors pour 14HA 25.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3.2 m$.

Avec : $s_t = \frac{L}{n-1}$, on opte pour un espacement de 20 cm

➤ **Armature transversale superieure**

On a la section d'armature transversale superieure est egale a $A'_s = \frac{A_s}{3} = 21.65 \text{cm}^2$ (7HA20) avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures longitudinales inférieure**

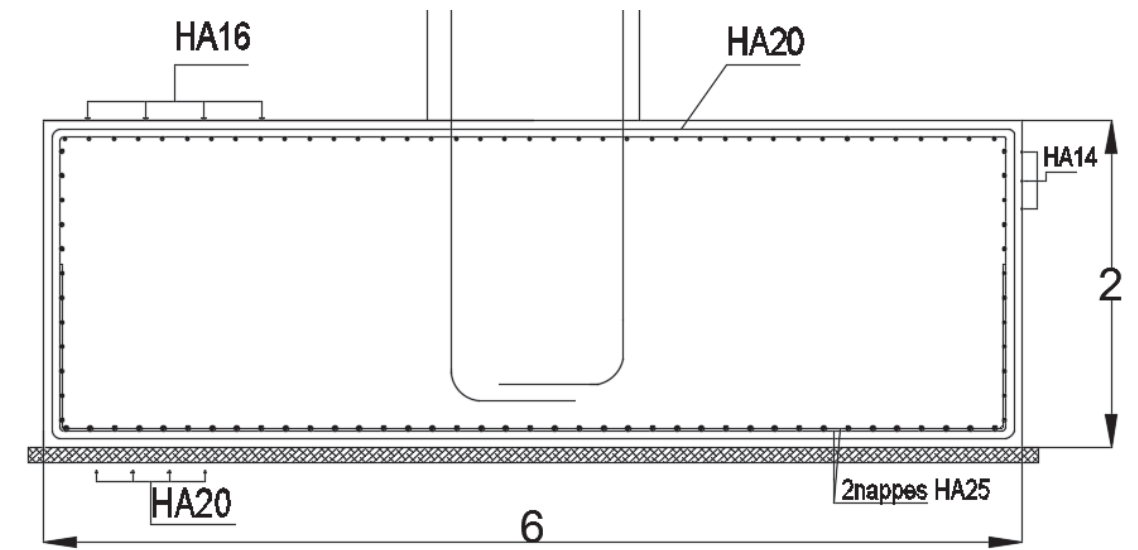
$A_L = \frac{A_s}{2} = 32.47 \text{cm}^2$ equivalent a 9HA25 et un espacement egale a 20cm.

➤ **Armatures longitudinales supérieure**

On dispose une section d'armature qui vaut $A_L = \frac{A_s}{4} = 17.48 \text{cm}^2$ (9HA16) et un espacement égale à 20cm.

➤ **Armatures latérales**

On dispose à la fin les armatures latérales $A_L = \frac{A_s}{10} = 7 \text{cm}^2$ (5HA14) avec espacement de 20cm.



FigureXI.5.Ferraillage de la semelle

XI.5.3. MUR FRONTAL

XI.5.3.1. Evaluation des efforts

Les efforts agissant sur le mur frontal dues essentiellement aux charges permanent (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation.

Le mur frontal est considéré encasté à la semelle.

On présente les détails du calcul des efforts et les combinaisons dans l'annexe 06.

Le tableau récapitulatif ci-dessous présente les sollicitations sur le mur frontal dans les deux cas normal et sismique :

TableauXI.6. Sollicitations sur le mur frontal dans les deux cas

Combinaison	Type 1	Type 2
condition normal	$N_{max}= 68.08 \text{ t/ml}$ $M_{correspond}=31.39 \text{ t.m /ml}$	$M_{max}= 33.495\text{t.m/ml}$ $N_{correspond}=68.076\text{t/ml}$
Condition sismique	$N_{max}=59.45\text{t/ml}$ $M_{correspond}=87.11 \text{ t.m/ml}$	$M_{max}=87.91 \text{ t.m/ml}$ $N_{correspond}=52.98 \text{ t/ml}$

XI.5.3.2. Ferrailage du mur frontal

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale.

XI.5.3.2.1 Verticalement

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELS.

Le ferrailage est effectué A l'aide du ROBOT EXPERT on considérant une section avec les dimensions (1x1.3m²).

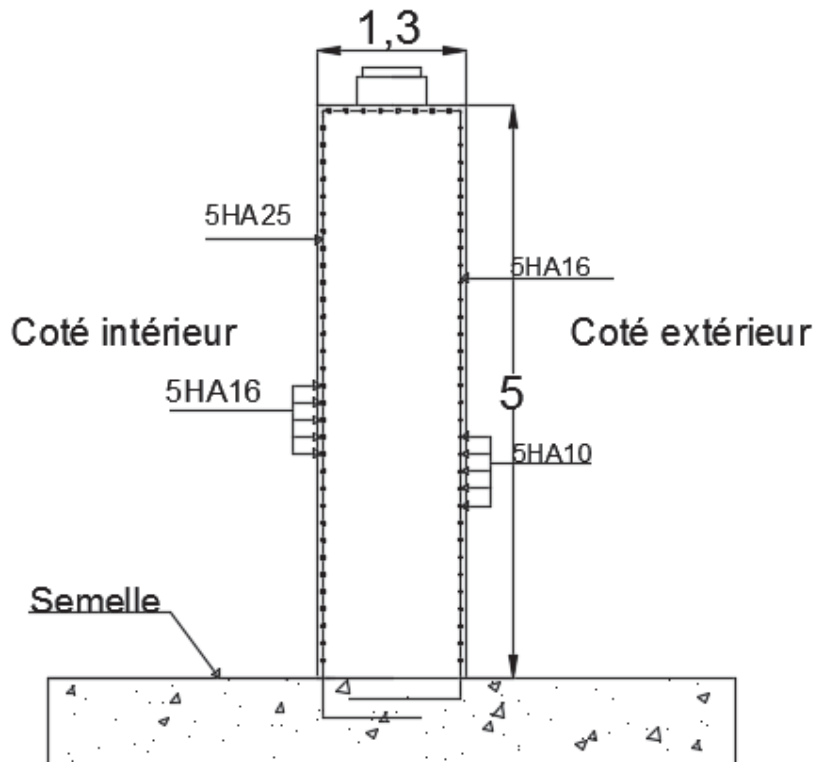
$$A_s=34.6 \text{ cm}^2$$

{ Armatures interieures : $A_s = 24.54\text{cm}^2$ **5HA 25**
 { Armatures exterieures : $A'_s = 10.06\text{cm}^2$ **5HA16** avec un espacement $St = 20\text{cm}$

XI.5.3.2.2 Horizontalement

On adopte un ferrailage minimale égale $aA_{min} = A_s/3$.

Soit **5HA16** ($A_{min} = 10.05\text{m}^2$) pour la partie intérieure et **5HA12** ($A_{min} = 5.65$) pour la partie extérieure avec un espacement de 20cm.



FigureXI.6.Ferrailage du mur frontal

XI.5.4. MUR EN RETOUR

XI.5.4.1. Evaluation des efforts

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

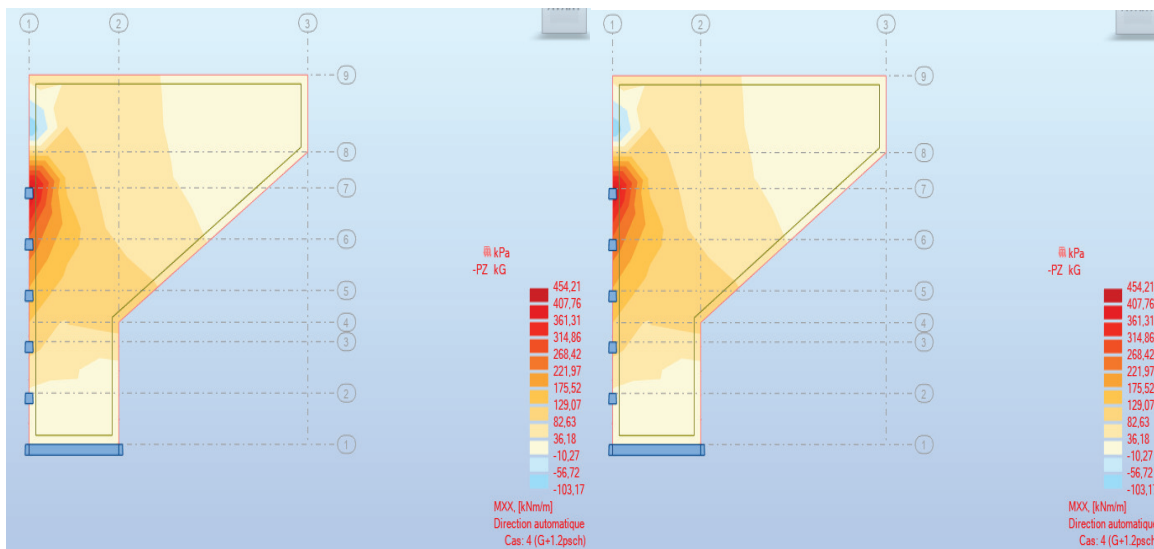
Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes : [17]

1. Poids propre du mur.
2. Poussée horizontale (des terres, et des surcharges de remblai).

A l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURL ANALYSIS on modélise le mur en retour. Les résultats obtenus à l'ELS sont représentés dans la figure suivante :

$$M_{xx}=580.62 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{yy}=254.42 \text{ KN.m/ml}$$



FigureXI.7.Les moments Mxx,Myy présentés par ROBOT

XI.5.4.2. Le ferrailage

Le ferrailage de mur en retour se fera en flexion simple en deux directions et en fissuration préjudiciable pour une section (1x0.5m²).

A l'aide du logiciel ROBOT EXPERT on adoptera pour :

- Le Ferrailage horizontal

Pour le coté intérieure (coté remblai) $A_s = 26.5\text{cm}^2$.

Soit **6HA25** (29.45cm²) et un espacement de 18cm.

Le coté extérieur est ferrillé par les armatures de construction $A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.83\text{cm}^2$.

Soit **6HA14** (9.24cm²), avec un espacement de 18cm.

- Le Ferrailage vertical :

On a $A_s = 63.6\text{cm}^2$ (**8HA32**) pour la partie intérieure et on dispose les armatures de construction pour la partie extérieure $A'_s = \frac{A_s}{3} = 21.2\text{cm}^2$ équivalente à **8HA20** (25.13cm²).

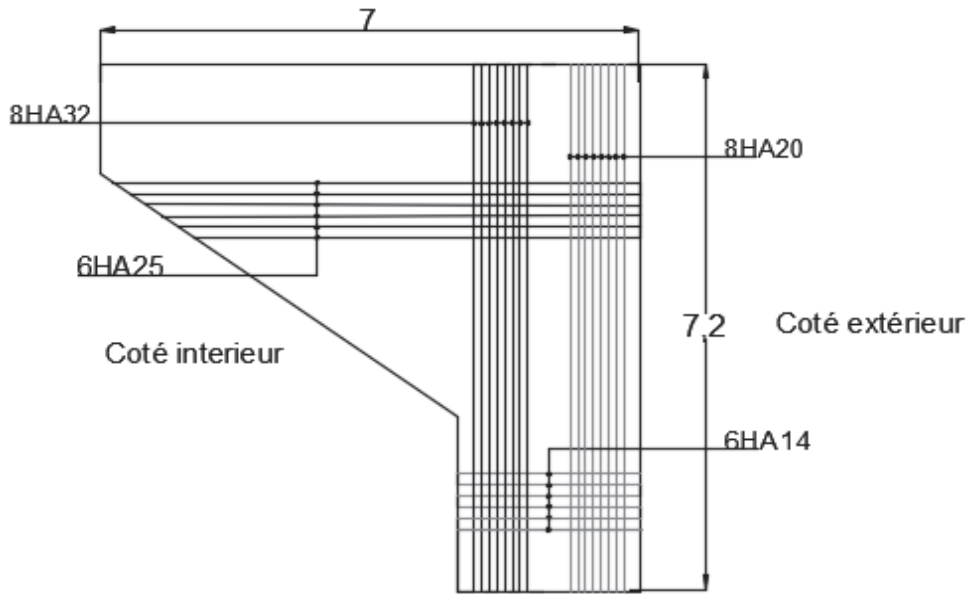


Figure XI.8. Ferrailage du mur en retour

XI.5.5. MUR DE GARDE GREVE

Le mur garde grève est encastré à la base.

XI.5.5.1. Détermination des efforts

Selon le document PP73 de SETRA, le mur garde grève est soumis à :

❖ La Poussée des terres

Le moment à l'encastrement du a la poussée des terre est égale a :

$$M_{PT} = \frac{1}{6} K_a \cdot H^3 \cdot \gamma_r$$

Avec :

$$K_a = 0.33$$

$$\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

H = 2.2 m (hauteur de mur garde grève)

$$M_{PT} = 1.0648 \text{ t.m}$$

A l'ELS $M_f = 1.06 \text{ t.m}$

A l'ELU $M_f = 1.43 \text{ t.m}$

❖ La force de freinage d'un essieu b_c

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue (P=6t), la diffusion des efforts se fait suivant des directions inclinée à 45° à partir des bords du rectangle d'impact.

Le moment du a la force de freinage est donnée par la formule ci-dessous:

$$M_f = \frac{6 \cdot h}{(0.25 + 2h)} \gamma_r$$

A l'ELS $M_f = 6.13 \text{ t.m}$

A l'ELU $M_f = 8.18 \text{ t.m}$

❖ 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 B_c

L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrière de 6t de deux camions accolés.

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).

Le moment fléchissant à l'encastrement est donnée par :

$$M_p = \frac{12 \times k}{0.75 + 2 \cdot h_0} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

$$K = b_c \times k_a \times \delta \times \gamma$$

b_c : Coefficient de pondération du système B_c (b_c=1.1).

δ : Charge sur remblai (δ = 1 t).

γ : Coefficient de pondération (γ = 1.2 a L'ELS ; γ = 1.6 à L'ELU).

TableauXI.7. Les valeur de K dans l'ELS et l'ELU

ELS	K=0.4708
ELU	K=0.6277

Le document S.E.T.R.A présente dans le tableau suivant les différentes valeurs de M_p / K en fonction de h :

TableauXI.8. Les valeur de M_p / K en fonction de h

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p / K (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par l'interpolation linéaire on obtient : $\frac{M_p}{K} = 7.67 \text{ t.m/ml}$

Donc :

A l'ELS $M_p = 3.61 \text{ t.m}$

A l'ELU $M_p = 4.82 \text{ t.m}$

XI.5.5.2. Combinaison des charges

A L'ELS

$$M_{els} = M_{PT} + M_f + M_p = 10.81 \text{ t.m}$$

A L'ELU

$$M_{elu} = M_{PT} + M_f + M_p = 14.43 \text{ t.m}$$

XI.5.5.3. Le ferrailage

Le ferrailage vertical se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire et hauteur de 0.3m à l'aide du ROBOT EXPERT.

$$A_s = 20.6\text{cm}^2$$

Soit : **5HA 25**

Pour la partie extérieure on a les armatures de construction on prend:

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.87 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14**

On opte pour un espacement de 15 cm dans les deux parties.

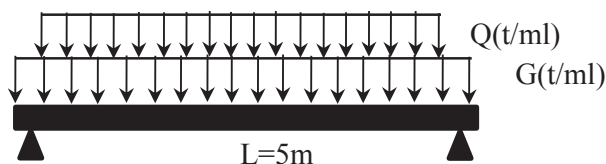
Pour le ferrailage horizontal on dispose **HA10** tous les 15 cm dans les deux faces.[17]

Le ferrailage est présenté dans la Figure XI.9

XI.6. DALLE DE TRANSITION

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyer, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (une interaction entre un milieu souple et rigide).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.



XI.6.1. Evaluation des efforts

1- Poids du remblai

$$Qr = \gamma_r \times h$$

$$Qr = 1.8 \times 1.9$$

$$Qr = 3.42 \text{ t/m}^2$$

2- Poids propre de la dalle

$$Qp = \gamma_b \times e$$

$$Qp = 2.5 \times 0.3$$

$$Qp = 0.75 \text{ t/m}^2$$

3- Revêtement :

$$Qrev = \gamma_{bb} \times h$$

$$Qrev = 2.2 \times 2.2$$

$$Qrev = 0.176 \text{ t/m}^2$$

Poids total:

$$Q = 4.346 \text{ t/m}^2$$

4- Surcharges :

$$Qs = 1.2 \text{ t/m}^2$$

Les efforts internes dans la dalle de transition sont présentés dans le tableau :

Tableau XI.9. Les efforts internes dans la dalle de transition

Type de charge	Q (t/m ²)	M (t.m/ml)	V (t)
Poids propre	0,75	2,34	1,87
Revêtement	0,176	0,55	0,44
Remblai	3,42	10,68	8,55
Surcharges	1,2	3,75	3

XI.6.2. Combinaison des charges

❖ A L'ELS

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = 18.08 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = 14.465 \text{ t.m/ml}$$

❖ A L'ELU

$$M_{ult} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 24.334 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ult} = 1.35V_G + 1.6V_Q = 19.467 \text{ t.m/ml}$$

XI.6.3. Ferrailage

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple à l'ELS (fissuration préjudiciable) par une bande de 1m linéaire.

Le ferrailage est effectué avec ROBOT EXPERT.

$$A_s = 35.6 \text{ cm}^2$$

Soit **12HA20** (37.70cm²).

Pour les armatures de construction on a $A'_s = \frac{A_s}{3} = 11.86 \text{ cm}^2$.

On prend **6HA16** (12.06 cm²).

On choisit un espacement de 15cm.

On dispose des chaises de type **HA 12** (une chaise par mètre carré).

Le ferrailage est présenté dans la FigureXI.10

XI.7. CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION

XI.7.1. Evaluation des efforts

Le corbeau est soumis aux réactions suivantes :

- Réaction due au poids des charges permanentes.
- Réaction due aux surcharges sur remblai.

$$R_q = \frac{Ql}{2}$$

TableauXI.10. Les efforts internes dans le corbeau

	Q(t/ml)	L(m)	R (t/ml)
Dalle de transition	0.75	5	1.875
Revêtement	0.176		0.44
Poids des terres	3.42		8.55
Poids propre du corbeau	1.5		3.75
Surcharges	1.2		3

XI.7.2. Combinaison de charge

A l'ELS:

$$R_{ser} = R_G + 1.2 R_Q = 18.215 \text{ t.m/ml}$$

A l'ELU :

$$R_{ult} = 1.35R_G + 1.6 R_Q = 24.53 \text{ t.m/ml}$$

XI.7.3. Ferrailage

Le corbeau est sollicité par une compression simple.

Cas de fissuration préjudiciable.

Le ferrailage se fait à l'ELS.

La section d'acier est déterminée par le logiciel ROBOT EXPET.

$$A_s = 11.8\text{cm}^2$$

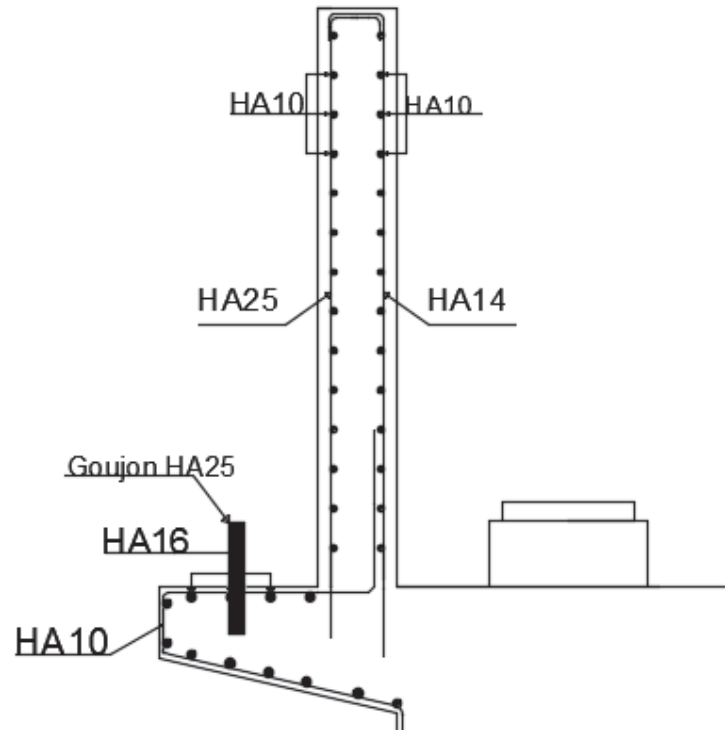
Soit **6HA16** (12.06cm²).

Pour les armatures de construction on prend une section égale à $A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.02 \text{ cm}^2$.

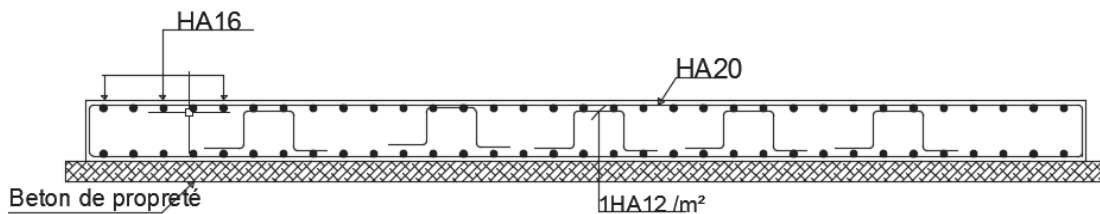
Soit **6HA10** (4.71 cm²).

On dispose un goujon de type **HA25** tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition. [17]

On présente le ferrailage dans la figure ci-dessous :



FigureXI.9.Ferrailage du mur garde grève et corbeau



FigureXI.10.Ferrailage la dalle de transition

XI.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a vérifié la stabilité de la culée, et on a fait un dimensionnement de chaque élément constructif de la culée, et maintenant dans le chapitre suivant on passe à l'étude du deuxième type d'appui qui est la pile.

CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

XII.1. INTRODUCTION

Après l'étude de la culée, vient l'étude de la pile, qui consiste à supporter tout le long du viaduc.

Nous allons donc, dans ce chapitre, ferrailer les éléments de la pile (le chevêtre, les futs, la semelle et les pieux) afin d'avoir une pile qui résiste et qui garantit la transmission de toutes les surcharges présentes sur le pont sans la rupture de cette dernière.

XII.2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA PILE

XII.2.1. CHEVETRE

Le chevêtre est l'élément rectangulaire intermédiaire entre les poutres et les futs, son dimensionnement est présenté comme suit :

La longueur : 15.75m.

La largeur : 2.5m.

L'épaisseur : 1.5m.

XII.2.2. FUTS

Les futs sont des éléments circulaires qui transmettent les efforts à la semelle ensuite aux pieux, nous avons choisie 3 futs avec un diamètre de 1.5m et un excentrement de 5.25m.

XII.2.3. LA SEMELLE

On a adopté les dimensions suivantes pour la semelle :

La longueur : 16.8m.

La largeur : 6m.

L'épaisseur : 2m.

XII.2.4. LES PIEUX

Les efforts de la structure sont transmis au sol au moyen des pieux, nous avons choisis 2 files de 5 pieux de diamètre 1.2m avec un entraxe de 3.6m (3 \emptyset), ces derniers sont encastres au niveau de la semelle.

XII.3. ETUDE DE LA STABILITEE DE LA PILE

La pile doit être stable aux surcharges qui la sollicitent, qui sont :

- Poids propre de l'appui.
- Poids des terres.
- Force de freinage et variation linéaire.
- La réaction d'appuis.

Les réactions au niveau des piles sont calculées manuellement et présentées dans l'annexe 07.

Le moment des sollicitations est calculé dans deux cas :

Cas normal : $K_h = 0$

$K_v = 0$

Cas dynamique :

$K_h = 0.2$

$K_v = 0.06$

Les tableaux des sollicitations sur la pile ainsi que les combinaisons sont présentés dans l'annexe 07.

Les efforts les plus sollicitant sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau XII.1. Les efforts les plus sollicitant

Type de sollicitation	N _{max} (t)	M _{correspond} (t.m)
ELS	2288,159	968,24
ELA	2154,093	4530,7

A partir de ces efforts on détermine les réactions de chaque pieu avec la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Tableau XII.2. Les réactions revenant à chaque pieu

Combinaison	Réaction d'un pieu (t)		Capacité portante d'un pieu (t)
	N1	N2	
ELS	255,71	215,36	821.73
ELA	341,26	89,55	1057.52

D'après le tableau on constate que la stabilité de la pile au poinçonnement et au renversement est bien vérifiée.

XII.4. FERRAILLAGE DE LA PILE

XII.4.1. LES PIEUX

Les pieux qui supportent la pile, sont soumis à la flexion composée ; le ferrailage se fait longitudinalement et transversalement.

Pour déterminer le moment fléchissant, on utilise la méthode de 'WARNER', qui est présentée ci-dessous.

XII.4.1.1. ACTIONS DES PIEUX

De la même manière vue au chapitre précédent, on détermine le coefficient d'amortissement du module de WARNER 'λ'.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \cdot b}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$\lambda = 0,217$$

D'où :

$$\lambda \cdot L = 3,261$$

XII.4.1.2. EFFORT TRANCHANT EN TETE DU PIEU

$$\bar{P} = \frac{H}{n}$$

Avec :

H : l'effort maximal horizontal

n : nombre de pieux

A l'ELS : H= 69.16 t $\bar{P} = 6.92 \text{ t/pieu}$

A l'ELA : H= 449,09t $\bar{P} = 44.9 \text{ t/pieu}$

XII.4.1.3. MOMENT D'ENCASTREMENT

Le moment est calculé par la formule suivante :

$$\bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

➤ Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \\ \lambda L = 4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \chi_{\theta P} = 1.16 \\ \chi_{\theta P} = 1.26 \end{cases}$$

Par interpolation linéaire on trouve :

$$\chi_{\theta P} = 1.186$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \\ \lambda L = 4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \chi_{\theta M} = 1.48 \\ \chi_{\theta M} = 1.54 \end{cases}$$

Par interpolation linéaire on trouve :

$$\chi_{\theta M} = 1.496$$

A l'ELS : $\bar{M} = -25,223 \text{ t.m}$

A l'ELA : $\bar{M} = -163,78 \text{ t.m}$

XII.4.1.4. LE FERRAILLAGE DU PIEU

➤ Ferrailage longitudinal

Le ferrailage est obtenu à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT en considérant que la section est circulaire et que le pieu est soumis à la flexion déviée avec $M_z = 0$.

Tableau XII.3. Les sollicitations en tête du pieu

	Nmax (t)	Nmin (t)	\bar{P} (t)	\bar{M} t.m
ELS	255,711	215,36	6.92	25.223
ELA	341,261	89,558	44.9	163,78

A partir des sollicitations dans le tableau ci-dessus, on trouve une section d'armature qui vaut : $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$ qui correspond à **24 HA 25** (117.81 cm^2).

➤ Ferrailage transversal

Il faut tout d'abord vérifier la contrainte de cisaillement, qui est limité à l'ELU par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$V_u = \frac{H_{max}}{n}$$

Avec :

H_{max} : L'effort horizontal maximal à l'ELU. ($H_{max} = 93.027 \text{ t}$)

n : nombre de pieux (n = 10).

$$V_u = 9.3027 \text{ t}$$

On considère la section rectangulaire :

$$2R = b_0 \sqrt{2}$$

$$b_0 = 0.85 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times b_0 = 0.765 \text{ m}$$

$$d = 0.765 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{9.3027}{0.85 \times 0.765}$$

$$\tau_u = 0.143 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.22 \text{ MN} \leq \overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$ ➔ La contrainte de cisaillement est vérifiée

La section d'armature est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{St \cdot b_0}{0.9 \times f_e} \times (\tau_u - 0.3 K f_{tj})$$

(k = 0, pas de reprise de bétonnage)

Pour l'espacement on choisit :

$$S_t \leq \min(12 \phi_L; b; 200)$$

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

D'où la section d'armature vaut :

$$A_t = 0.40 \text{ cm}^2$$

La section minimale est calculé par :

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot St \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_t = 1.02 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec la section minimale :

On a choisi **une cerce HA16** (4.02 cm²).

Au niveau du pieu, il existe 2 zones :

Zone courante : ou on adopte un espacement de 15cm.

Zone de renforcement ou on adopte un espacement de 10cm :

- En tête de pieu sur une profondeur de 2D (D : diamètre du pieu).
- A la base du pieu sur une distance de 3D à partir de la base.

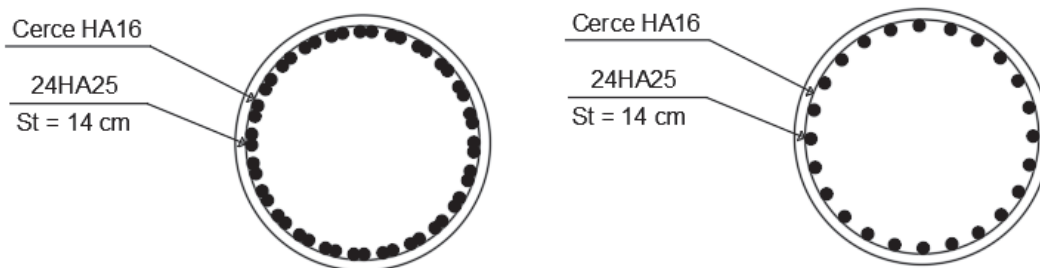


Figure XII.1. Le ferrailage longitudinal vu en plan dans les deux zones

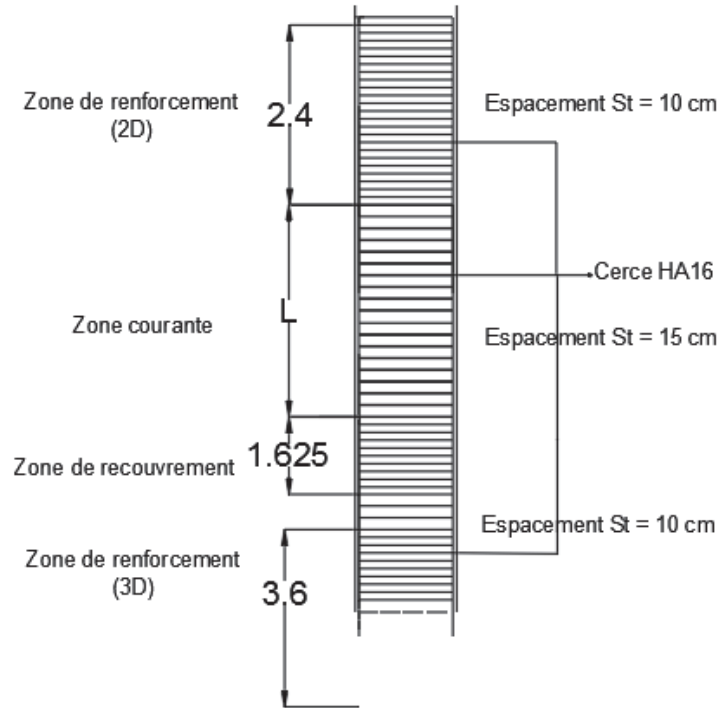


Figure XII.2. La coupe longitudinale du pieu

XII.4.2. LA SEMELLE

XII.4.2.1. LA METHODE DES BIELLES

Pour le ferrailage de la semelle, on a appliqué la méthode des bielles qui doit vérifier ces deux conditions :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4} \end{cases}$$

H : l'épaisseur de la semelle.

L : l'entraxe entre les pieux.

B : le diamètre du fut.

Les dimensions de notre cas sont présentées dans la figure ci-dessous :

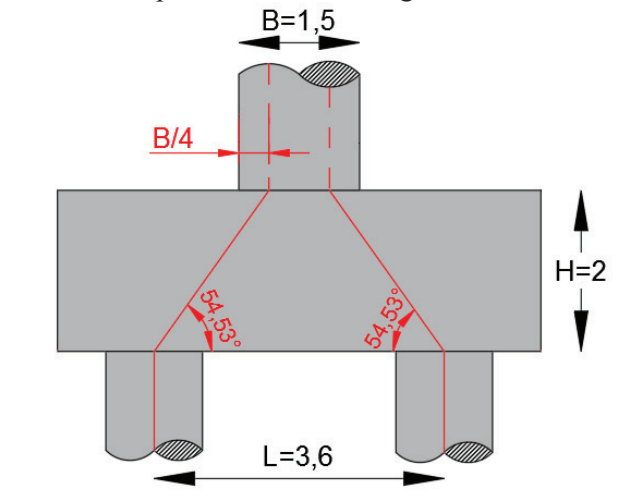


Figure XII.3. Application de la méthode des bielles

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}\right)$$

$$\alpha = 54.53^\circ > 45^\circ \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

$$H = 2 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4} = 1.425 \text{ m} \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

Vu que les deux conditions sont vérifiées donc la méthode des bielles peut être appliquée.

Cas normal :

$$A_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{H}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times f_e = 333.3 \text{ MPa}$$

$$N = 255,711 \text{ t}$$

$$A_{s-ELS} = 54.66 \text{ cm}^2$$

Cas dynamique :

$$A_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{H}$$

$$\bar{\sigma}_a = f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$N = 341,261 \text{ t}$$

$$A_{s-ELA} = 48.63 \text{ cm}^2$$

XII.4.2.2. LE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

- Armatures transversales inférieures

On ferraille avec le max des deux sections précédentes :

$$A_s = \max (A_{s-ELS}; A_{s-ELA})$$

$$A_s = 54.66 \text{ cm}^2$$

Donc, on préconise **14HA25** (68.72 cm²) avec un espacement de 20cm.

Les armatures transversales sont placées sur une longueur (L), tel que :

$$L = h + \emptyset = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$$

- Armatures longitudinales inférieures

Ces armatures transmettent les efforts depuis les futs aux pieux

$$A_s = \frac{A_{s-ELS}}{2}$$

$$A_s = \frac{54.66}{2}$$

$$A_s = 27.33 \text{ cm}^2$$

Alors, on choisit **6HA25** (29.45cm²) avec un espacement de 20 cm.

- Armatures transversales supérieures

$$A_s = \frac{\max (A_{s-ELS}; A_{s-ELA})}{3}$$

$$A_s = \frac{54.66}{3}$$

$$A_s = 18.22 \text{ cm}^2$$

Le nombre de barre à prendre est **7HA20** (21.99 cm²) avec un espacement de 20 cm toujours.

➤ Armatures longitudinales supérieures

$$A_s = \frac{A_{s-ELS}}{4}$$

$$A_s = \frac{54.66}{4}$$

$$A_s = 13.66 \text{ cm}^2$$

Notre choix s'est porté sur **6HA20** (18.85 cm²) avec 20 cm d'espacement.

➤ Armatures latérales

$$A_s = \frac{\max(A_{s-ELS}; A_{s-ELA})}{10}$$

$$A_s = \frac{54.66}{10}$$

$$A_s = 5.466 \text{ cm}^2$$

On choisit **5 HA 14** (7.70 cm²) avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

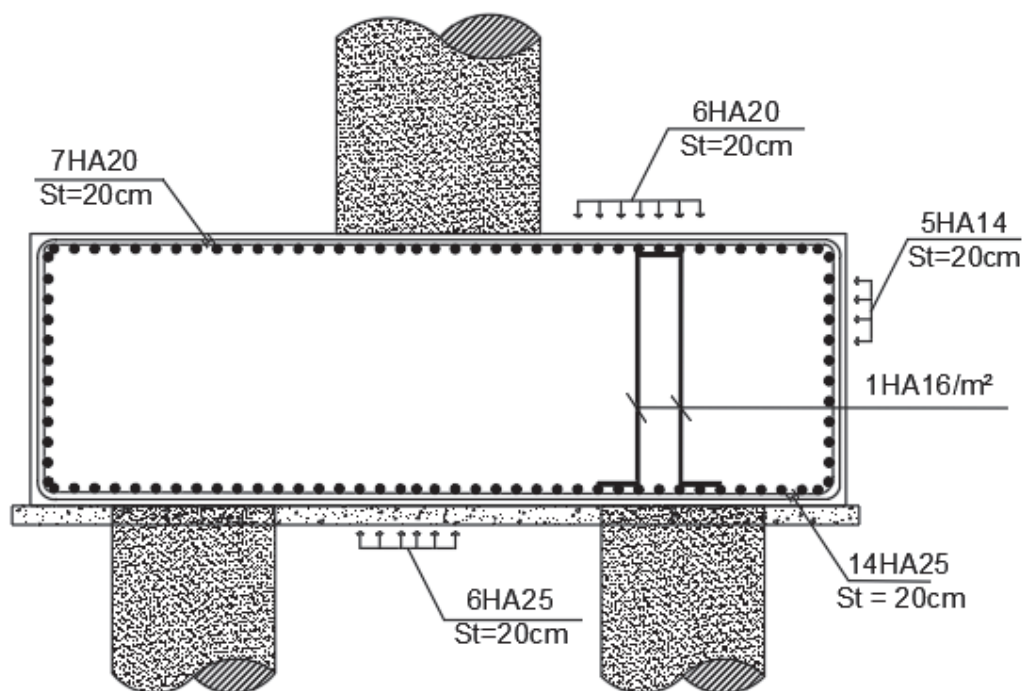


Figure XII.4. Présentation du ferrailage de la semelle

XII.4.3. LE FUT

XII.4.3.1. VERIFICATION DU FLAMBEMENT DU FUT

Le flambement s'assure par l'inégalité suivante :

$$\lambda \leq \bar{\lambda} = \max(50 ; \min(67 \frac{e_0}{D} ; 100))$$

Tel que :

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

Vu que le fut est encastré donc : $L_c = 0.7 \times L$

Avec :

CHAPITRE XII. ETUDE DE LA PILE

L : la hauteur du fut (9.5m)

$$L_c = 6.65 \text{ m}$$

i : Rayon de giration

$$i = \frac{D}{4}$$

Avec :

D : diamètre du fut (1.5m)

$$i = 0.375 \text{ m}$$

D'où :

$$\lambda = 17.73 < \bar{\lambda} = 50$$

La condition de non flambement du fut est vérifiée.

XII.4.3.2. EVALUATION DES EFFORTS SUR LE FUT

Le calcul des sollicitations appliqué sur chaque fut se calcul au moyen des combinaisons présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII.4. Les efforts sur le fut

			Combinaison	Efforts (t)	Efforts par fut (t)	Moment à la base du fut (t.m)
Cas normal	Charges verticales	ELS	G + 1.2 (A(l) + St)	1693.96	564.65	/
			G + 1.2 (Bc + St)	1611.51	537.17	
			G + D240	1601.44	533.81	
			G + Mc120	1504.02	501.34	
		ELU	1.35 G + 1.6 (A(l) + St)	2281.79	760.60	
			1.35 G + 1.6 (Bc + St)	2171.84	723.95	
			1.35 (G + D240)	2161.94	720.65	
			1.35 (G + Mc120)	2030.42	676.81	
	Charges horizontales	ELS	1.2 (H(Bc) + H (lv))	76.58	25.53	242.52
			1.2 (H(AI) + H (lv))	78.92	26.31	249.95
ELU		1.6 (H(Bc) + H (lv))	102.11	34.04	323.38	
		1.6 (H(AI) + H (lv))	105.23	35.08	333.23	
Cas sismique	Charges verticales	G + 0.2 (A(l) + St)	1529.56	509.85	/	
		G + 0.2 (Bc + St)	1515.82	505.27		
		G + 0.2 D240	1521.17	507.06		
		G + 0.2 Mc120	1501.69	500.56		
	Charges horizontales	G + 0.2 H(AI)	210.56	70.19	666.81	
		G + 0.2 H(Bc)	210.17	70.05	665.47	

XII.4.3.3. FERRAILLAGE DU FUT

Le fut est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant c'est-à-dire il travaille à la flexion composée, donc son ferrailage se calculera en flexion dévié avec le logiciel ROBOT EXPERT avec $M_z=0$.

Les sollicitations maximum dans les trois cas de charges sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII.5. Les sollicitations max dans les trois cas de charges

Cas de charges	V (t)	M (t.m)
ELS	564.65	249.95
ELU	760.60	333.23
ELA	509.85	666.81

➤ Armatures longitudinales

Le ferrailage maximum s'obtient à l'ELA, avec ROBOT EXPERT on trouve une section

$$A_s = 176,7 \text{ cm}^2$$

On a choisie donc **22 HA32** (176.93cm²)

➤ Armatures transversales

Il faut tout d'abord vérifier la contrainte de cisaillement, qui est limité à l'ELU par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$V_u = H_{max}$$

Avec :

H_{max} : L'effort horizontal maximal au niveau d'un fut à l'ELU. ($H_{max} = 35.08 \text{ t}$)

$$V_u = 35.08 \text{ t}$$

On considère la section rectangulaire :

$$2R = b_0 \sqrt{2}$$

$$b_0 = 2.12 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times b_0 = 1.91 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{35.08}{2.12 \times 1.91}$$

$$\tau_u = 0.087 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.087 \text{ MN} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$  La contrainte de cisaillement est vérifiée

La section d'armature est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{St \cdot b_0}{0.9 \times f_e} \times (\tau_u - 0.3 K f_{tj})$$

($k = 0$, pas de reprise de bétonnage)

Pour l'espacement on choisit :

$$S_t \leq \min(12 \phi_L; b; 200)$$

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

D'où la section d'armature vaut :

$$A_t = 0.615 \text{ cm}^2$$

La section minimale est calculé par :

$$A_{t-min} \geq \frac{0,4 \cdot St \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_{t-min} = 2.544 \text{ cm}^2$$

On ferraille donc avec la section minimale A_{t-min} qui est **une cerce HA16** (4.02 cm²), avec un espacement de 15cm en zone courante.

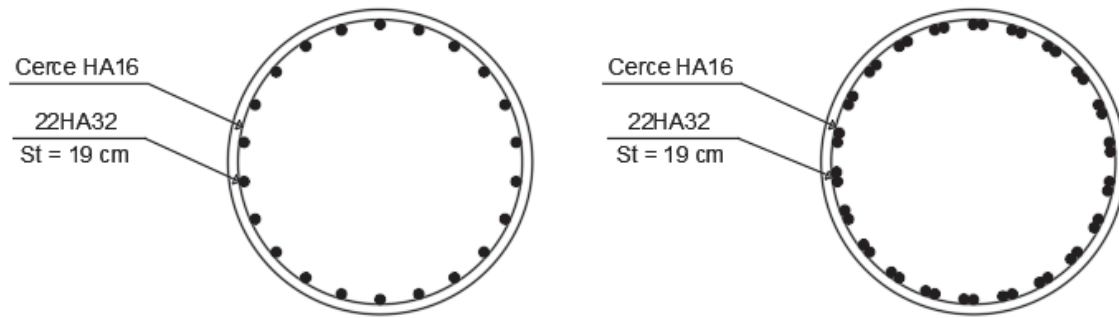


Figure XII.5. Le ferrailage longitudinal vu en plan

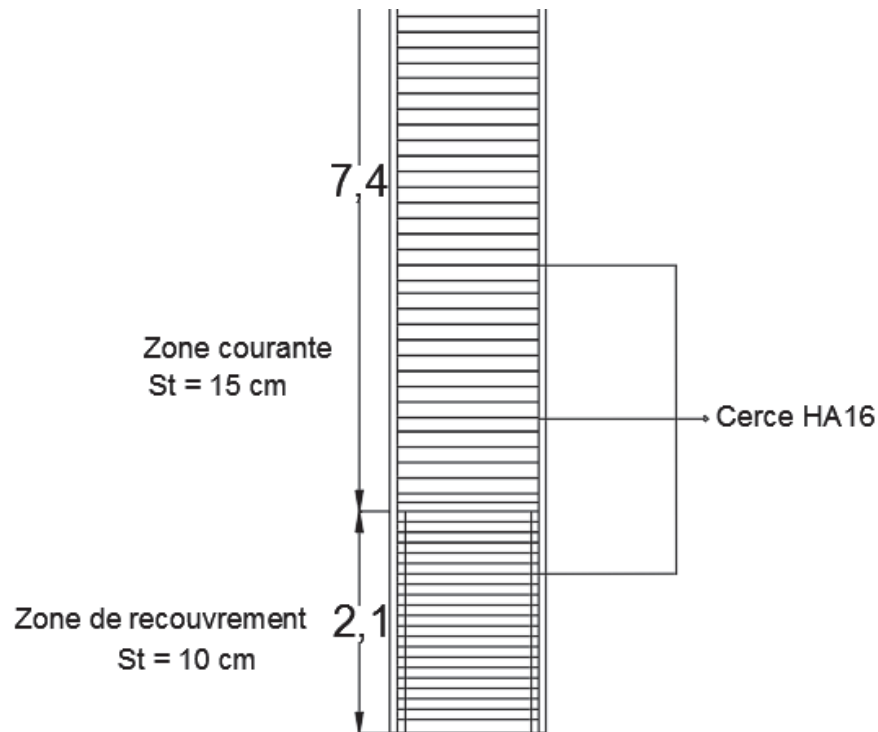


Figure XII.6. La coupe longitudinale du fut

XII.4.4. LE CHEVETRE

L'étude du chevêtre se fait à la flexion simple et à la torsion.

XII.4.4.1. LES ARMATURES DE LA FLEXION

XII.4.4.1.1. LE MOMENT DE FLEXION

On le tire à partir de Autodesk Robot Analysis Professionnel ; en modélisant le chevêtre comme étant une poutre rectangulaire de dimension (2.5m × 1.5m) simplement appuyé sur trois appuis ; sur laquelle on applique une charge linéaire répartie 'Q' dont la valeur est déterminée comme suit :

$$Q = \frac{N_{ELS}}{L_c}$$

Avec :

L_c : La largeur chargeable de l'ouvrage (13.5m)

N_{ELS} : L'effort vertical maximal obtenu par les combinaisons à l'ELS.

Pour notre cas :

$$N_{ELS} = R(G) + 1.2 \times (R(A(l)) + R(Tr)) + N_c$$

Avec :

N_c : Le poids du chevêtre (147,66t)

$$N_{ELS} = 1116.64 + 1.2 \times (246.57 + 6.56) + 147.66$$

$$N_{ELS} = 1568.06 \text{ t}$$

$$Q = \frac{1568.06}{13.5}$$

$$Q = 116.15 \text{ t}$$

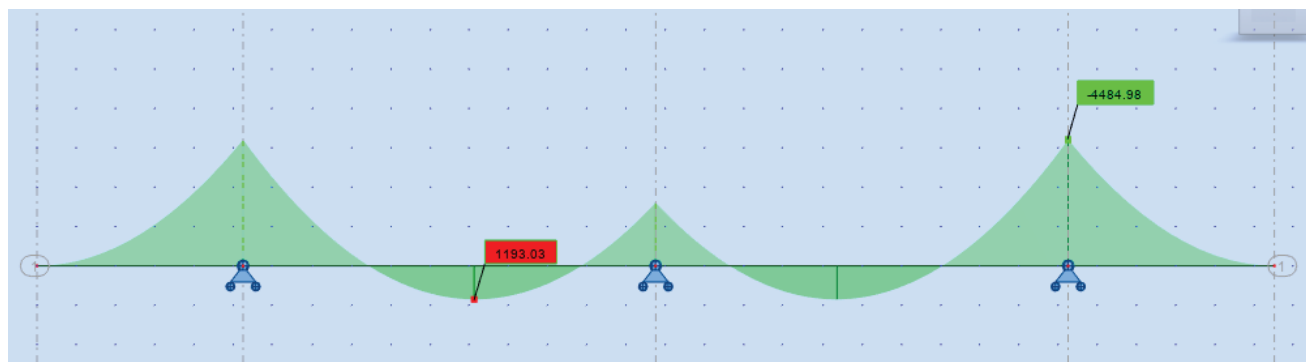


Figure XII.7. Le moment max au niveau du chevêtre à l'ELS

Avec cette charge on obtient le moment à mi-travée et aux appuis :

$$M_{appui} = 4484.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{mi-travée} = 1193.03 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal se fait par ROBOT EXPERT en flexion simple avec les moments trouvés précédemment.

- Ferrailage supérieur

$$A_{s-appui} = 69.1 \text{ cm}^2$$

Donc **9 HA 32** (73.38cm²), avec un espacement de 10cm.

- Ferrailage inférieur

$$A_{s-mi-travée} = 17.5 \text{ cm}^2$$

Donc **9 HA 16** (18.10cm²), avec un espacement de 10cm.

➤ Armatures transversales

La contrainte de cisaillement, qui est limité à l'ELU par la formule suivante doit être vérifié :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$$

V_u : correspond l'effort tranchant maximum au niveau du chevêtre, déterminé après la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Analysis Professionnel.

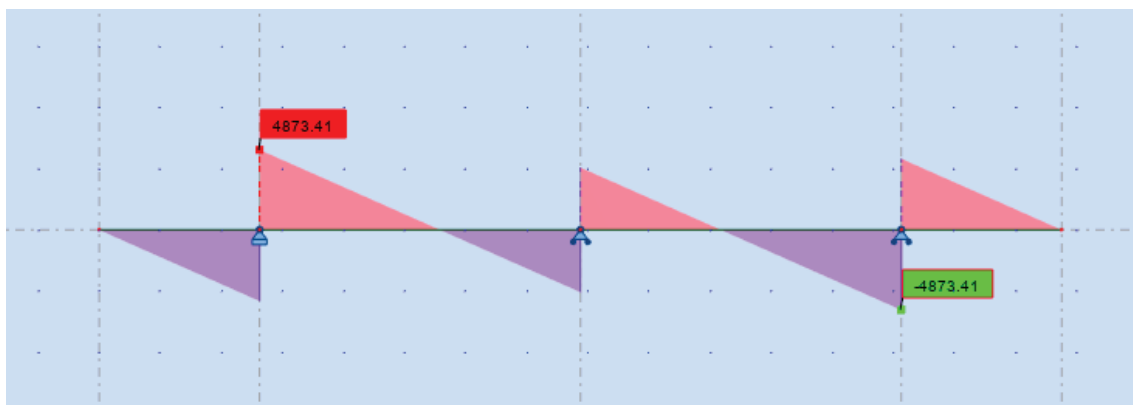


Figure XII.8. L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 487.341 \text{ t}$$

Avec :

$$b_0 = 4 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h = 1.35 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{487.341}{4 \times 1.35}$$

$$\tau_u = 0.902 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.902 \text{ MN} \leq \overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La contrainte de cisaillement est vérifiée}$$

La section d'armature est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 \times f_e} \times (\tau_u - 0.3 K f_{tj})$$

($k = 0$, pas de reprise de bétonnage)

Pour l'espacement on choisit :

$$S_t \leq \min(12 \phi_L; b; 200)$$

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

D'où la section d'armature vaut :

$$A_t = 12.03 \text{ cm}^2$$

La section minimale est calculé par :

$$A_{t-min} \geq \frac{0.4 \cdot S_t \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_{t-min} = 4.8 \text{ cm}^2$$

D'où on choisit $A_t = 12.03 \text{ cm}^2$ c'est-à-dire **2 cadres HA20** (12.57 cm^2)

XII.4.4.2. LES ARMATURES DE TORSION

Le chevêtre subit aussi une torsion qui provient de l'excentricité des appareils d'appuis, elle ne se produit que lorsque sur deux travées successives une seule est chargée.

XII.4.4.2.1. LE MOMENT DE TORSION

Le moment de torsion se calcul par la formule suivante :

$$T = 1.35 \times R \times e$$

T : moment de torsion à l'ELU

R : la réaction approprié à chaque phase, on a deux phases :

- de construction : ou R est le poids d'une poutre sur deux.
- de service : ou R est la réaction max des surcharges sur un appui d'une travée chargée.

e : la distance entre l'axe de symétrie du chevêtre et celui de l'appareil d'appui (0.625m).

Tableau XII.6. Calcul du moment de torsion

	R (t)	A.N	T (t.m)
Construction	Rg = 32.09	1.35×32.09×0.625	Tg = 27.07
Service	R (A(l)) = 36.70	1.35×36.70×0.625	TA(l) = 30.96

$$T = \max (Tg ; TA(l)) = TA(l) = 30.96 \text{ t.m}$$

XII.4.4.2.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

Les contraintes de cisaillement sont dues au moment de torsion et l'effort tranchant. Ces contraintes engendrent une traction du béton qui doit être limités en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\tau_V + \tau_T \leq 3.5 f_{t28} [3]$$

Avec :

τ_T : Contrainte de cisaillement crée par le moment de torsion.

τ_V : Contrainte de cisaillement crée par l'effort tranchant.

Pour évaluer la contrainte tangentielle de torsion dans un profil plein, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente, dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible de s'inscrire dans le contour extérieur. [3]

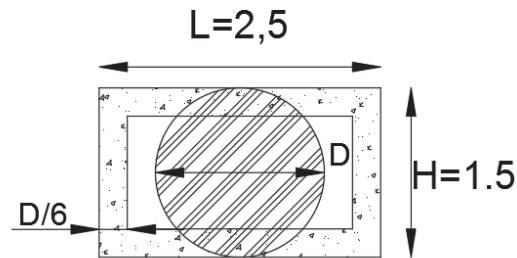


Figure XII.9. Dimension de la section considérée en torsion

La contrainte de torsion se calcul comme suit :

$$\tau_T = \frac{T}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

b_n : L'épaisseur de la paroi creuse. ($b_n = \frac{D}{6} = 0.25m$)

Ω : L'aire de la section creuse

$$\Omega = (H - b_n) \times (L - b_n)$$

$$\Omega = 2.81 \text{ m}^2$$

D'où :

$$\tau_T = \frac{0.3096}{2 \times 2.81 \times 0.25}$$

$$\tau_T = 0.22 \text{ MPA}$$

Donc :

$$\tau_V + \tau_T = 0.902 + 0.22$$

$$\tau_V + \tau_T = 1.122 \text{ MPa}$$

Et :

$$3.5 f_{t28} = 8.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_V + \tau_T = 1.122 \text{ MPa} < 3.5 f_{t28} = 8.4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ Armatures longitudinales

La sollicitation de torsion d'une poutre engendre des contraintes de traction longitudinales. La résistance à ces contraintes de tractions doit être trouvée sur la périphérie de la section [5].

$$A_s = \frac{T \times U}{2 \times \bar{\sigma}_a \times \Omega}$$

Avec :

U : Le diamètre de la section creuse

$$U = 2 \times (H - b_n) + 2 \times (L - b_n)$$

$$U = 7 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0.3096 \times 7}{2 \times 333.33 \times 2.81}$$

$$A_s = 11.47 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit **4HA20** (12.75 cm²), avec un espacement de 20 cm, disposés aux quatre angles et sur les faces latérales.

➤ Armatures transversales

La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales [3].

$$A_s = \frac{T \times S_t}{2 \times \bar{\sigma}_a \times \Omega}$$

$$A_s = \frac{0.3069 \times 0.15}{2 \times 333.33 \times 2.81}$$

$$A_s = 0.246 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage total transversal

$$A_s = 12.03 + 0.246$$

$$A_s = 12.276 \text{ cm}^2$$

On prend **2 cadres HA20** (12.57 cm²), avec un espacement de 20cm.

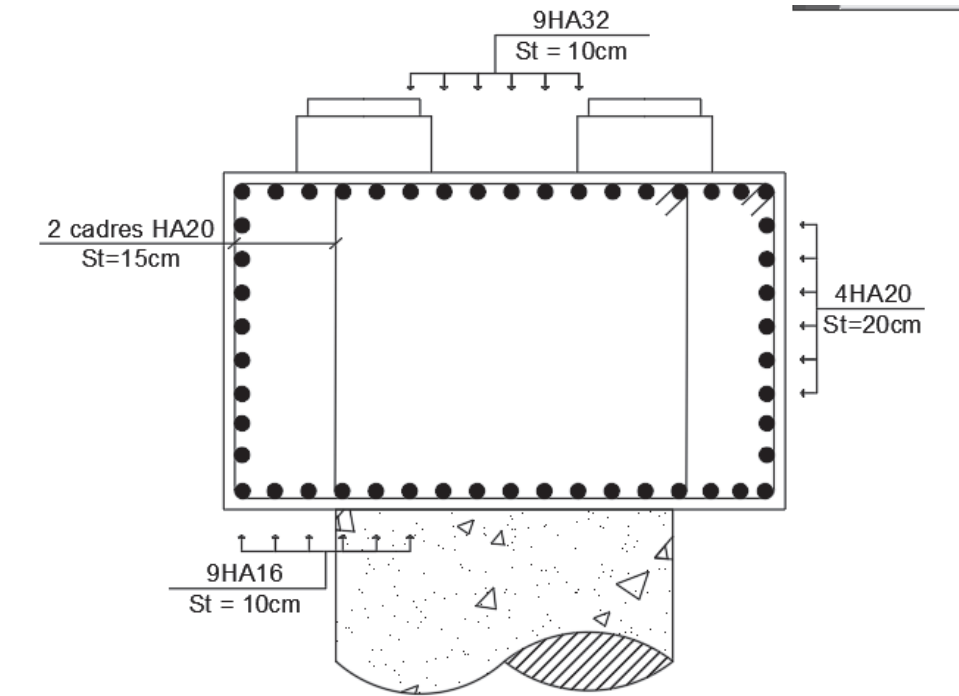


Figure XII.10. Présentation du ferrailage du chevêtre

XII.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons vu que la stabilité de la pile est bien vérifiée, ensuite on a calculé le ferrailage de chaque élément de la pile qui lui aussi vérifie toutes les contraintes qui lui sont imposées ; on déduit alors que notre pont peut être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève Ingénieur, il nous a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales, les connaissances requises durant les cinq ans de formation, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures et le développement de nos compétences techniques et théoriques concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont à poutres précontrainte en post tension.

Dans ce travail, on a fait la conception et le dimensionnement des éléments constituant le pont, ainsi que la vérification de la stabilité des appuis (Pile et Culée) ; on a aussi utilisé des logiciels comme moyen de calcul, ces derniers sont nécessaires pour étudier le comportement du pont en termes d'efforts et de déformations.

Enfin à travers ce projet de fin d'étude nous pouvons faire un grand pas dans le domaine et intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes(SETRA), Ponts à poutres préfabriquées par post tension (VIPP).
- [2] : service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [3] : service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [4] : Mr. BELLAOURA. Cours de Béton Armé, ENSTP 2016/2017.
- [5] : THONIER, H. Le Béton Précontraint Aux Etats Limites. ENPC, 1985.
- [6]: Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne, ENAC section génie civil, Conception et Dimensionnement de la précontrainte.
- [7]: Ministère de l'équipement du logement, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites BPEL 91 révisé 99.1999.
- [8] : Mr. BELLAOURA. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2017/2018.
- [9] : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA2008.
- [10] : Service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.
- [11] : Mr.KIBBOUA.A. Cours de RPOA, ENSTP 2018/2019.
- [12]: Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA.Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [13]: Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC.
- [14]: service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA),collection du guide technique GC, corniche.
- [15] : service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [16] : Mr.BELABDELOUAHAB.F.Cours mécanique des sols.
- [17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferrailages types.
- [18] : FREYSSINET, E. (1959). Naissance du béton précontraint et vues d'avenir. Cited by Leonhardt (1964). In Prestressed concrete - design and construction. Wilhelm Ernst, Berlin.
- [19] : Thèse de doctorat d'Université Paris-Est. Mise en précontrainte des Bétons Fibrés à Ultra Performance (BFUP) à l'aide de Polymères Renforcés de Fibres de Carbone (PFRC).

[20] : Tendances et innovations en renforcement structural avec PRF. CDCQ -Drummondville
15 octobre, 2015 Jonathan Clavet.

[21] : Burgoyne, C. J. (1997). Rational use of advanced composites in concrete. Non metallic (FRP) reinforcement for concrete structures proceedings of the third international symposium. Vol. 1.

[22]: Mallick P. K., (1988), Fiber Reinforced Composites, Materials, Manufacturing and Design, Marcel Dekker Inc., New York, USA.

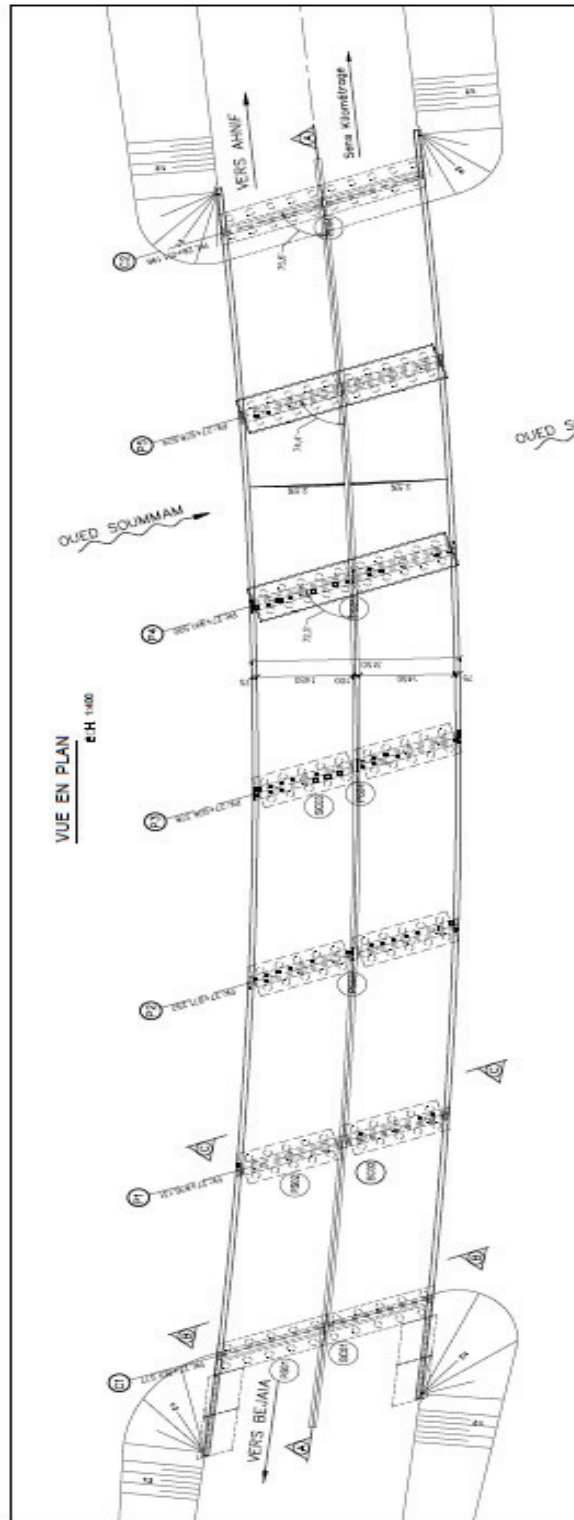
[23]: ACI 440.1R-06 (2006): Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars.

[24]: Barbero, E.J., (1999), "Introduction to Composite Materials Design", Taylor & Francis, Philadelphia.

[25]: Hollaway, L. (1993), Polymer Composites for Civil and structural Engineering, Blackie Academic & Professional, Glasgow.

ANNEXE 01. RAPPORT
GEOTECHNIQUE

1. LOCALISATION DES IMPLANTATIONS



LE MINISTRE DE L'INTERIEUR ET DE L'URBANISME

BUREAU ALGERIENS D'INGENIERIE ET D'ARCHITECTURE SOCIETE D'INGENIERIE ET D'ARCHITECTURE 10000 ALGER	 INSEE - SAFTA GROUPEMENT D'INGENIERES	IMPLANTATION SONDAGES OA 5.2 PK: 27+908,577		ELABORE PAR: H. BOUBIT	ECHELLE: INDICEE
		DOSSIER: NIS/EAU/ETUDE D'IMPLANTATION	SPECALITE: OA	N°: 6	N°: 0
JUMON AUTOMOTRICE RELIANT LE PORT DE BEJAN A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DU PK 27+908,577	EBE	SECTION 2	SECTION 1	VERIFIE PAR: N. BOUMANE	DATE: 11/2014

2. RESULTAT DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE
• RESULTAT DU SONDAGE AU PRESSIOMETRE



Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
 Description : Réalisation d'un ouvrage d'art 5/1
 Site : BEJAIA
 Bureau d'études
 Client : SAPTA-POLE EST

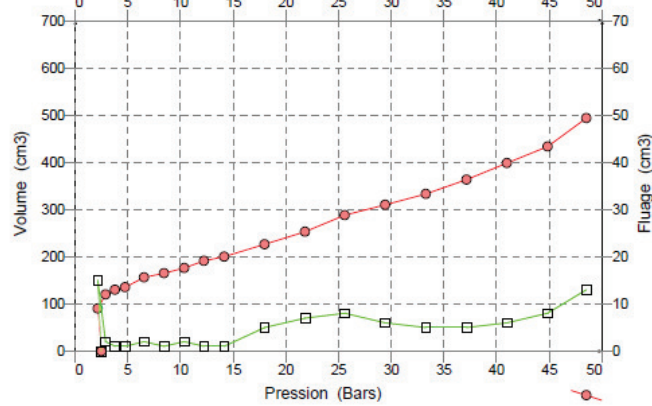
Forage: PSO-01-5-2

Longueur: 25
 Date début: 24/08/2014
 N° d'affaire :
 Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1 (Bar/MPa)

Cote : 24

Etalonnage ETAL-N°03-44

Volumes en cm
 Unité pression tableur Bars
 Unité pression calcul: Mpa
 Em : 29,81
 Pf : 4,27
 PI : 6,07
 Em/PI : 4,91
 ôHS : 0,22



PSO 01



Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
 Description : Réalisation d'un ouvrage d'art 5/1
 Site : BEJAIA
 Bureau d'études
 Client : SAPTA-POLE EST

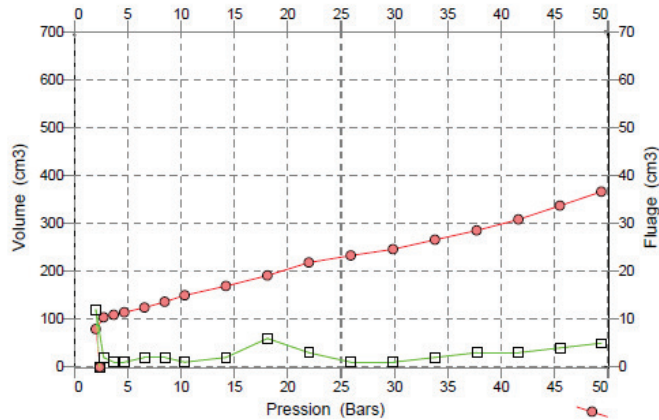
Forage: PSO-02-5-2

Longueur: 25
 Date début: 14/07/2014
 N° d'affaire :
 Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1 (Bar/MPa)

Cote : 24

Etalonnage : étalonnage - 05- O

Volumes en cm3
 Unité pression tableur: Bars
 Unité pression calcul: Mpa
 Em : 38,14
 Pf : 3,77
 PI : 6,25
 Em/PI : 6,10
 ôHS : 0,22



PSO 02



Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
 Description : Réalisation d'un ouvrage d'art 5/1
 Site : BEJAIA
 Bureau d'études
 Client : SAPTA-POLE EST

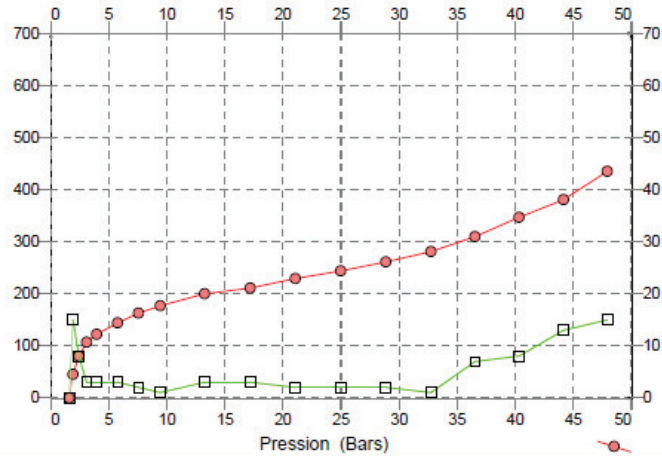
Forage: PSO-03-5-2

Longueur: 20
 Date début: 14/07/2014
 N° d'affaire :
 Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1
 (Bar/MPa)

Cote : 15

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm3
 Unité pression tableur: Bars
 Unité pression calcul: Mpa
 Em : 52,58
 Pf : 3,13
 PI : 5,78
 Em/PI : 9,10
 δHS : 0,14



PSO 03



Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
 Description : Réalisation d'un ouvrage d'art 5/1
 Site : BEJAIA
 Bureau d'études
 Client : SAPTA-POLE EST

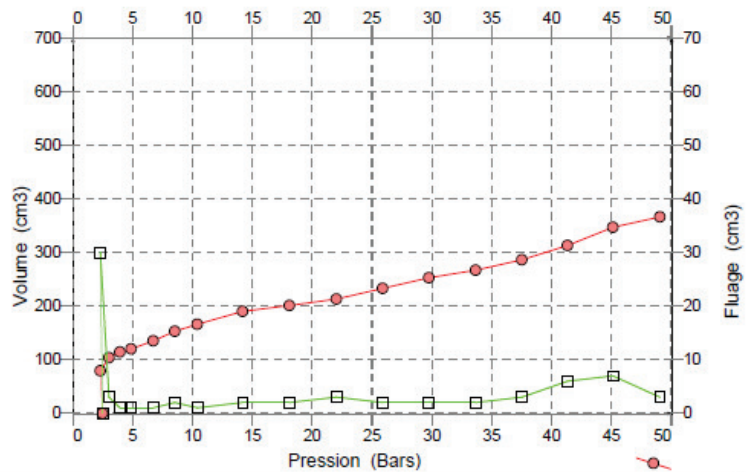
Forage: PSO-04-5-2

Longueur: 25
 Date début: 20/07/2014
 N° d'affaire :
 Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1
 (Bar/MPa)

Cote : 24

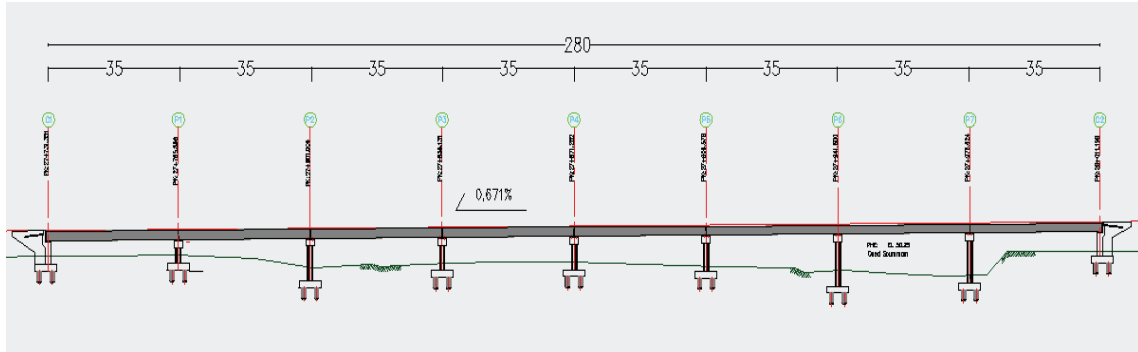
Etalonnage : étalonnage - 05- O

Volumes en cm3
 Unité pression tableur: Bars
 Unité pression calcul: Mpa
 Em : 43,42
 Pf : >4,91
 PI : >4,91
 Em/PI : <8,85
 δHS : 0,22

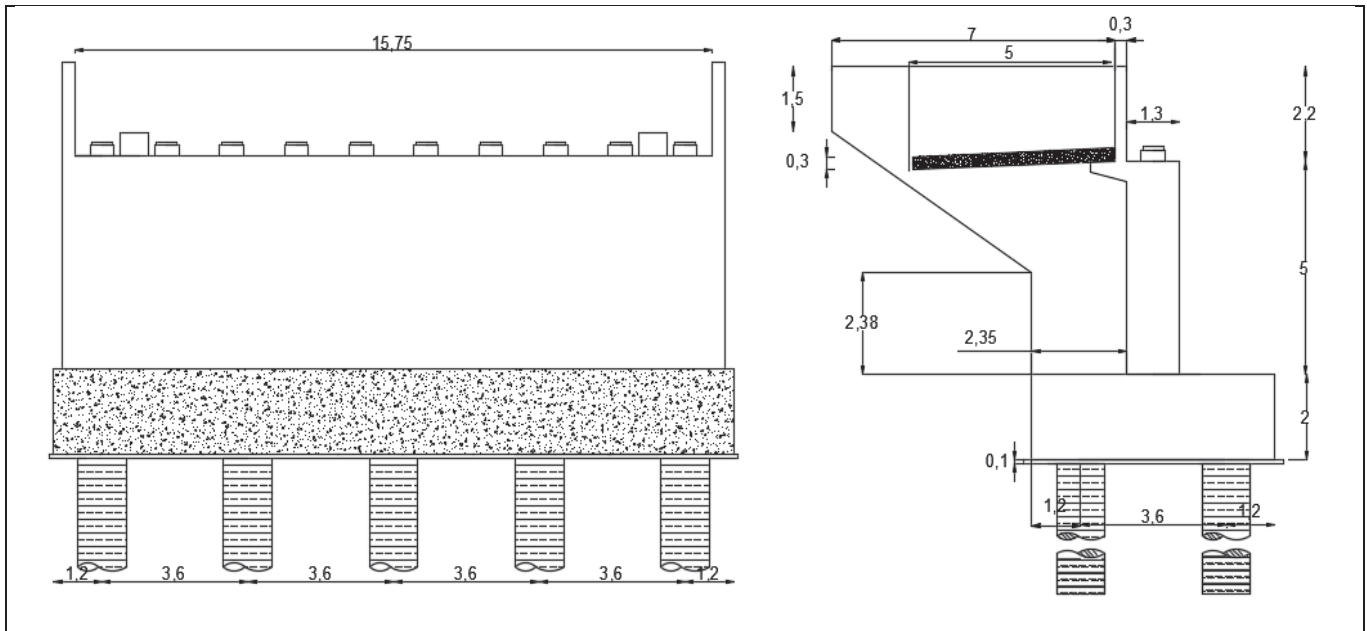


ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS

ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS

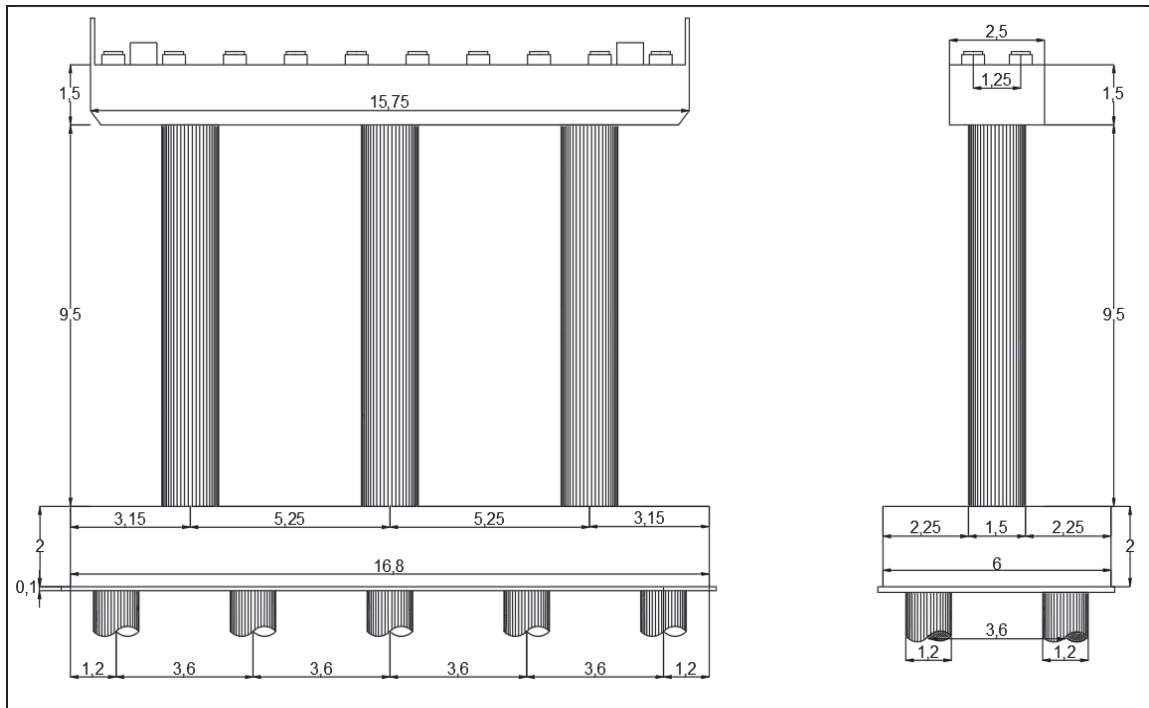


Implantation des appuis



Coupe transversale et longitudinale sur la culée de gauche

ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS



Coupe transversale et longitudinale sur la pile la plus élancée

ANNEXE 03. DESCRIPTION
DES SURCHARGES

1. EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC

Les surcharges détaillées dans cette annexe sont définies dans le document les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR).

Les surcharges prisent en compte sont :

- Deux systèmes de charges civiles A et B.
- Un système de charge militaire Mc120.
- Système de charge exceptionnelle D240.
- Les surcharges sur trottoirs St.

1.1. SYSTEME DE CHARGE A(L)

La chaussée du pont supporte une charge uniformément répartie A(L) exprimée en KN par mètre carré et donnée en fonction de la longueur chargée L_c

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12}$$

La valeur A(L) est multipliée par les coefficients a1 et a2.

- Le coefficient a1 est obtenu à partir du tableau en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

- Le coefficient $a_2 = V_0 / V$

V: la largeur d'une voie.

V0: valeur donnée par le tableau suivant:

Classe de pont	V0 (m)
Première classe	3.5
Deuxième classe	3
Troisième classe	2.75

1.2. SYSTEME DE CHARGE B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts:

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommes essieux tandems.

1.2.1. SYSTEME Bc

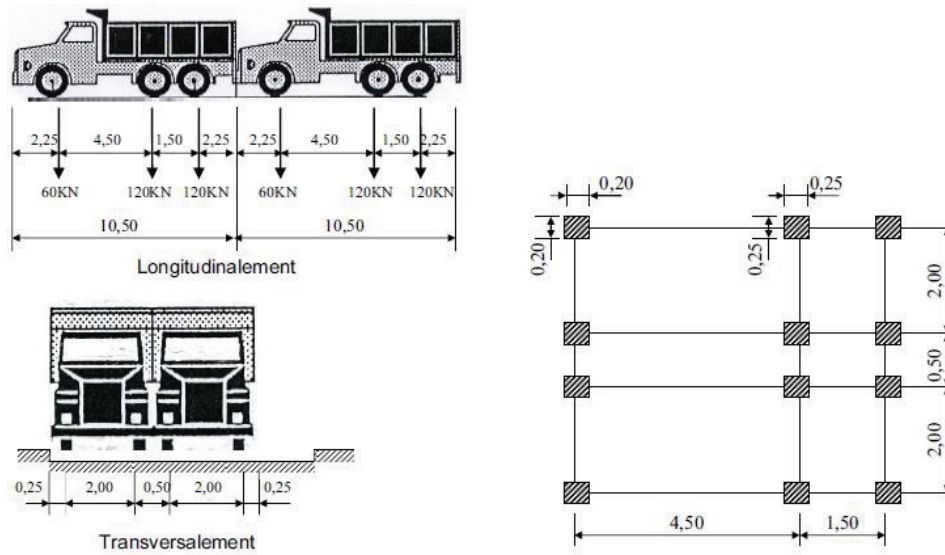
Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale	300KN
Charge portée par chacun des essieux arrière	120KN
Charge portée par chacun des essieux avant	60KN

Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :



La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients b_c obtenus à partir du tableau :

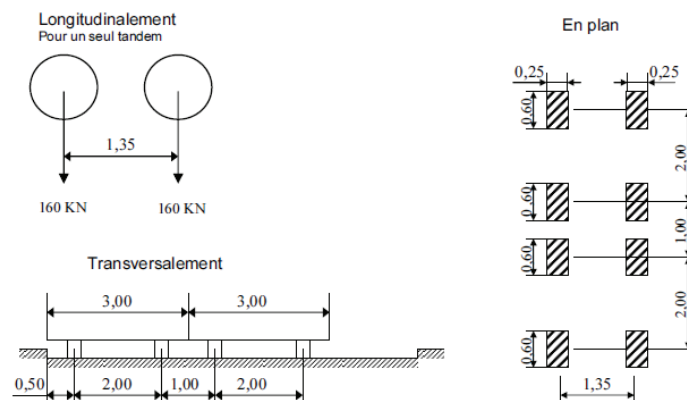
Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1.2	1.10	0.95	0.8	0.70
	deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

1.2.2. SYSTEME B_t

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

Charge totale	320KN
Charge portée par chaque essieu	160KN
Distance des deux essieux	1.35m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2m

On peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems B_t et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1.



ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

La valeur des charges du système Bt sont multipliées par les coefficients bt obtenus à partir du tableau :

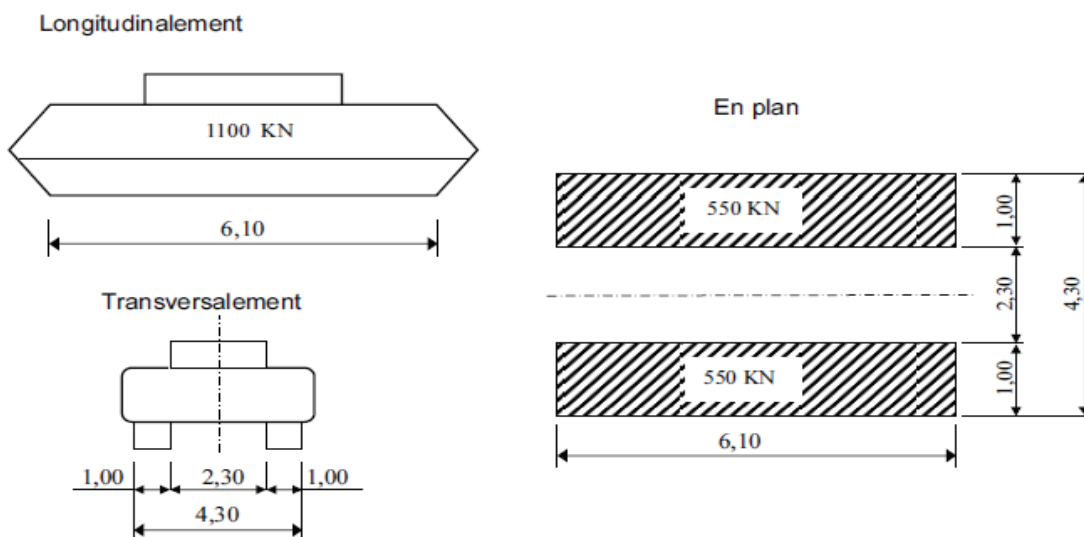
Classe de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

1.3. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE Mc120

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

Charge totale	1100KN
Longueur d'une chenille	6.10m
Largeur d'une chenille	1m
Distance d'axe en axe des deux chenilles	3.3m

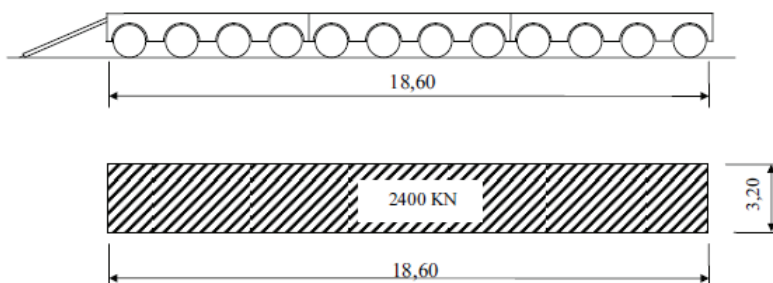
Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi, dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée, dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.



1.4. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE TYPE D240

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

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

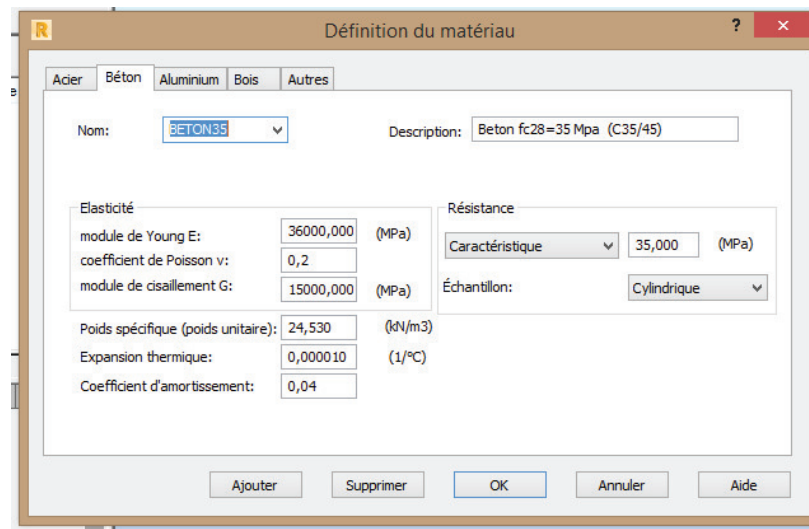
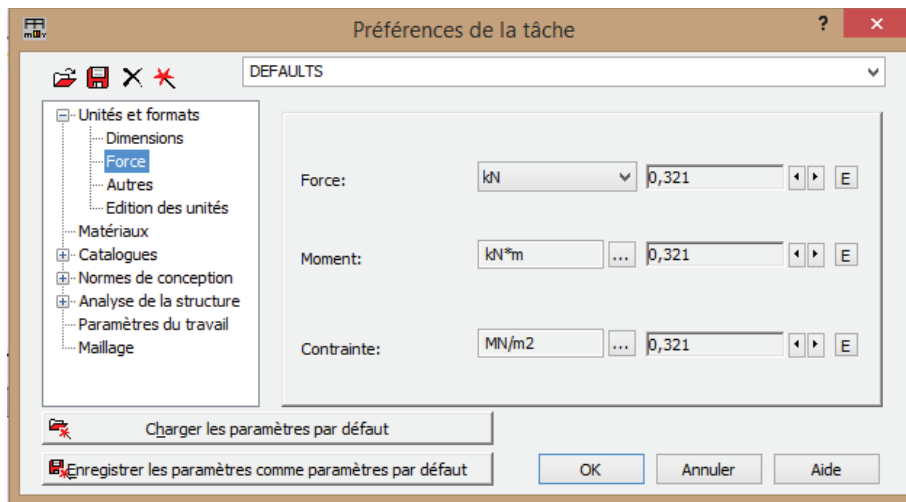
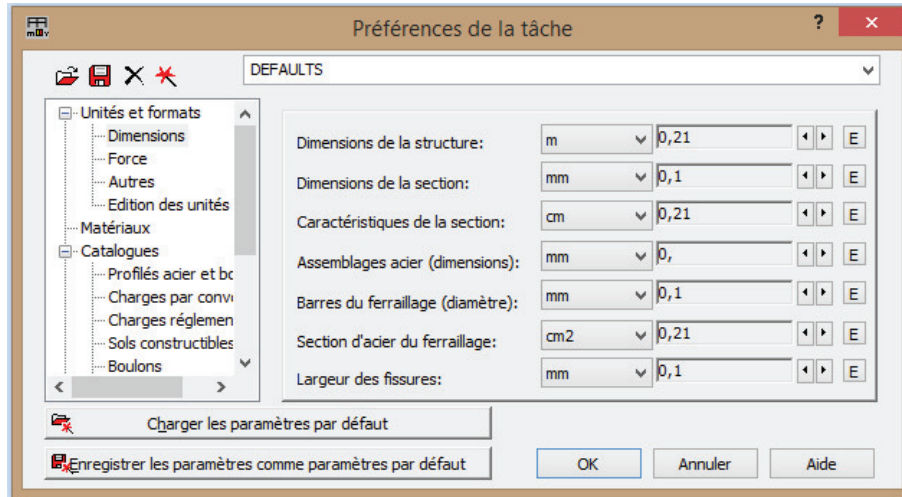


ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL

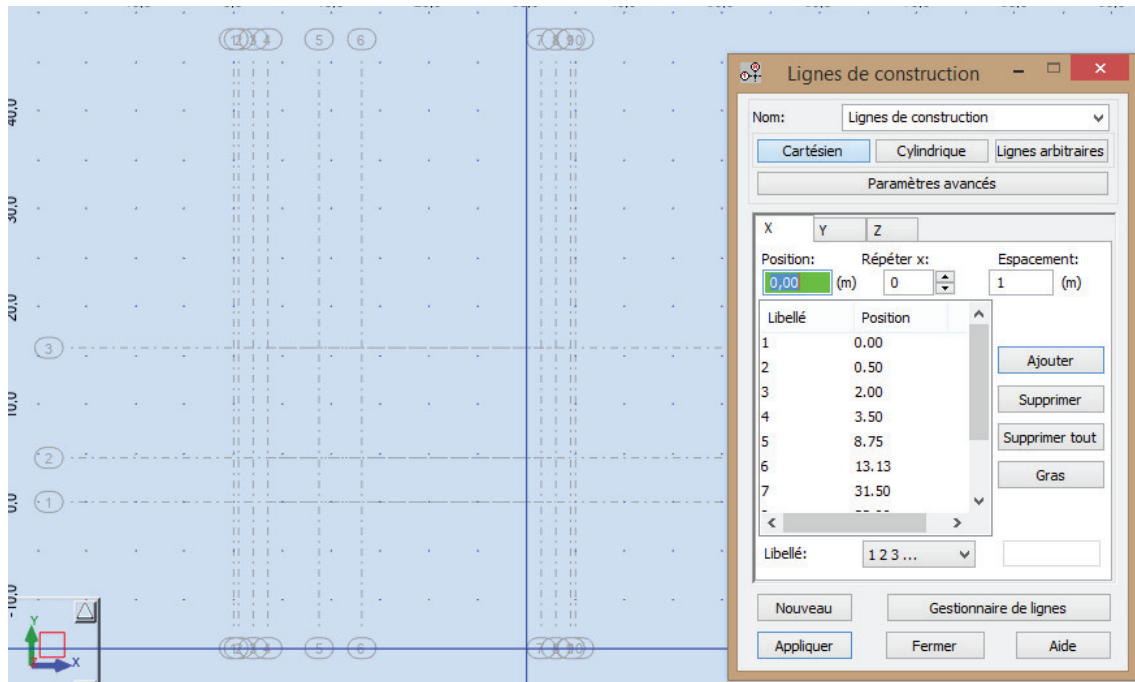
Cette annexe est conçue pour vous présenter la modélisation du tablier avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel.

- On commence par régler les unités et les faire entrer les caractéristiques du matériau.

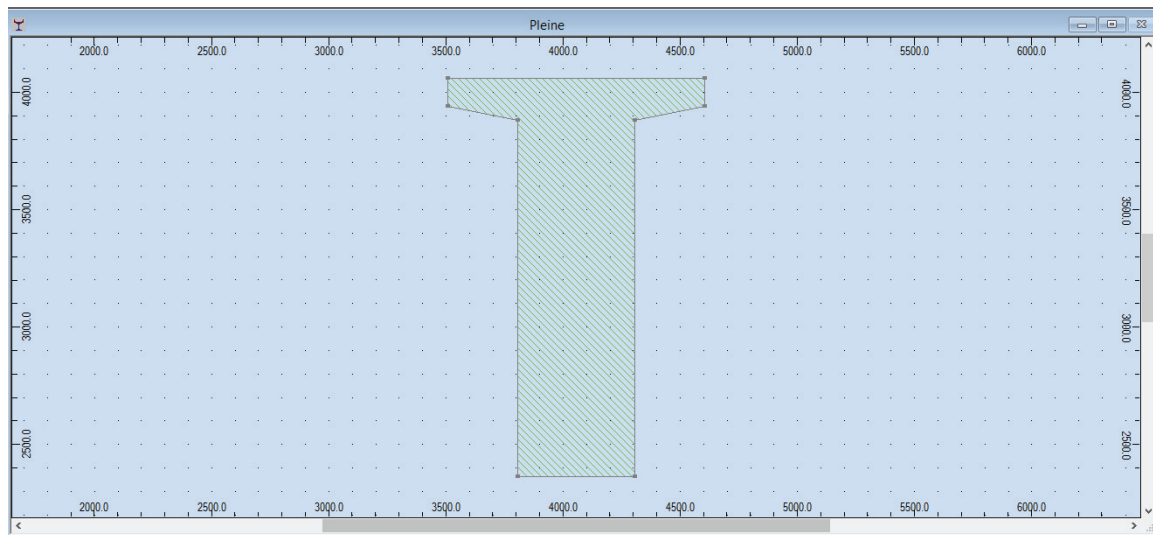


ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

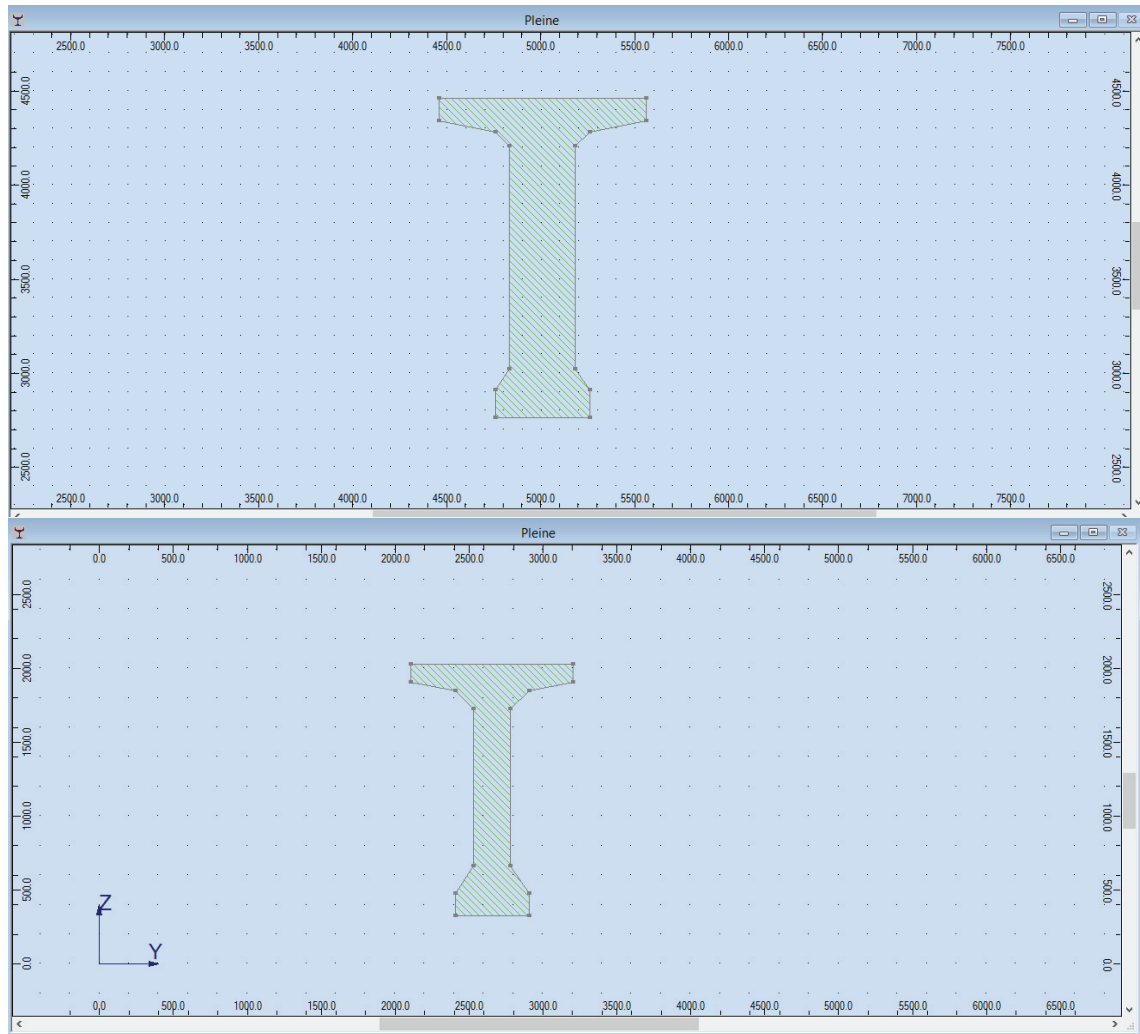
➤ Ensuite, on dessine les lignes de construction.



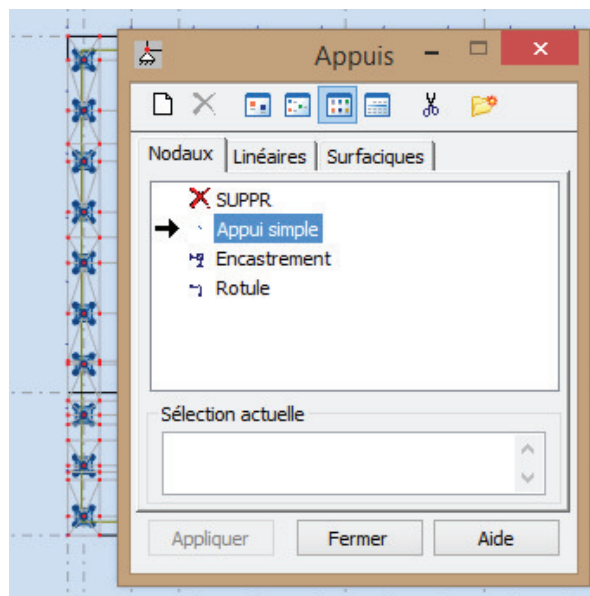
➤ On importe les sections de poutres à partir d'AUTOCAD en fichier DXF et on les introduit dans le catalogue des profilés.



ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

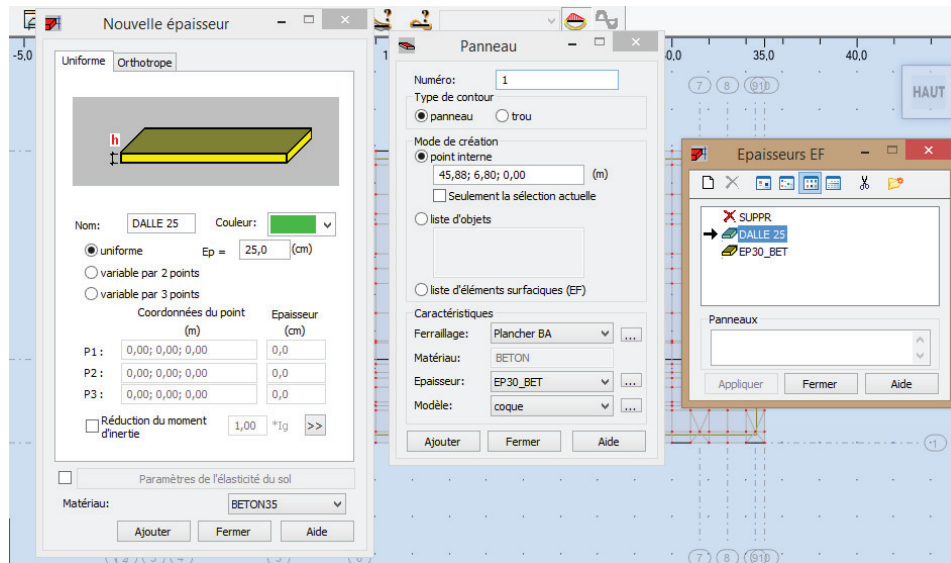


- Après le dessin des barres avec nos poutres, on définit les appuis de part et d'autres des poutres.

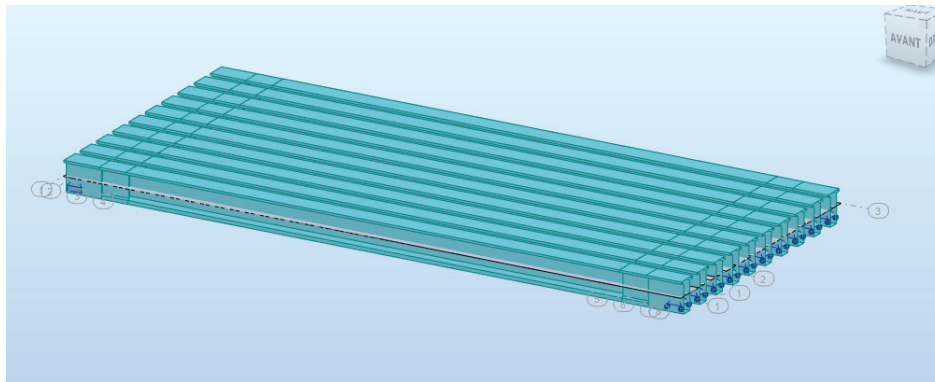


ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

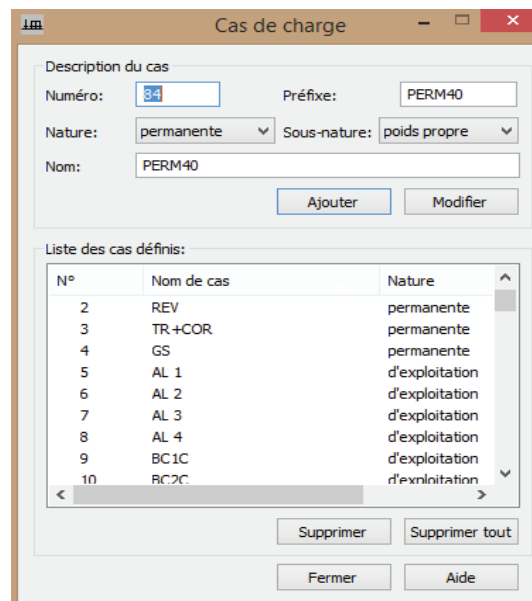
- Ensuite, on définit notre hourdis.



- Et on obtient le tablier suivant.

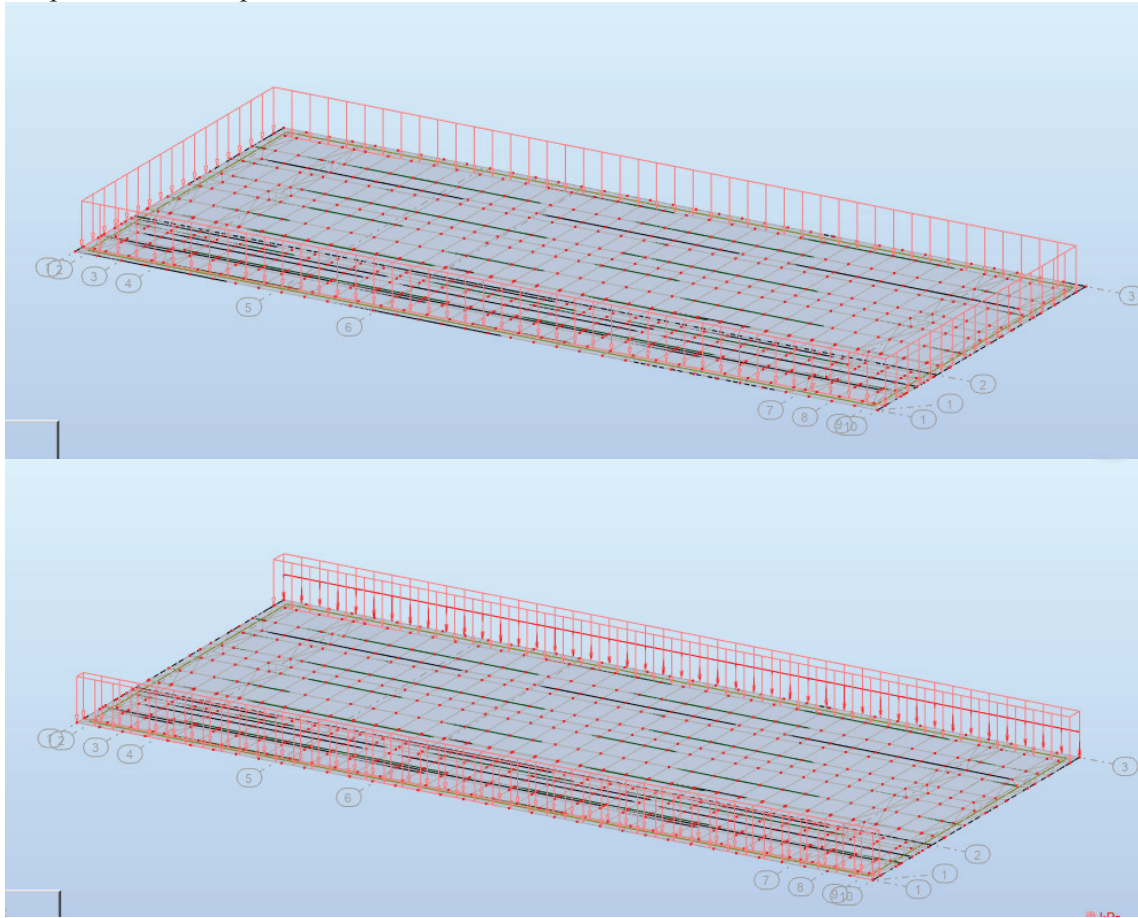


- On définit ensuite les cas de charges.



ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

- On définit ensuite les charges statiques d'exploitation surfaciques et linéaires avec leurs positions sur le panneau.



- Définir les charges roulantes, leurs positions et les coefficients correspondants.

Convois symétriques				
Type de charge				
1	force concentrée	F=60	X=0	S=0
2	force concentrée	F=60	X=0	S=4,5
3	force concentrée	F=60	X=0	S=5,5
4	force concentrée	F=60	X=0	S=9,5
5	force concentrée	F=60	X=1,5	S=0,5

Dimensions du convoi: b= 9,5 d1= 0 d2= 0

Unités: longueur - (m) force - (kN)

Bc 4 voies chargées

ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Charges roulantes

Sélection du convoi
Norme (catalogue)
Nom du convoi: BT2

Type de charge	F	X	S		
1 force concentrée	F=80	X=0	S=1		
2 force concentrée	F=80	X=0	S=5		
3 force concentrée	F=80	X=1,35	S=1		
4 force concentrée	F=80	X=1,35	S=5		

Dimensions du convoi: b= 5 d1= 0 d2= 0

Unités: longueur - (m) force - (kN)

Bt 2 voies chargées

Charges roulantes

Sélection du convoi
Norme (catalogue)
Nom du convoi: D240

Type de charge	P	X	S	DX	DY
1 surfacique uniforme	P=40,32	X=0	S=0	DX=18,6	DY=3,2

Dimensions du convoi: b= 3,2 d1= 0 d2= 0

Unités: longueur - (m) force - (kN)

D240

Charges roulantes

Sélection du convoi
Norme (catalogue)
Nom du convoi: MC120

Type de charge	P	X	S	DX	DY
1 surfacique uniforme	P=90,16	X=0	S=3,3	DX=6,1	DY=1

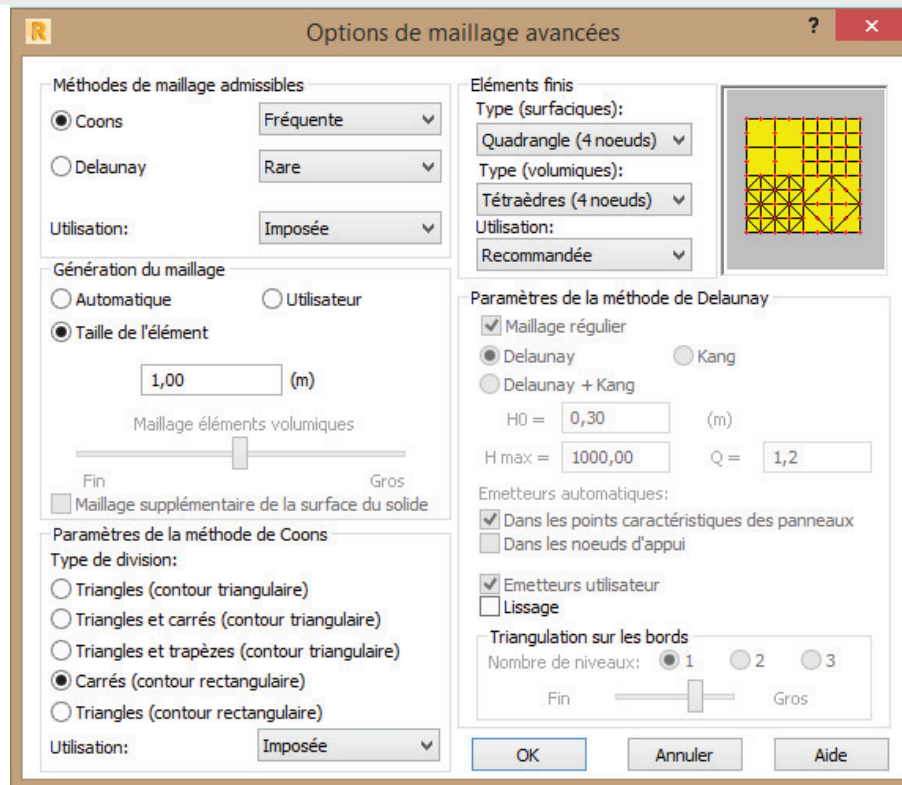
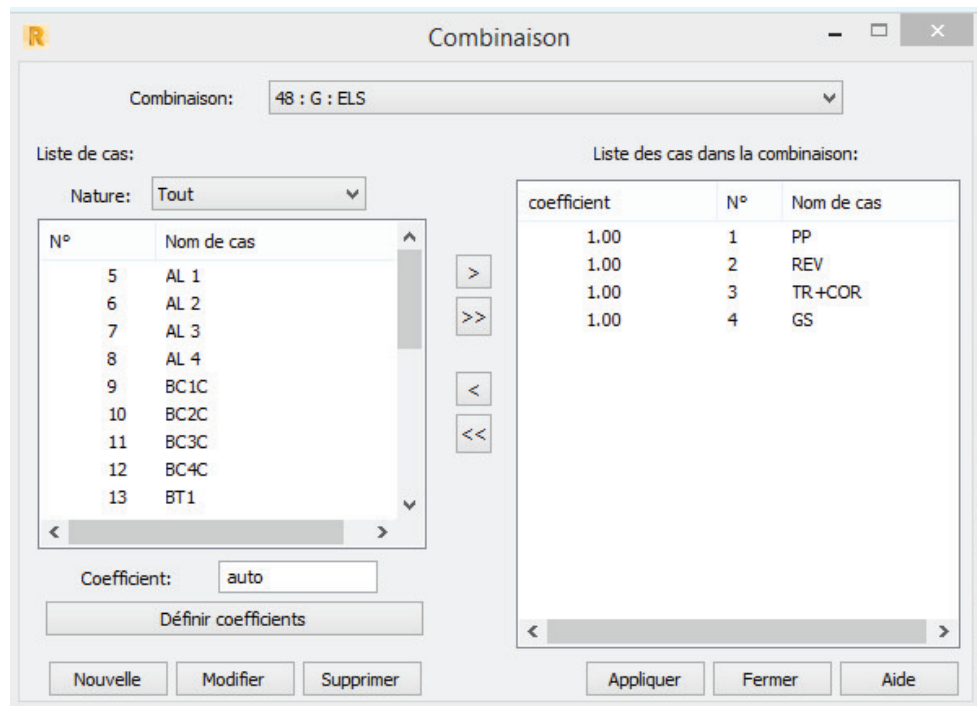
Dimensions du convoi: b= 4,3 d1= 0 d2= 0

Unités: longueur - (m) force - (kN)

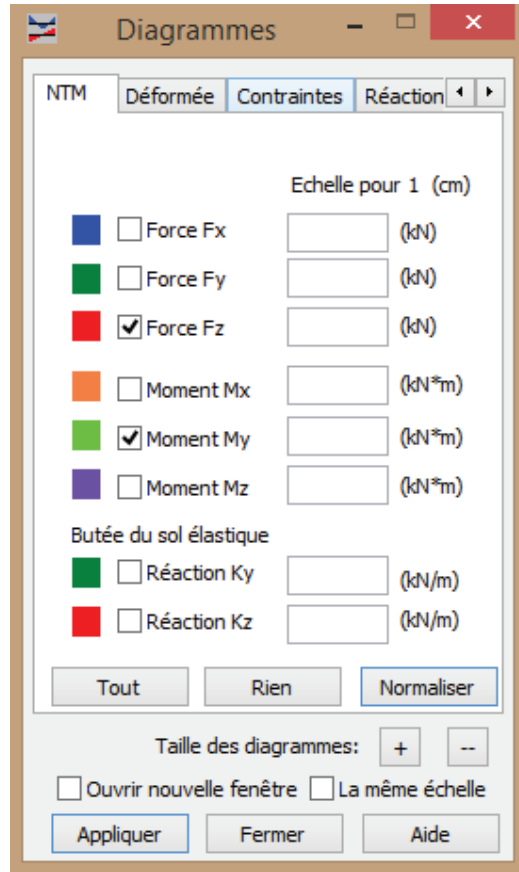
Mc120

ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

- On introduit vers la fin les combinaisons à l'ELU et l'ELS, on effectue le maillage et on lance l'analyse.

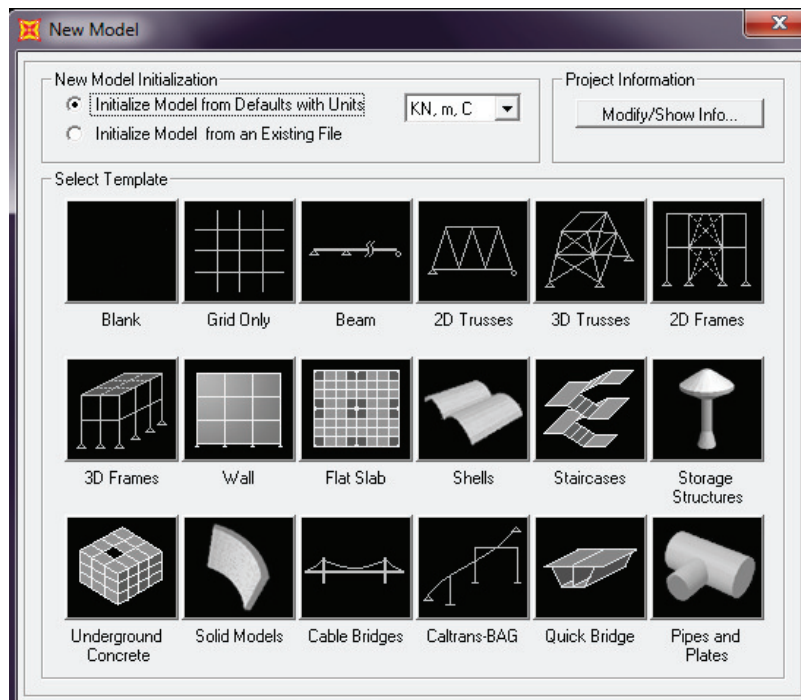


- Après l'analyse on affiche les moments suivant la combinaison voulu en affichant la fenêtre ci-dessous.



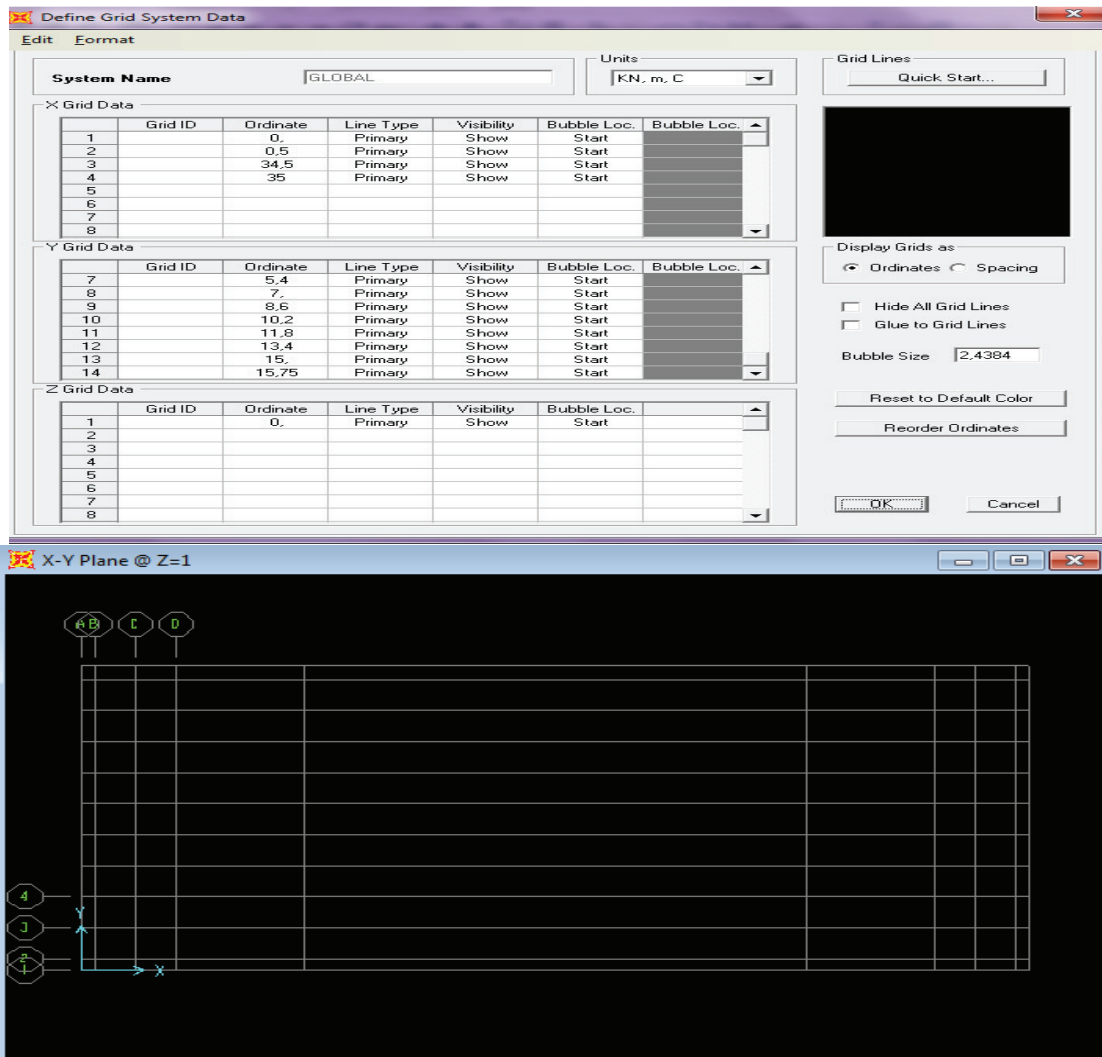
SAP2000 STRUCTUREL ANALYSIS PROGRAMME

➤ On commence d'abord par le réglage des unités.

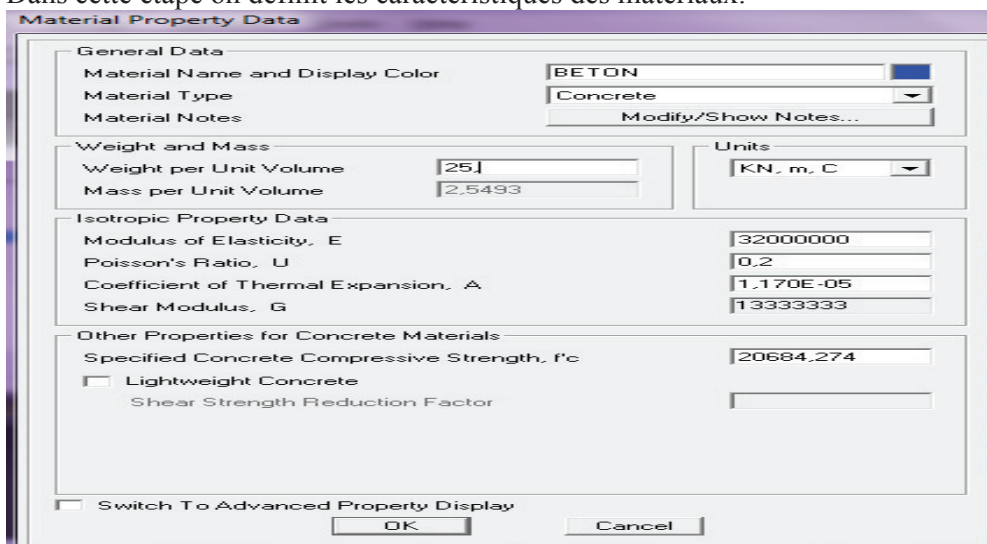


ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

- La Définition des lignes de construction.

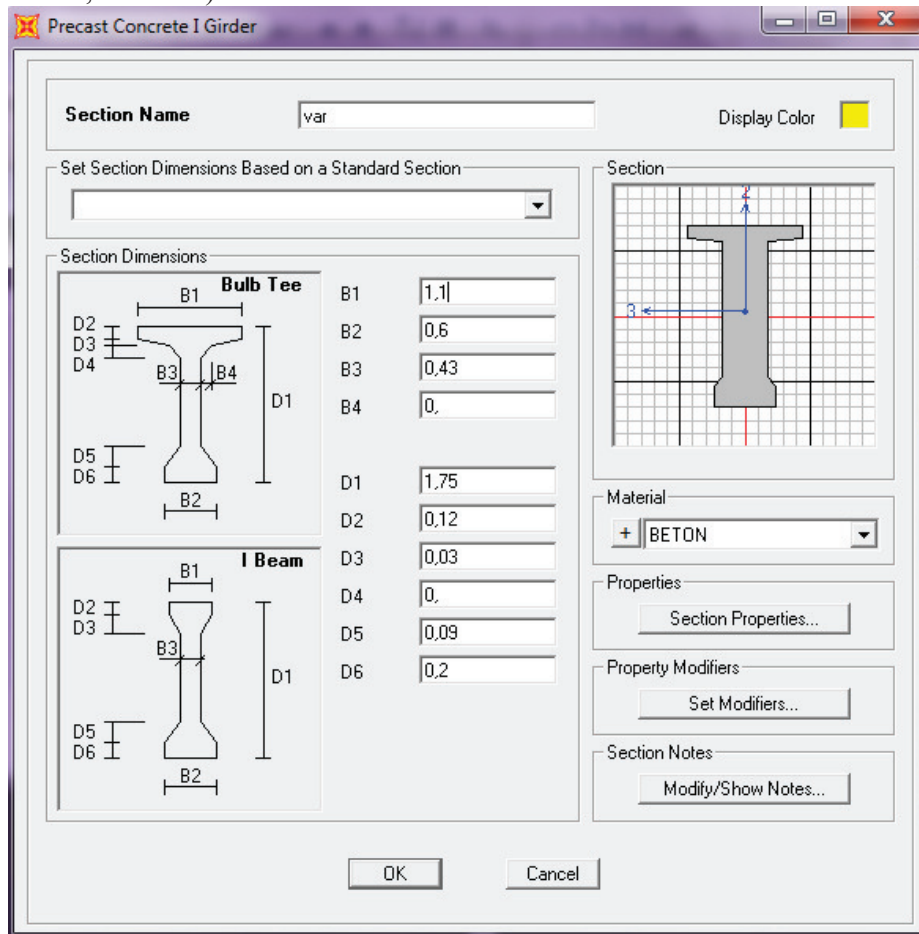


- Dans cette étape on définit les caractéristiques des matériaux.

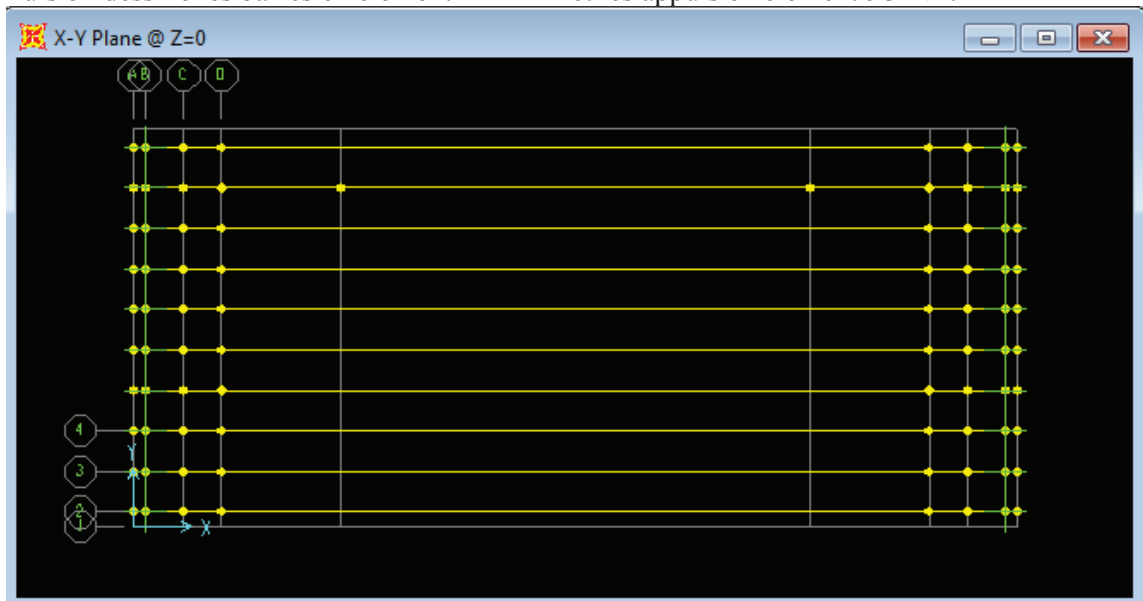


ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

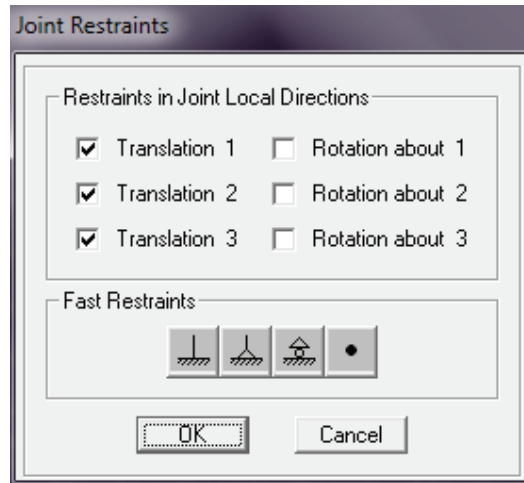
- On Donne les dimensions des trois sections transversales des poutres (About, Intermédiaire, Médiane).



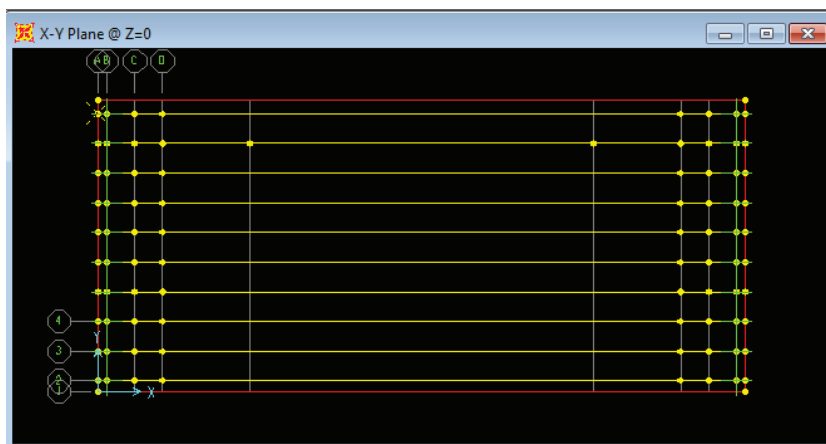
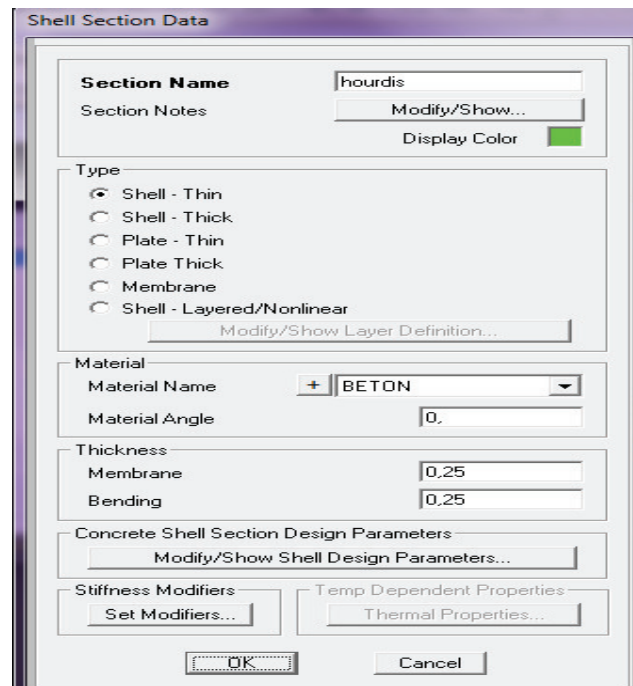
- Puis on dessine les barres en élément FRAME et les appuis en élément JOINT.



ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

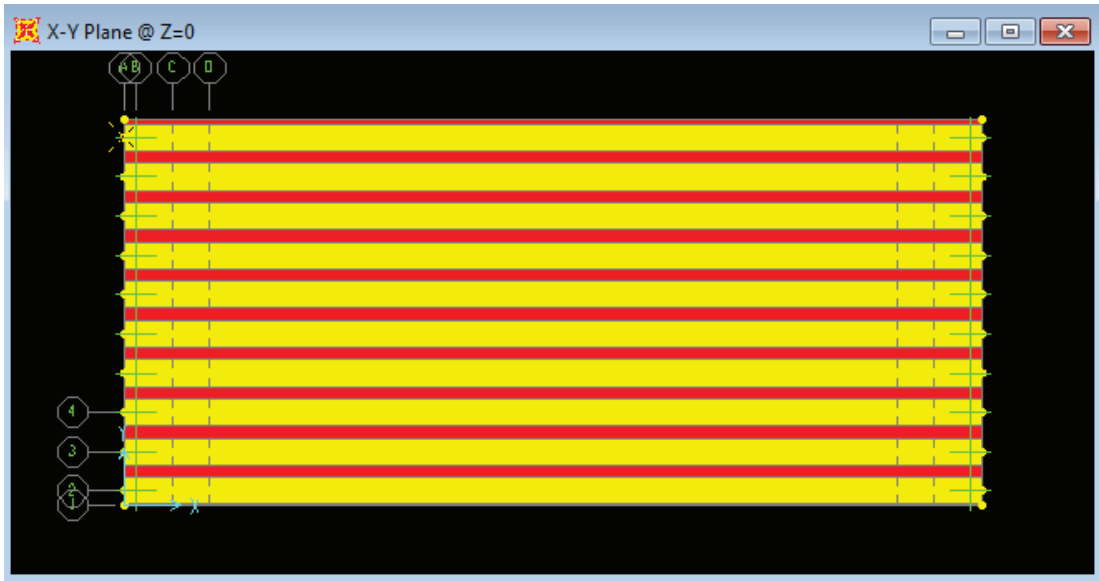


➤ on définit après les caractéristiques de l'hourdis en élément AREA SECTIONS.

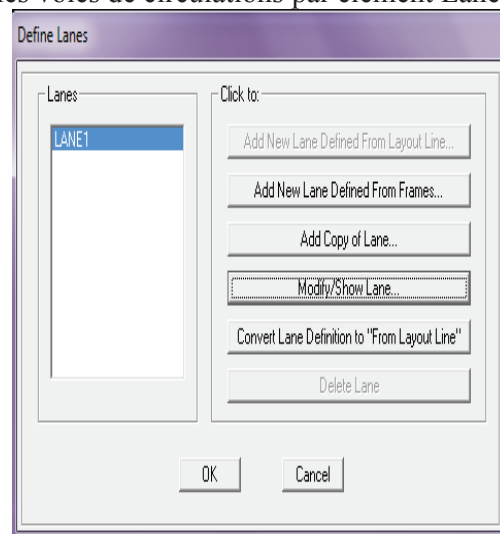


ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

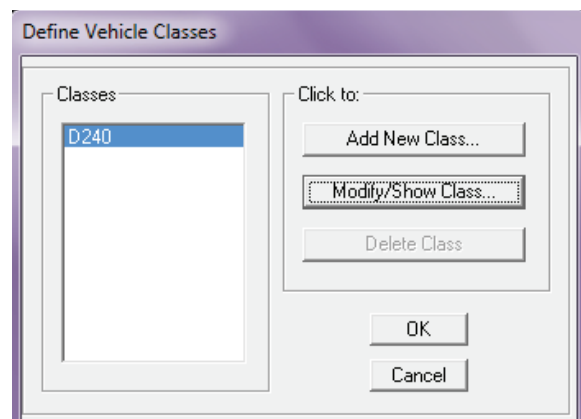
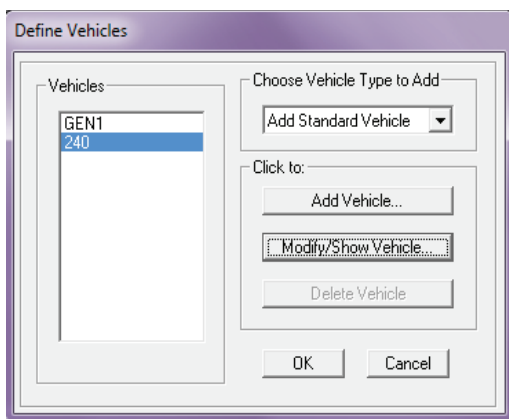
- Et on obtient le tablier suivant.



- Ensuite on définit les voies de circulations par élément Lane.



- On définit après les véhicules et leurs classes.



ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

- On Introduit les véhicules dans leurs voies de circulation.

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: d240 [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Moving Load [Design...]

Stiffness to Use:
 Zero Initial Conditions - Unstressed State
 Stiffness at End of Nonlinear Case []
Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

MultiLane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1,

[Modify]

Lanes Loaded for Assignment 1

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	D240	1,	0	0	All

[Add] [Modify] [Delete]

List of Lane Definitions: []
Selected Lane Definitions: LANE1

[Add >] [< Remove]

[OK] [Cancel]

- On arrive à l'introduction des combinaisons à l'ELS et L'ELU.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ELS G+D240 [Modify/Show Notes...]

Load Combination Type: Linear Add

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,
DEAD	Linear Static	1,
d240	Moving Load	1,

[Add] [Modify] [Delete]

[OK] [Cancel]

ANNEXE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS

- A la fin on lance l'analyse et on obtient les résultats du moment et l'effort tranchant pour l'élément FRAME.

Member Force Diagram for Frames

Case/Combo

Case/Combo Name ELS G+D240

Multivalued Options

Envelope (Range)

Step 1

Component

Axial Force Torsion

Shear 2-2 Moment 2-2

Shear 3-3 Moment 3-3

Scaling

Auto

Scale Factor

Options

Fill Diagram

Show Values on Diagram

OK

Cancel

ANNEXE 05. ETUDE SISMIQUE

1. LES RESULTATS DES COMBINAISONS

Appui	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
P1	4.25	3.99	0,24	5.52	5.34	2.70
P2	2.45	3.99	0,24	3.72	4.80	2.16
P3	3.36	3.99	0,24	4.63	5.07	2.44
P4	3.36	3.99	0,24	4.63	5.07	2.44
P5	3.13	3.99	0,24	4.40	5.00	2.37
P6	1.73	3.99	0,24	2.99	4.85	1.94
P7	1.89	4.01	0,24	3.16	4.64	2.00
C1/C2	2.51	1.98	0.12	3.14	2.77	1.46

2. RESULTAT DES EFFORTS DE L'ACTION SISMIQUE SUR LES FUTS

		Efforts selon chaque direction			Efforts sous combinaison		
		Ex	Ey	Ez	E1	E2	E3
P1	F long <i>MN</i>	1.42	-	-	1.42	0.426	0.426
	M long <i>MN.m</i>	7.08	-	-	7.08	2.12	2.12
	F tran <i>MN</i>	-	1.33	-	0.39	1.33	0.39
	M tran <i>MN.m</i>	-	6.65	-	1.99	6.65	1.99
	F ver <i>MN</i>	-	-	0.08	0.024	0.024	0.08
P2	F long <i>MN</i>	0.82	-	-	0.82	0.246	0.246
	M long <i>MN.m</i>	7.35	-	-	7.35	2.205	2.205
	F tran <i>MN</i>	-	1.33	-	0.39	1.33	0.39
	M tran <i>MN.m</i>	-	11.97	-	3.591	11.97	3.591
	F ver <i>MN</i>	-	-	0.08	0.024	0.024	0.08
P3	F long <i>MN</i>	1.12	-	-	1.12	0.336	0.336
	M long <i>MN.m</i>	7.84	-	-	7.84	2.352	2.352
	F tran <i>MN</i>	-	1.33	-	0.39	1.33	0.39
	M tran <i>MN.m</i>	-	9.31	-	2.793	9.31	2.793

ANNEXE 05. ETUDE SISMIQUE

	F ver <i>MN</i>	-	-	0.08	0.024	0.024	0.08
P4	F long <i>MN</i>	1.12	-	-	1.12	0.336	0.336
	M long <i>MN.m</i>	7.84	-	-	7.84	2.352	2.352
	F tran <i>MN</i>	-	1.33	-	0.39	1.33	0.39
	M tran <i>MN.m</i>	-	9.31	-	2.793	9.31	2.793
	F ver <i>MN</i>	-	-	0.08	0.024	0.024	0.08
P5	F long <i>MN</i>	1.04	-	-	1.04	0.312	0.312
	M long <i>MN.m</i>	7.82	-	-	7.82	2.346	2.346
	F tran <i>MN</i>	-	1.33	-	0.39	1.33	0.39
	M tran <i>MN.m</i>	-	9.97	-	2.991	9.97	2.991
	F ver <i>MN</i>	-	-	0.08	0.024	0.024	0.08
P6	F long <i>MN</i>	0.57	-	-	0.57	0.171	0.171
	M long <i>MN.m</i>	6.34	-	-	6.34	1.902	1.902
	F tran <i>MN</i>	-	1.33	-	0.39	1.33	0.39
	M tran <i>MN.m</i>	-	14.63	-	4.389	14.63	4.389
	F ver <i>MN</i>	-	-	0.08	0.024	0.024	0.08
P7	F long <i>MN</i>	0.63	-	-	0.63	0.189	0.189
	M long <i>MN.m</i>	6.61	-	-	6.61	1.983	1.983
	F tran <i>MN</i>	-	1.35	-	0.405	1.35	0.405
	M tran <i>MN.m</i>	-	14.25	-	4.275	14.25	4.275
	F ver <i>MN</i>	-	-	0.08	0.024	0.024	0.08

ANNEXE 06. CULEE

1. EVALUATION DES REACTIONS SUR LA CULEE

1.1. REACTION DUE AUX CHARGES PERMANENTES

$$R_G = 558.32 \text{ t}$$

1.2. REACTIONS DUES AUX SURCHARGES

❖ Système de charge A(L)

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12}$$

Une Travée Chargée (l=35) :

$$A(l) = 0.996 \text{ t/m}^2$$

➤ Pour quatre voies chargées

$$A(l) = a_2 \times a_1 \times A(l) = 0.776 \text{ t/ml.}$$

Avec : $a_1 = 0.75$

$$a_2 = 1.04$$

$$RA(l) = \frac{A(l) \times L_c \times l}{2}$$

$$RA(l) = \frac{0.776 \times 13.5 \times 35}{2}$$

$$R_{AL} = 183.52 \text{ t}$$

❖ Système de charge B

$$R_{bc} = R \cdot n \cdot bc \cdot \delta B$$

On détermine la réaction R par la méthode de l'équilibre des forces

n	bc	δ	R
1	1.2	1.059	47.56
2	1.1	1.067	
3	0.95	1.072	
4	0.8	1.074	

➤ La réaction du convoi Bc pour quatre voies chargées

$$R_{bc} = 163.45 \text{ t}$$

❖ Charge militaire Mc120

$$R_{Mc120} = R \cdot \delta$$

R: Est déterminée par l'équilibre des forces :



$$\sum M/RA = 110 \times \left(\frac{6.1}{2}\right) - R_A \times 34 = 0$$

$$R_A = \frac{110 \times 3.05}{34} = 9.86 \text{ t}$$

$$R_B = 110 - 65.64 = 100.14 \text{ t}$$

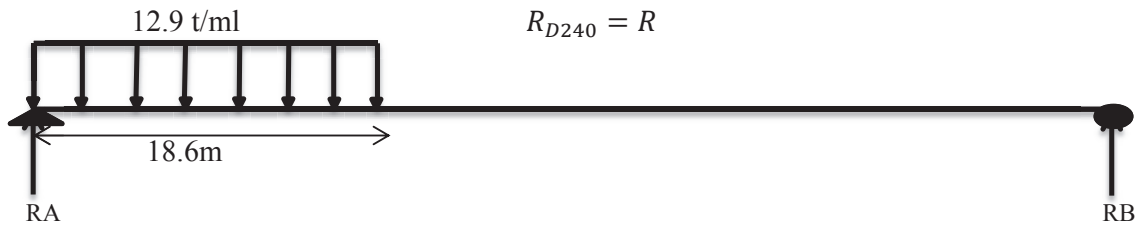
Donc :

$$R = R_B = 100.14 \text{ t}$$

Le Coefficient de majoration dynamique égale a ($\delta = 1.064$).

$$\mathbf{R_{Mc120} = 106.58t}$$

❖ Convoi exceptionnel D240



$$\sum M/RA = 240 \times \left(\frac{18.6}{2}\right) - R_A \times 34 = 0$$

$$R_A = \frac{240 \times 9.3}{34} = 65.64 \text{ t}$$

$$R_B = 240 - 65.64 = 174.359 \text{ t}$$

Donc :

$$\mathbf{R_{D240} = R_B = 174.359 \text{ t}}$$

❖ Surcharges sur trottoirs

$$R_{st} = \frac{q \cdot n \cdot l \cdot L}{2}$$

n: Nombre de trottoir chargé..

q: Charge surfacique sur trottoir ($q=0.15 \text{ t/m}^2$).

L: La portée de l'ouvrage ($L=34\text{m}$).

l: La largeur d'un trottoir (1.25m).

$$\mathbf{R_{st} = 3.28 \text{ t}}$$

2. LES EFFORTS SUR CULEE

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon v) * P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)
Mur garde grève	cas n°1	25,52	0,00	25,52	-0,80	8,10	0,00	-20,41
	cas n°2		5,10	27,05			41,33	-21,64
	cas n°3		5,10	25,52			41,33	-20,41
	cas n°4		5,10	23,98			41,33	-19,19
Corbeau	cas n°1	8,26	0,00	8,26	-0,92	6,80	0,00	-7,60
	cas n°2		1,65	8,76			11,23	-8,06
	cas n°3		1,65	8,26			11,23	-7,60
	cas n°4		1,65	7,76			11,23	-7,14
Mur frontal	cas n°1	255,94	0,00	255,94	0,00	4,50	0,00	0,00
	cas n°2		51,19	271,29			230,34	0,00
	cas n°3		51,19	255,94			230,34	0,00
	cas n°4		51,19	240,58			230,34	0,00
Mur en retour	cas n°1	79,18	0,00	79,18	-3,44	6,46	0,00	-272,36
	cas n°2		15,84	83,93			102,29	-288,70
	cas n°3		15,84	79,18			102,29	-272,36
	cas n°4		15,84	74,42			102,29	-256,02
Semelle	cas n°1	472,50	0,00	472,50	0,00	1,00	0,00	0,00
	cas n°2		94,50	500,85			94,50	0,00
	cas n°3		94,50	472,50			94,50	0,00
	cas n°4		94,50	444,15			94,50	0,00
Dalle de transition	cas n°1	55,31	0,00	55,31	-3,45	7,04	0,00	-190,83
	cas n°2		11,06	58,63			77,88	-202,28
	cas n°3		11,06	55,31			77,88	-190,83
	cas n°4		11,06	51,99			77,88	-179,38
Poids des terres sur la semelle 1	cas n°1	343,35	0,00	343,35	-1,82	5,60	0,00	-624,90
	cas n°2		68,67	363,95			384,55	-662,39
	cas n°3		68,67	343,35			384,55	-624,90
	cas n°4		68,67	322,75			384,55	-587,41
Poids des terres sur la semelle 2	cas n°1	66,62	0,00	66,62	1,82	2,50	0,00	121,25
	cas n°2		13,32	70,62			33,31	128,53
	cas n°3		13,32	66,62			33,31	121,25
	cas n°4		13,32	62,63			33,31	113,98
Poids des surcharges	cas n°1	41,60	0,00	41,60	-1,82	6,50	0,00	-75,70
	cas n°2		8,32	44,09			54,07	-80,25
	cas n°3		8,32	41,60			54,07	-75,70
	cas n°4		8,32	39,10			54,07	-71,16

ANNEXE 06. CULEE

Poussée des terres mur garde grave + mur frontale	cas n°1	229,39	229,39	0,00	/	4,40	1009,32	0,00
	cas n°2	319,14	319,14	0,00			1404,23	0,00
	cas n°3	325,69	325,69	0,00			1433,03	0,00
	cas n°4	333,27	333,27	0,00			1466,40	0,00
Poussée des terres sur la semelle	cas n°1	15,55	15,55	0,00	/	3,50	54,43	0,00
	cas n°2	21,64	21,64	0,00			75,73	0,00
	cas n°3	22,08	22,08	0,00			77,28	0,00
	cas n°4	22,59	22,59	0,00			79,08	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	42,48	42,48	0,00	/	4,60	195,41	0,00
	cas n°2	59,10	59,10	0,00			271,86	0,00
	cas n°3	60,31	60,31	0,00			277,44	0,00
	cas n°4	61,72	61,72	0,00			283,90	0,00
Poussée des surcharges sur la semelle	cas n°1	11,80	11,80	0,00	/	3,50	41,30	0,00
	cas n°2	16,42	16,42	0,00			57,46	0,00
	cas n°3	16,75	16,75	0,00			58,64	0,00
	cas n°4	17,14	17,14	0,00			60,00	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	558,32	0,00	558,32	0,00	7,59	0,00	0,00
	cas n°2		111,66	591,82			847,42	0,00
	cas n°3		111,66	558,32			847,42	0,00
	cas n°4		111,66	524,82			847,42	0,00
A(l)	183,520	/	183,52	/				
Bc 4voies	163,450		163,45					
Mc120	106,580		106,58					
D240	174,350		174,35					
S-Trottoirs	3,280		3,28					
HA(l)	16,95	16,95		7,59	128,63	0,00		
HBc	15,00	15,00		7,59	113,84	0,00		
F_{vl}	48,82	48,82		7,59	370,49	0,00		

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	2872,78	496,98	-1445,24	2461,6094	3906,85
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	2840,66	493,86	-1445,24	2437,9317	3883,18
	1,35G + 1,35 Mc120	2717,78	469,86	-1445,24	2255,7957	3701,04
	1,35G + 1,35 D240	2809,27	469,86	-1445,24	2255,7957	3701,04
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	2130,75	368,38	-1070,55	1825,32	2895,87
	G + (Bc+Str)	2106,67	366,04	-1070,55	1807,5618	2878,11
	G + Mc120	2013,17	348,04	-1070,55	1670,96	2741,51
	G + D240	2080,94	348,04	-1070,55	1670,96	2741,51
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	2058,34	849,82	-1134,78	4082,44	5217,22
	G + 0,2 (Bc+Str)	2054,33	849,43	-1134,78	4079,48	5214,26
	G + 0,2 Mc120	2042,30	846,43	-1134,78	4056,71	5191,50
	G + 0,2 D240	2055,85	846,43	-1134,78	4056,71	5191,50

ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1943,95	858,36	-1070,55	4119,56	5190,11
	G + 0,2 (Bc+Str)	1939,94	857,97	-1070,55	4116,60	5187,15
	G + 0,2 Mc120	1927,91	854,97	-1070,55	4093,83	5164,38
	G + 0,2 D240	1941,46	854,97	-1070,55	4093,83	5164,38
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1829,55	868,26	-1006,32	4162,5492	5168,87
	G + 0,2 (Bc+Str)	1825,54	867,87	-1006,32	4159,5895	5165,91
	G + 0,2 Mc120	1813,51	864,87	-1006,32	4136,82	5143,14
	G + 0,2 D240	1827,06	864,87	-1006,32	4136,82	5143,14

3. LES EFFORTS SUR MUR FRONTAL

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \varepsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \varepsilon v) * P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$(t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	25,52	0,00	25,52	-0,80	6,10	0,00	-20,41
	cas n°2		5,10	27,05			31,13	-21,64
	cas n°3		5,10	25,52			31,13	-20,41
	cas n°4		5,10	23,98			31,13	-19,19
Corbeau	cas n°1	8,26	0,00	8,26	-0,92	4,80	0,00	-7,60
	cas n°2		1,65	8,76			7,93	-8,06
	cas n°3		1,65	8,26			7,93	-7,60
	cas n°4		1,65	7,76			7,93	-7,14
Mur frontal	cas n°1	255,94	0,00	255,94	0,00	2,50	0,00	0,00
	cas n°2		51,19	271,29			127,97	0,00
	cas n°3		51,19	255,94			127,97	0,00
	cas n°4		51,19	240,58			127,97	0,00
Poussée des terres mur garde grave + mur frontale	cas n°1	110,63	110,63	0,00	/	1,67	184,38	0,00
	cas n°2	153,91	153,91	0,00			256,51	0,00
	cas n°3	157,06	157,06	0,00			261,77	0,00
	cas n°4	160,72	160,72	0,00			267,87	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	29,50	29,50	0,00	/	2,50	73,75	0,00
	cas n°2	41,04	41,04	0,00			102,60	0,00
	cas n°3	41,88	41,88	0,00			104,71	0,00
	cas n°4	42,86	42,86	0,00			107,15	0,00

ANNEXE 06. CULEE

Réaction du tablier (G)	cas n°1	558,32	0,00	558,32	0,00	5,00	0,00	0,00
	cas n°2		111,66	591,82			558,32	0,00
	cas n°3		111,66	558,32			558,32	0,00
	cas n°4		111,66	524,82			558,32	0,00
A(l)	183,520	/	/	183,52	/			
Bc 2voies	163,450		163,45					
Mc120	106,580		106,58					
D240	174,350		174,35					
S-Trottoirs	3,280		3,28					
HA(l)	16,950	16,95			5,00	84,75	0,00	
HBc	15,000	15,00			5,00	75,00	0,00	
F_{vt}	48,820	48,20			5,00	241,00	0,00	

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	1443,72	281,36	-37,82	809,42	847,24
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1411,61	278,24		793,82	831,64
	1,35G + 1,35 Mc120	1288,73	254,24		673,82	711,64
	1,35G + 1,35 D240	1380,22	825,29		673,82	711,64
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	1072,19	208,67	-28,01	600,83	628,84
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1048,11	206,33		589,13	617,14
	1,35G + 1,35 Mc120	954,61	188,33		499,13	527,14
	1,35G + 1,35 D240	1022,38	188,33		499,13	527,14
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	936,27	416,15	-29,69	1342,41	1372,10
	G + 0,2 (Bc+Str)	932,26	415,76		1340,46	1370,15
	G + 0,2 Mc120	920,23	412,76		1325,46	1355,15
	G + 0,2 D240	933,78	412,76		1325,46	1355,15
ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	885,39	420,15	-28,01	1349,78	1377,79
	G + 0,2 (Bc+Str)	881,38	419,76		1347,83	1375,84
	G + 0,2 Mc120	869,35	416,76		1332,83	1360,84
	G + 0,2 D240	882,90	416,76		1332,83	1360,84
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	834,51	424,78	-26,33	1358,31	1384,64
	G + 0,2 (Bc+Str)	830,50	424,39		1356,36	1382,69
	G + 0,2 Mc120	818,47	421,39		1341,36	1367,69
	G + 0,2 D240	832,02	421,39		1341,36	1367,69

ANNEXE 07. PILE

1. LES REACTIONS AU NIVEAU DES PILES DU TABLIER

➤ Poids propre du tablier

$$R_g = 1116.64 t$$

➤ Réactions due aux surcharges

Les réactions sont calculées en prenant le cas de deux travées chargées.

• Système de charge A(l)

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12}$$

N des voies	L (m)	A1(l) (kN/m ²)	a ₁	a ₂	L _v	A2(l)
					(m)	(kN/ml)
1	70	6.69	1	1,04	3,375	23.42
2	70	6.69	1	1,04	6,75	46.83
3	70	6.69	0,9	1,04	10,125	63.22
4	70	6.69	0,75	1,04	13,50	70.45

$$A2(l) = a_1 \times a_2 \times A1(l)$$

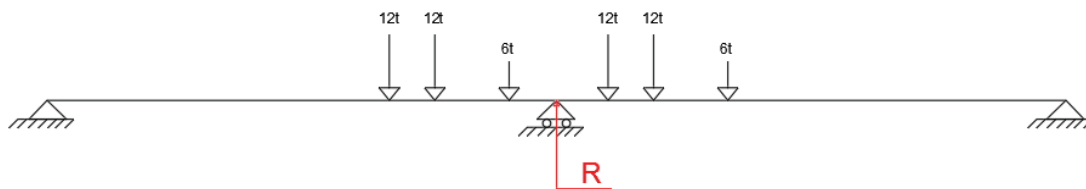
$$R_{A(l)} = A2(l) \times L$$

Avec :

L : la longueur de la poutre (35m).

$$R_{A(l)} = 246.56 t$$

• Système de charge Bc



$$R_{Bc} = n \times bc \times \delta \times R$$

Avec :

n_v : Nombre de voies charges.

b_c : Coefficient du système Bc.

δ_{bc} : Coefficient de majoration dynamique.

R : La réaction de Bc sous une voie chargée.

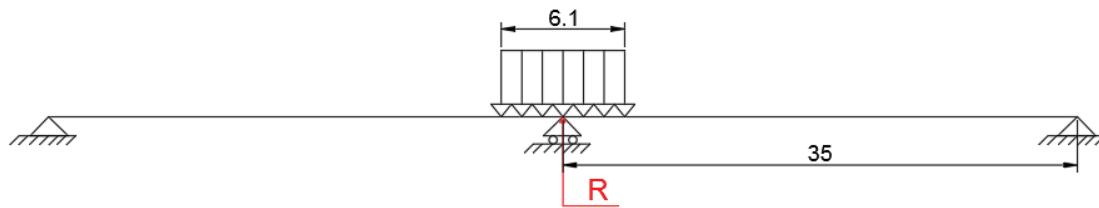
$$R = \frac{(60 \times 28) + (120 \times 32.5) + (120 \times 34) + (60 \times 30.65) + (120 \times 26.15) + (120 \times 24.64)}{34}$$

$$R = 517.50 KN$$

ANNEXE 07. PILE

Nombre des voies chargées	δ	b_c	R_{Bc} (KN)
1	1,06	1,2	657,96
2	1.067	1,1	1215,03
3	1.072	0,95	1581,25
4	1.074	0,8	1778,54

- **Charge militaire Mc120**



$$R_{Mc120} = \delta \times R$$

Avec :

δ : Coefficient de majoration dynamique. (1.06).

R : La réaction de Mc120 sans majoration dynamique. (1069,26 KN).

$$R = 2 \times \left(\frac{Q}{2}\right) \times \frac{\left(34 - \left(\frac{3.05}{2} - \frac{1.15}{2}\right)\right)}{34}$$

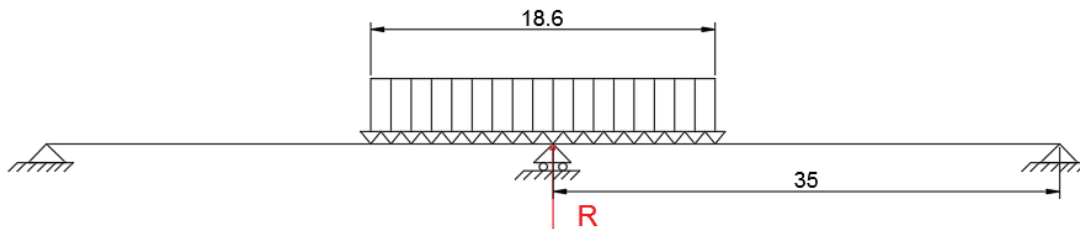
Avec :

$Q = 1100$ KN

$$R = 1069,26 \text{ KN}$$

$$R_{Mc120} = 1138,15 \text{ KN}$$

- **Convoi exceptionnel D240**



$$R_{D240} = R$$

$$R = 2 \times \left(\frac{Q}{2}\right) \times \frac{\left(34 - \left(\frac{9.3}{2} - \frac{1.15}{2}\right)\right)}{34}$$

Avec :

$$Q = 2400 \text{ KN}$$

$$R = R_{D240} = 2112,35 \text{ KN}$$

- **Surcharge sur trottoir**

La somme des deux trottoirs est 1.25 m est chargé de 1.50 KN/m² donc :

$$R_{St} = 1.25 \times 1.5 \times 35$$

$$R_{St} = 65.62 \text{ KN}$$

2. LES SOLLICITATIONS SUR LA PILE

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux Fh = εH * P	Efforts verticaux Fv = (1±εv) * P (t)	Bras de levier <v> (m)	Moment (t.m)
Semelle	cas n°1	504,00	0	504,00	1	0
	cas n°2		100,8	534,24		100,8
Futs	cas n°1	125,91	0	125,91	6,75	0
	cas n°2		25,18183	133,46		169,977
Chevêtre	cas n°1	147,66	0	147,66	12,25	0
	cas n°2		29,53125	156,5156		361,758
Poids des terres	cas n°1	90,20	0	90,20	2,25	0
	cas n°2		18,03942	95,60895		40,5887
G tablier	cas n°1	1116,64	0	1116,64	14,00	0
	cas n°2		223,328	1183,638		3126,59
A(l)	246,57					
Bc	177,85					
Mc120	113,81					
D240	211,23					
Trottoirs	6,56					
HA(l)	16,95				14	237,3
HBc	15,00				14	210
Flv	48,82				14	683,48

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	M (t.m)
ELU	<i>1,35G + 1,6 (A(l)+Str)</i>	3083,951	93,027	1302,4
	<i>1,35G + 1,6 (Bc+Str)</i>	2973,999	89,907	1258,7

ANNEXE 07. PILE

	<i>1,35G + 1,35 Mc120</i>	2832,587	65,907	922,7
	<i>1,35G + 1,35 D240</i>	2964,104	65,907	922,7
ELS	<i>G + 1,2 (A(l)+Str)</i>	2288,159	69,16	968,24
	<i>G + 1,2(Bc+Str)</i>	2205,695	69,16	935,48
	<i>G + Mc120</i>	2098,21	48,82	683,48
	<i>G +D240</i>	2195,63	48,82	683,48
ELA	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	2154,093	449,091	4530,7
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	2140,349	448,701	4525,2
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	2126,23	445,701	4483,2
	<i>G + 0,2 D240</i>	2145,71	445,701	4483,2