

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT DU
PROJET DE DEDOUBLEMENT DE LA RN1
ENTRE CHEFFA ET BERROUAGHIA SUR
53KM

Présenté par :

DJEDDOU Manel

Encadré par :

BIREM Kamel

REMERCIEMENT

Je remercie tout d'abord dieu le tout puissant d'avoir guidé mon chemin, et de m'avoir donné la chance, le courage et la motivation pour mener à bien ce modeste travail.

Au terme de ce travail, nous saisissons, cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, en souhaitant remercier notre encadreur en premier lieu, l'ingénieur d'état à l'ENGOA MR. BIREM Kamel qui nous a encadré avec patience et générosité, et ce fut un plaisir de travailler avec lui, ainsi que tout le staff de l'ENGOA qu'on ne remerciera jamais assez.

Nous exprimons également notre gratitude à l'ingénieur en ouvrage d'art MR. CHOUGRANIE Abdellah, et l'ami et ingénieur MR. BENTIR Amine, qu'étaient d'un grand soutien moral et professionnel pendant la réalisation de ce travail.

Nous profitons encore de ces quelques lignes pour dire merci à la direction de l'ENTP, pour l'enseignement de qualité et pour le cadre idéal dont nous avons bénéficié tout au long de notre cursus, sans oublier, le DR KIBBOUA Abderrahmane, maitre de recherche classe A au CGS et enseignant à l'ENSTP.

On voudrai enfin remercier nos familles et nos amis pour leurs soutient matériel et moral.

Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut, et tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, et la reconnaissance, ainsi je dédie ce modeste travail à mes parents : à ma chère mère qui comble ma vie de tendresse et d'affection, et ne cesse de m'encourager et me soutenir ; ainsi, qu'à la mémoire de mon très chère père qui a toujours guidé mes pas vers la réussite, mais malheureusement la vie nous a séparé de lui, nous laissant un goût de tristesse et de nostalgie durant cette période si importante, en priant dieu l'accueillir dans son vaste paradis et espérant qu'il aura au moins qu'un brin de fierté pour sa fille.

Ma pensée va aussi à ma chère sœur Ouassila qui a su m'épauler depuis ma tendre enfance.

Pour ces quelques lignes, ma présente dédicace concerne également l'ensemble de mes amis que je considère comme des frères et des sœurs.

ملخص

هذا المشروع ، الذي يهدف إلى تصميم ودراسة جسر للطرق ضمن مشروع ازدواجية الطريق رقم 01 الرابط بين مدينة شفا و البرواقية على مسافة 53 كم ، يتألف من ثلاثة أجزاء رئيسية. يتمثل الجزء الأول في تقديم موقع إنجاز المشروع و خصائصه لتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الأكثر ملاءمة. بمجرد أن يختار المتغير ، نبدأ دراسة عناصر الهيكل ، بدءاً من السطح حيث نتحقق من قوة الخرسانة والحديد ، ثم ننتهي مع الركائز (الوسطية و الطرفية) حيث يتم تنفيذ دراسة استقرار الأسس. وأخيراً ، في الجزء الأخير يتم تنفيذ التخطيط من أجل الحصول على سلسلة المهام ومدة تنفيذ المشروع.

كلمات مفتاحية : تصميم, جسر, الركائز الوسطية و الطرفية ,أسس.

RESUME

Ce projet de fin d'étude, à pour but de faire la conception et l'étude d'un pont routier qui fait partie du projet de dédoublement de la RN1 entre Cheffa et Berouaghia sur 53Km, est composé de trois parties principales. La première partie consiste à présenter le site de réalisation de l'ouvrage avec ces caractéristiques pour la conception des variantes qu'on finira par choisir la plus favorable. Une fois la variante choisit, on effectue l'étude des éléments de l'ouvrage, commençant par le tablier où on définit les armatures actifs et passifs et vérifie les contraintes du béton et l'acier, ensuite on termine par les appuis (pile et culée) où on effectue l'étude de la stabilité des fondations et le dimensionnement de ces éléments. Enfin, en dernière partie une planification est effectuée afin d'avoir la succession des taches et la durée de l'exécution du projet.

Mots clés : Conception, Pont, Pile, Culée, Fondation.

ABSTRACT

This project, whose purpose is design and study of road bridge, is consists of three main parts. The first part consists in presenting the site of realization with these characteristics for the design of the variants. Once the variant chosen, we begin the study of elements' structure, starting with the bridge deck where we define the active and passive reinforcement, then we finish with the supports (Bent and abutment) for the stability of the foundation. Finally, in the last part we plan the project.

Keywords: Design, Bridge, Bent, Abutment, Foundation.

NOTATIONS ET SYMBOLES

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression au j^{eme} jours .	i^2 : Rayon de giration .	I_n : Moment d'inertie nette de la section.
f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction au j^{em} jours .	ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section .	I_{br} : Moment d'inertie brute de la section.
γ_b : Coefficient de sécurité du béton .	L : La portée de la travée .	σ_{ti} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure .
f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU .	ρ_b : Masse volumique du béton	σ_{ts} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure .
σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton .	lc : Largeur chargeable .	P_0 : Effort à l'origine.
E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton .	n : Nombre de voies .	n : Nombre de câbles .
E_{Vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton .	l_v : Largeur d'une voie .	e_p : Excentricité du câble moyen .
σ_s : Contrainte admissible de traction de l'acier passif .	a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées .	σ_{sup} : Contrainte sur la fibre supérieure .
E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif .	a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie .	σ_{inf} : Contrainte sur la fibre inférieure .
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier .	bc : Coefficient de pondération du convoi B_C .	V_u : Effort tranchant limite .
f : Coefficient de frottement en courbe .	bt : Coefficient de pondération du convoi B_t .	V_{min} : Effort tranchant minimum.
A_p : Section des aciers actifs .	G : Charge permanente.	V_{max} : Effort tranchant maximum.
\emptyset : Diamètre de la gaine .	Q : Charge d'exploitation.	$\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x.
φ : Coefficient de frottement en ligne .	δ : Coefficient de majoration dynamique.	σ_{p0} : Tension initiale .
ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.	α : Paramètre de torsion .	$\Delta\sigma_f$: Perte de tension par frottement .
f_e : Limite élastique des aciers passifs .	θ : Paramètre d'entretoisement .	$\Delta\sigma_{rec}$: Perte de tension par glissement .
E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;	ρ_p : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur .	$\Delta\sigma_{rac}$: Perte de tension par déformation instantanée du béton .
f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs .	ρ_E : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur .	r_m : Rayon moyen de la section .
f_{peg} : Limite de élastique garantie des aciers actifs .	γ_p : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur .	$\Delta\sigma_p(x)$: Perte due à la relaxation de l'acier .
B : Section brute.	γ_E : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur .	$\Delta\sigma_{flu}$: Perte due au fluage du béton .
V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure .	I_p : Moment d'inertie de la poutre.	$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées .
V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure .	I_E : Moment d'inertie de l'entretoise.	$\Delta\sigma_d$: Pertes différées .
I : Moment d'inertie de la section	I_0 : Moment d'inertie de la poutre en section d'about.	$\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction .
	I_m : Moment d'inertie de la poutre en section médiane.	$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression .
	$K\alpha$: Coefficient de répartition transversale.	V_{red} : Effort tranchant réduit .
	2b : Largeur active.	$S(y)$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.
	n : Nombre de poutres .	
	θ : Coefficient de poisson.	
	P_{min} : Précontrainte minimale.	
	B_n : Section nette.	
	B_{br} : Section brute.	

$b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau y .	α_T : Angle de rotation de l'appareil d'appui .	φ : Angle de frottement interne du sol .
μ, ν : Sollicitations agissant sur la section A_p ;	α : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire .	γ : Poids volumique des terres.
σ_{bt} : Contrainte de traction dans le béton .	f : Coefficient de frottement .	R: Réaction d'appui des fûts .
s : Espacement des armatures transversales.	σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif des frettes.	I : Entre axe des fûts .
U_c : périmètre d'impact de la roue.	G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.	h : Hauteur du chevêtre ;
F_g : Flèche due aux charges permanente.	E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.	b_0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre .
F_p : Flèche due à la précontrainte .	Q : actions variables des charges d'exploitation.	D : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre ;
F_c : Flèche de construction .	T : période fondamentale.	Mt : Moment de torsion ;
F_D : Flèche due à la surcharge D240 .	T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site .	$\tau_u(v)$: Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant ;
θ_g : Rotation due aux charges permanentes .	$S_{ae}(T)$: spectre de réponse élastique .	$\tau_u(Mt)$: Contrainte de cisaillement dû à la torsion ;
θ_D : Rotation due à la surcharge D240 .	K : Raideur .	Ns : Effort normal dû au séisme ;
θ_P : Rotation due à la précontrainte .	g : Accélération de la pesanteur	H_s : Effort horizontal dû au séisme.
Δh_{max} : Déplacement maximal à l'appui .	S: coefficient de site ; ;	K_h : Accélération sismique horizontale.
Ri : Rigidité d'un appui.	η : Facteur de correction de l'amortissement.	Lf : Longueur de flambement.
τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal .	(ξ):Taux d'amortissement.	γ_f : Coefficient de majoration (pour tenir compte du flambement).
τ_N : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.	d : Déplacement .	ea : Excentricité additionnelle .
	Pt : Poussée des terres ;	C : Coefficient de réaction du sol.
	K_a : Coefficient de poussée des terres.	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Localisation de l'ouvrage	2
Figure I.2. Vue en plan	3
Figure I.3. Profil en long.....	3
Figure I.4. Profil en travers	4
Figure II.1. Coupe longitudinale sur la première variante	7
Figure II.2. Présentation des différentes sections transversales de la poutre.....	8
Figure II.3. Coupe transversale sur le tablier au niveau de la pile.....	9
Figure II.4. Coupe longitudinale sur la deuxième variante.....	9
Figure II.5. Section du voussoir sur pile et en travée.....	11
Figure II.6. Coupe transversale sur le tablier au niveau de la pile.....	12
Figure II.7. Justification de la largeur du fût	14
Figure II .8. Dimension de la semelle avec disposition des pieux.....	16
Figure.IV.1. Coupe longitudinale sur la poutre	23
Figure V.1. Modélisation du tablier sur RSAP	29
Figure V.2. Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 sur RSAP.....	29
Figure V.3. Modélisation du tablier avec SAP200	30
Figure V.4. Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 avec SAP2000	31
Figure V.5. Modélisation du tablier avec CSI Bridge	31
Figure V.6. Moment fléchissant à l'ELS sous chargement D240 avec CSI Bridge	32
Figure VI.1. Disposition des câbles en appuis	38
Figure VI.2. Disposition des câbles à mi- travée	39
Figure VI.3. Allure des câbles sur la moitié de la poutre	41
Figure VI.4. Diagramme des déformations et des contraintes à L'ELU	45
Figure VI.5. Ferrailage de la section médiane	49
Figure VI.6. Schéma de la première zone de régularisation	50
Figure VI.7. Zone de concentration des contraintes	50
Figure VI.8. Ferrailage de la première zone de régularisation	52
Figure VI.9. Concentration des contraintes dans la deuxième zone de régularisation	53
Figure VI.10. Rupture de la bielle d'about et le coin inférieur.....	54
Figure VI.11. Plan de rupture	56

Figure VII.1. Ferrailage dans le sens longitudinal.....	59
Figure VII.2. Ferrailage dans le sens transversal.....	60
Figure VIII.1. Spectre de réponse élastique-composante horizontale	65
Figure VIII.2. Spectre de réponse élastique-composante verticale.....	68
Figure VIII.3. Modélisation de la pile sur RSAP.....	69
Figure VIII.4. Moment sous combinaison sismique longitudinale sur la pile 1 et 2 ...	70
Figure VIII.5. Moment sous combinaison sismique transversale sur la pile 1 et 2	70
Figure IX.1. Dimension du dé d'appui	73
Figure IX.2. Joint à hiatus.....	74
Figure IX.3. Coupe transversale sur le joint JEP3	75
Figure IX.4. Dimension de la corniche préfabriquée.....	76
Figure IX.5. Coupe transversale et disposition longitudinale type GS4 sur platine	76
Figure IX.6. Vue en élévation et coupe transversale sur un le modèle S3 de gardecorps	77
Figure X.1. Ferrailage du mur de fond, mur garde grève et corbeau.....	82
Figure X.2. Moments M_{XX} et M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel.....	82
Figure X.3. Ferrailage du Mur en retour.....	83
Figure X.4. Modélisation de la dalle de transition sur RSAP	84
Figure X.5. Ferrailage de la dalle de transition.....	85
Figure X.6. Ferrailage de la semelle sur pieux	86
Figure X.7. Ferrailage des pieux sur la culée.....	88
Figure XI.1. Moment fléchissant négatif et positif maximum à l'ELS	92
Figure XI.2. Moment fléchissant négatif et positif maximum à l'ELU.....	92
Figure XI.3. Effort tranchant maximum sous combinaison ELU	93
Figure XI.4. Dimension de la section considérée en torsion	95
Figure XI.5. Ferrailage du chevêtre	97
Figure XI.6. Moment fléchissant et effort normale maximale sous combinaison ELA sur RSAP.....	98
Figure XI.7. Réaction horizontale longitudinale et transversale des futs à l'ELU sous Bc	99
Figure XI.8. Ferrailage des futs	100
Figure XI.9. Ferrailage de la semelle sous pile.....	101
Figure XI.10. Ferrailage des pieux sous pile.....	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III .1. Caractéristiques géométriques des sections sans hourdis.....	18
Tableau III .2. Caractéristiques géométriques des sections avec hourdis	18
Tableau IV.1. Dimensions de la poutre	23
Tableau IV.2. Calcul des compléments des charges permanentes	24
Tableau IV 3. Calcul des surcharges A(l)	25
Tableau IV.4. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système Bc	26
Tableau IV.5. Calcul du coefficient de majoration dynamique du système B _t	26
Tableau V.1. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec RSAP	29
Tableau V.2.Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec SAP2000	30
Tableau V.3.Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec CSI Bridge	32
Tableau VI.1. Contraintes admissibles de traction et compression du béton.....	34
Tableau VI.2. Valeur des sollicitations en effort tranchant et moment fléchissant	35
Tableau VI.3. Description des phases de vérification	37
Tableau VI.4. Résultat des pertes instantanées et différés dans les sections.....	42
Tableau VI.5. Formules des efforts normales	45
Tableau VI.6. Formule et résultat des déformations de l'armature de précontrainte	45
Tableau VI.7. Formule et résultat des contraintes au niveau des armatures de précontrainte .	46
Tableau VI.8. Résultat des forces normales	46
Tableau VI.9. Calcul de la section d'armature de surface	51
Tableau VI.10. Vérification des contraintes de traction du béton de la zone d'éclatement.....	51
Tableau VI.11 .Calcul de la section d'armature d'éclatement	52
Tableau VI.12. Vérification des contraintes de compression du béton en zone d'éclatement.	52
Tableau VI.13.Vérification des contraintes de cisaillement dans la deuxième zone de régularisation.....	53
Tableau VI.14. Vérification de l'équilibre du coin inférieur	55
Tableau VII.1. Résultat des sollicitations en flexion en appuis et à mi-travée	57
Tableau VII.2. Section d'acier nécessaire pour la flexion avec vérification.....	58
Tableau VII.3. Choix des aciers de ferrailage.....	59
Tableau VII.4. Vérification du non poinçonnement de la dalle à l'ELU	60
Tableau VIII.1.Résultat du calcul final	66
Tableau VIII.2.Résultat de vérification de la condition d'application de la méthode	67
Tableau VIII.3.Résultat du calcul de la force sismique sur pile	67
Tableau VIII.4.Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison.....	68

Tableau VIII. 5. Effet des combinaisons des actions sismiques sur les fûts	69
Tableau IX.1. Dimensions de l'appareil d'appui	72
Tableau IX.2. Dimension des éléments du joint de chaussée JEP5	75
Tableau X.1. Valeurs des coefficients K_{ad} , kh et kv selon quatre cas.....	79
Tableau X.2. Sollicitation sur culée selon le cas normal et sismique	79
Tableau X.3. Réaction d'un pieu dans saque cas de charge selon le type de sollicitation.....	80
Tableau X.4. Sollicitation sur le mur frontal selon le cas normal et sismique.....	80
Tableau X.5. Réactions de chaque pieux avec l'entraxe et le moment d'encastrement correspondant	85
Tableau X.6. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu.....	86
Tableau XI.1. Sollicitation sur pile selon le cas normal et sismique.....	89
Tableau XI.2. Réaction d'un pieu dans chaque cas de charge selon le type de sollicitation ...	90
Tableau XI.3. Réaction d'appuis et coefficient de pondération de tous les cas de changes	91
Tableau XI.4. Résultat maximum sous combinaison ELS et ELU	92
Tableau XI.5. Calcul du moment de torsion en exécution et exploitation à l'ELU	94
Tableau XI.6. Valeur du coefficient K selon le rapport b/a	96
Tableau XI.7. Réaction maximale sur pieu avec l'entraxe et le moment d'encastrement correspondant	101
Taableau XI.8. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu.....	102

TABLE DES MATIERES

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRESENTATION DU PROJET	2
I.3. DISCRIPTION DU SITE	2
I.4. DONNEES FONCTIONNELLES	2
I.4.1. TRACE EN PLAN.....	2
I.4.2. PROFIL EN LONG	3
I.4.3. PROFIL EN TRAVERS	3
I.5. DONNEES NATURELLES	4
I.5.1. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	4
I.5.2. DONNEES GEOLOGIQUES.....	4
I.6. DONNEES CLIMATIQUES.....	4
I.7. DONNEES PLUVIOMETRIQUES	5
I.8. DONNEES SISMIQUES.....	5
I.9. CONCLUSION.....	5
II. CONCEPTION GENERALE	62
II.1. INTRODUCTION	63
II.2. CRITERE DE CHOIX.....	6
II.2.1. PONT A POUTRES PRECONTRAINTEES PAR POST-TENSION.....	6
II.2.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE.....	6
II.2.1.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	7
II.2.2. PONT EN BETON PRECONTRAINTE CONSTRUIT EN ENCORBELLEMENT SUCCESSIF.....	9
II.2.2.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE.....	9
II.2.2.2. PREDIMENTIONNEMENT DES VOUSOIRS	10
II.3. ANALYSE MULTICRITERES	12
II.4. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE.....	13
II.5. CONCEPTION DES APPUIS.....	13
II.5.1. PILES.....	13
II.5.1.1. FUTS	13
II.5.1.2. CHEVETRE.....	13
II.5.2. CULEE.....	14

II.5.3.	SEMELLE.....	15
II.6.	CONCLUSION.....	16
III.	CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL	17
III.1.	INTRODUCTION.....	17
III.2.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS.....	17
III.3.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	19
III.3.1.	BETON	19
III.3.1.1.	RESISTANCE CARACTERISTIQUE.....	19
III.3.1.1.1.	RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION	19
III.3.1.1.2.	RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION	19
III.3.1.2.	CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	19
III.3.1.3.	DEFORMATION DU BETON.....	20
III.3.1.3.1.	DEFORMATION LONGETUDINALE.....	20
III.3.1.3.2.	DEFORMATION TRANSVERSALE	21
III.3.2.	ACIERS	21
III.3.2.1.	ACIERS PASSIFS	21
III.3.2.2.	ACIER ACTIFS	22
III.4.	REFERENCE ET REGLEMENT DE CALCUL	22
III.5.	CONCLUSION.....	22
IV.	CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	23
IV.1.	INTRODUCTION	23
IV.2.	DISCRIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES	23
IV.3.	CALCUL DES CHARGES	23
IV.3.1.	CHARGES PERMANENTES.....	23
IV.3.2.	COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES	24
IV.3.3.	CHARGE D'EXPLOITATION.....	25
IV.3.3.1.	SYSTEME DE CHARGE A(l)	25
IV.3.3.2.	SYSTEME DE CHARGE B	25
VI.3.3.2.1.	SYSTEME B _c	25
VI.3.3.2.2.	SYSTEME B _t	26
VI.3.3.2.3.	SYSTEME B _r	26
VI.3.3.3.	SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE M _c 120.....	26
VI.3.3.4.	SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240	26
IV.4.	EFFORT DE FREINAGE.....	26

IV.5.	COMBINAISON D’ACTION	27
IV.6.	CONCLUSION.....	27
V.	CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	28
V.1.	INTRODUCTION	28
V.2.	MODELISATION DU PONT	28
V.2.1.	MODELISATION DU TABLIER AVEC RSAP	28
V.2.2.	MODELISATION DU TABLIER AVEC SAP2000v14	30
V.2.3.	MODELISATION DU TABLIER AVEC CSI BRIDGE.....	31
V.3.	INTERPRETATION DES RESULTATS	32
V.4.	CONCLUSION.....	33
VI.	ETUDE DE LA PRECONTRAINTES.....	34
VI.1.	INTRODUCTION	34
VI.2.	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTES.....	34
VI.2.1.	DONNES ET HYPOTHESE DE CALCUL.....	34
VI.2.1.1.	CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA SECTION	34
VI.2.1.2.	CLASSE DE PRECONTRAINTES.....	34
VI.2.1.3.	EFFORTS INTERNES	35
VI.2.2.	FORCE DE PRECONTRAINTES	35
VI.2.3.	NOMBRE DE CABLE	35
VI.2.4.	EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTES	36
VI.3.	VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	36
VI.4.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES	38
VI.4.1.	SECTION D’APPUI.....	38
VI.4.2.	SECTION MEDIANE	38
VI.4.2.1.	GROUPEMENT DES ARMATURES DE PRECONTR-RAINTE.....	38
VI.4.2.2.	ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRECONTR-RAINTE.....	39
VI.4.2.3.	DISTANCE DES ARMATURES DE PRECONTR-AINTE AUX PAREMENTS.....	39
VI.4.3.	ANGLE DE RELEVAGE.....	40
VI.4.4.	ALLURE DES CABLES	40
VI.5.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SEC-TIONS NETTES ET HOMOGENES.....	41
VI.6.	CALCUL DES PERTES.....	41
VI.7.	JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L’ELS	42

VI.7.1.	VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	43
VI.7.2.	VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTI-ELLES.....	43
VI.8.	ARMATURE PASSIF LOGETUDINALE	43
VI.8.1.	ARMATURE DE PEAU	43
VI.8.2.	FERRAILLAGE MINIMALE.....	43
VI.9.	VERIFICATION DES SOLLICIRATIONS A L'ELU.....	44
VI.9.1.	VERIFICATION DES CONTRAINTES NORM-ALES	44
VI.9.1.1.	SOLLICITATION DE CALCUL	44
VI.9.1.2.	SOLLICITATIONS RESISTANTES ULTIME	44
VI.9.2.	VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTI-ELLES.....	47
VI.9.2.1.	ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE	47
VI.9.2.1.1.	ARMATURE DE PEAU	47
VI.9.2.1.2.	FERRAILLAGE MINIMALE.....	47
VI.9.2.2.	JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSA-LES EN ZONE D'APPUIS	47
VI.9.2.3.	VERIFICATION DES BIELLES DE BETON.....	48
VI.10.	PRESENTATION DU FERRAILLAGE FINAL.....	48
VI.11.	CALCUL JUSTIFICATIF REGLEMETAIRE EN SECTION PARTICULIERES	49
VI.11.1.	ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT	49
VI.11.1.1.	ETUDE DE LA PREMIERE ZONE DE REGULARISATION	50
VI.11.1.1.1.	ZONE DE SURFACE	50
VI.11.1.1.2.	ZONE D'ECLATEMENT.....	51
VI.11.1.1.3.	ZONE INTERMEDIAIRE	52
VI.11.1.2.	ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARI-SATION	53
VI.11.1.2.1.	VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT....	53
VI.11.2.	ETUDE DE LA ZONE D'APPUI.....	54
VI.11.2.1.	EQUILIBRE DE LA BIELLE D'ABOUT	54
VI.11.3.	EQUILIBRE DU COIN INFERIEUR	55
VI.12.	CONCLUSION.....	56
VII.	ETUDE DE LA DALLE.....	57
VII.1.	INTRODUCTION	57
VII.2.	DISCRIPTION DE LA DALLE.....	57
VII.3.	ETUDE DE LA FLEXION.....	57

VII.3.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	57
VII.3.2. DIMENTIONNEMENT A L'ELS	58
VII.4. DISPOSITION CONSTRUCTIVE	59
VII.4.1. DIAMETRE DES BARRES.....	59
VII.4.2. ESPACEMENT DES ARMATURES	59
VII.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DANS LE SENS LONGETUDI-NALE ET TRANSVERSALE.....	59
VII.6. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT	60
VII.7. CONCLUSION.....	61
VIII. ETUDE SISMIQUE	62
VIII.1. INTRODUCTION	62
VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE.....	62
VIII.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE	62
VIII.4. SEISME LONGETUDINALE.....	63
VIII.4.1. FORCE HORIZONTALE STATIQUE EQUIVALENTE	63
VIII.4.1.1. PERIODE FONDAMENTALE DU SYSTEME.....	63
VIII.4.1.2. RAIDEUR TOTALE DU SYSTEME.....	63
VIII.4.1.2.1. RAIDEUR TOTALE DE LA CULEE.....	64
VIII.4.1.2.2. RAIDEUR TOTALE DE LA PILE	64
VIII.4.2. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE.....	65
VIII.4.3. REPARTITION DE LA FORCE HORIZONTALE.....	65
VIII.4.4. DEPLACEMENTS.....	65
VIII.5. SEISME TRANSVERSAL.....	66
VIII.6. SEISME VERTIVAL	67
VIII.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	68
VIII.8. RESULTAT DES EFFORTS DE L'ACTION SISMIQUE SUR LE FUT	68
VIII.9. CONCLUSION.....	70
IX. EQUIPEMENTS.....	71
IX.1. INTRODUCTION	71
IX.2. LES APPREILS D'APPUIS.....	71
IX.2.1. DIMENTIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS.....	71
IX.2.2. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS	72
IX.3. DE D'APPUIS	72
IX.3.1. DIMESIONNEMENT DU DE D'APPUIS	73

IX.3.2.	FERRAILLAGE DES DE D'APPUIS.....	73
IX.4.	PLOT PARASISMIQUE.....	73
IX.4.1.	DIMENSIONNEMENT DU PLOT PARASISMIQUE	73
IX.4.2.	FERRAILLAGE DES PLOTS PARASISMIQUES	73
IX.5.	JOINT DE CHAUSSEE	74
IX.6.	CORNICHE.....	75
IX.7.	GLISSIERE DE SECURITE.....	76
IX.8.	GARDE CORPS.....	76
IX.9.	CONCLUSION.....	77
X.	ETUDE DE LA CULEE	78
X.1.	INTRODUCTION.....	78
X.2.	ETUDE DE LA STABILITEE DE LA CULEE.....	78
X.3.	FERRAILLAGE DE LA CULEE.....	80
X.3.1.	MUR FRONTAL.....	80
X.3.2.	MUR GARDE GREVE	81
X.3.3.	CORBEAU	81
X.3.4.	MUR EN RETOUR	82
X.3.5.	DALLE DE TRANSITION	83
X.3.6.	SEMELLE SUR PIEUX.....	85
X.3.7.	PIEUX SOUS LA CULEE	86
X.4.	CONCLUSION.....	88
XI.	ETUDE DE LA PILE.....	89
XI.1.	INTRODUCTION.....	89
XI.2.	ETUDE DE LA STABILITEE DE LA PILE.....	89
XI.3.	FERRAILLAGE DE LA PILE.....	90
XI.3.1.	CHEVETRE.....	90
XI.3.1.1.	ARMATURE DE FLEXION	90
XI.3.1.2.	ARMATURE DE TORSION	94
XI.3.2.	FUT	97
XI.3.2.1.	VERIFICATION DU FLAMBEMENT.....	97
XI.3.2.2.	EVALUATION DES EFFORTS SUR FUT	97
XI.3.3.	SEMELLE SUR PIEU	100
XI.3.4.	PIEUX SOUS LA PILE	102

XI.4. CONCLUSION	104
XII. PLANNING D'EXECUTION	105
XII.1. INTRODUCTION	105
XII.2. PLANNING D'EXECUTION.....	105
XII.3. CONCLUSION.....	105

ANNEXES

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE	
ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS	
ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES	
ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER	
ANNEXE 05. PRECONTRAINTE	
ANNEXE 06. DEFORMATION	
ANNEXE 07. EQUIPEMENTS	
ANNEXE 08. CULEE	
ANNEXE 09. PILE	

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Trois ans au sein de L'Ecole Nationale Supérieures Des Travaux Publics (ENSTP), se sont écoulés, et nous sommes enfin arrivés à cette fin où on est mis face à l'exploitation de nos connaissances requises durant notre formation. Nous sommes ainsi évalués par un projet réel qui permet de s'adapter à la vie professionnelle.

Ce projet consiste à concevoir et étudier un ouvrage d'art (pont) pour le dédoublement de la route nationale numéros 1, entre Cheffa et Berrouaghia, où on est ramenés en premier lieu à décrire l'environnement du site de réalisation, avec ses caractéristiques fonctionnelles, géologiques, climatiques et sismiques, afin de concevoir des variantes permettant de satisfaire le franchissement de l'obstacle considéré. Ceci-dit suivant des critères bien précis quelques conceptions seront écartées pour arriver à la variante qui répond aux contraintes de notre projet.

La variante retenue, sera étudiée à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'un hourdis et d'éléments porteurs qui diffèrent d'un pont à un autre. Ces éléments vont être étudiés et dimensionnés, selon des règlements bien précis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation, basée sur la méthode des éléments finis, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise.

Le nord algérien, est connue par son activité sismique, où les constructions parasismiques sont obligatoires, y compris les ouvrages d'art, pour cela l'étude sismique est effectuée pour les appuis qui doivent être dimensionnés afin de résister à ces actions. Sans oublier quelques équipements qui dépendent de ce phénomène (joint de chaussée, appareil d'appuis) pour leurs fonctionnements.

Enfin, toutes les tâches étudiées seront planifiées dans le diagramme de GANTT pour permettre l'organisation de notre projet.

Pour cela, il nous a fallu trois mois de formation, de boulot et d'effort en espérant que le travail sera à la hauteur.

CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET

I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Pour que l'ingénieur peut engager la conception et l'étude d'un ouvrage dans de bonnes conditions, une connaissance des informations naturelles et fonctionnelles est indispensable, afin de satisfaire les différentes contraintes du projet (financières, esthétiques, réalisation...)

Alors, dans ce premier chapitre nous allons exploiter et analyser toutes les données disponibles dans notre projet.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

Notre ouvrage fait partie du projet de dédoublement de la RN.1 entre Chiffa et Berrouaghia sur 53km, au PK : 20+700.

Le site du PK : 20+700, se trouve sur le côté gauche de la RN.1 (environ 600m) sens Nord, et à environ 8 km du village d'El Hamdania. L'accès au site se trouve en face de la borne kilométrique n°80.

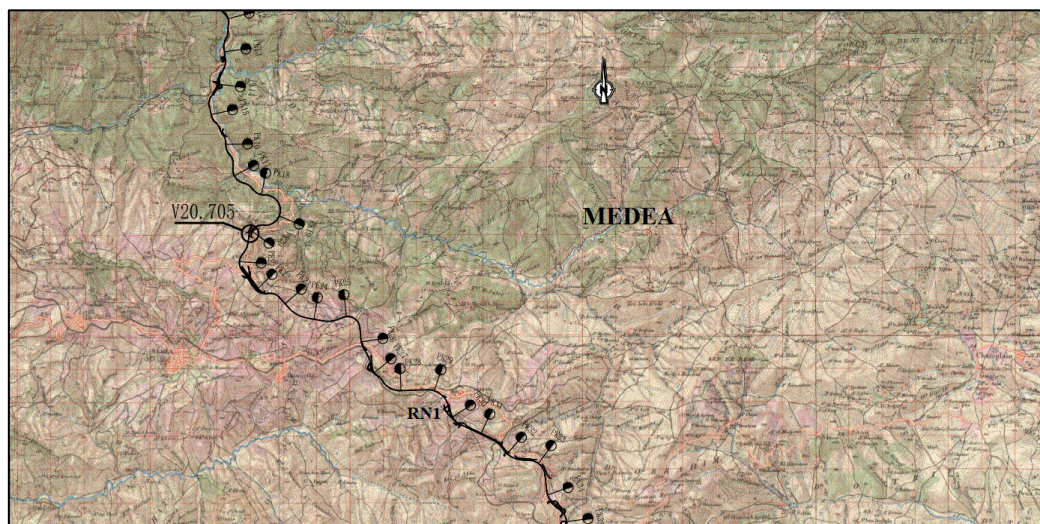


Figure I.1. Localisation de l'ouvrage

I.3. DISCRIPTION DU SITE

Le site du projet n'est pas vierge, une entreprise de production d'éléments en charpente métalliques occupe partiellement les lieux. Une piste d'accès aux hameaux de maison dispatchés sur les lieux et une ligne de moyenne tension traverse aussi le site.

Un plan de situation du projet et ses abords immédiats est présenté à l'annexe 01 partie 01.

I.4. LES DONNEES FONCTIONNELLES

I.4.1. TRACE EN PLAN

Pour avoir une bonne continuité du tracé routier, l'ouvrage assure le passage d'une clothoïde et présente un pont jumelé dont les deux côtés ont les mêmes caractéristiques géométriques.

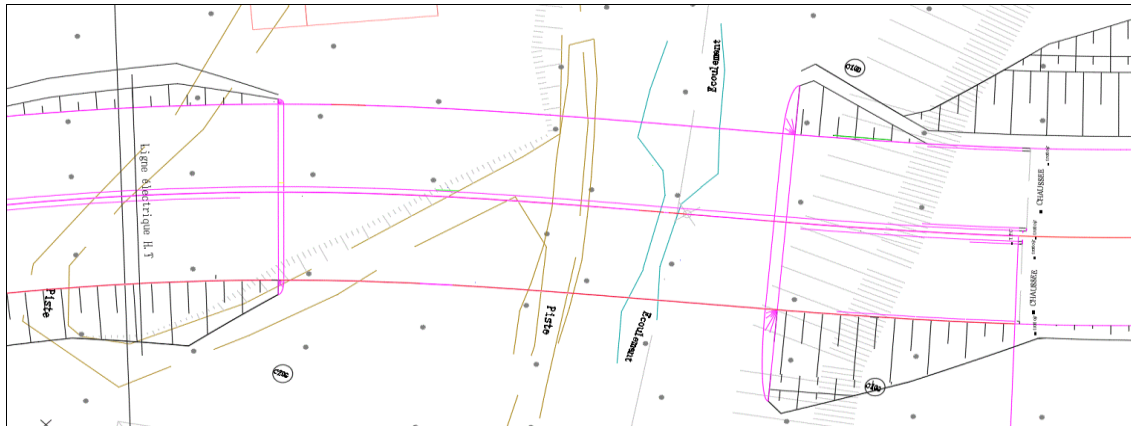


Figure I.2. Vue en plan

I.4.2. PROFIL EN LONG

L'ouvrage permet de franchir une piste et un écoulement d'eau sur une longueur d'environ 100m. Le tracé routier présente une pente longitudinale de 3.81%.

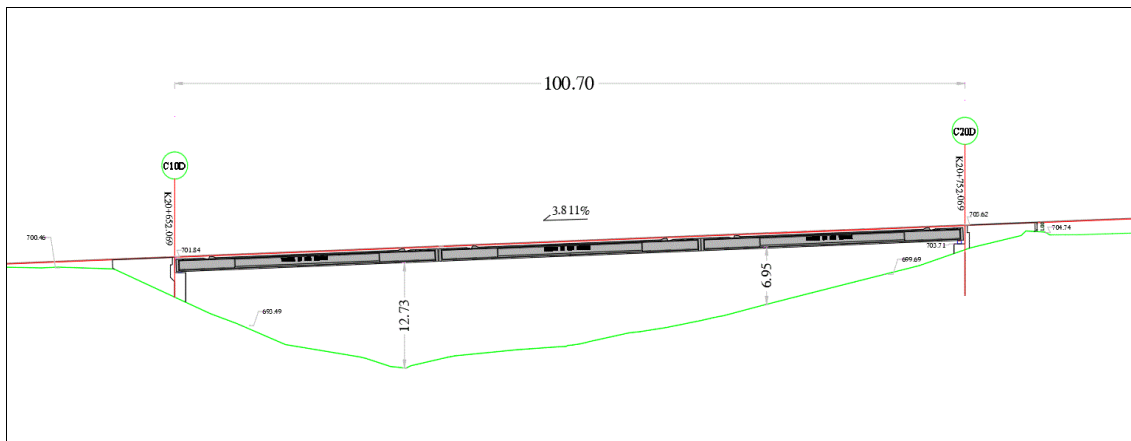


Figure I.3. Profil en long

I.4.3. PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers sur notre ouvrage est défini par deux cotés symétriques avec les dimensions identiques (2×15.5 m), chaque côté est composé de 3 voies de circulation, d'une bande d'arrêt d'urgence et deux trottoirs.

Ainsi, le profil en travers est caractérisé par :

- La largeur totale de l'ouvrage : 15.50 m
- La largeur chargeable : 14.50m
- La largeur roulable : 13.50 m.
- Le nombre de voies de circulation : 3 voies de 3.50m.
- La bande d'arrêt d'urgence : 3.00 m.
- Le devers dépend du tracé routier.
- La largeur du trottoir : 0.50 m.

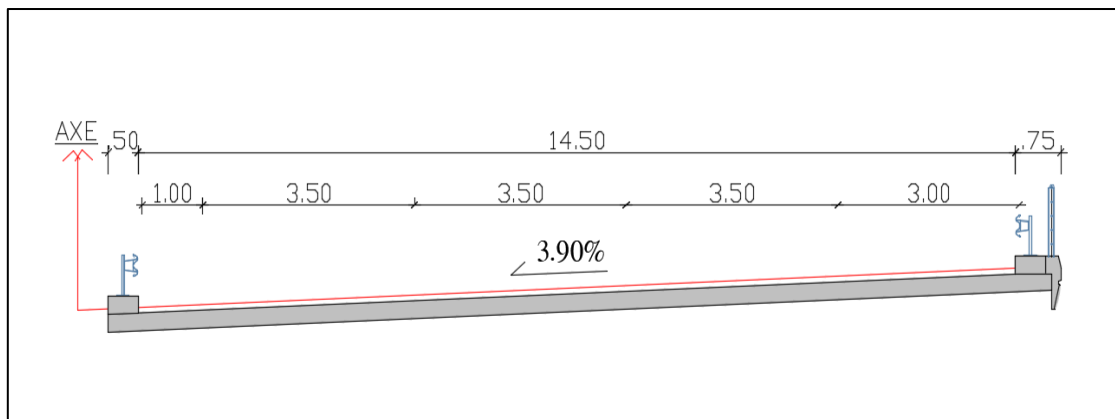


Figure I.3. Profil en travers

I.5. LES DONNEES NATURELLES

I.5.1. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Le Laboratoire des Travaux Publics du Sud, unité de Ghardaïa, a procédé à l'exécution des études géotechniques du projet. Cette intervention consiste à réaliser des essais sur le site, qui sont :

- Réalisation de trois sondages carottés figés à -30m chacun.
- Réalisation d'essais au pénétromètre dynamique et l'essais au pressiomètre, au droit des sondages.

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 partie 02.

I.5.2. DONNEES GEOLOGIQUES

La géologie du site a été mise en évidence par les sondages carottés de 30 mètre de profondeur. La lithologie montre deux horizons bien distincts :

- Les marnes argileuses bleuâtres, fossilifères seules ou en alternance avec des grès.
- Les schistes altérés et fracturés.

Les écoulements superficiels permanents générés par les eaux météoriques sont représentés par l'Oued Chiffa qui prend naissance au niveau d'Ouzera et se déverse dans l'Oued Mazafran. Il est principalement alimenté à la faveur des précipitations atmosphériques et des sources alimentant les oueds. Un petit affluent de cet oued traverse ce site entre les sondages n°1 et 2.

Durant l'opération de sondage, la nappe a été détectée dans le site entre -1.5 et -7.0 mètres de profondeur, relevé des mois de Janvier et Février 2014.

Une coupe lithologique est présentée dans l'annexe 01 partie 03.

I.6. DONNEES CLIMATIQUES

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable.

La température moyenne la plus élevée correspond au mois d'Aout et est de 26°C, le minimum absolu a été enregistré au mois de Décembre et correspond à 5,3°C. Le maximum absolu observé a été enregistré au mois de Juillet et correspond à 47°C. L'écart entre les

CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET

températures des mois de Juillet – Aout et celles de Janvier est appréciable ; cependant cette zone est considérée dans l'ensemble comme une zone chaude durant les mois de Juin, Juillet, Aout et Septembre.

I.7. DONNEES PLUVIOMETRIQUES

La région reçoit une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm par an, elles se caractérisent par leurs chutes souvent sous forme d'averses violentes et en quantités surabondantes.

I.8. DONNEES SISMIQUES

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autres notre région d'étude. Le site du projet se trouve à la limite des communes de Tamezguida avec Hamdania, toutes deux classées en zone sismique II b dans l'annexe B du D.T.R. – R.P.O.A. 2008.

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation en vigueur. Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de tenir compte du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'arts.

I.9. CONCLUSION

En se basant sur les données rassemblées dans ce chapitre, nous pouvons entamer la conception de notre ouvrage, et c'est ce qui sera traité dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II. CONCEPTION GENERALE

II. CONCEPTION GENERALE

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont est primordiale, pour répondre aux exigences techniques et économiques des contraintes naturels et fonctionnels.

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

II.2. CRITERE DE CHOIX

Dans notre projet, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais pour les sélectionner on doit tenir compte d'un certain nombre de paramètres :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réservé).
- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'implantation des appuis.
- La possibilité de réalisation.
- Les conditions d'exécution et d'accédé à l'ouvrage.

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, et analyser les critères de choix, on réduit le champ de sélection en premier lieu, à la proposition de deux variantes parmi les ouvrages les plus couramment employées.

Les deux variantes à proposer sont :

Variante I : Pont à poutres précontraintes par post-tension.

Variante II : Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif.

II.2.1. PONT A POUTRES PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION

Les ouvrages à poutre préfabriqué de type VIPP sont des structures relativement simples. Leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique. [11]

II.2.1.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE

L'ouvrage est de longueur totale de 100m, constitué de trois travées identiques avec des poutres préfabriqués de 33.4m de long, et une portée de 32.4m.

Avec une largeur totale égale à 15.5m, le tablier est composé de 11 poutres, avec un entraxe entre les poutres λ de 1.4m et un entraxe entre les poutres de rive noté L_a de 14m.

Ce type de pont peut adopter une courbe en brisant les lignes d'axes des poutres au niveau des appuis.

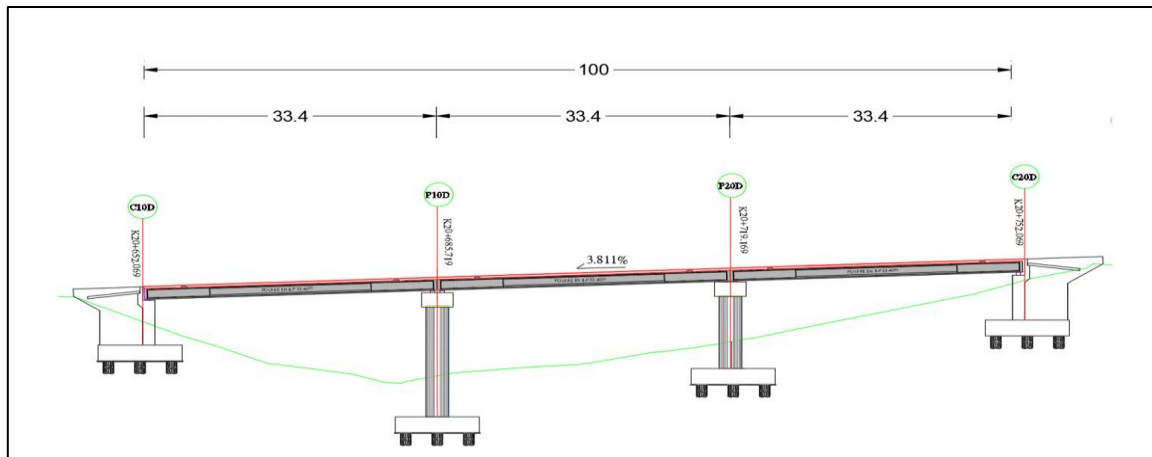


Figure II.1. Coupe longitudinale sur la première variante

II.2.1.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

- Élancement

L'élancement des ponts à poutres précontrainte en post tension varie entre $L/17$ et $L/20$ avec $L=32.4m$.

Donc, on adopte un élancement égal à 1.75 m.

- Épaisseur de l'hourdis

L'épaisseur de l'hourdis supérieur est comprise entre 20 et 30cm, d'où on choisit une épaisseur de 25 cm.

- La largeur de la table de compression

La largeur de la table est entre 0.6 et 0.7 fois l'élancement, pour assurer la stabilité de la poutre au déversement.

Donc, on prend une largeur de 1.03m.

- L'épaisseur de la table de compression

L'épaisseur de la table est de 10 à 15cm, pour permettre la mise en place des armatures, et notre choix s'arrête à 11cm.

- La largeur du talon

Elle varie entre 40 et 80cm, dans notre cas on prend une largeur de 47cm.

- L'épaisseur du talon

Cette épaisseur est de 10 à 20cm, on choisit une épaisseur de 15cm.

- L'épaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme peut varier de 20 à 22cm, dans notre ouvrage on prend une épaisseur de 21cm.

- Les Goussets

✓ Gousset du talon

La tangente de l'angle varie de 1 à 1.5, d'où on choisit un angle $\alpha=57^\circ$ (avec une hauteur de 20cm et un adjacent de 13cm)

CHAPITRE II. CONCEPTION GENERALE

✓ Gousset de la table de compression

On a un premier gousset qui prend une pente de 1/15 à 1/10, et une deuxième pente qui prend un angle de 45° (avec une hauteur et un adjacent de 10cm).

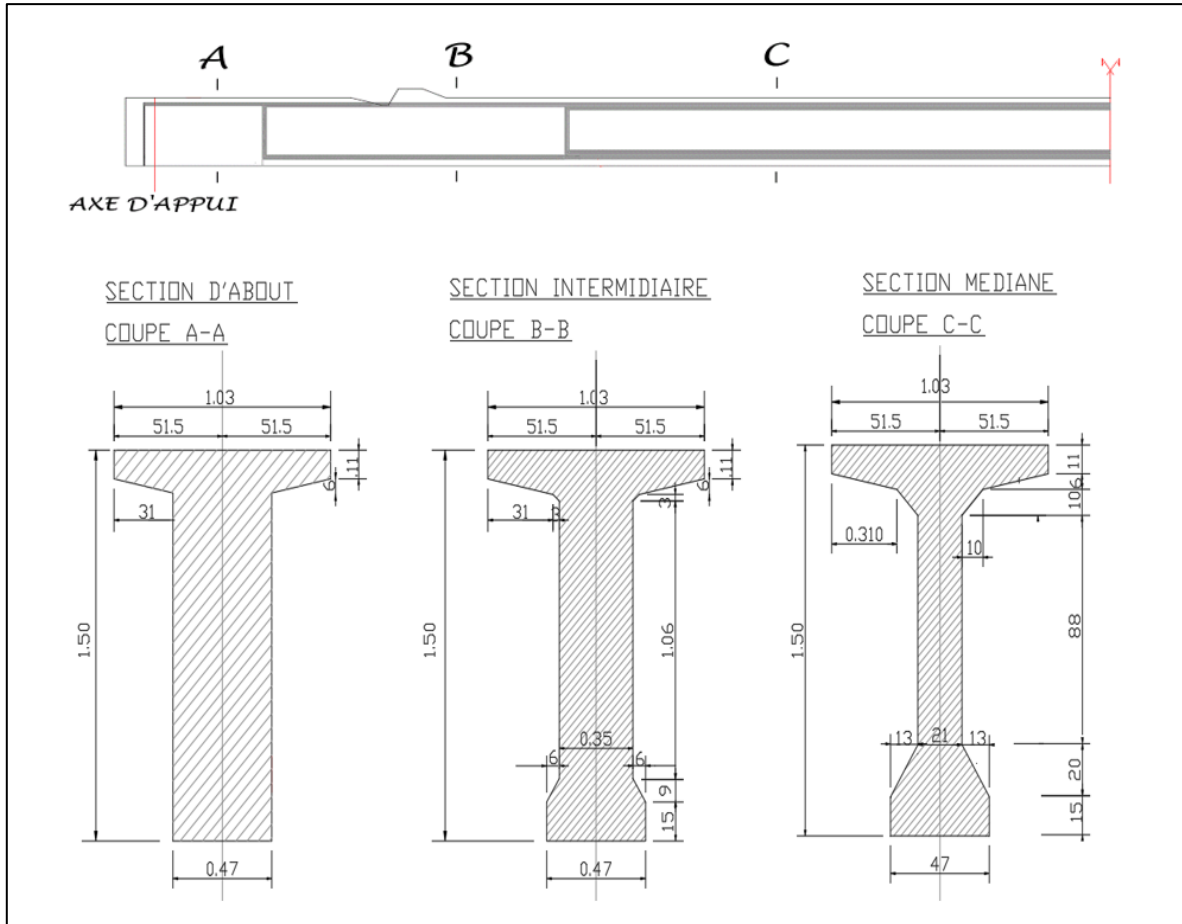


Figure II.2. Présentation des différentes sections transversales de la poutre

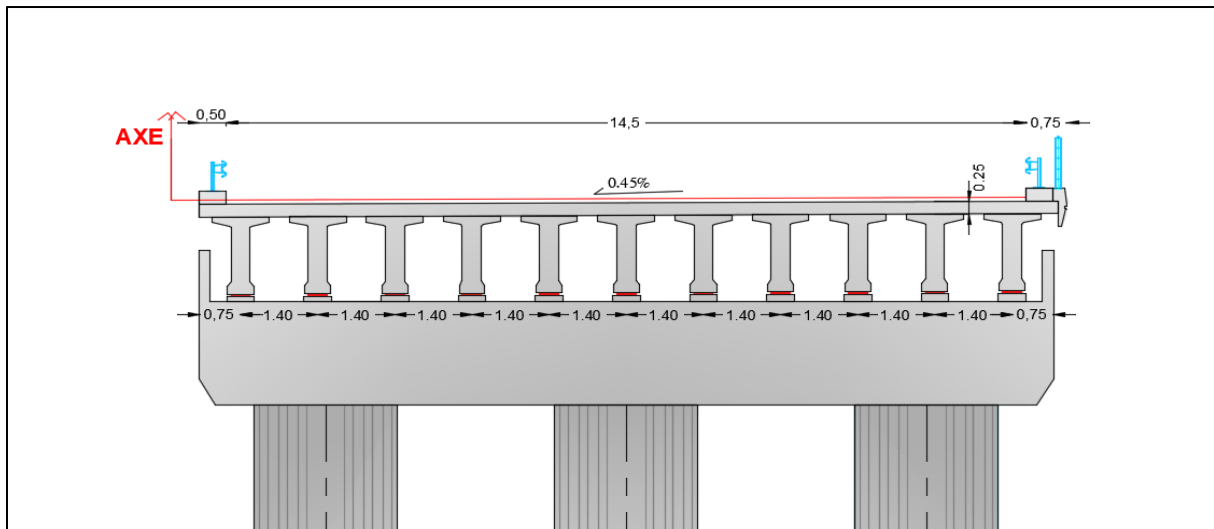


Figure II.3. Coupe transversale sur le tablier au niveau de la pile.

II.2.2. PONT EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT EN ENCORBELLEMENT SUCCESSIF.

Les ponts construits en encorbellements consistent à construire le tablier par tronçons à partir des piles en confectionnant des voussoirs. Cette méthode de construction reste toujours très compétitive dans une gamme de portées très étendue et pour franchir des brèches de forte crue.

II.2.2.1. DESCRIPTION DE LA VARIANTE

Dans cette variante, l'ouvrage a une longueur totale de 110m, constitué de trois travées. On confère aux deux travées de rives une longueur de 30m, sensiblement égale à 60% de la portée principale centrale de 50 m, pour éviter le soulèvement des extrémités du tablier sous l'effet des charges d'exploitations.

Le tablier de 15.5 m de largeur est assimilable à une poutre continue sur appuis simple constitué de voussoirs de hauteur constante.

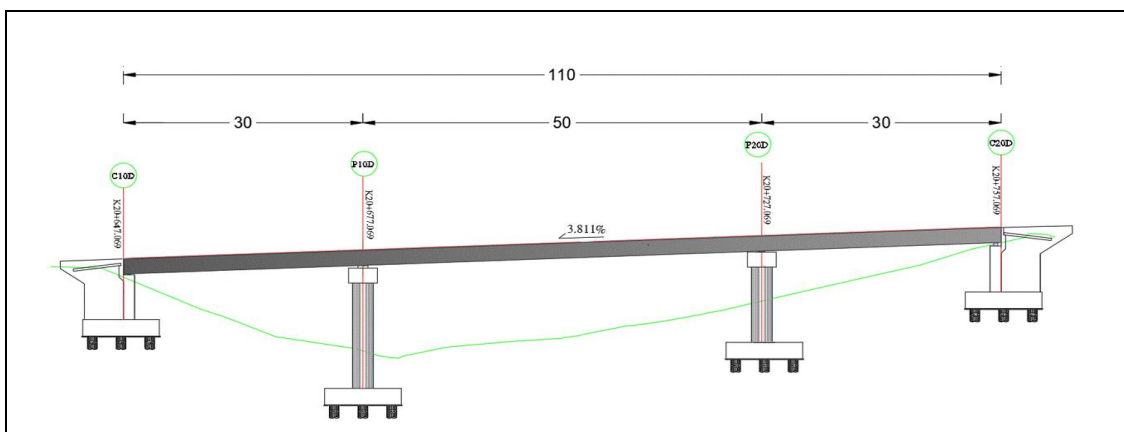


Figure II.4. Coupe longitudinale sur la deuxième variante.

II.2.2.2. PREDIMENTIONNEMENT DES VOUSOIRS

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20m, il est plus économique de projeter des caissons à deux âmes, avec deux hourdis (inférieur et supérieur).

- Hauteur du voussoir

La hauteur des voussoirs est généralement comprise entre $L/20$ et $L/22$, tel que L désigne la portée de la plus grande travée.

On choisit une hauteur $H=2.4m$

- Entraxe des âmes

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson, donc l'entraxe entre les âmes est égal à la moitié de la largeur du tablier de 15.5m.

Alors, l'entraxe $b=7.75m$.

- Epaisseur des âmes

L'épaisseur des âmes, dépend du type de câblage et de condition de résistance à l'effort tranchant. Cette épaisseur est généralement constante, mais peut être épaissis au niveau supérieur.

On peut la fixer, au stade de prédimensionnement en partant d'une certaine valeur, sachant que pour un câble 12T15 :

$$e_a (cm) \geq 44 cm$$

Donc, on choisit une épaisseur de l'âme égale à 45cm.

- Inclinaison des âmes

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées, car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile.

L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30%.

- Epaisseur du hourdis inférieur

Le hourdis inférieur doit posséder une épaisseur e_a supérieure à la plus contraignante des conditions suivantes : [12]

$$e_i \geq \max \left\{ 18cm ; 3\emptyset ; \frac{e_a}{3} \right\}$$

$$e_i \geq 24cm$$

Avec :

\emptyset : Le diamètre de la gaine qui est égale à 8cm pour des câble 12T15.

Au voisinage des piles, cette épaisseur va augmenter à cause de l'intensité des contraintes normales dues à la flexion générale, et peut être prise égale à 3 fois l'épaisseur minimale, si le tablier est de hauteur constante.

CHAPITRE II. CONCEPTION GENERALE

Donc : l'épaisseur du hourdis inférieur dans les parties courantes est égale à 25cm. et l'épaisseur du hourdis au voisinage des piles est égale à 75cm.

- Epaisseur du hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

- Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi. Elle est égale aux minimums de 16 à 18 cm, en cas de garde-corps.

On prend une épaisseur $e_1 = 16$ cm.

- A l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur e_2 peut être égale en première approximation de 1/7 à 1/8 de la largeur de l'encorbellement.

Donc, on prend $e_2 = 50$ cm.

- Son épaisseur à mi- portée e_4 est égale à $b/24$ où $b/30$.

Alors, $e_4 = 30$ cm.

- Enfin, la valeur e_3 peut-être estimer en mètre à $0.10 + \frac{b}{25}$

Donc, $e_3 = 41$ cm.

- Les goussets inférieurs

La pente des goussets inférieurs est comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter les défauts de bétonnage. On prend dans notre cas un angle de 45° pour le gousset inférieur.

- Les goussets supérieurs

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions. Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle α compris entre 30 à 45°, on choisit un angle de 45° pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire pour des raisons esthétiques.

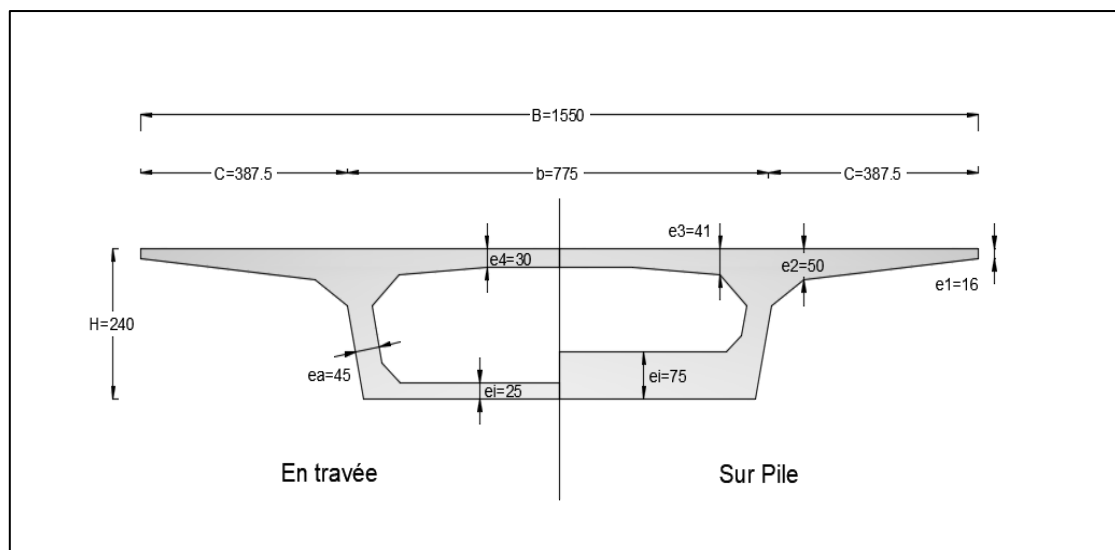


Figure II.5. Section du voussoir sur pile et en travée.

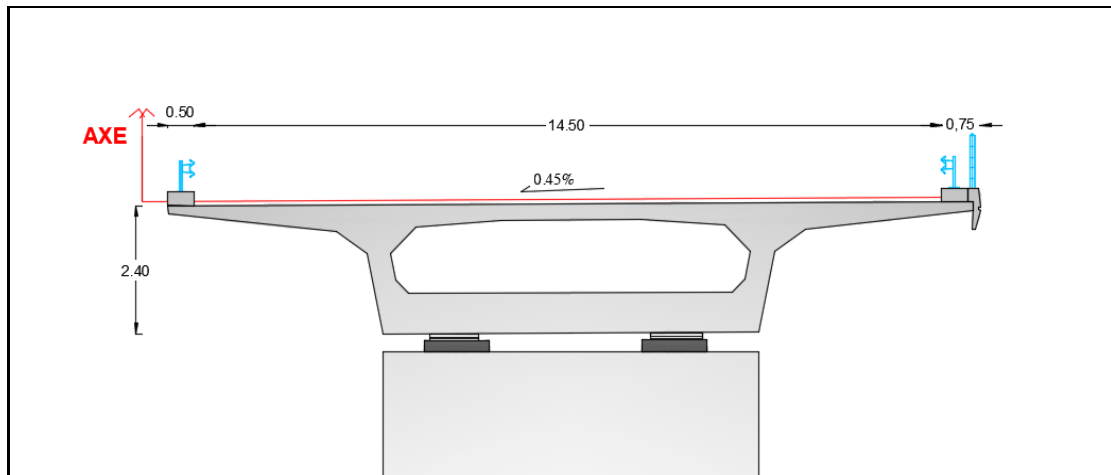


Figure II.6. Coupe transversale sur le tablier au niveau de la pile.

II.3. ANALYSE MULTICRITERES

On se basant sur les avantages et les inconvénients de chaque variante, on choisit rationnellement le type de pont qui répond au besoin de l'ouvrage en tenant compte des différentes contraintes présentées.

Cette analyse se fait par rapport aux aspects suivants :

- ✓ Maitrise (réalisation).
- ✓ Coût.
- ✓ Esthétique.
- ✓ Délais.
- ✓ Entretien.

Variante n°01. Pont A Poutres Précontraintes Par Post-Tension.

Avantages

- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques.
- La facilité du contrôle ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudages ce qui permet d'éviter l'encombrement gênant souvent le fonctionnement du chantier

Inconvénients

- Poids propre très important.
- Nécessite un entretien plus fréquent.

Variante n°02 : Pont En Béton Précontraint Construit En Encorbellement Successif.

Avantages

- L'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- Sa structure lui donne une belle forme esthétique.
- Peut franchir des travées de très grande portée.
- Rapidité d'exécution.

Inconvénients

- Etudes laborieuses qui nécessite un volume de calcul plus important que d'autres ouvrages.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié.
- L'aspect économique est très élevé.

II.4. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

Après l'analyse des aspects négatifs et positifs des deux variantes, on constate que chacune d'elle dispose de caractéristiques qui s'absente chez l'autre, et vue que les critères les plus important reste : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude, la variante pont construit en encorbellement successif est écartée, sachant qu'elle ne présente pas un bon rendement pour notre projet. D'où la variante qui s'avère la plus avantageuse reste la variante pont à poutres préfabriqués en post tension qui fera l'objet de notre étude.

Une fois la variante sélectionnée, une nouvelle conception est nécessaire pour les appuis qui présente l'élément porteur du pont ; et cette conception possède aussi ses critères de choix.

II.5. CONCEPTION DES APPUIS

La conception générale des appuis, piles et culées, est basée sur les propriétés géométriques et mécaniques de l'ouvrage.

II.5.1. PILES

La pile est un appui intermédiaire constitué d'un ou de plusieurs futs dont la forme relève de nombreux critères [11]

Dans le cas d'un tablier avec une grande largeur et une hauteur importante, la solution d'une pile munie de 2 ou 3 colonne avec une forte section, plus un chevêtre est satisfaisante. [17]

II.5.1.1. FUTS

Les futs peuvent avoir plusieurs formes géométriques ; dont la hauteur imposée par les caractéristiques géométriques est de 10 à 15.20 m pour les deux piles.

D'où pour cette hauteur des futs et une largeur de tablier de 15.5 m, notre choix s'arrête sur trois futs cylindrique disposé d'une manière symétrique, avec un diamètre de 2.6m qui vérifie le flambement.

II.5.1.2. CHEVETRE

Surmonté les futs par un chevêtre est une solution qui ne saurait envisagée que si certaines conditions mécaniques sont réalisées au préalable, parmi laquelle le principe est une liaison discontinue tablier-appui, vue la disposition de deux lignes d'appareils d'appuis aux extrémités. Cette solution assure encore le transfert des descentes de charge et permet de placer des vérins pour le soulèvement du tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

Le chevêtre a une longueur voisine à la largeur du tablier, on la prend égale à 15.5m.

Pour sa largeur, elle dépend surtout de la distance entre les lignes d'appareil d'appuis. Les lignes d'appuis en pile sont distantes d'environ 1m, donc la largeur du chevêtre est de

CHAPITRE II. CONCEPTION GENERALE

l'ordre de 2m minimum. Dans notre cas, on choisit un entraxe de 1.1 m entre les appareils d'appuis.

Sachant que le tracé routier présente un clothoïde dont le rayon de courbure varie en fonction de l'abscisse s , ce rayon est égal à environ 464m au niveau de la première pile, ce qui nécessite un élargissement de l'entraxe entre les appareils d'appuis pour que les poutres puissent être placées sur une ligne polygonale. L'angle qui sépare les deux lignes d'appuis $\alpha=L/R=4^\circ$. D'où l'entraxe entre les appuis à l'extérieur de la courbure est de 2.10m.

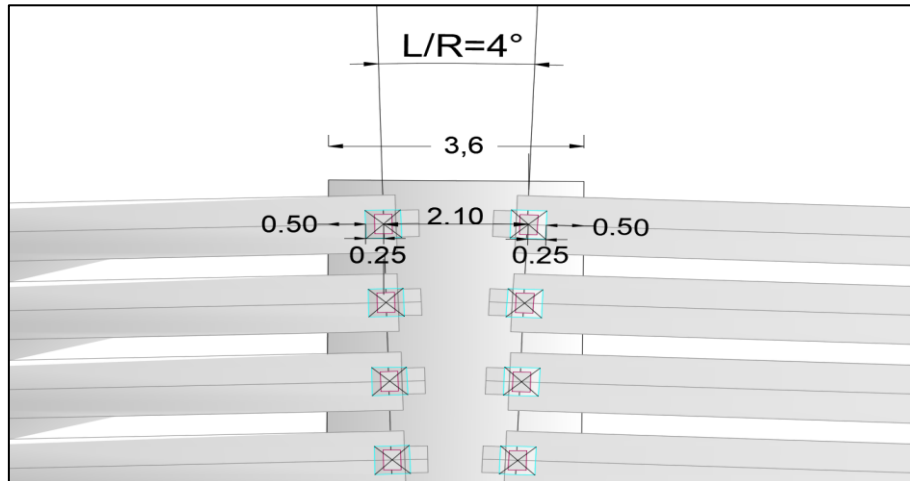


Figure II.7. Justification de la largeur du fût

Pour la deuxième pile et partout sur le tablier la courbure est obtenue en faisant varier le débord du hourdis vue le faible rayon de courbure.

D'où, le chevêtre doit avoir une forme trapézoïdale en plan, mais pour faciliter le coffrage on opte pour une forme rectangulaire de 3.6m de large et pour l'épaisseur on propose une valeur de 2m.

II.5.2. CULEE

La culée est un appui de rive destiné à supporter le remblai d'accès et le poids du tablier. Cet appui est constitué de plusieurs éléments, dont chacun entretient un rôle nécessaire pour le fonctionnement de la culée. Ces éléments sont cités par la suite avec les dimensions nécessaires :

- Le mur frontal

Capable de supporter une hauteur des terres ne dépassant pas 10 m, d'où sa hauteur dépend essentiellement de la hauteur du remblai d'accès.

Son épaisseur est de l'ordre de 1m, on prend pour notre cas une épaisseur de 1.4m égale à l'espace nécessaire pour le sommier d'appuis.

Pour la largeur, elle doit couvrir la totalité du tablier, d'où la dimension de 15.5 m.

- Mur en retour

Nécessaire pour le soutènement des terres du remblai d'accès, munie d'une aile pour assurer le soutènement des terrains en pente. Son épaisseur est de l'ordre de 60cm en recouvrant toute la hauteur de la culée.

CHAPITRE II. CONCEPTION GENERALE

- Le mur garde grève

Son rôle est de retenir les terres derrière le tablier et permet d'établir le joint de chaussée. Sa hauteur totale est à partir du sommier d'appuis à la ligne de passage du hourdis. Si le tablier présente un dévers le mur garde grève suit la variation de ce dernier.

Sachant que la hauteur du mur garde grève est d'environ 2m, l'épaisseur conseillé pour ce cas est de 30cm [16].

- Corbeau

Cet élément est considéré comme un appui pour la dalle de transition et doit être placé suffisamment bas pour libérer l'épaisseur nécessaire du corps de chaussée. Dans notre cas cette profondeur est de 1.30m supportant une chaussée souple.

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

- 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 une béton de propreté de 10cm d'épaisseur.

Cette dalle recouvre tout le remblai équivalent à une longueur de 14.3m et une largeur de 6m incliné avec une pente de 8%. [16]

II.5.3. SEMELLE

Les dimensions de la semelle sur pieux dépendent essentiellement de ces derniers (pieu). Les pieux sont dans certains cas nécessaire pour vérifier la stabilité des appuis (culée-pile) selon la résistance du sol. Cette étude est effectuée dans le chapitre XI, où on conclut que la semelle est surmontée par 12 pieux de 1.2 m de diamètre disposés suivant 3 file de 4 pieux chacun.

La semelle est de forme rectangulaire pour permettre la disposition des pieux avec un entraxe de 3 fois son diamètre, vue la nécessité d'espacer suffisamment afin de permettre une bonne exécution et négliger l'effet de groupe.

La largeur totale de la semelle est de l'ordre de :

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

Où : n est le nombre de pieu et \emptyset son diamètre.

Pour la longueur, elle dépend encore de la largeur du tablier qui est de 15.5m d'où on pose une longueur totale de 15.6m. la présentation de disposition des appuis au-dessous de la semelle est présentée dans la figure suivante :

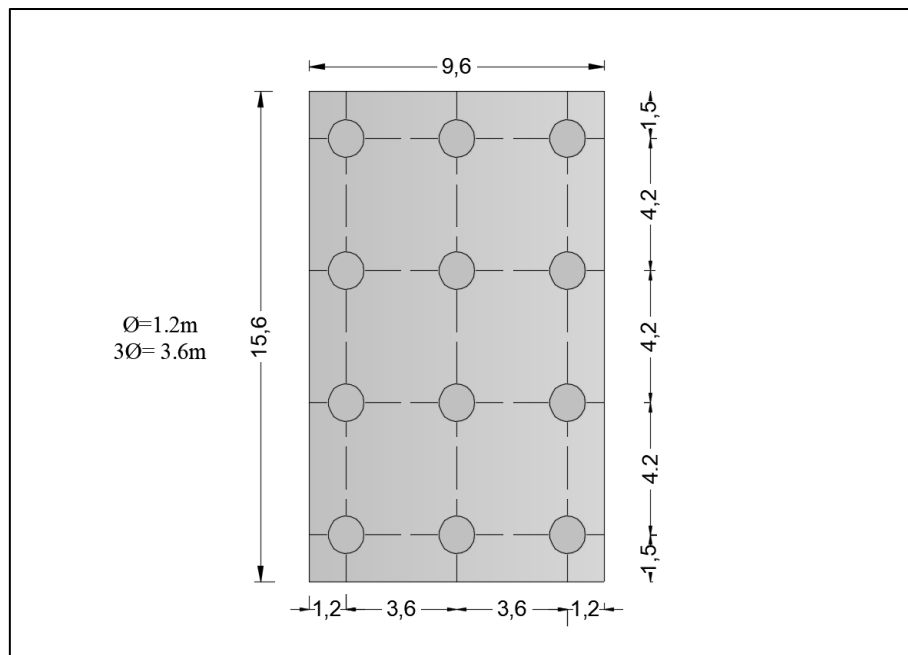


Figure II.8. Dimension de la semelle avec disposition des pieux

Pour permettre le scellement des armatures longitudinales des pieux sur la semelle on prend une épaisseur de 2.20m pour celle-ci.

Enfin, la présentation des appuis (culée et pile) avec les détails des dimensions sont présentés à l'annexe 02.

II.6. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de voir que le choix du type de pont et sa conceptions générale dépend essentiellement des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques, comme des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage. Ce choix va être ensuite étudié et vérifié pour d'éventuelle évaluation qui vont être traités dans les chapitres suivants.

**CHAPITRE III.
CARACTERISTIQUES ET
HYPOTHESES DE CALCUL**

III. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Construire un ouvrage amène à faire des choix, parmi les décisions primordiales qui précèdent la construction évidemment celle du choix des matériaux de construction et de la forme géométrique de la structure.

Les ponts à poutres préfabriqués sont des ponts dont le tablier porte des propriétés géométriques divers pour répondre au bon fonctionnement de l'ouvrage, mais la géométrie seul ne suffit pas, et il est nécessaire d'approvisionner le projet de bons matériaux. Or, la stratégie consiste à optimiser la forme géométrique et d'améliorer les caractéristiques des matériaux.

Dans ce chapitre nous allons définir les propriétés géométriques du tablier et les caractéristiques des matériaux conçus pour notre ouvrage avec les hypothèses et les références de calcul.

III.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

La poutre est composée de trois sections transversales (section d'about, intermédiaire 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.

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). Pour les autres caractéristiques un calcul est nécessaire en utilisant les expressions suivantes :

- Rendement géométrique de la section

$$\rho = \frac{I/g}{V \cdot V' \cdot B}$$

- Moment statique

$$S_{/\Delta} = B_{brute} \cdot V'$$

- Les sections nettes

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

$$S_{/\Delta nette} = S_{/\Delta brute} - 5\% S_{/\Delta brute} ;$$

$$I_{/\Delta nette} = I_{/\Delta brute} - 10\% I_{/\Delta brute}$$

CHAPITRE III. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III.1. Caractéristiques géométriques des sections sans hourdis

SANS HOURDIS			
Section	ABOUT	INTERMEDIAIRE	MEDIANE
Aire brute $B_{brute}(cm^2)$	7834	6463	5108
Périmètre	495,27	507,27	517,14
Aire nette $B_{nette}(cm^2)$	7442,30	6139,85	4852,60
V(cm)	68,205	67,109	65,835
V'(cm)	81,795	82,891	84,165
$I_{/g}$ brute (cm^4)	16484866,46	14939744,93	13834370,55
$I_{/g}$ nette (cm^4)	14836379,81	13445770,44	12450933,49
$S_{/\Delta}$ brute (cm^3)	640782,03	535724,53	429914,82
$S_{/\Delta}$ nette (cm^3)	608742,93	508938,31	408419,08
ρ (%)	35,73	39,37	46,31

Tableau III.2. Caractéristiques géométriques des sections avec hourdis

AVEC HOURDIS			
Section	ABOUT	INTERMEDIAIRE	MEDIANE
Aire brute $B_{brute}(cm^2)$	10634	9263	7908
Périmètre	609,27	621,27	631,14
Aire nette $B_{nette}(cm^2)$	10102,30	8799,85	7512,60
V(cm)	67,613	63,801	58,984
V'(cm)	102,387	106,199	111,016
$I_{/g}$ brute (cm^4)	29194142,17	26648944,28	24328797,26
$I_{/g}$ nette (cm^4)	26274727,95	23984049,85	21895917,54
$S_{/\Delta}$ brute (cm^3)	1088783,36	983721,34	877914,53
$S_{/\Delta}$ nette (cm^3)	1034344,19	934535,2702	834018,8016
ρ (%)	37,57	40,22	44,51

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

On définit dans cette partie les caractéristiques des matériaux (béton, acier) nécessaires pour la réalisation de notre ouvrage.

III.3.1. BETON

III.3.1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE

La résistance caractéristique est définie comme la valeur de résistance en dessous de laquelle peuvent se situer 5 % au plus de la population de tous les résultats des mesures de résistance possible effectués pour un volume de béton.

III.3.1.1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION

La résistance caractéristique à la compression du béton peut être calculer en fonction de son âge, pour un béton de moins de 28 jours avec la formule suivante : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c 28} \text{ si } f_{c 28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{ou} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 j} f_{c 28} \text{ si } f_{c 28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c 28}$ 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 :

- 40 MPa pour la superstructure (dalle, poutres)
- 27 MPa pour l'infrastructure (pile, culée, fondation)

III.3.1.1.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION

La résistance caractéristique à j jours se déduit conventionnellement par la relation : [3]

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

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

- 3 MPa pour la superstructure.
- 2.22 MPa pour l'infrastructure.

III.3.1.2. CONTRAINTES ADMISSIBLES

Pour le béton, on qualifie une contrainte dont la valeur ne doit pas être dépassée lors de la vérification.

▪ CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION

A L'ELU

La contrainte admissible de compression est donnée par l'expression suivante : [3]

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire

= 1.15 en situation accidentelles.

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.

Dans notre cas on se place dans une situation durable ou la durée d'application de la combinaison d'action est supérieurs à 24h.

Donc, la contrainte admissible de compression de l'ouvrage est égale à :

- 22.67 MPa pour la superstructure.
- 15.30 MPa pour l'infrastructure.

A L'ELS

La contrainte admissible de compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

- 24 MPa pour la superstructure.
- 16.20 MPa pour l'infrastructure.

III.3.1.3. DEFORMATION DU BETON

Le béton est un matériau qui peut se déformer longitudinalement et transversalement sous l'action d'une sollicitation.

III.3.1.3.1. DEFORMATION LONGETUDINALE

On définit un module de déformation longitudinale du béton comme suit :

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

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

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

III.3.1.3.2. DEFORMATION 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 :

$$\begin{aligned} \nu &= 0.2 \quad \text{Pour la justification à l'ELS.} \\ \nu &= 0 \quad \text{Dans le cas de l'ELU.} \end{aligned}$$

III.3.2. ACIERS

III.3.2.1. 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.
- La contrainte admissible de traction :

A L'ELU

La contrainte admissible dépend de la déformation des aciers ε_s sous chargement et peut être calculer avec la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} \\ \sigma_{su} = E_s \varepsilon_s & \text{si } \varepsilon_s < \varepsilon_{es} \end{array} \right. \quad \text{où}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \quad \text{et } \gamma_s = 1.15$$

Avec les caractéristiques des aciers cité précédemment, on peut écrire :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{su} = 434.78 \text{ MPa} & \text{si } \varepsilon_s \leq 2.17 \times 10^{-3} \\ \sigma_{su} = E_s \varepsilon_s & \text{si } \varepsilon_s < 2.17 \times 10^{-3} \end{array} \right. \quad \text{où}$$

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 [3] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \max \left\{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

CHAPITRE III. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

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

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

III.3.2.2. ACIER ACTIFS

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

- Câble de type : 12 T15S (douze torons à base relaxation de 15mm de diamètre)
- Aire nominale de l'acier : $A_p=1800 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\emptyset= 8\text{cm}$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg}=1860 \text{ MPa}$.
- Limite élastique garantie : $f_{peg}=1640 \text{ MPa}$.
- Taux de relaxation à 1000 heure : $\rho_{1000} = 2.5\%$.
- Module d'élasticité : $E_p=190\,000 \text{ MPa}$.

III.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).
- Fascicule 62, titre V : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.5. CONCLUSION

Les points évoqués dans ce chapitre, voire les propriétés des matériaux et géométriques de l'ouvrage, nous permettent d'avoir une première approche pour le calcul des sollicitations qui sera traité dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Durant toute sa durée de vie, le pont est sollicité par des charges permanentes, et des surcharges d'exploitations, dont les caractéristiques sont définies dans le document technique algérien (DTR).

L'étude d'un pont nécessite le calcul et la détermination des valeurs qui caractérisent ces charges, pondérées par des coefficients réglementaires pour vérifier la résistance de l'ouvrage et sa capacité à les supporter, d'où le but de ce chapitre est d'évaluer ses chargements avec les coefficients correspondants.

IV.2. DESCRIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

Il s'applique sur l'ouvrage des charges et des surcharges dont on distingue :

1. Les charges permanentes : définies par le poids des éléments porteurs, ou le poids des poutres et du hourdis.
2. Les compléments des charges permanentes : les charges des éléments non porteurs, correspondant aux poids des équipements du pont (le revêtement, l'étanchéité, la corniche, les glissières de sécurité, les garde corps et les trottoirs)
3. 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 M_{c120} , le convoi D_{240} et les surcharges sur le trottoir)

La description, les caractéristiques et la méthode de calcul des surcharges sont présentées en détail dans l'annexe 03.

IV.3. CALCUL DES CHARGES

IV.3.1. CHARGES PERMANENTES

1. Poids des poutres

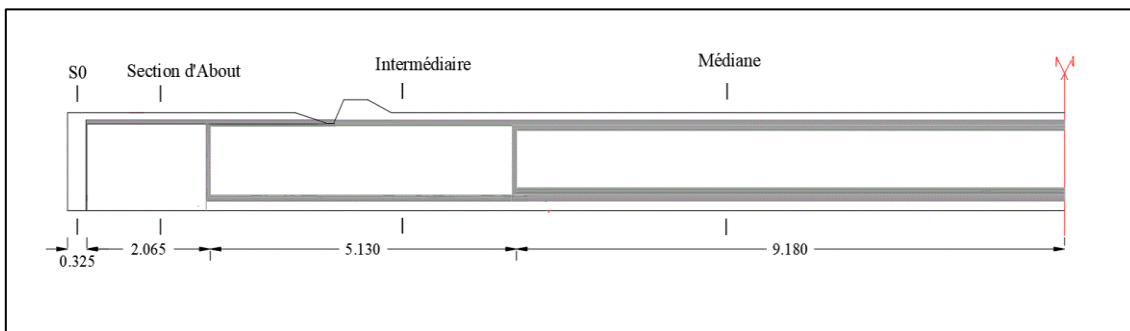


Figure IV.1. Coupe longitudinale sur la poutre

Tableau IV.1. Dimensions de la poutre

Section	S ₀	Abut	Intermédiaire	Médiane
Longueur L_i (m)	0.325	2.065	5.130	9.180
Aire A_i (m ²)	1.545	0.783	0.646	0.511
Volume $L_i A_i$ (m ³)	0.502	1.617	3.314	4.691

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

$$P_{\text{poutres}} = 2 \times n \times \rho_b \times \frac{\sum_i L_i A_i}{2 \times \sum_i L_i}$$

Sachant que ρ_b : est la masse volumique du béton ($\rho_b = 2.5 \text{ t/m}^3$)

n : le nombre de poutre (n=11 poutres)

$$\rightarrow P_{\text{poutres}} = 16.67 \text{ t/ml}$$

2. Poids du hourdis

$$P_{\text{hourdis}} = \rho_b \times e_{\text{hourdis}} \times l_{\text{hourdis}}$$

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

l_{hourdis} : largeur du hourdis ($l_{\text{hourdis}} = 15.5 \text{ m}$)

$$\rightarrow P_{\text{hourdis}} = 9.69 \text{ t/ml}$$

▪ Le poids total des charges permanentes

$$P_{\text{CP}} = P_{\text{poutres}} + P_{\text{hourdis}}$$
$$P_{\text{CP}} = 26.36 \text{ t/ml}$$

IV.3.2. COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES

Le poids propre de chaque complément des charges permanentes est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Calcul des compléments des charges permanentes

Dimension	Epaisseur e(m)	Largeur l(m)	Aire de section A=e×l (m ²)	Poids volumique ρ (t/m ³)	Poids P=ρ×A (t/ml)
Revêtement	0.02	14.50	0,87	2.4	2,088
Etanchéité	0.06	14.50	0,29	2.4	0,696
Trottoir	0.25	0.50	0,125	2.5	0,3125
Corniche	-	-	0,1222	2.5	0,3055
Garde-corps	-	-	-	-	0,10
Glissière de sécurité	-	-	-	-	0,10

L'aire de la section transversale de la corniche est déterminée à partir du logiciel Autocad à l'aide de la fonction (Propriété de masse/de région). Les dimensions exactes de cette section seront traitées dans le chapitre VIII

▪ Poids total des compléments des charges permanentes

$$P_{\text{CCP}} = P_R + P_E + P_{\text{GC}} + P_C + 2 \times (P_T + P_{\text{GS}})$$

$$P_{\text{CCP}} = 4.01 \text{ t/ml}$$

➤ Le poids total du tablier

$$G \text{ (t/ml)} = P_{\text{CP}} + P_{\text{CCP}}$$

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

$$G \text{ (t/ml)} = 30.37 \text{ t/ml}$$

$$G = G \text{ (t/ml)} \times (2 \times \sum_i L_i) = 28.43 \times 33.4$$

$$G = 1014.49 \text{ t}$$

IV.3.3. CHARGE D'EXPLOITATION

IV.3.3.1. SYSTEME DE CHARGE A(l)

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

Avec $l = 32.4\text{m}$

$$\rightarrow A(l) = 10.41 \text{ KN/m}^2$$

Le pont est de première classe sachant que 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 :

$$v = \frac{l_c}{n} = \frac{14.5}{4} = 3.625$$

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

Nombre de voies	Coefficient a_1	Coefficient v_0	Coefficient $a_2 = v_0/v$	A_1 (KN/m ²)	$A_2 = a_2 \times A_1$ (KN/m ²)	Largeur chargée (m)	A(l)=A ₂ (KN/ml)
1	1	3,5	0,966	10,408	10,049	3,625	3,643
2	1	3,5	0,966	10,408	10,049	7,250	7,286
3	0,90	3,5	0,966	9,367	9,044	10,875	9,836
4	0,75	3,5	0,966	7,806	7,537	14,500	10,929

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 trois systèmes qui compose le système de charge B et qui sont les suivants :

VI.3.3.2.1. SYSTEME B_C

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

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

Sachant que : $L = 32.4\text{m}$.

$G = 1014.49 \text{ t}$.

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

Nombre de voies chargées	Nombre de camion n _c	Coefficient b _c	Poids total S (t)	Coefficient δ
1	2	1,20	72,0	1,064
2	4	1,10	132,0	1,072
3	6	0,96	172,8	1,078
4	8	0,80	192,0	1,081

VI.3.3.2.2. SYSTEME B_t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

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

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

Nombre de tandem n _t	Coefficient b _t	Poids total S (t)	Coefficient δ
1	1,20	38.4	1.059
2	1,20	76.8	1,065

VI.3.3.2.3. SYSTEME B_r

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}}$$

Avec : $S = 110 t$

$$\rightarrow \delta = 1.055$$

VI.3.3.3. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE M_C 120

Les propriétés de ce système et la méthode de calcul du coefficient de majoration dynamique sont présentées dans l'annexe 03.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}}$$

$$\rightarrow \delta = 1.07$$

VI.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 frappés par la majoration dynamique.

IV.4. EFFORT DE FREINAGE

Les hypothèses et la méthode de calcul correspondant à la force de freinage est présentées dans l'annexe 03.

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Donc, l'effort de freinage dû au système de charge A(1) est :

$$F_A = \frac{A.S}{20+0.0035 S} \rightarrow F_A= 16.94 \text{ t}$$

Sachant que : $A=A(1)= 0.753 \text{ t/m}^2$
 $S=469.8 \text{ m}^2$

Et l'effort de freinage dû au système de charge B_C :

$$F_B = b_C \times P \rightarrow F_B= 36 \text{ t}$$

Avec : $P=30 \text{ t}$
 $b_C= 1.20$

IV.5. COMBINAISON D'ACTION

Pour le calcul des sollicitations aux états limites le RCPR fixe des combinaisons d'action en multipliant l'effort par les coefficients regroupés dans le tableau à l'annexe 03.

IV.6. CONCLUSION

Enfin, on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR). Mais cela ne présente qu'une brève étape avant le calcul des sollicitations en moments fléchissant et effort tranchant qui peut être effectué manuellement ou à l'aide de divers logiciels de modélisation et calcul.

CHAPITRE V. CALCUL DES SOLLICITATIONS

V. CALCUL DES SOLLICITATIONS

V.1. INTRODUCTION

Le développement de l'informatique a conduit à de grand changement dans les approches traditionnelles des calculs d'ingénierie. Le logiciel de base 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 graphique, grâce à un maillage par éléments finis. Cette méthode de résolution numérique est placée en position dominante grâce à sa particularité face à d'autres méthodes telles que : la méthode des différences finies, la méthode des volumes finis, les méthodes des éléments de frontière ... etc.

Ceci dit, avec la diversité des logiciels disponible dans le monde de génie civil on a opté à travailler avec trois logiciels différents (Autodesk Robot Structural Analysis Professional, SAP200v14 et CSI Bridge) pour le calcul des efforts internes en moment fléchissant et effort tranchant dus aux actions permanentes et d'exploitations développées dans le chapitre précédent.

V.2. MODELISATION DU PONT

Sachant que l'ouvrage est un pont isostatique composé de trois travées identiques indépendantes, l'étude du tablier d'une seule travée est suffisante.

Pour la modélisation qui dépend du logiciel utilisé, on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant un temps de calcul acceptable. Les surcharges sont disposées suivant le règlement RCPR de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable.

On décrit les étapes de base impliquées dans la modélisation de l'ouvrage dans le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, SAP200 et CSI Bridge dans l'annexe 04.

V.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.

Le tablier est composé de 11 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.

CHAPITRE V. CALCUL DES SOLLICITATIONS

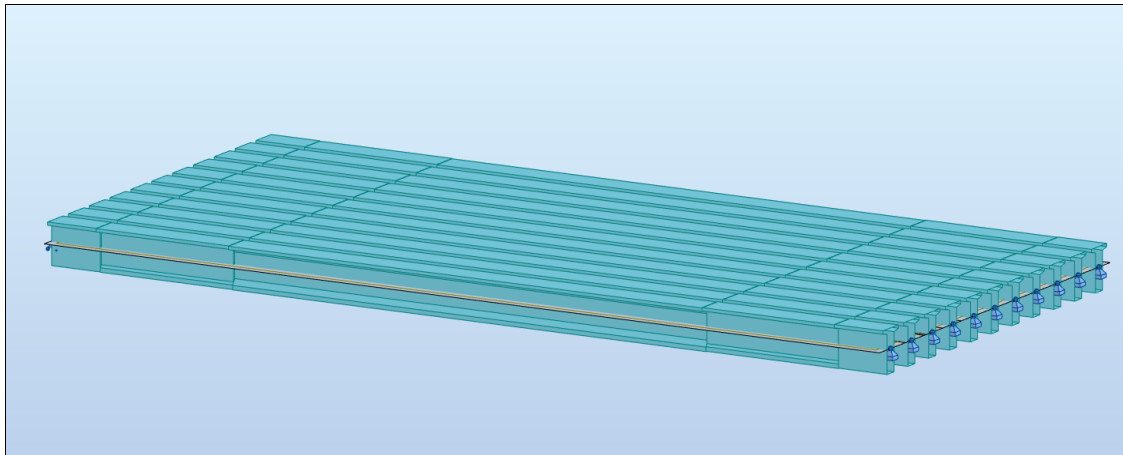
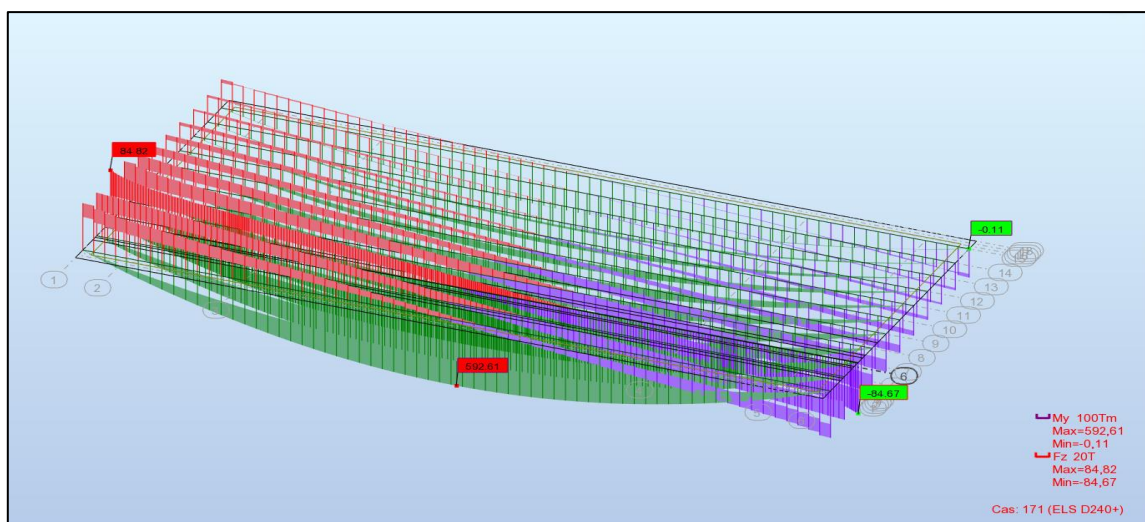


Figure V.1. Modélisation du tablier sur Robot

Après modélisation les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

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

Surcharge	ELU		ELS	
	Moment fléchissant	Effort tranchant	Moment fléchissant	Effort tranchant
Surcharge A(l)	779.98	113.14	579.71	83.99
Surcharge B _c	772.37	116.96	574.00	86.72
Surcharge B _t	697.19	99.65	517.61	73.87
Charge militaire Mc ₁₂₀	741.30	107.61	549.11	79.71
Convoi exceptionnel D ₂₄₀	800.05	114.51	592.61	84.82



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

V.2.2. MODELISATION DU TABLIER AVEC SAP2000v14

SAP2000 dont les trois premières lettres signifient Structural Analysis Programme, est un logiciel de calcul des structures par éléments finis, spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures.

Comme pour le logiciel précédent (Autodesk Robot Structural Analysis), la modélisation du tablier est effectuée par des éléments « FRAME » qui présente les poutres et un hourdis en élément « SHELL » simplement appuyés.

Sachant que ce logiciel applique les charges linéaires et surfaciques sur des éléments « FRAME » et « SHELL » respectivement déjà définies. Pour cela, la méthode de modélisation consiste à transformer les charges surfaciques statiques (Etanchéité, Trottoir, Revêtement...) en charges linéaires appliqués sur les poutres directement, tant-dis que, les charges statiques linéaires appliqué loin de la position des poutres, sont appliques sur des poutres imaginaires sans section transversale.

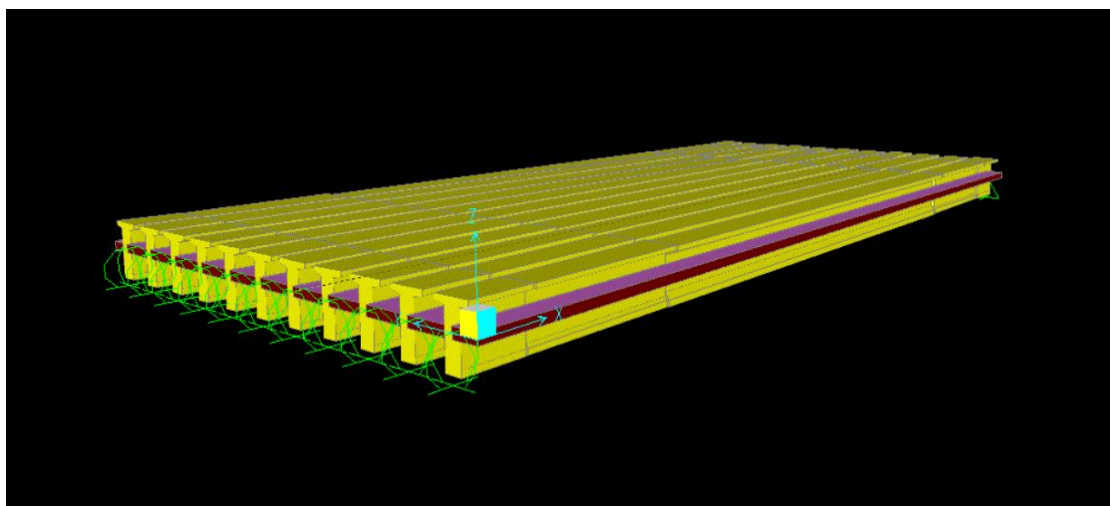


Figure V.3. Modélisation du tablier avec SAP2000

Tableau V.2. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec SAP2000

Surcharge	ELU		ELS	
	Moment fléchissant	Effort tranchant	Moment fléchissant	Effort tranchant
Surcharge A(l)	730.66	100.51	543.03	68.47
Surcharge B _c	722.75	98.05	537.35	72.88
Surcharge B _t	603.82	74.13	448.15	54.94
Charge militaire Mc ₁₂₀	688.89	93.03	510.29	68.91
Convoi exceptionnel D ₂₄₀	754.58	88.70	558.95	65.70

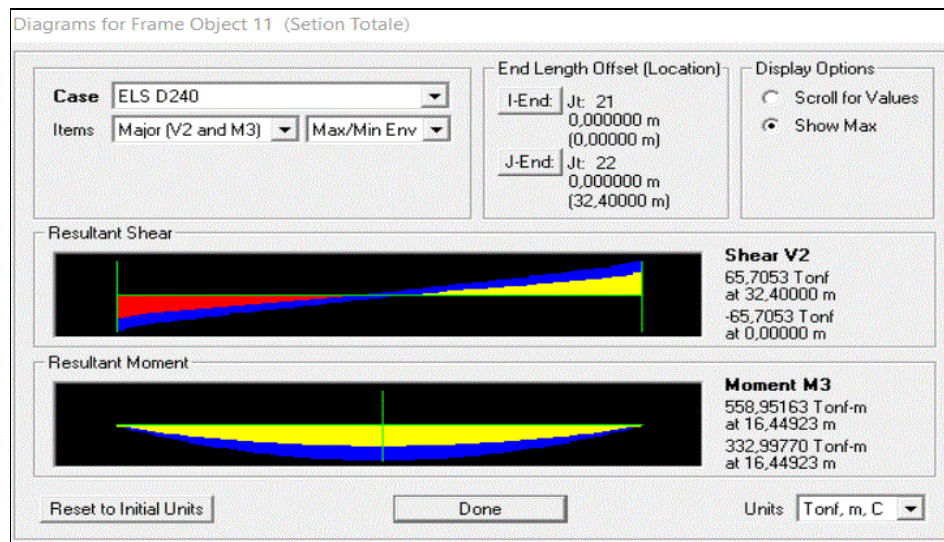


Figure V.4. Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 avec SAP2000

V.2.3. MODELISATION DU TABLIER AVEC CSI BRIDGE

CSI Bridge est un logiciel qui intègre la modélisation, l'analyse et la conception des différentes structures de pont. Grâce à ce logiciel on peut facilement définir les géométries du pont, des conditions aux limites et des cas de charges.

Le paramètre de modélisation nous permet de construire notre modèle de pont qui est déjà prédéfinie dans le logiciel en fixant les dimensions et les conditions aux limites.

Note : les deux logiciels SAP2000 et CSI Bridge sont édités par la même compagnie : Computers & Structure, Inc. fondée en 1975.

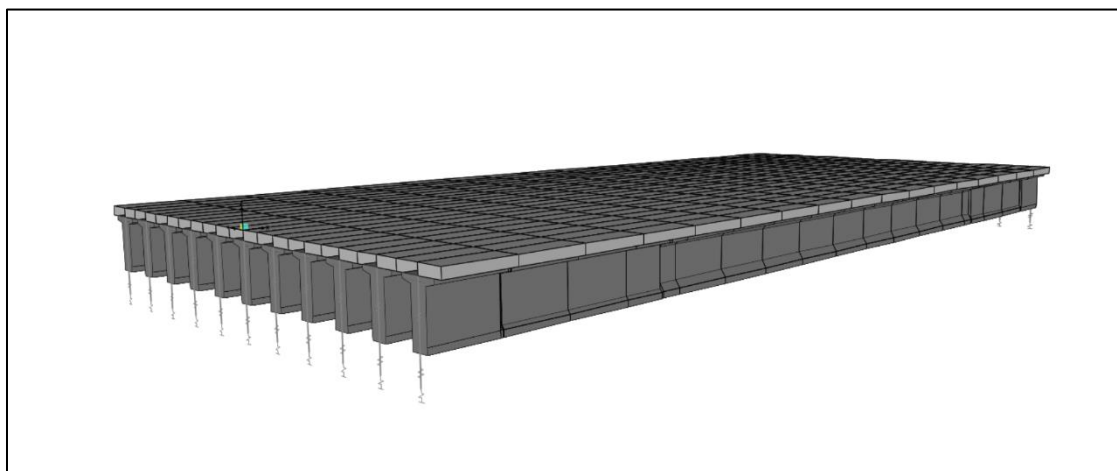


Figure V.5. Modélisation du tablier avec CSI Bridge

Après modélisation les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

CHAPITRE V. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Tableau V.3. Résultat des combinaisons d'actions à l'ELS et l'ELU avec CSI Bridge

Surcharge	ELU		ELS	
	Moment fléchissant	Effort tranchant	Moment fléchissant	Effort tranchant
Surcharge A(l)	784.66	108.57	574.30	80.57
Surcharge B _c	783.61	115.36	582.38	88.71
Surcharge B _t	771.91	114.28	573.60	84.85
Charge militaire Mc ₁₂₀	704.07	106.35	521.53	78.78
Convoi exceptionnel D ₂₄₀	806.15	105.34	597.15	78.01

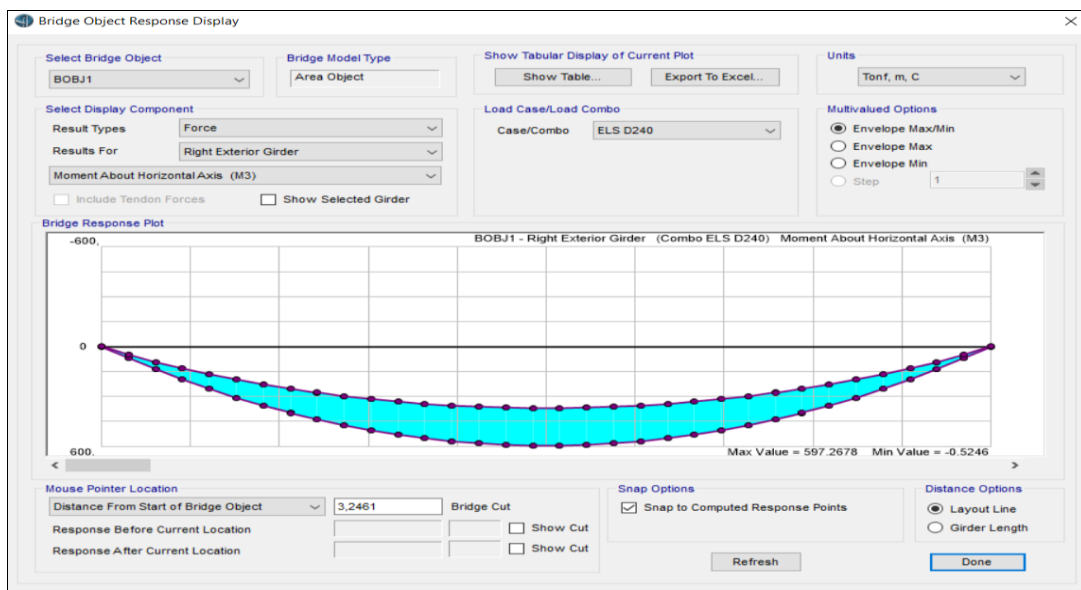


Figure V.6. Le moment fléchissant à l'ELS sous chargement D240 avec CSI Bridge

V.3. INTERPRETATION DES RESULTATS

D'après les résultats présentés dans les tableaux précédents, on peut voir que les trois logiciels nous donnent un maximum en moment fléchissant et effort tranchant sous la même combinaison, comme l'ordre de grandeur est bien respecté pour les logiciels qui présentent des résultats acceptables.

Ce qu'on peut encore remarquer, est que les résultats des deux logiciels CSI Bridge et Autodesk Robot Structural Analysis (RSAP) sont plus proches que ceux du SAP2000v14, ce qui peut être expliqué par la méthode de modélisation qui n'atteint pas la précision des deux autres logiciels vu l'utilisation de poutre appelée imaginaires pour l'introduction des charges linéaires (Corniche, Glissière de sécurité, Garde de corps) et la conversion des charges surfaciques en charge linéaires appliquée directement sur les poutres ; cette transformation peut affecter légèrement les résultats de calcul, mais pour s'approcher encore plus des résultats des deux autres logiciels, une augmentation du maillage est nécessaire, ce qui allonge le temps de calcul et rend la manipulation du logiciel onéreuse. D'où les résultats de cette modélisation sont écartés en premier lieu.

Ceci dit le logiciel SAP2000 reste un logiciel très utilisé qui donne des fonctions très variés pour la modélisation des structures et offre des résultats satisfaisants.

Ce qui concerne les logiciel CSI Bridge et RSAP, on note que les résultats présentent un écart d'environ 1% pour les moments fléchissant et de 2% pour l'effort tranchant ce qui semble acceptable.

Pour le choix d'un résultat, on se retourne vers le logiciel CSI Bridge, qui est créé et conçue pour la modélisation des ouvrages de pont, contrairement à RSAP qui satisfait plus les structures de bâtiment.

V.4. CONCLUSION

La modélisation numérique est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d'optimiser le calcul et la conception des structures ; cependant on ne doit pas oublier que les logiciels de modélisation présentent une réponse pour l'ingénieurs et restent des processus bête et disciplinés où c'est à l'utilisateur d'avoir les compétences nécessaires pour pouvoir interpréter les résultats et comprendre le fonctionnement de la modélisation.

Enfin, grâce à l'utilisation de trois logiciels différents et la comparaison de leurs résultats on a pu vérifier la modélisation. Et grâce à ça on peut continuer l'étude de notre projet en commençant de suite dans le chapitre suivant par l'étude des poutres sous la précontrainte.

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

Le béton précontraint est un béton soumis à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de tractions qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. En évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendue inutile. [15]

Vue que, notre ouvrage est un pont à poutres précontraints en post tension, on effectue dans ce chapitre l'étude de la précontrainte : son dimensionnement et les vérifications aux états limités pendant l'exécution et l'exploitation.

VI.2. 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.

VI.2.1. DONNES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Pour le dimensionnement de la précontrainte, on exige d'avoir quelques données pour le calcul et des hypothèses pour la vérification, qu'on peut citer comme suit :

VI.2.1.1. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE LA SECTION

On choisit d'utiliser en premier lieu les caractéristiques géométriques nette de la section déjà définit en III.2 pour le dimensionnement.

Par la suite on déterminera en V.5 les caractéristiques exactes de la section nette et homogène après dimensionnement pour la suite du calcul.

VI.2.1.2. CLASSE DE PRECONTRAINTE

Sachant que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif, on considère alors la précontrainte 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 données dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Les contraintes admissibles de traction et compression du béton

Phase	Contrainte admissible	Combinaison quasi-permanente (à vide)	Combinaison rare (En charge)
Exécution	$\overline{\sigma}_{bt}$	$-1.5f_{tj}$	-
	$\overline{\sigma}_{bc}$	$0.6f_{cj}$	-
Exploitation	$\overline{\sigma}_{bt}$	$-1.5f_{tj}$	$-f_{tj}$
	$\overline{\sigma}_{bc}$	$0.5f_{cj}$	$0.6f_{cj}$

VI.2.1.3. LES EFFORTS INTERNES

Ces sollicitations sont tirées du tableau V.3 présentés en méganewton. Pour le moment fléchissant correspondant à la poutre seul, est déterminé par RSAP (Autodesk Robot Structural Analysis Professional) après modélisation de la poutre seul en élément barre sous son poids propre.

Tableau VI.2. Valeur des sollicitations en effort tranchant et moment fléchissant

Moment fléchissant (MN.m)	M_{\max} (G+D240)	5.97
	M_{\min} (G)	3.71
	M_p (poutre seul)	1.73
Effort tranchant (MN)	V_{\max} (G+1.2B _c +S _t)	0.88
	V_{\min} (G)	0.54

VI.2.2. FORCE DE PRECONTRAINTE

La force de précontrainte est calculée comme suit :

$$P = \min [P_I ; P_{II}]$$

Avec :

P_I : force de précontrainte de la section sous critique.

P_{II} : force de précontrainte de la section sur critique.

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

$$P_I = \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h} + \frac{B}{h} (\bar{\sigma}_{ti} v + \bar{\sigma}_{ts} v') = -0.26 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho B v \bar{\sigma}_{ti}}{\rho v + v' - d_i} = 4.31 \text{ MN}$$

D'où: $P = P_{II} = 4.31 \text{ MN}$

Cette force de précontrainte représente la valeur minimale pour vérifier les contraintes de traction, alors qu'il existe une valeur maximale à ne pas dépasser pour avoir les contraintes de compression dans l'intervalle admissible. Ce qui est donc vérifié avec l'étape de vérification de la borne supérieur de précontrainte à l'annexe 05 partie 1.

VI.2.3. NOMBRE DE CABLE

Selon le BPEL la force de mise en tension d'un seul câble est égale à :

$$P_0 = A_p \min [0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}]$$

$$P_0 = 2.657 \text{ MN}$$

Pour déterminer le nombre de câble, on doit estimer le pourcentage des pertes totales de précontrainte, qui est de 32% dans notre cas.

$$n \geq \frac{P}{0.68 P_0}$$

$$n \geq 2.38$$

D'où on choisit un nombre total de 3 câbles avec 2 câbles à l'intrados et 1 câble à l'extrados.

La détermination de nombre de câbles d'about à l'intrados est présentée dans l'annexe 5 partie 1

VI.2.4. EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE

Vue que la section est surcritique l'excentricité $e_0 = -(v' - d_i)$

Sachant que la valeur de d_i était estimée égale à 0.12m, et après avoir déterminé le nombre de câbles $d_i = 0.173m$.

Donc : $e_0 = -0.987 m$.

VI.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Les fibres inférieures et supérieures de la section considérée doivent satisfaire les conditions suivantes dans chaque phase en exécution et en exploitation :

A vide

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{Mv}{I_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} \geq \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{Mv'}{I_n} - \frac{Pe_0v'}{I_n} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

En charge

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{Mv}{I_n} + \frac{Pe_0v}{I_n} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{Mv'}{I_n} - \frac{Pe_0v'}{I_n} \geq \bar{\sigma}_{bt} \end{cases}$$

Les phases de vérification des contraintes normales sont présentées dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.3. La description des phases de vérification

Phases	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04	Phase 05	Phase 06	
	(7ème jour)	(28emejour)	(35eme jour)	(63eme jour)	(77ème jour)	A vide	En charge
Description de la phase	Mise en tension du premier câble d'about	Mise en tension du deuxième câble d'about	Coulage de l'hourdis sur les poutres	Mise en tension du troisième câble	Disposition des compléments de charge	Fin du projet	
% des pertes	10%	10%	25%	30%	32%	32%	32%
Section considérée	La poutre seule			La poutre+hourdis			

Les résultats des vérification phase par phase sont présentées dans le tableau suivant :

Les étapes	Etape 01	Etape 02	Etape 03	Etape 04	Etape 05	Etape 06	
						A vide	En charge
M (MN.m)	1,731	1,731	2,88	2,88	3,71	3,71	5,97
P (MN)	2,391	4,782	3,985	5,579	5,420	5,420	5,420
v (m)	0,658	0,658	0,658	0,590	0,590	0,590	0,590
v' (m)	0,842	0,842	0,842	1,160	1,160	1,160	1,160
e ₀ (m)	-0,722	-0,722	-0,722	-0,987	-0,987	-0,987	-0,987
B _n (m ²)	0,485	0,485	0,485	0,818	0,818	0,818	0,818
I _n (m ⁴)	0,125	0,125	0,125	0,241	0,241	0,241	0,241
σ _{sup} (MPa)	4,956	0,760	8,234	0,392	2,615	2,615	8,150
σ _{inf} (MPa)	4,891	21,483	8,185	19,471	14,520	14,520	3,634
σ _{bc} (MPa)	15,89	24,00	24,00	24,00	24,00	20,00	20,00
σ _{bt} (MPa)	-3,28	-4,50	-4,50	-4,50	-4,50	-4,50	-3,00

Les contraintes normales sont vérifiées dans toutes les phases de construction et d'exploitation, donc on peut adopter le dimensionnement présent de la précontrainte pour la suite du calcul.

VI.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES

VI.4.1. SECTION D'APPUI

Vue que la valeur du moment fléchissant au niveau de l'appui est nul, on dispose les câbles de manière à obtenir la résultante des forces de précontrainte au niveau du centre de gravité.

Sachant que l'entraxe entre les ancrages qui présente un seul fil est $d \geq 1.8b'$ avec b' la moitié de l'épaisseur de l'âme. [15]

D'où : $d \geq 42.3 \text{ cm}$

Donc on pose l'entraxe entre les câbles au niveau de l'appui $d = 50 \text{ cm}$.

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow 2Pv' = d_1P_1 + d_2P_2$$

$$P_1 = P_2 = P$$

$$\begin{cases} d_1 = \frac{2v' - d}{2} = 0.57 \\ d_2 = d_1 + d = 1.07 \end{cases}$$

On fixe alors les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} d_1 = 0.60 \text{ m} \\ d_2 = 1.10 \text{ m} \end{cases}$$

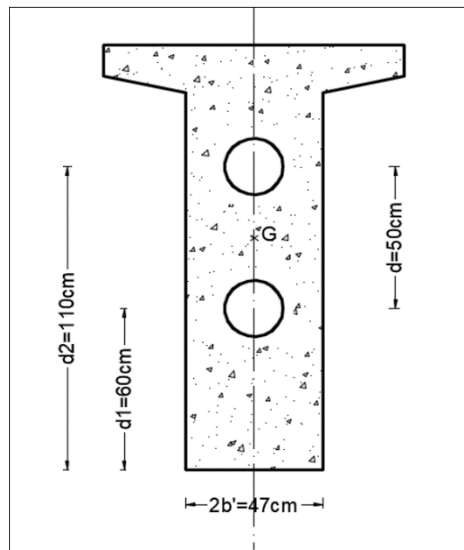


Figure VI.1. Disposition des câbles en appui

VI.4.2. SECTION MEDIANE

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure [14]

Dans cette partie, on effectue la disposition des armatures de précontrainte dans la section médiane, mais les conditions restent les mêmes pour toutes les sections.

VI.4.2.1. GROUPEMENT DES ARMATURES DE PRECONTRAINTES

Le groupement des armatures de précontrainte dépend du diamètre de la gaine. Le BPEL limite le nombre de conduits dans chaque paquet à :

- Dans le sens horizontal :

$$1 \text{ si } \varnothing \geq 5 \text{ cm}$$

- Dans le sens vertical :

$$2 \text{ si } 5 \text{ cm} \leq \varnothing \leq 10 \text{ cm}$$

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le diamètre de la gaine $\varnothing = 8\text{cm}$, on est limité aux conditions si dessus, donc on choisit d'utiliser une seule armature de précontrainte dans le sens horizontal et vertical pour chaque groupe.

VI.4.2.2. ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE

Pour permettre une mise en place correcte du béton et éviter une interaction d'un paquet de gaine sur un autre lors de la mise en tension on devra respecter les distances minimum autre conduit suivantes : [15]

- Espacement horizontale : $e_H \geq \varnothing = 8\text{cm}$
- Espacement horizontale : $e_V \geq \varnothing = 8\text{cm}$

VI.4.2.3. DISTANCE DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE AUX PAREMENTS

La distance minimum c entre une armature active ou un groupe d'armature et un parement doit satisfaire à la condition suivante :

$$c \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} a \\ \varnothing \\ d \end{array} \right.$$

Avec :

$a = 8\text{ cm}$, la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou paquet de conduit.

d : dont la valeur dépend de l'exposition de l'ouvrage et peut être supérieur ou égale à 5cm pour les ouvrages exposé à une atmosphère agressive.

$\varnothing = 8\text{ cm}$, comme on l'a déjà cité, il représente le diamètre de la gaine.

Donc :

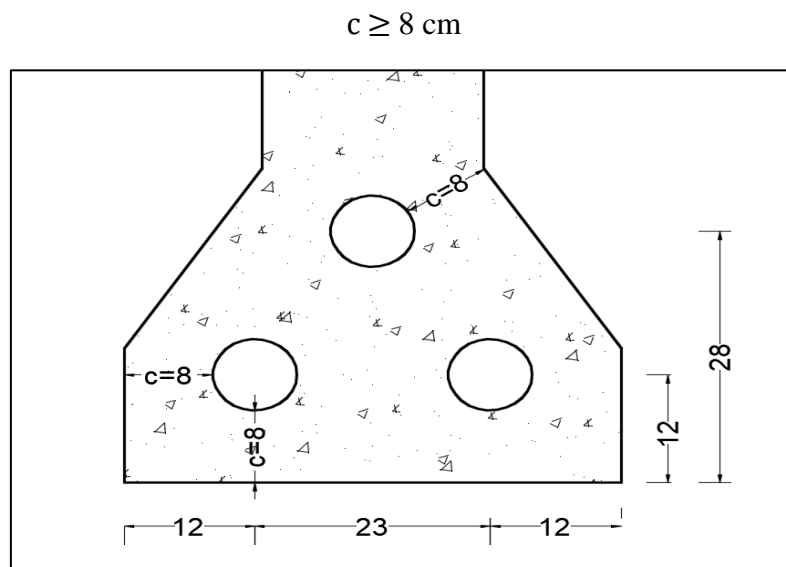


Figure VI.2. Disposition des câbles à mi-travée

VI.4.3. 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'appuis, cet angle est compris entre les expressions suivantes :

$$\bar{\alpha}_1 = \sin^{-1} \left(\frac{V_{max} - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \bar{\alpha}_2 = \sin^{-1} \left(\frac{\bar{V} + V_{min}}{P} \right)$$

En plus d'une valeur optimum qui optimise l'intensité :

$$\alpha_{opt} = \sin^{-1} \left(\frac{V_{max} + V_{min}}{P} \right)$$

Avec :

$$\bar{V} = 0.8 h b_n \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)} ; \sigma_x = \frac{P}{B_n} \text{ et } B_n = B_{brute} - n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$b_n = b - nk\phi$; $k=0.5$ pour une injection du coulis de ciment.

$h=1.75$ m la hauteur de la section poutre+hourdis.

V_{max} (MN)	V_{min} (MN)	P (MN)	\bar{V} (MN)	b_n (m)	B_n (m ²)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
0.88	0.54	3.61	1.38	0.43	1.12	3.21	2.29

D'où :

$$\begin{cases} \bar{\alpha}_1 = -7.90^\circ \\ \bar{\alpha}_2 = 32.04^\circ \\ \alpha_{opt} = 11.33^\circ \end{cases}$$

Les angles de relevage qu'on décide de choisir sont :

$$\begin{cases} \alpha_1 = 8^\circ ; \text{cable n}^\circ 1 \text{ (intrados)} \\ \alpha_2 = 13^\circ ; \text{cable n}^\circ 2 \text{ (intrados)} \\ \alpha_3 = 25^\circ ; \text{cable n}^\circ 3 \text{ (extrados)} \end{cases}$$

VI.4.4. ALLURE DES CABLES

L'allure des câbles est devisée en deux partie, une partie où les armatures ont une forme parabolique situer aux extrémités de la poutre, et une partie où la forme des câbles est rectiligne au niveau central.

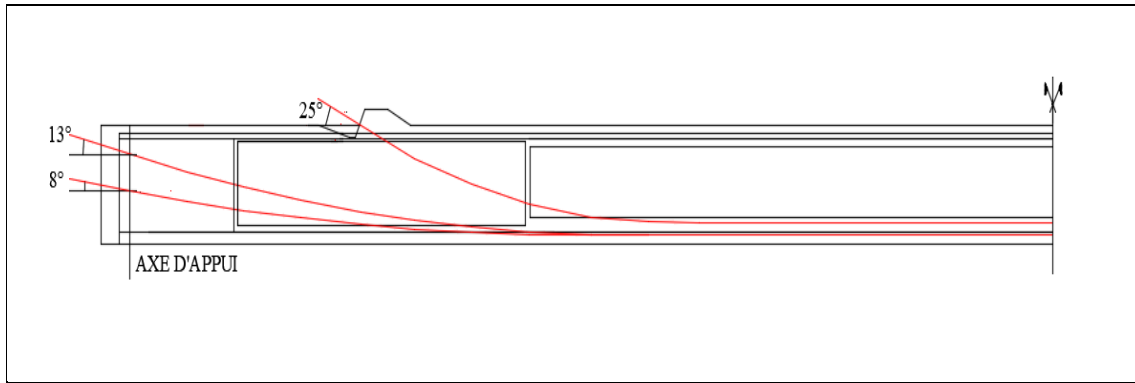


Figure VI.3. Allure des câbles sur la moitié de la poutre

La description de la fonction de répartition des câbles avec les détails de calcul sont présentés dans l'annexe 05 partie 2

VI.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES ET HOMOGENES

Pour le calcul des structures en précontrainte, il existe deux types de section : 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. En plus des sections homogènes obtenue en ajoutant aux sections nettes la section des armatures longitudinales de précontrainte multiplié par un coefficient d'équivalence convenable. On calcul à partir des caractéristiques de la section homogène les contraintes développées par les actions variables en prenant un coefficient $k_i=5$. [14]

D'où dans le calcul, on tient compte des caractéristiques géométriques de la section qui convient à la phase considérée.

Pour ce qui concerne les résultats et la méthode de calcul des caractéristiques géométriques de ces sections, ils sont détaillés dans l'annexe 05 partie 3.

VI.6. CALCUL DES PERTES

Les contraintes (ou force) de précontrainte appliquées à une structure sont variable selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelée pertes de précontraintes, et on les classes en deux familles [2]

1. Les pertes instantanées

Elles se produisent lors de la mise en œuvre de la précontrainte, et sont due au :

- Frottement du câble dans sa gaine.
- Recul d'ancrage.
- Non simultanément des mises en tension des armatures de précontraintes.

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{pi}$$

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

2. Les pertes différées

Elles se produisent dans un temps long et proviennent de l'évolution des caractéristiques des matériaux, et sont due au :

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

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

La méthode de calcul des pertes instantanées et différés sont présentées dans l'annexe 05 partie 04.

▪ Récapitulatif des pertes

Tableau VI.4. Résultat des pertes instantanées et différés dans les sections

	Position	Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
	x (m)	0	0,5	4,55	4,55	8,6	12,65	16,7
Famille n°01	$\Delta\sigma_i$ (MPa)	122,74	117,86	67,02	66,73	96,86	93,34	98,05
	$\Delta\sigma_d$ (MPa)	162,76	163,46	235,86	234,47	348,00	328,81	319,17
	$\Delta\sigma_{tot}$ (MPa)	285,50	281,32	302,89	301,20	444,86	422,15	417,22
Famille n°02	$\Delta\sigma_i$ (MPa)	0,00	0,00	0,00	190,32	92,20	122,57	132,75
	$\Delta\sigma_d$ (MPa)	0,00	0,00	0,00	151,70	332,21	321,87	312,34
	$\Delta\sigma_{tot}$ (MPa)	0,00	0,00	0,00	342,01	424,41	444,44	445,09

$\Delta\sigma_{tot}$ (%)	19,34	19,06	20,52	20,41	30,14	28,60	28,27
$\Delta\sigma_{tot}$ (%)	0,00	0,00	0,00	23,17	28,75	30,11	30,16

Ce qu'on peut remarquer du tableau suivant est que la perte estimée au début de calcul n'est pas dépassée, ce qui valide les étapes précédemment étudiées.

VI.7. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

Pour respecter les conditions d'exploitations et de durabilité on doit vérifier les contraintes normales et tangentielles dans toutes les sections de la poutre, pour cela la précontrainte est présentée par une valeur de calcul P_d qui est la plus défavorable des deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 définies comme suit :

$$P_1(x,t) = 1.02 P_0 - 0.80 \Delta P(x,t)$$

$$P_2(x,t) = 0.98 P_0 - 1.20 \Delta P(x,t)$$

Avec :

$$P_0 = n A_p \sigma_0 \text{ et } \Delta P(x,t) = n A_p \Delta\sigma_{tot}(x,t)$$

VI.7.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Pour les contraintes normales on doit vérifier les conditions citées en VI.3 dans les phases de construction et d'exploitation définie précédemment, sans oublier de prendre en considération la variation des pertes dans le temps avec la formule $r(j)$ présentée en annexe 05 partie 04.

D'après les résultats de vérification présentés en annexe 05 partie 6 les contraintes normales sont bien vérifiées dans la section médiane où les sollicitations sont maximales.

VI.7.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTI-ELLES

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

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2 \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2 \end{cases}$$

Les valeurs de σ_x et τ sont déterminées à partir de section dont les caractéristiques géométriques sont détaillées en annexe 05 partie 05, et les résultats de vérification sont présentés en annexe 05 partie 06.

VI.8. ARMATURE PASSIF LOGETUDINALE

VI.8.1. ARMATURE DE PEAU

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomène tels que retrait différentielle et gradient thermique. [14]

Ces armatures sont disposées suivant deux directions orthogonales sur toute la périphérie.

Dans cette partie on traite les armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Les armature dans la direction parallèle à la section transversale seront traitées en VI.9.2.1.1.

D'où ces armatures doivent représenter au moins :

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

Avec B_h la section de la poutre homogène égale à 0.658 m^2 ce qui nous donne une section de :

$$A_s = 6.58 \text{ cm}^2$$

Equivalent à 4 HA16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$)

VI.8.2. FERRAILLAGE MINIMALE

Ces armatures longitudinales sont disposées dans la zone tendue pour équilibrer les contraintes de traction. La section d'armature de peau est augmentée en cas de besoin à une valeur déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

B_t : l'aire de la section tendue.

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte de traction maximum dans la zone inférieure.

N_{Bt} : résultante des contraintes de traction.

Vue qu'il n'existe pas de contrainte de traction dans la section, d'après les résultats de vérification des contraintes normales dans l'annexe 05 partie 06, on adopte un ferrailage minimal déterminé par le logiciel ROBOT Expert, $A_s=8.5\text{cm}^2$ équivalent à 5HA16 ($A_s=10.05\text{cm}^2$)

VI.9. VERIFICATION DES SOLLICITATIONS A L'ELU

Pour les vérifications à l'état limite ultime la précontrainte est représentée par une valeur de calcul moyenne P_m qui est :

$$P_m(x,t) = P_0 - \Delta P(x,t)$$

Avec :

$$P_0 = n A_p \sigma_0 \text{ et } \Delta P(x,t) = n A_p \Delta \sigma_{tot}(x,t)$$

VI.9.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORM-ALES

Le principe de cette justification consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul (N_u, M_u) sont dans un domaine dont la frontière est constituée par les sollicitations résistantes (\bar{N}_u, \bar{M}_u).

VI.9.1.1. SOLLICITATION DE CALCUL

A l'état limite ultime les contraintes normales sont créées par les sollicitations de l'effort normale N_u dû à la mise en tensions des armatures de précontrainte, et le moment fléchissant créé par la disposition des charges permanentes et roulantes sur le pont avec un maximum développé par la combinaison des charges permanentes et du convoi exceptionnel D_{240} , d'où :

$$N_u = P_{m1} + P_{m2} = 5.67 \text{ MN}$$

Avec : P_{m1} et P_{m2} la force de précontrainte de la première et deuxième famille des câbles respectivement.

$$M_u = 1.35 (M_g + M_{D240}) = 7.98 \text{ MN}$$

VI.9.1.2. SOLLICITATIONS RESISTANTES ULTIME

En se basant sur les hypothèses de calcul définies par l'article 6.3.31 du BPEL, on suppose que le diagramme de déformation passe par le pivot A avec un raccourcissement unitaire du béton égale à 3.5‰ et un allongement unitaire de l'acier égale 10‰.

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} ; \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

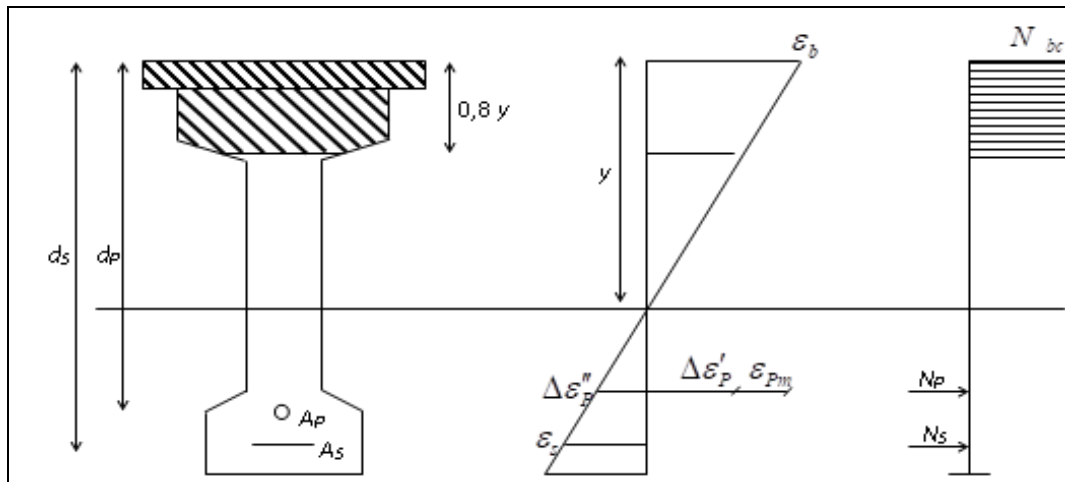


Figure VI.4. Diagramme des déformations et des contraintes à L'ELU

$d_p = 1.58\text{m}$ et $d_s = 1.70\text{m}$; $y = 0.259d_s = 0.44\text{m}$; $c = 0.05\text{ m}$ (enrobage)

- L'effort normale résistant : $\bar{N}_u = N_{bc} - N_s - N_p$
- Le moment fléchissant résistant : $\bar{M}_u = (d_s - d_p) N_p + N_{bc} (d_p - 0.4y)$

Tableau VI.5. Formules des efforts normaux

Force	Formule
N_{bc}	$B(0.4y) \left(\frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \right)$
N_s	$A_s \frac{f_e}{\gamma_s}$
N_p	$n A_p \left(\sigma_p(\epsilon_{tot}) - \sigma_p(\epsilon_{pm}) \right)$

Sachant que :

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = \gamma_p = 1.15$$

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$B(0.4y)$: Aire de la section comprimée calculée par le logiciel Autocad et égale à 0.453m^2

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p'' + \Delta\epsilon_p'$$

Tableau VI.6. Formule et résultat des déformations de l'armature de précontrainte

Déformation	Formule	Résultat (%)
ϵ_{pm}	$\frac{\sigma_{pm}}{E_p}$	5.49
$\Delta\epsilon_p''$	$\epsilon_b \frac{d_s - y}{y}$	10.01
$\Delta\epsilon_p'$	$5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$	0.106
ϵ_{tot}	$\epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p'' + \Delta\epsilon_p'$	15.62

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Avec :

ε_{pm} : allongement des câbles avec σ_{pm} correspondant à la contrainte existant dans les armatures.

$\Delta\varepsilon_p''$: allongement des câbles dû à la déformation du béton.

$\Delta\varepsilon_p'$: variation accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau des armatures de précontraintes.

Tableau VI.7. Formule et résultat des contraintes au niveau des armatures de précontrainte

Contrainte	Formule	Résultat (MPa)
σ_{pm}	$\frac{P_m}{A_p}$	1044.84
σ_{bpm}	$\frac{P_m}{A_p} + \frac{e_0}{I_n} (M_g + P_m e_0)$	4.048

La détermination de la variation $\Delta\sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{tot}) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$ nécessite la résolution de l'équation suivante :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

En posant ε_p égale à ε_{tot} et ε_{pm} on peut déterminer à l'aide de la commande SOLVE sur Excel, les contraintes $\sigma_p(\varepsilon_{tot})$ et $\sigma_p(\varepsilon_{pm})$.

$$\varepsilon_{tot} = 15.61\text{‰} \rightarrow \sigma_p(\varepsilon_{tot}) = 1498.17 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pm} = 5.49 \text{‰} \rightarrow \sigma_p(\varepsilon_{pm}) = 1155.49 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_p = 342.69 \text{ MPa}$$

Tableau VI.8. Résultat des forces normales

Force	Résultat
N_{bc}	10.268
N_s	0.437
N_p	1.850

Les sollicitations résistantes à L'ELU sont égales à :

$$N_u = 5.67 \text{ MN} \leq \bar{N}_u = 7.98 \text{ MN}$$

$$M_u = 7.98 \text{ MN} \leq \bar{M}_u = 15.70 \text{ MN}$$

On conclut que les sollicitations de calcul N_u et M_u sont bien à l'intérieur du domaine délimité par les sollicitations résistantes ultime \bar{N}_u et \bar{M}_u .

VI.9.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTI-ELLES

Les justifications de poutre dans le cadre des ELU sont formulées à partir de l'hypothèse de la formulation d'un treillis après fissuration de béton (treillis de MORSH), elles comportent de ce fait une vérification de non rupture en traction des armatures transversales et une vérification de la compression des bielles de béton découpées dans l'élément par les fissures. [2]

VI.9.2.1. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE

VI.9.2.1.1. ARMATURE DE PEAU

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 2cm^2 par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12 de section égale à 2.26 cm^2 .

VI.9.2.1.2. FERRAILLAGE MINIMALE

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit :

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_n \gamma_s} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (1)$$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections A_t incluant les armatures de peau et leur espacement S_t qui est tel que :

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

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

Si on pose les armatures de peau comme ferraillement minimale $A_t = 2.26\text{ cm}^2$ la condition (1) est vérifiée pour un espacement $S_t = 40\text{ cm}$ ($S_t < 0.571\text{m}$) dans toutes les sections de la poutre.

VI.9.2.2. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES EN ZONE D'APPUI

Cette vérification consiste à justifier la résistance des armatures transversales à l'effort tranchant après fissuration, et elle s'écrit sous la forme suivante :

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

Avec :

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

$$\text{tg}(2\beta_u) = \frac{2 \tau_{red u}}{\sigma_{xu}}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{B_h} \rightarrow \sigma_{xu} = 4.19 \text{ MPa}$$

$$V_{red u} = V_u - \sum P_i \sin(\sigma_i) \rightarrow V_{red u} = 0.37 \text{ MN}$$

Sachant que : $V_u = V_{max} = 1.15 \text{ MN}$

$$\beta_u = 9.39^\circ \leq 30^\circ$$

On prend pour la suite du calcul $\beta_u = 30^\circ$

D'où :

$$\tau_{red u} = 0.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.47 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures de peau nous vérifient la condition de résistance à l'effort tranchant en zone d'appuis et on peut l'adopter pour le ferrailage.

VI.9.2.3. 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 sous la forme de l'inégalité suivante :

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

D'où :

$$\tau_{red u} = 0.71 \text{ MPa} \leq \frac{f_{cj}}{6} = 6.67 \text{ MPa}$$

Donc la condition sur les bielles de compression de béton est bien vérifiée.

VI.10. PRESENTATION DU FERRAILLAGE FINAL

Les armatures passives de la poutre sont constituées, en plus des armatures calculées précédemment par des armatures de constructions qui permettent la mise en place de la poutre et le maintien de l'allure des câbles. Sans oublier les armatures d'attentes qui assure la jonction entre les poutres et l'hourdis.

Voici sur la figure ci-dessous le plan de ferrailage de la section médiane de la poutre.

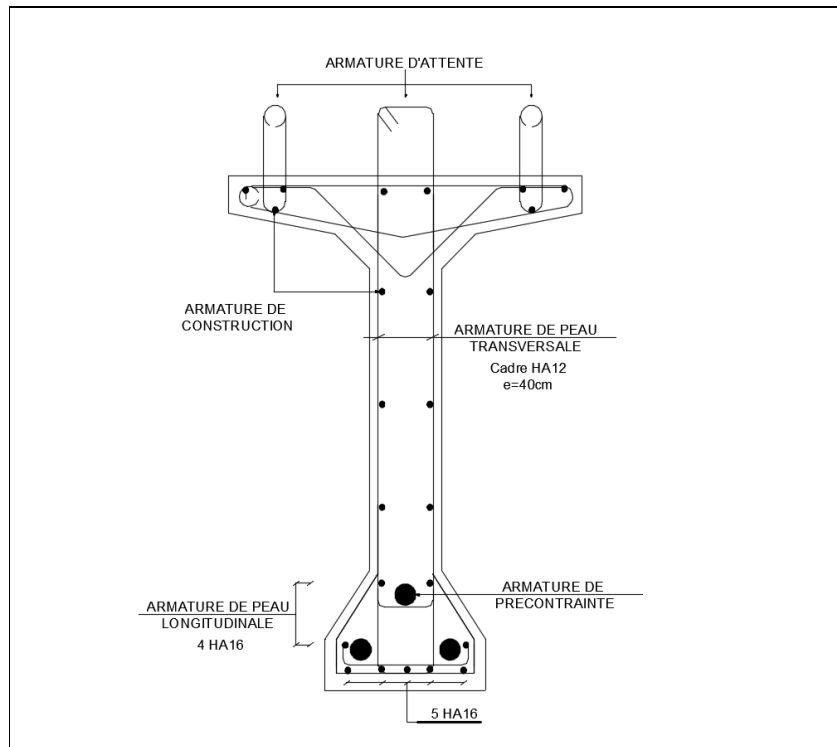


Figure VI.5. Ferrailage de la section médiane

VI.11. CALCUL JUSTIFICATIF REGLEMENTAIRE EN SECTION PARTICULIERES

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. D'où on distingue deux zones :

- Les zones d'ancrages des armatures de précontrainte (zone d'about)
- Les zones d'application des réactions d'appuis (zone d'appui)

Les efforts concertés cités au-dessus introduisent sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton, où le principe de Saint-Venant ne s'applique pas et la répartition des contraintes normales n'est pas linéaire. Ces efforts se diffusent ensuite sur une plus grande surface au bout d'une certaine distance l_r appelée distance de régularisation où le principe de la répartition des contraintes normales linéaires est juste.

VI.11.1. ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

De nombreux essais ont montrés qu'il existe deux zones de régularisation de l'effort concerté à l'aval du système d'ancrage :

- Une zone de première régularisation pour chaque ancrage à l'intérieur du prisme $d_1 \times d_1 \times b$ avec d_1 l'entraxe des ancrages où deux fois la distance de l'axe de l'ancrage à l'extrémité la plus proche.

$$d_1 = \min(2C_1; e) \text{ et } d_2 = \min(2C_2; e)$$

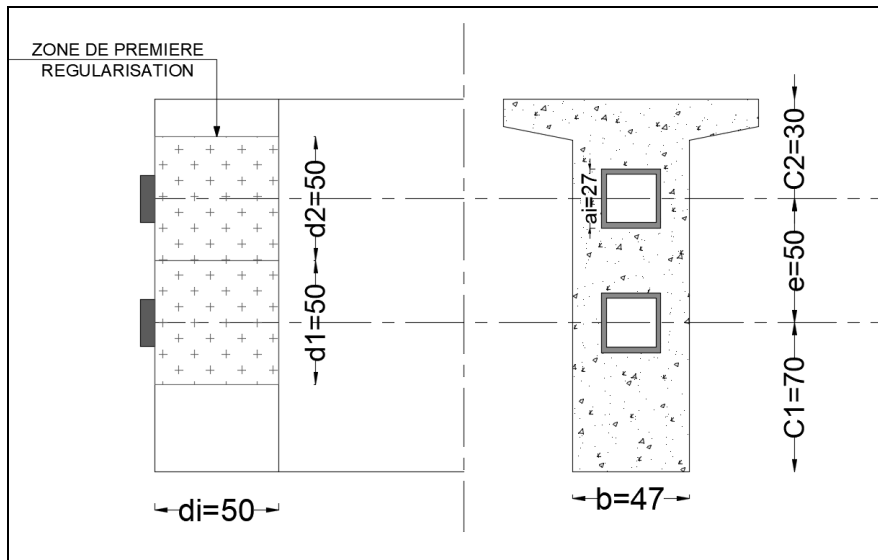


Figure VI.6. Schéma de la première zone de régularisation

- Une zone d'équilibre général situé à la distance $l_r=h$ (ou b) de l'about avec une répartition linéaire des contraintes.

VI.11.1.1. ETUDE DE LA PREMIERE ZONE DE REGULARISATION

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses pour le béton, dans la première zone de régularisation :

- Une zone de surface en forme d'onglet du béton tendue, où les efforts sont faibles de l'ordre de $0.04P$.
- Une zone d'éclatement du béton tendue (rognon d'éclatement)
- Une zone intermédiaire de béton comprimé.

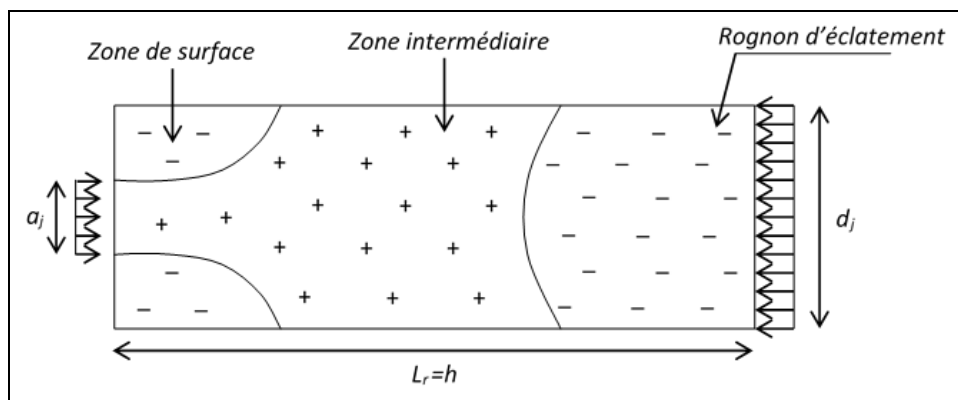


Figure VI.7. Zone de concentration des contraintes

VI.11.1.1.1. ZONE DE SURFACE

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

$$A_s = 0.04 \frac{\text{Max}(P_{i0})}{\bar{\sigma}_s}$$

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

Avec :

P_{i0} : Force à l'origine de l'ancrage.

Tableau VI.9. Calcul de la section d'armature de surface

Plan	Application numérique	A_s (cm ²)	Armature
Vertical	$0.04 \times 2.657 / (2/3) \times 500$	3.19	1 cadre HA16 (4.02cm ²)
Horizontal	$0.04 \times 2 \times 2.658 / (2/3) \times 500$	6.38	2 cadre HA16 (8.04cm ²)

VI.11.1.1.2. ZONE D'ECLATEMENT

Vue que cette zone est soumise à des contraintes de tractions importantes, une vérification par rapports aux contraintes limites de tractions de béton est nécessaire, tel que :

Plan horizontal:
$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_i}{d_j}\right) \frac{P_{i0}}{b d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Plan vertical:
$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_i}{b}\right) \frac{P_{i0}}{b d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

$$b = 0.47 \text{ m} ; d_j = 0.5 \text{ m} ; a_i = 0.27 \text{ m}$$

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

Tableau VI.10. Vérification des contraintes de traction du béton de la zone d'éclatement

Plan	Jours	P_{i0} (MN)	f_{tj} (MPa)	$1.25 f_{tj}$ (MPa)	σ_{tj} (MPa)	Vérification
Vertical	7 ^{ème}	1.328	2.19	2.74	1.30	Vérifier
	28 ^{ème}	2.657	3.00	3.75	2.60	
Horizontal	7 ^{ème}	1.328	2.19	2.74	1.2	
	28 ^{ème}	2.657	3.00	3.75	2.40	

On calcul ensuite pour chaque ancrage l'acier nécessaire pour reprendre les efforts de traction dans cette zone avec l'expression suivante :

Plan horizontal:
$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_i}{d_j}\right) P_{j0}}{K_j \frac{2}{3} f_e} = 9.16 \text{ cm}^2$$

Plan vertical:
$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_i}{b}\right) P_{j0}}{K_j \frac{2}{3} f_e} = 16.96 \text{ cm}^2$$

Avec : $K_j = 1$ (Ancrage d'extrémité)

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La section d'armature totale définitif :

$$A_e = \text{Max} \left(A_{ej} ; 0.15 \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \right)$$

Figure IV.11. Calcul de la section d'armature d'éclatement

Plan	Application Numérique	A_e (cm ²)	Armature
Vertical	Max (9.16 ; 11.95)	11.95	3 cadre HA16 (12.06cm ²)
Horizontal	Max (16.96 ; 23.91)	23.91	6 cadres HA16 (24.13cm ²)

Ces aciers sont à répartir sur la longueur d_j à l'aval de la section d'ancrage en s'assurant que chaque prisme à au moins la section d'acier A_{ej} sur la longueur d_j [15]

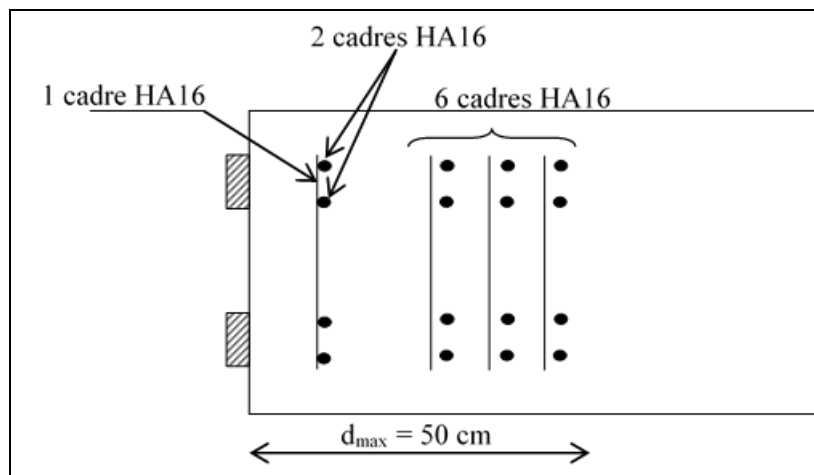


Figure VI.8. Ferrailage de la première zone de régularisation

VI.11.1.1.3. ZONE INTERMEDIAIRE

Dans cette zone, on vérifie les contraintes de compression du béton pour ne dépasser la contrainte admissible :

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

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

Figure VI.12. Vérification des contraintes de compression du béton en zone d'éclatement

Jour	f_{cj}	σ_{cj}	$\frac{2}{3} f_{cj}$	Vérification
7 ^{ème}	26.49	5.65	17.66	Vérifier
28 ^{ème}	40	11.31	26.67	

VI.11.1.2. ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION

L'about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumis d'un côté aux forces de précontraintes P_j et de l'autre aux contraintes $\sigma(P_j)$ et $\tau(P_j)$.

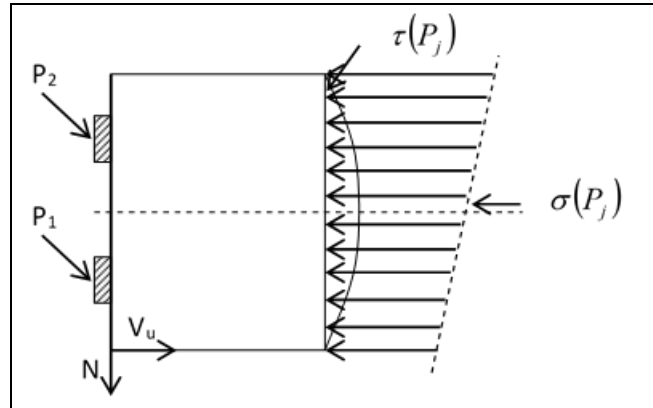


Figure VI.9. Concentration des contraintes dans la deuxième zone de régularisation

VI.11.1.2.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par a formule :

$$\tau_{max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1,5 f_{tj}$$

Cette condition est bien vérifiée au 7^{eme} jour, et le détail de calcul est présenté dans l'annexe 05 partie 07.

Tableau VI.13. Vérification des contraintes de cisaillement dans la deuxième zone de régularisation

Cable	Max $ \tau_{max} + \tau $ (MPa)	$1.5 f_{tj}$	Vérification
1	0.040	3.28	Vérifier
2	1.075	3.28	

VI.11.1.2.2. FERRAILLAGE COMPLEMENTAIRE

La section d'acier complémentaire, ou les armatures transversales sont calculés par la formule suivante :

$$A_c = \frac{|V_{xe \max}| - N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

Avec :

$$V_{xe \max} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_{max}} \right)^2 \right]$$

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - b \int \tau dt$$

Le détail de calcul est présenté aussi à l'annexe 05 partie 07.

Le résultat nous donne une section complémentaire d'acier $A_c=7.51 \text{ cm}^2$, sachant que :

$$A_s + A_e = 4.02 + 12.06 = 16.08 \geq A_c = 7.51 \text{ cm}^2$$

On n'a pas besoin d'armatures complémentaires.

VI.11.2. ETUDE DE LA ZONE D'APPUI

La zone d'appui est soumise à des forces concentrées, et le calcul justificatif se porte sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

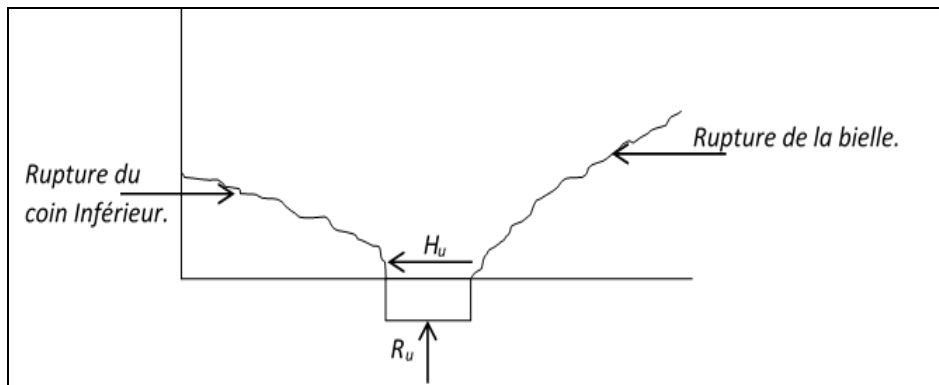


Figure VI.10. Rupture de la bielle d'about et le coin inférieur

VI.11.2.1. EQUILIBRE DE LA BIELLE D'ABOUT

La transmission des charges appliqués à la poutre se fait sur l'appui par l'intermédiaire d'un bielle unique incliné d'un angle β_u sur l'axe longitudinale.

La résultante R de la réaction verticale R_u et horizontale H_u et des efforts de précontrantes $\sum P_i \sin \alpha_i$ et $\sum P_i \cos \alpha_i$ conduit à une rupture lorsque son inclinaison θ dépasse l'angle β_u tel que :

$$\text{tg}(2\beta_u) = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu}} ; \sigma_{yu} = 0$$

Cette condition est vérifiée si :

$$\text{tg } \theta \leq \text{tg}(2\beta_u)$$

D'où, pour la vérification de cette condition on cherche le niveau r du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et de efforts du câble incliné d'un angle inférieur à β_u . Cette condition est vérifiée si :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le calcul détaillé de cette condition est présenté dans l'annexe 05 partie 08, qui conclue que le niveau « r » correspond au premier câble qui équilibre la bielle unique et la fissure de cette bielle s'arrête à ce niveau.

La section d'armature déjà calculé pour l'effort tranchant doit être majorée par le rapport Z/Z_r , cela conclue à partir de la vérification des armatures transversales effectué à l'annexe 05 partie 08.

D'où :

$$A'_t = \frac{Z}{Z_r} A_t = 3.01 \text{ cm}^2$$

Equivalent à 2 cadre HA12 ($A_t=4.52\text{cm}^2$) répartie sur une longueur de 1.06m à partir de l'axe vertical de l'appui.

VI.11.3. EQUILIBRE DU COIN INFERIEUR

Sous l'effet de la réaction verticale et des forces de précontraintes il y a un risque de rupture du coin inférieur.

Nous devons s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de rupture du coin inférieur en vérifiant l'égalité $tg\alpha \leq tg\phi$

Avec :

α : Angle de la résultante avec la normale à P_i .

ϕ : Angle de frottement interne du béton, le BPEL donne $\phi = \text{Arctg}\left(\frac{2}{3}\right)$

Pour cela il faut vérifier l'inégalité suivante pour les deux câbles d'extrémité :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cdot \frac{1,5 - tg\theta}{1 + 1,5 tg\theta}$$

$$tg \theta = \frac{0.50 + (0.50/2)}{0.54} = 1.39$$

$$\lambda = \frac{1.5 - tg \theta}{1 + 1.5 tg \theta} = \frac{1.5 - 1.39}{1 + 1.5 \times 1.39} = 0.036$$

Figure VI.14. Vérification de l'équilibre du coin inférieur

Cable	$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u$ (MN)	$(R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \lambda$ (MN)	Vérification
1	2.47	0.029	Vérifier
2	4.68	0.055	

D'où, la condition de non rupture de coin inférieur est vérifiée pour les câbles n°01 et 02.

De plus on prévoit une section minimum d'armature longitudinale pour reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui, tel que :

$$A_{s \min} = \frac{0.04 R_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} (5 - 4K)$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{2}{3} = \frac{0.54}{x} \Rightarrow x = 0.81 > 0.75$$

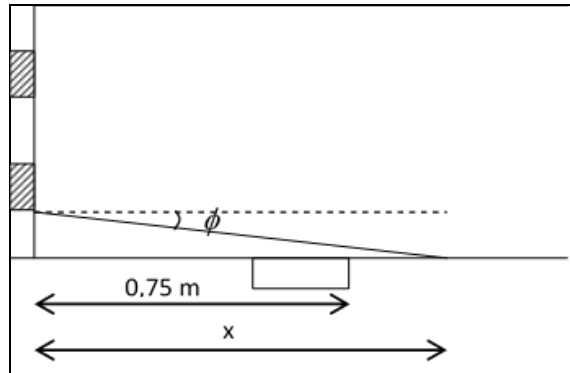


Figure VI.11. Plan de rupture

D'où : $K=0$

$$A_{s \min} = 5.29 \text{ cm}^2$$

Equivalent à 5HA 12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)

VI.12. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante, comme pour les sections particulières (zone d'about, zone d'appuis).

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ce dernier nécessite aussi une étude qui sera traitée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA DALLE

VII. ETUDE DE LA DALLE

VII.1. INTRODUCTION

La dalle d'un pont à poutre est un élément de structure plane dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau. D'où pour une bonne habilité des dalles à résister au composant de ces forces un bon dimensionnement des armatures suivie d'une vérification au poinçonnement est nécessaire.

VII.2. DISCRIPTION DE LA DALLE

La dalle de notre pont, qu'on peut aussi appeler 'Hourdis', a une largeur de 15.5 m et une épaisseur de 25 cm posée sur 11 poutres de 33.4 m de long.

VII.3. ETUDE DE LA FLEXION

Lorsque l'hourdis est coulé sur place il y'a continuité de ferrailage entre celui-ci et les poutres qui le supporte. Il ne peut donc y avoir de glissement entre ces deux éléments. Donc l'hourdis va fléchir transversalement et les poutres principales vont fléchir longitudinalement et entrainer l'hourdis dans leurs déformations. [1]

On peut considérer deux types de flexion du hourdis : flexion locale et flexion générale.

La flexion locale est la flexion due au moment fléchissant transversale suivant la direction yy' , en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres. Pour la flexion générale on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinale suivant la direction xx' .

VII.3.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Le résultat des sollicitations dues à la flexion locale et la flexion générale déterminer à partie du logiciel CSI Bridge à l'état limite ultime de service, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Résultat des sollicitations en flexion en appuis et à mi-travée

	Moment Fléchissant à L'ELS (T.m)			
	Flexion générale ($M_{xx'}$)		Flexion locale ($M_{yy'}$)	
	Mi-travée	Appuis	Mi-travée	Appuis
G+1.2 A1 + St	2.98	6.16	3.16	7.10
G+1.2 Bc +St	6.22	5.14	9.32	3.43
G+1.2 Bt +St	5.50	5.66	9.77	4.68
G+ Mc120	3.50	3.76	3.92	2.50
G+ D240	4.52	3.64	5.92	1.22
Max	6.22	6.16	9.77	7.10

VII.3.2. DIMENSIONNEMENT A L'ELS

Vue que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif le dimensionnement des armatures s'effectue à L'ELS, en considérant la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de large et 0.25m de hauteur.

D'où pour le dimensionnement on suit les étapes suivantes :

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

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x z$$

$$z = d - \frac{x}{3}$$

$$x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

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

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d = 3.04 \text{ cm}^2$$

Les résultats du calcul de la section d'acier et la vérification de la dernière condition sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Section d'acier nécessaire pour la flexion avec vérification

	Flexion locale		Flexion générale	
	Mi-travée	Appuis	Mi-travée	Appuis
M_{ser} (T.m)	6.22	6.16	9.77	7.10
x (m)	0.21			
z (m)	0.15			
\bar{M}_1 (T.m)	37.43			
A_s (cm ²)	16.45	16.29	25.84	18.78
Vérification	Vérifier			

D'où on adopte le ferrailage suivant :

Tableau VII.3. Choix des aciers de ferrailage

Sens des armatures	Longitudinale		Transversale	
	Supérieure	Inférieure	Supérieure	Inférieurs
A_s (cm ²)	16.45	16.29	18.78	25.84
Les barres	6 HA20 (18.85 cm ²)	6 HA20 (18.85 cm ²)	6 HA20 (18.85 cm ²)	10 HA20 (31.42 cm ²)

VII.4. DISPOSITION CONSTRUCTIVE

VII.4.1. DIAMETRE DES BARRES

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre : [1]

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 25 \text{ mm}$$

VII.4.2. ESPACEMENT DES ARMATURES

Les espacements maximaux à ne pas dépasser sont :

Dans le sens xx' : $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Dans le sens yy' : $S_t \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

VII.5. SCHEMA DE FERRAILAGE DANS LE SENS LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

Les deux schémas suivants présentent la distribution des armatures transversales et longitudinales sur un mètre de largeur avec un enrobage de 3cm.

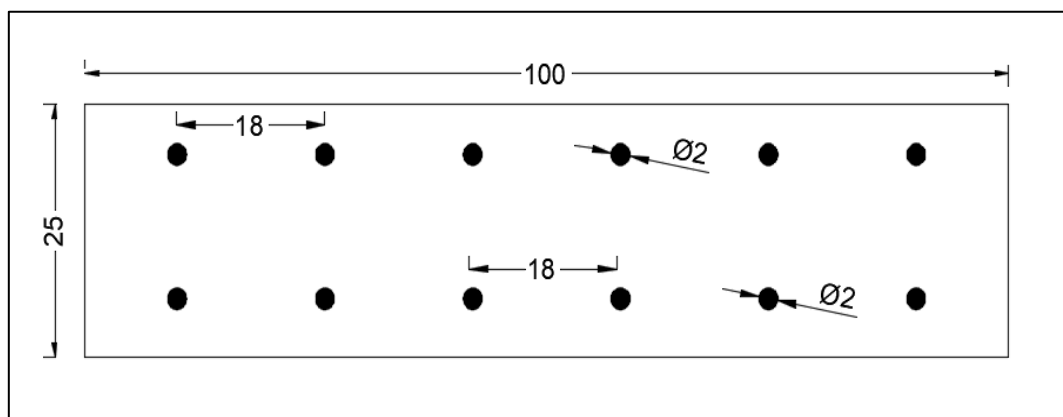


Figure VII.1. Ferrailage dans le sens longitudinal

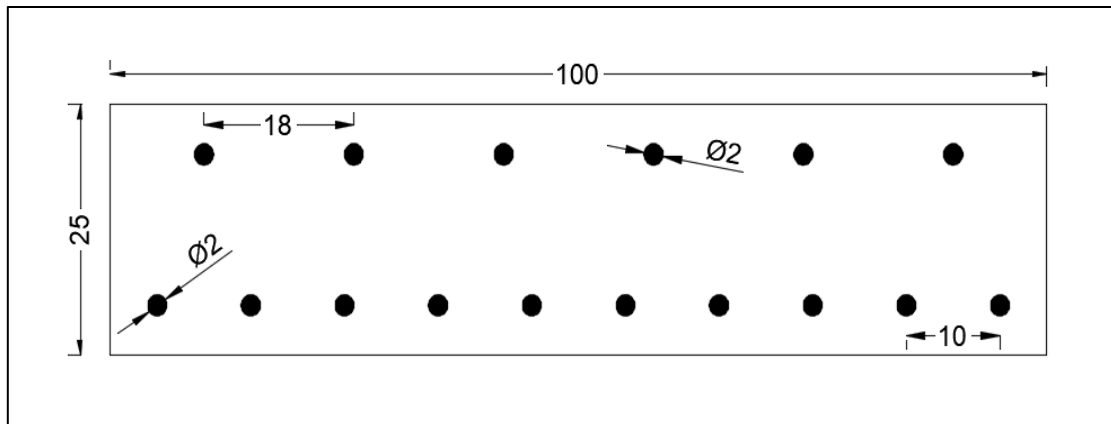


Figure VII.2. Ferrailage dans le sens transversal

VII.6. 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 : [1]

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

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 égale 25cm.

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

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

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

$$\xi = 0.75$$

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

a_0 et b_0 : dimension de la roue.

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

Surcharge	a_0 (m)	b_0 (m)	a (m)	b (m)	P (T)	Q_u (MN)	U_c (m)	$0.045 U_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$
Bc	0.25	0.25	0.62	0.62	6	0.10	2.48	0.74
	0.20	0.20	0.57	0.57	3	0.05	2.28	0.68
Bt	0.25	0.60	0.62	0.97	8	0.13	3.18	0.95
Br	0.60	0.30	0.97	0.67	10	0.16	3.28	0.98

D'après le tableau VII.4 on peut remarquer que la condition de non poinçonnement est vérifiée.

VII.7. CONCLUSION

Comme on l'a déjà dit dans l'introduction, un bon dimensionnement et vérification de l'hourdis est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre.

Ce qu'on peut voir dans un prochain chapitre est le dimensionnement des équipements disposés sur la dalle pour l'exploitation du pont.

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

VIII. ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION

Les récents séismes qui ont touchés l'Algérie démontrent l'importance de la construction parasismique, or la prise en compte du risque sismique dans les ouvrages d'art est obligatoire.

Dans ce chapitre nous allons effectuer le calcul sismique sur notre ouvrage en se référant aux règlements parasismiques algérien pour les ouvrages d'art qui nous permet d'avoir un dimensionnement des éléments porteur (Appuis).

VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

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

- La zone sismique : la carte des zones sismique définit par le RPOA 2008, classe la wilaya de Médéa dans la zone IIb de forte sismicité.
- Le groupe du pont : on classe l'ouvrage dans le deuxième groupe des ponts importants.
- Classification du site : on classe le site selon ses propriétés mécaniques détaillées dans le rapport géotechnique dans la catégorie S2 des terrains fermes.

VIII.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour l'étude sismique d'un pont plusieurs méthodes peuvent être analysées, 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 : [7]

- 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 vérifié avec l'inégalité suivante :

$$M_{pile} < 0.43 M$$

Avec :

$$M = G + \alpha Q$$

G : masse totale du tablier des 3 travées.

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

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

D'où :

$$M = G = 3 M_{\text{tablier/travée}}$$

$$M = 3043.47 t ; M_{pile} = 959.38 t$$

$$959.38 t < 1308.69 t$$

La première condition est vérifiée.

- Le biais est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales des appuis na varie par plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

Cette condition est déjà vérifiée car l'ouvrage est sans biais.

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

L'ouvrage passe par une clothoïde dont la courbure est extrêmement faible, d'où cette condition est variée en supposant l'ouvrage droit avec une courbure négligeable.

- 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 bien vérifiée vue la symétrie géométrique et mécanique, donc l'excentricité est nul.

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

VIII.4. SEISME LONGITUDINALE

Dans la direction longitudinale, les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle du tablier rigide, en appliquant une force statique horizontale égale à :

$$F = M S_a(T, \xi)$$

Avec :

M : La masse totale mise en mouvement égale à la masse du tablier déjà calculée précédemment ($M = 3043.47 t$)

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

VIII.4.1. LA FORCE HORIZONTALE STATIQUE EQUIVALENTE

VIII.4.1.1. LA PERIODE FONDAMENTALE DU SYSTEME

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

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

Avec :

K : la raideur totale du système

VIII.4.1.2. LA RAIDEUR TOTALE DU SYSTEME

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

$$K = 2K_{culée} + K_{pile1} + K_{pile2}$$

Avec :

$$K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{app d'appuis}}}$$

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{app d'appuis}}}$$

VIII.4.1.2.1. RAIDEUR TOTALE DE LA CULEE

On considère la culée infiniment rigide, d'où la rigidité totale de la culée est celle de ses appareils d'appuis.

$$K_{culée} = K_{app d'appuis}$$

$$K_{app d'appuis} = n \frac{G a b}{e}$$

Avec :

n : Nombre d'appareil d'appuis sur l'élément considéré (culée ou pile) égale à 11 appareils 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. (350×250) mm²

e : Epaisseur de l'appareil d'appuis. ($e = 0.05$ m)

$$K_{culée} = 23.1 \text{ MN/m}$$

Il faut noter que le dimensionnement des appareils d'appuis est détaillé dans le chapitre suivant.

VIII.4.1.2.2. RAIDEUR TOTALE DE LA PILE

La rigidité de la pile dépend de la raideur des appareils d'appuis et des fûts.

$$K_{app d'appuis} = n \frac{G a b}{e}$$

Sachant que le nombre d'appareil d'appuis est de 22 appareils au niveau des piles, avec les mêmes dimension a, b et e .

$$K_{app d'appuis} = 46.2 \text{ MN/m}$$

Dans le sens longitudinale les fûts sont encastres au niveau inférieur et libre dans la partie supérieure, d'où :

$$K_{fut} = n \frac{3 E_{ij} I_y}{h^3}$$

Avec :

n : Le nombre de fut dans chaque pile.

E_{ij} : module de déformation instantanée ($E_{ij}=33000$ MPa)

I_y : Moment d'inertie longitudinale d'un fût ($I_y = \frac{\pi D^4}{64} = 2.24 \text{ m}^4$)

h : La hauteur du fût dans chaque pile ($h_1=10$ m ; $h_2= 15.20$ m)

D'où :

$$K_{fut1} = 666.22 \text{ MN/m} ; K_{fut2} = 189.71 \text{ MN/m}$$

La raideur totale des deux piles est :

$$K_{pile1} = 43.20 \text{ MN/m} ; K_{pile2} = 37.15 \text{ MN/m}$$

VIII.4.2. 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 : [7]

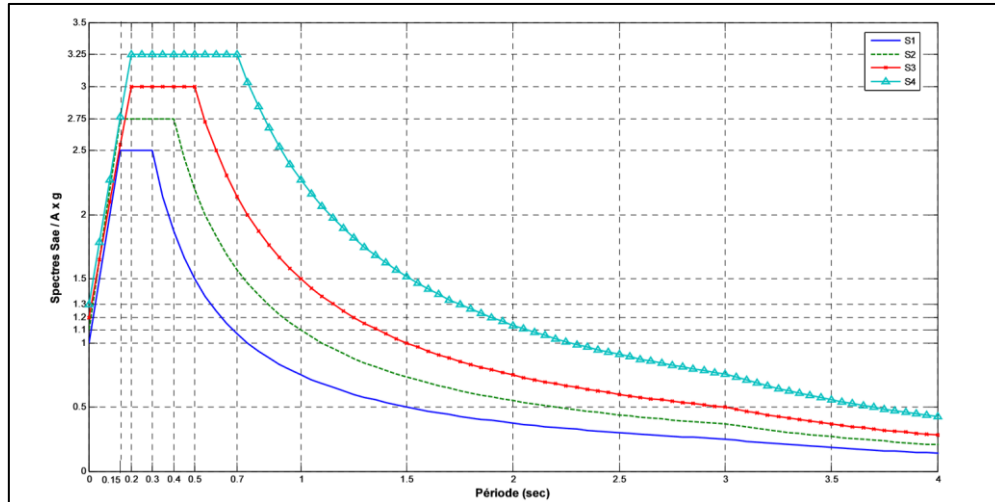


Figure VIII.1. Spectre de réponse élastique- composante horizontale

$$S_{ae}^h(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(1 + \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

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

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site ($T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.40 \text{ s}$).

S : Coefficient de site ($S = 1.1$)

A : Coefficient d'accélération de zone, dépend de la zone sismique et le groupe du pont ($A = 0.25$).

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

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

VIII.4.3. REPARTITION DE LA FORCE HORIZONTALE

La force horizontale qui s'applique sur le tablier est répartie sur les appuis selon les formules suivante :

$$F_{culée} = \frac{K_{culée}}{K} F$$

$$F_{pile} = \frac{K_{pile}}{K} F$$

VIII.4.4. DEPLACEMENTS

On peut citer deux types de déplacements :

- Déplacement totale du tablier :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ae}(T)$$

- Déplacement de la tête des piles :

$$d_{pile} = \frac{F_{pile}}{K_{pile}}$$

▪ RESULTAT FINAL

Tableau VIII.1. Résultat du calcul final

		Résultat
Raideur totale du système K (MN/m)		126.56
La période fondamentale du système T (s)		2.769
L'accélération spectrale S_{ae} (m/s ²)		8.426
La force sismique horizontale (MN)		8.426
Répartition de la force sismique sur les appuis F_i (MN)	$F_{culée}$	1.538
	F_{pile1}	2.877
	F_{pile2}	2.474
Déplacement total du tablier d (m)		0.066
Déplacement des têtes de pile (m)	d_{pile1}	0.066
	d_{pile2}	0.066

VIII.5. SEISME TRANSVERSAL

Dans la direction transversale la condition du tablier rigide $\frac{L}{B} \leq 5$ 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 $i+1$.

$$0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

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 $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force sismique équivalente : [9]

$$F_i = M_i S_{ae}^h(T, \xi)$$

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

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).

$$M_i = M_{\text{tablier/travée}} + \frac{1}{2} M_{\text{pile } i}$$

T_i : La période fondamentale de la $i^{\text{ème}}$ pile.

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

K_i : La rigidité de la $i^{\text{ème}}$ pile en considérant la pile encastree dans la partie inférieure et supérieure, d'où :

$$K_{fut} = n \frac{12 E_{ij} I_x}{h^3}$$

$$I_x = n I_y + 2S d^2$$

Sachant que :

n : Le nombre de fût ($n=3$)

I_y : Le moment d'inertie de la section transversale des fûts ($I_y = 2.24 \text{ m}^4$)

S : L'aire de la section transversale d'un fut ($S = 5.31 \text{ m}^2$)

d : L'entraxe entre les fûts ($d = 5.45 \text{ m}$)

En plus de la rigidité des appareils d'appuis on peut déterminer la rigidité de la pile avec l'expression définie au VIII.4

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2. Résultat de vérification de la condition d'application de la méthode

	PILE 1	PILE 2
M_i (t)	1233.63	1275.04
K_i (MN/m)	46.18	46.14
T_i (s)	1.027	1.044
T_i/T_{i+1}	0.98	

Ce qu'on peut remarquer du tableau ci-dessus, est que la condition d'application de cette méthode est bien vérifiée.

Les deux piles du pont ont une période qui appartient à l'intervalle T_1 et T_2 , donc l'accélération du système appartient au plateau du spectre élastique horizontale avec :

$$S_{ae}^h = 2.5\eta AgS$$

■ RESULTAT FINAL

Tableau VIII.3. Résultat du calcul de la force sismique sur pile

	PILE 1	PILE 2
S_{ae}^h (m/s ²)	2.63	2.58
F_i (MN)	3.24	3.29

VIII.6. SEISME VERTIVAL

Pour l'étude de l'effet sismique vertical la méthode monomodale n'est en général non applicable, mais il existe une méthode approchée qui permet d'évaluer les réactions d'appuis calculés simplement à l'aide de la relation suivante :

$$R_i = a b \mu L$$

Avec :

a : paramètre caractérise 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 IIb)

μ : La masse linéaire du tablier ($\mu=30.37$ t/m)

L : longueur de la travée principale ($L=32.4$ m)

b : Paramètre qui quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage normalisé, sachant que les travées sont identiques $b=0.25$ pour le calcul de la réaction sur culée et $b=0.75$ pour le calcul sue pile)

Etant donné que les piles ont une rigidité importante dans le sens vertical, alors l'accélération spectrale s'écrit comme suit :

$$S_{ae}^v = 2.5\alpha\eta Ag$$

$$S_{ae}^v = 4.26 \text{ m/s}^2$$

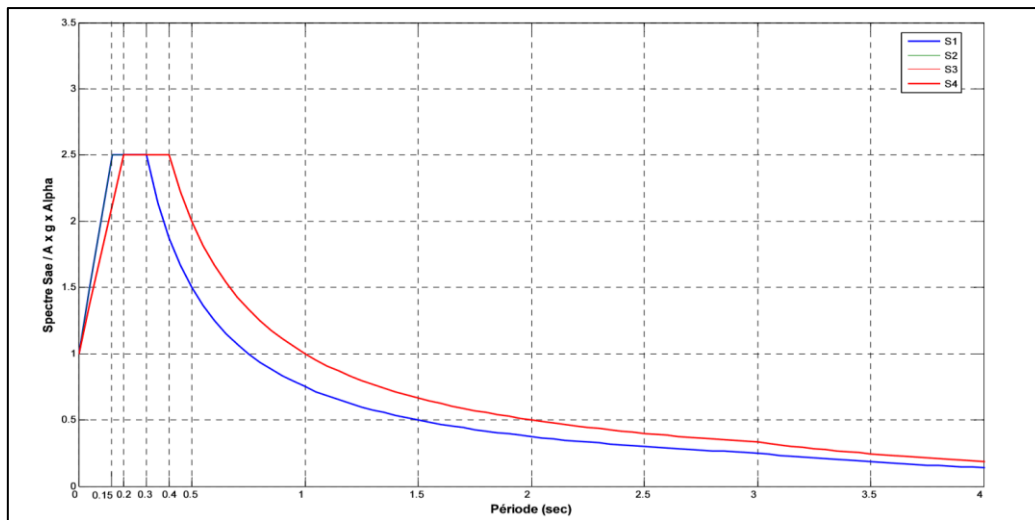


Figure VIII.2. Spectre de réponse élastique- composante verticale

D'où :

- La réaction au niveau de la culée : $R_1 = 0.19$ MN
- La réaction au niveau de la pile : $R_2 = 0.57$ MN

VIII.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

Vue l'incertitude directionnelle du séisme une combinaison des actions sismiques dans les trois directions principales est nécessaire, et s'écrit :

$$E_L = E_X + 0.3E_Y + 0.3E_Z$$

$$E_T = E_Y + 0.3E_Z + 0.3E_X$$

$$E_V = E_Z + 0.3E_X + 0.3E_Y$$

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

Sachant que :

E_x, E_y, E_z Sont les effets de l'action sismique dans la direction X ,Y,Z respectivement.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs des forces sismiques appliqués sur les deux piles et les efforts correspondant sous combinaison :

Tableau VIII.4. Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison

Direction	PILE 1	PILE 2
E_x (MN)	2.837	2.439
E_y (MN)	3.241	3.293
E_z (MN)	0.571	0.571
E_L (MN)	3.981	3.599
E_T (MN)	4.263	4.197
E_V (MN)	2.394	2.291

VIII.8. RESULTAT DES EFFORTS DE L'ACTION SISMIQUE SUR LES FUTS

Les sollicitations créés par l'action sismique sur la pile sont distribués sur les futs. Pour avoir la distribution des efforts au niveau des trois futs on modélise la pile sur le logiciel Robot sous forme d'un portique en appliquant les forces sismiques sous les combinaisons précédentes comme des charges statiques.

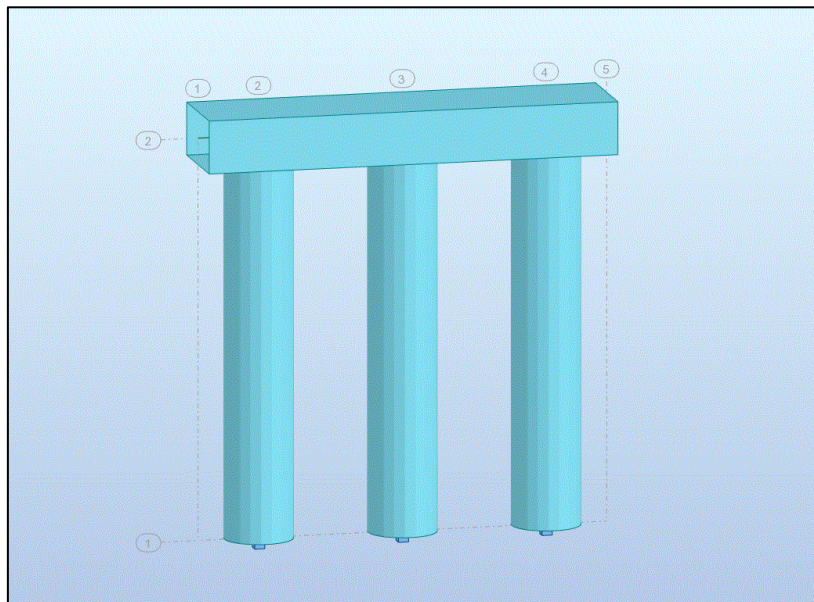


Figure VIII.3. Modélisation de la pile sur RSAP

Les résultats de la modélisation sont présentés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

Tableau VIII.5. Effet des combinaisons des actions sismiques sur les fûts

Sollicitation	PILE 1			PILE 2		
	E _L	E _T	E _V	E _L	E _T	E _V
F _X (t)	143.69	-	-	123.06	-	-
F _Y (t)	-	160.99	-	-	154.76	-
F _Z (t)	-	-	76.37	-	-	76.38
M _X (t.m)	1385.50	-	-	1849.19	-	-
M _Y (t.m)	-	774.86	-	-	1209.98	-

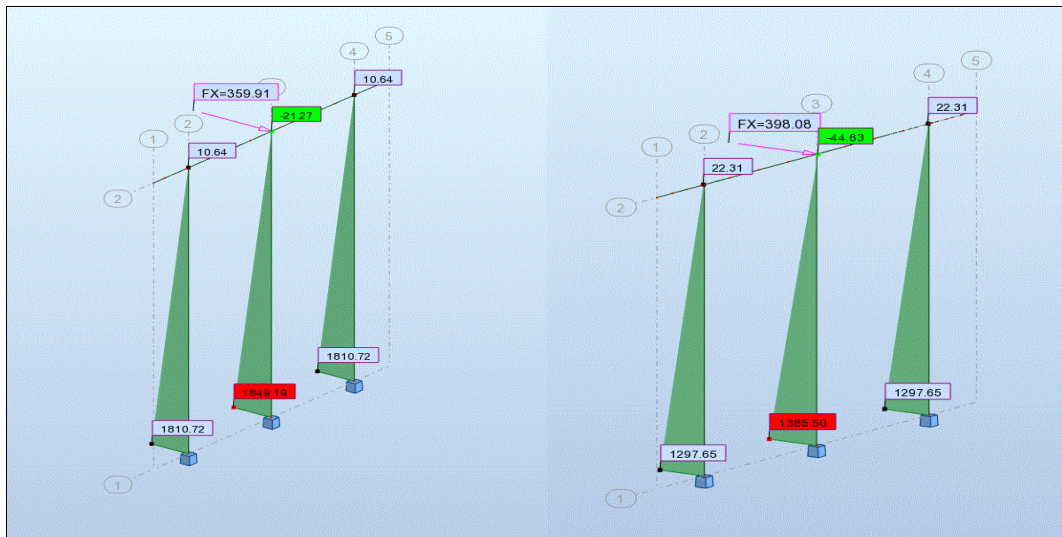


Figure VIII.4. Moment sous combinaison sismique longitudinale sur la pile 1 et 2

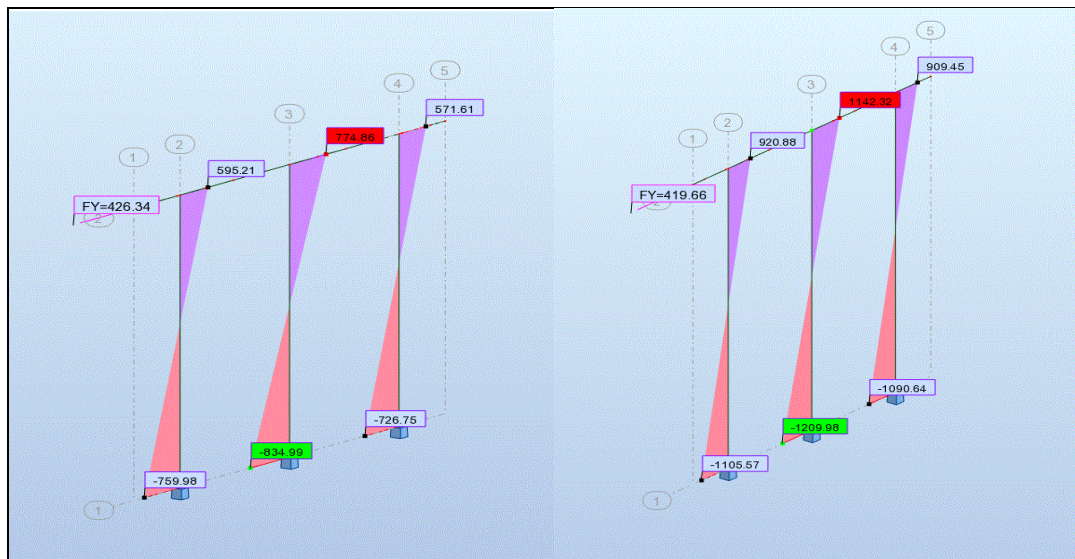


Figure VIII.5. Moment sous combinaison sismique transversale sur la pile 1 et 2

VIII.9. CONCLUSION

Les résultats de l'étude sismique ont une grande importance dans le dimensionnement des appareils d'appuis et la vérification de leurs stabilités, en plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée). Ces derniers seront présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IX. EQUIPEMENTS

IX. EQUIPEMENTS

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre les dispositifs nécessaires dans notre ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

IX.2. LES APPREILS D'APPUIS

Les appareils d'appuis sont des éléments importants dans la structure, ils jouent le rôle d'intermédiaire entre le tablier et les appuis pour permettent la transmission des efforts horizontaux et verticaux générés par les charges permanentes, les charges d'exploitations, le vent, le séisme ...

Il existe encore plusieurs types d'appareils d'appuis, et leurs choix dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacement horizontal, durabilité, coût, l'environnement...

Pour des réactions d'appuis limité à 12 MN l'appareil d'appuis en élastomère fretté convient parfaitement, et en zone sismique il est préférable de prévoir ce type d'appareil d'appuis vu la souplesse qu'apporte à l'ouvrage. Sous fort séisme les appareils d'appuis en élastomère fretté se déchirent et le remplacement sera moins coûteux [8].

D'où dans notre ouvrage, on choisit les appareils d'appuis cités précédemment. Ces appareils d'appuis sont constitués de feuille d'élastomère de quelques millimètres d'épaisseur empilées avec des frettes métalliques de nuance S235, l'ensemble est comprimé et vulcanisé.

IX.2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

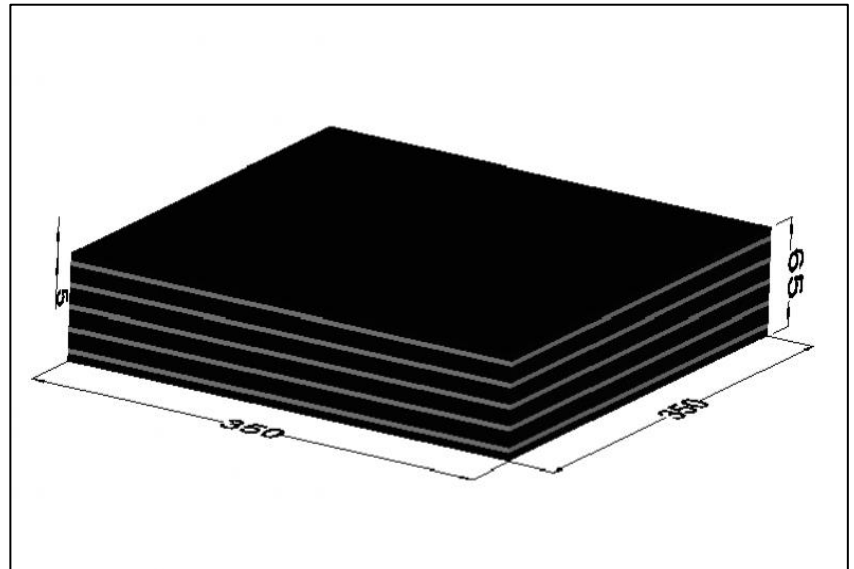
Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur quelques conditions qui sont détaillées à l'annexe 07 partie 02, sachant que les déplacements représentés dans le calcul sont déterminés à l'annexe 06

En fin notre choix s'arrête sur les appareils de dimension $(350 \times 350 \times 67)$ mm³

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IX.1. Dimensions de l'appareil d'appui

Dimension	Valeur (mm)
a	350
b	350
t_i	10
t_s	3
n	4
e	5
T_b	65
T_q	50



IX.2.2. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

Les appareils d'appuis en élastomère fretté doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Vérification des contraintes de cisaillements dues à l'effort normal
- Vérification des contraintes de cisaillements dues à l'effort horizontal
- Vérification des contraintes de cisaillements dues à la rotation
- Vérification de la contrainte de cisaillement total
- Vérification de la contrainte de compression
- Vérification de non flambement
- Limitation de distorsion
- Vérification de non glissement (non vérifié)
- Vérification de non soulèvement

Tous les détails de vérification de ces conditions sont présentés dans l'annexe 07 partie 03 où on a conclu que toutes les conditions sont vérifiées à l'exception du glissement qu'on peut empêcher avec des dispositifs anti glissement.

Toutes les vérifications sont effectuées sur les appareils d'appuis de la première pile de droite car elles présentent le cas le plus défavorable.

Enfin, on peut dire que les appareils d'appuis de dimension $(350 \times 350 \times 67)$ mm³ de type C avec les dispositifs anti cheminement peuvent être choisis pour notre ouvrage.

IX.3. LES DE D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui où se pose les appareils d'appuis pour permettre la transmission des efforts localisés provenant du tablier vers les appuis en évitant les fissurations.

IX.3.1. DIMENSIONNEMENT DU DE D'APPUIS

▪ DIMENTION EN PLAN

Les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5cm par rapport aux appareils d'appuis, on choisit un débordement de 7.5cm pour avoir les dimensions en plan de (50×50) cm².

▪ HAUTEUR DU DE D'APPUIS

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{2 a b}{2 (a + b)}$$

Avec :

$a ; b$: Dimension en plan de l'appareil d'appui.

$$H \geq 17.5 \text{ cm}$$

On prend : $H=20$ cm

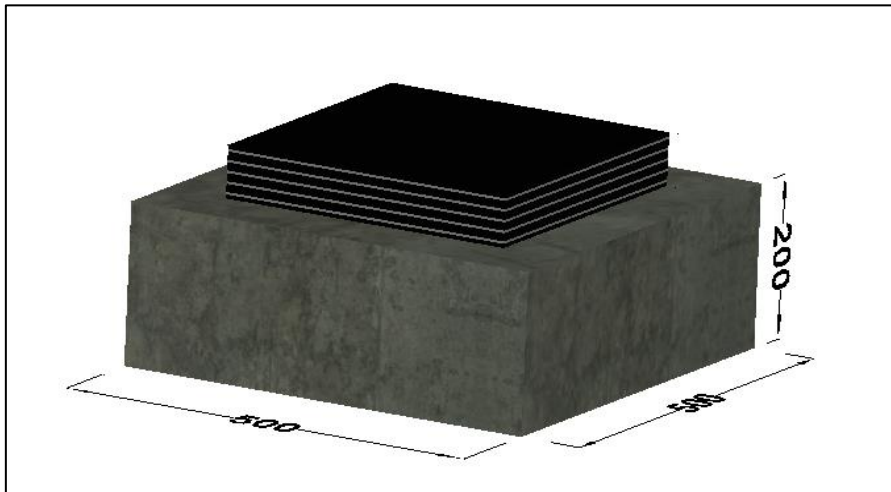


Figure IX.1. Dimension du dé d'appui

IX.3.2. FERRAILLAGE DES DE D'APPUIS

Le ferrailage des dés d'appuis comporte 4 type d'armature présentées dont le détail de calcul est présenté à l'annexe 07 partie 04

IX.4. PLOT PARASISMIQUE

IX.4.1. DIMENSIONNEMENT DU PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des dispositifs destiner à empêcher le déplacement du tablier due au séisme transversal.

Dans notre ouvrage on choisit deux butées de blocage en béton armée posée au niveau des poutres de rives dont les dimensions sont les suivantes :

- La hauteur totale de 50 cm avec les dimensions en plan de (63×50) cm²

IX.4.2. FERRAILLAGE DES PLOTS PARASISMIQUES

Le ferrailage du plot parasismique s'effectue en flexion simple sous l'action horizontale du séisme transversale.

CHAPITRE IX. EQUIPEMENTS

$$M = K_h \cdot G \cdot e$$

Avec :

K_h : coefficient sismique horizontale égale au coefficient de zone A ($K_h=A= 0.25$)

G : Poids total du tablier ($G = 1014.49 \text{ t}$)

e : Distance entre la fibre inférieure du plot et le point d'impact de la poutre sur le plot ($e=0.50 \text{ m}$).

$$M = 12.68 \text{ t.m}$$

A l'aide du logiciel ROBOT Expert, en considérant une section rectangulaire (50×50) cm^2 , on détermine la section d'acier nécessaire qui est égale à $A_s = 12.40 \text{ cm}^2$, équivalent à 10HA 14 ($A_s=15.39\text{cm}^2$) avec un espacement de 5cm.

IX.5. JOINT DE CHAUSSEE

Le joint de chaussée est un dispositif qui équipe une discontinuité du tablier lorsque les lèvres de cette coupure se déplacent l'une par rapport à l'autre.

Pour garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par l'intermédiaire du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage [4]

Le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art fixe un souffle total selon la formule suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + 1/3 W_S$$

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) ($W_D = 9.89\text{mm}$)

W_T : Souffle thermique ($W_T = 5.01 \text{ mm}$)

W_S : Souffle sismique. ($W_S = 65\text{mm}$)

$$W = 33.56 \text{ mm}$$

Vue la valeur du souffle qui est d'environ 34cm, on choisit de disposer un joint de faible souffle JEP5 au niveau des deux culées, installé dans l'épaisseur des enrobés. Ces joints sont de la famille des joints à hiatus.



Figure IX.2. Joint à hiatus

CHAPITRE IX. EQUIPEMENTS

Il comprend principalement :

- Des éléments métalliques : composés de deux profilés en acier filé, soumis aux sollicitations de circulation ; équipés de deux aciers de scellement noyés dans une longrine en mortier de résine adhérente à l'ouvrage.
- Profilé en élastomère : continu sur toute la longueur du joint de chaussée et inséré entre les éléments métalliques, pour empêcher la pénétration de corps étrangers et assuré l'étanchéité aux eaux de ruissellement disposés au-dessous de la surface de roulement [5]

Les différents éléments et dimension de ce type de joint sont présentées sur le tableau et la figure ci-dessous.

Type	ØL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59

Tableau IX.2. Dimension des éléments du joint de chaussée JEP5

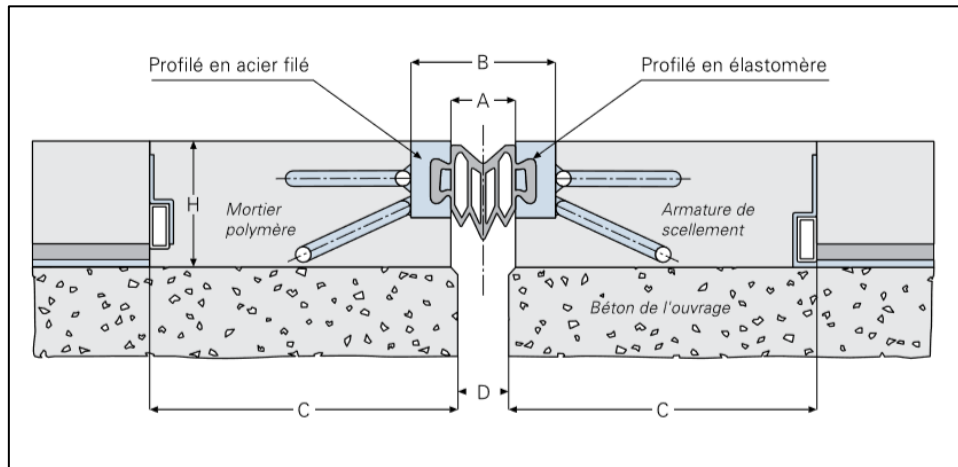


Figure IX.3. Coupe transversale sur le joint JEP5

IX.6. CORNICHE

C'est un équipement très sensible au sens qu'il participe à l'aspect architectural de l'ouvrage et constitue un facteur essentiel de sa perception visuelle ; de la bonne conception et réalisation de la corniche découlera bien souvent la réussite esthétique ou non du pont. Mais en plus de ce rôle sur le plan architectural, elle a aussi, et on l'oublie trop souvent, des fonctions importantes. Elle assure la protection du bord de la dalle et permet l'ancrage ou l'accrochage d'autres équipements [13]

Dans notre projet, la corniche est en armée préfabriqué dont les dimensions sont présentées dans la figure ci-dessous.

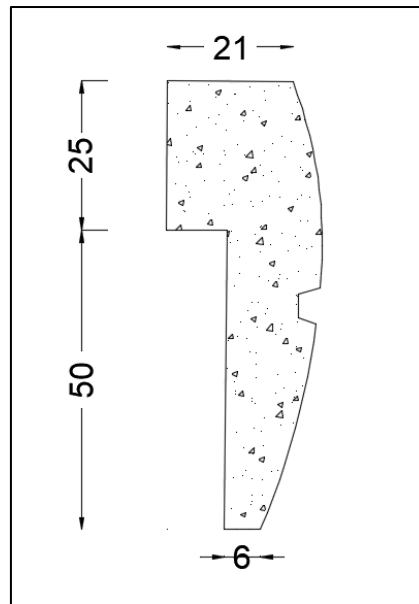


Figure IX.4. Dimension de la corniche préfabriquée

IX.7. GLISSIERE DE SECURITE

La glissière de sécurité est un dispositif de retenue souple qui a la propriété de se déformer lors d'un choc. En absorbant l'énergie du choc dans la déformation, il diminue les dégâts du véhicule sortant de la route.

Il existe plusieurs types de glissières, alors pour notre ouvrage on choisit des glissières métalliques GS4 (Glissière Simple) composé de poteau à semelle tous les 4 mètres.

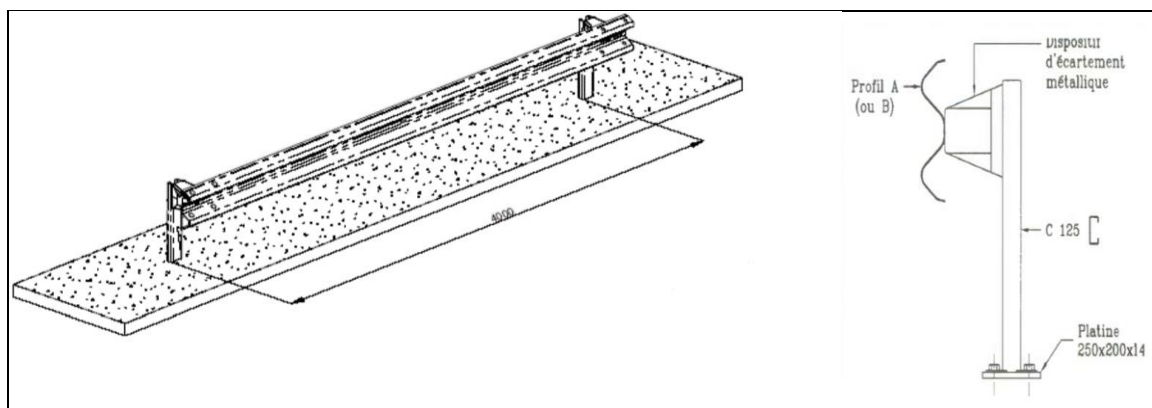


Figure IX.5. Coupe transversale et disposition longitudinale type GS4 sur platine

IX.8. GARDE CORPS

Le garde-corps est une barrière de protection placée sur les deux côtés de l'ouvrage. Il existe plein de modèle de garde-corps et on choisit le modèle métallique S3 d'acier de nuance S235.

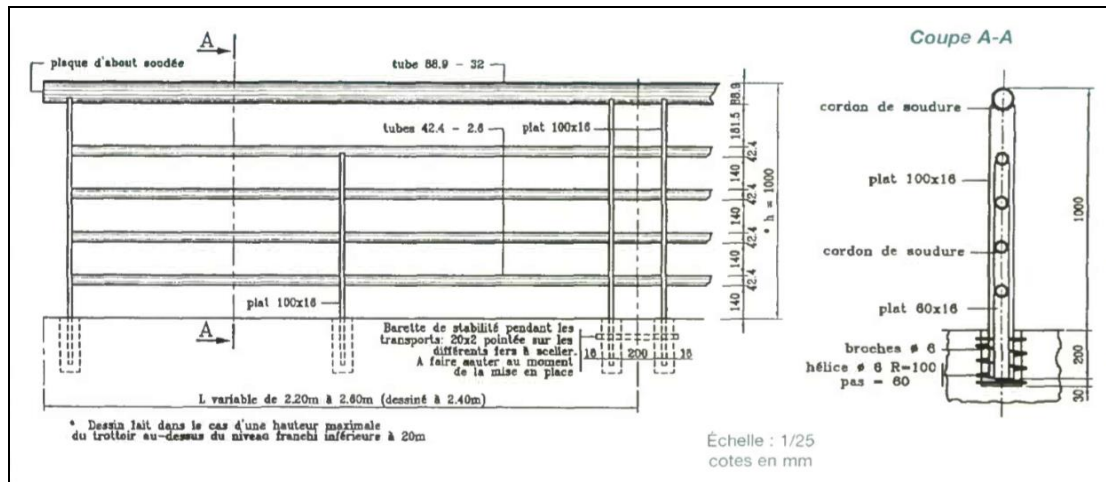


Figure IX.6. Vue en élévation et coupe transversale sur un le modèle S3 de garde-corps [10]

IX.9. CONCLUSION

Enfin, on a pu déterminer les différents équipements nécessaires dans notre ouvrage et vérifier leurs fonctionnements : dimensionnement et vérification des dés d'appuis, des plots parasismiques, le choix des joints de chaussée selon le souffle total, la corniche, les glissières de sécurité et le grade corps.

Dans la suite nous entamerons l'étude de l'infrastructure et les différentes vérification a effectué.

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

X. ETUDE DE LA CULEE

X.1. INTRODUCTION

La culée est un appui situé sur la rive du pont destiné à supporter le poids du tablier avec les surcharges, et les poussées du remblai d'accès. Cet appui doit être vérifié pour sa stabilité et son ferrailage dimensionné pour assurer sa résistance et son bon fonctionnement.

X.2. ETUDE DE LA STABILITEE DE LA CULEE

La stabilité de la culée se déduit de la stabilité des fondations profonde au poinçonnement et au soulèvement.

Le non poinçonnement de la culée est vérifié si la réaction de chaque pieu est inférieure à la capacité portante d'un pieu définie dans le rapport géotechnique, et la vérification de non soulèvement est justifiée si la réaction sur un pieu est positive.

Pour la détermination de la réaction à chaque pieu, une évaluation des sollicitations qui s'applique sur la culée est nécessaire.

Les sollicitations appliquées sur la culée sont dues à :

- Poids propre des terres et de la culée

Le poids propre des terres et de la culée est déterminé par la formule suivante :

$$P = \gamma \cdot V$$

Avec :

γ : Poids volumique ($\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$ pour le remblai et $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$ pour le béton armé)

V : Le volume considéré

- Poids des surcharges

Le poids des surcharges de compactage appliqué sur le remblai sont évalués à 1 t/m^2 .

- La poussée des terres

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_H et k_V . [7]

$$k_h = A = 0.25$$

$$k_v = 0.3 \quad k_h = 0.08$$

La poussée globale comportant l'effet sismique et dynamique de la poussée active des terres se calcul selon la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$
$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$
$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

H : La hauteur du mur.

γ : Poids volumique des terres ($\gamma = \gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$)

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 30^\circ$)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 2^\circ$)

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

- La poussée des surcharges

La poussée dynamique globale due à la surcharge surfacique uniforme q sur le remblai est calculée par la formule suivante :

$$F_{ad}(q) = \frac{q H}{\cos\beta} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

L'étude de la stabilité de la culée est effectuée selon quatre cas différents où un cas normal et trois cas sismique.

Les paramètres K_{ad} , k_h et k_v varie selon les quatre cas et prennent les valeurs présentées dans le tableau suivant :

Tableau X.1. Valeurs des coefficients K_{ad} , k_h et k_v selon quatre cas

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0	0,340
Vertical+horizontal	Cas N°2	0,25	0,08	13,09	0,519
Horizontal	Cas N°3	0,25	0,00	14,04	0,537
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,25	-0,08	15,12	0,558

Le détail de calcul des sollicitations appliqués sur la culée droite est présenté dans l'annexe 08 partie 01.

Après avoir déterminer les efforts supportés par la culée dans le cas statique et dynamique avec la combinaison de charge, on peut déterminer le nombre de pieu sur la culée avec la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{3345.92}{303.21} = 11.30$$

D'où on prend 12 pieux de 1.2 mètre de diamètre pour la fondation profonde.

La réaction sur chaque pieu est calculée par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec :

y_i : Position du pieu selon l'axe de symétrie de la semelle dans le sens longitudinale.

N et M_x : l'effort normal et le moment fléchissant total au niveau de la semelle selon trois types de sollicitation dans le cas statique et dynamique.

Tableau X.2. Sollicitation sur culée selon le cas normal et sismique

Type de sollicitation	Type N°01	Type N°02	Type N°03
ELS	$N_{\max} = 3345.92$ MN $M_{\text{Correspond}} = 24.62$ MN.m	$N_{\min} = 3191.92$ MN $M_{\text{Correspond}} = 265.91$ MN.m	$M_{\max} = 265.91$ MN.m $N_{\text{Correspond}} = 3191.92$ MN
ELA	$N_{\max} = 3365.81$ MN $M_{\text{Correspond}} = 4648.56$ MN.m	$N_{\min} = 2879.76$ MN $M_{\text{Correspond}} = 4735.15$ MN.m	$M_{\max} = 4763.54$ MN.m $M_{\text{Correspond}} = 2902.08$ MN.m

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

La réaction sur chaque pieu selon les cas de chargements définie dans le tableau ci-dessous et sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau X.3. Réaction d'un pieu dans chaque cas de charge selon le type de sollicitation

Combinaison	Type de sollicitation	Réaction d'un pieu (t)			Capacité portante d'un pieu (t)
		Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	
ELS	N° 01	277.97	256.76	256.76	303.21
	N° 02	278.83	265.99	265.99	
	N° 03	279.68	275.23	275.23	
ELA	N° 01	441.89	404.39	407.24	454.83
	N° 02	280.48	239.98	241.84	
	N° 03	119.08	75.57	76.44	

D'après le tableau ci-dessous on peut remarquer que la réaction au niveau de tous les pieux dans les trois files est positive et supérieure à la capacité portante d'un pieu dans les deux combinaisons ELS et ELA. D'où la stabilité de la culée est bien vérifiée dans le cas statique et dynamique.

X.3. FERRAILLAGE DE LA CULEE

X.3.1.MUR FRONTAL

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en le considérant encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans l'annexe 08 partie 02.

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivants :

Tableau X.4. Sollicitation sur le mur frontal selon le cas normal et sismique

Type de sollicitation	Type N°01	Type N°02	Type N°03
ELS	$N_{\max}=74.28 \text{ MN/m}$ $M_{\text{Correspond}}=70.30 \text{ MN.m/m}$	$N_{\min}= 64.34 \text{ MN/m}$ $M_{\text{Correspond}}=66.49\text{MN.m/m}$	$M_{\max}= 74.57 \text{ MN.m/m}$ $N_{\text{Correspond}}=69.79\text{MN/m}$
ELA	$N_{\max}=64.94\text{MN/m}$ $M_{\text{Correspond}}=128.97\text{MN.m/m}$	$N_{\min}= 54.82\text{MN/m}$ $M_{\text{Correspond}}=124.12\text{MN.m/m}$	$M_{\max}=129.68 \text{ MN.m/m}$ $N_{\text{Correspond}}=64.19\text{MN/m}$

- Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.4) m² en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

$$A_s + A_s' = 28 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA20 ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$) dans la partie intérieure et 6HA16 ($A_s' = 12.06 \text{ cm}^2$) dans la partie extérieure du mur avec un espacement de 18cm.

- Pour le ferrailage horizontal on adopte des armatures minimale ($A_{\min} = A_S/3$) soit 6 HA12 ($A_S=6.79\text{cm}^2$) dans la partie intérieur et 6HA10 ($A_S=4.71\text{cm}^2$) dans la partie extérieure du mur avec un espacement de 18cm.

X.3.2.MUR GARDE GREVE

Le mur garde grève est soumis à des forces verticales et horizontales qui produisent des efforts de flexion et de cisaillement.

Les forces verticales comprennent : le poids propre du mur garde grève, les réactions d'une charge appliqué directement du le mur et de la dalle de transition. Vue que le poids propre et la réaction de la charge est supposé centrée et la faible excentricité de la dalle de transition par rapport au mur, le moment crée dans le garde grève est négligeable. Donc pour ces raisons, on peut négliger l'effet des forces verticales.

L'effet maximal est obtenu par combinaison des forces horizontales, en excluant l'effort tranchant dont l'effet est négligé. D'où le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivante :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Ces charges créent un moment d'encastrement au niveau du sommier d'appuis dont le détail de calcul est présenté dans l'annexe 07 partie 03.

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$$M = M_T + M_p + M_F = 11.17 \text{ t.m} \quad \text{à l'ELS}$$

$$M = 1.35 M_T + M_p + M_F = 14.95 \text{ t.m} \quad \text{à l'ELU}$$

Le ferrailage vertical se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.3) m^2

$$A_S = 20.10 \text{ cm}^2$$

On opte pour 7HA 20 ($A_S=21.99 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm sur la partie intérieur (remblai). Pour la partie extérieure, on opte pour un ferrailage de construction ($A_S'=A_S/3=6.70 \text{ cm}^2$) équivalent à 7HA 12 ($A_S=7.92\text{cm}^2$) avec un espacement de 15cm.

Le ferrailage horizontal est de HA 10 tous les 15cm sur les deux parties. [17]

X.3.3.CORBEAU

Le ferrailage du corbeau d'appui de la dalle de transition est réalisé selon le document SETRA avec des armatures longitudinales de type HA 10 disposés sur toute la périphérie et des armatures transversales de type HA 10 disposé tous les 10cm ; en plus d'un goujon de type HA25 disposé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

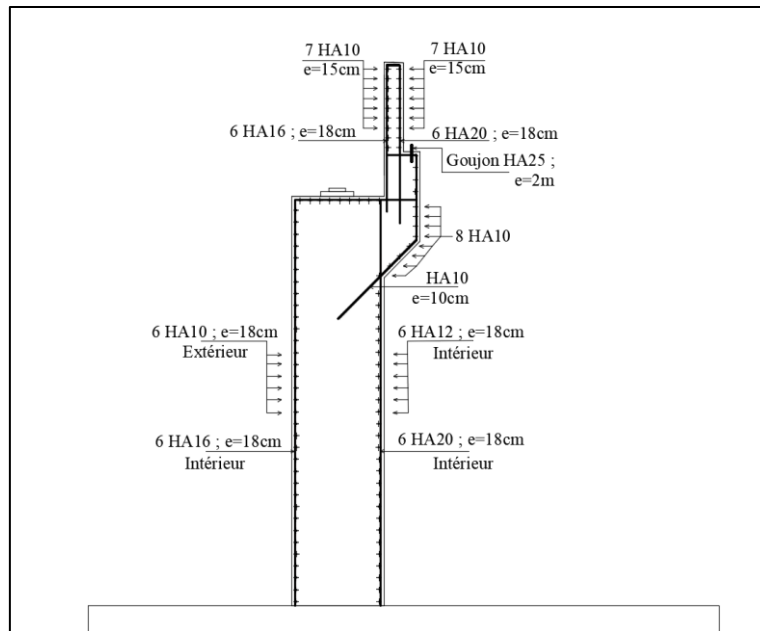


Figure X.1. Ferrailage du mur de fond, mur garde grève et corbeau

X.3.4.MUR EN RETOUR

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes : [17]

- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontale répartie (des terres et surcharges)
- Charge concertée vers l'extrémité du mur (charge horizontale de 4t et une charge verticale de 2t)

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à été conduit à travers un élément coque, construit avec le logiciel de calcul Autodesk Robot Structurel Analyse Professionnel 2018.

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS sont présentés sur la figure ci-dessous :

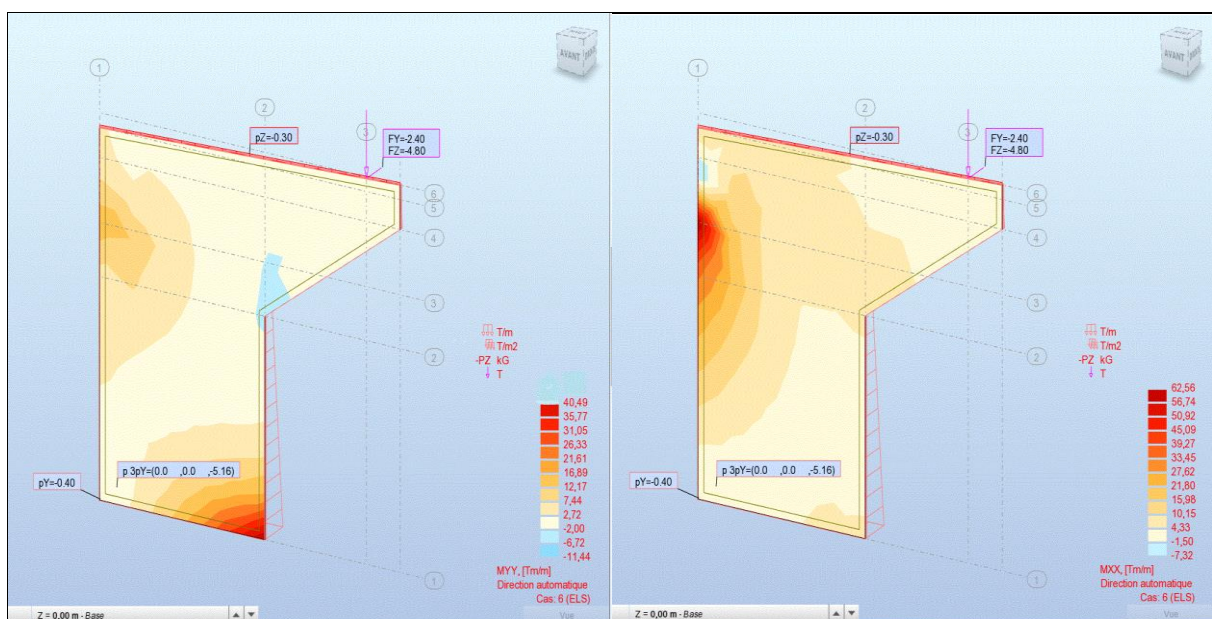


Figure X.2. Les moments M_{XX} et M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m² en flexion simple, sachant que :

$$M_{XX} = 62.56 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{YY} = 40.49 \text{ t.m/ml}$$

D'où:

- Le ferrailage horizontal : $A_s = 51.7 \text{ cm}^2$ équivalent à 7 HA32 ($A_s = 56.30 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur $A_{s'} = A_s/3 = 18.57 \text{ cm}^2$ équivalent à 7HA 20 ($A_s = 21.99 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm.
- Le ferrailage vertical : $A_s = 32.6 \text{ cm}^2$ équivalent à 7 HA25 ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur $A_{s'} = A_s/3 = 10.87 \text{ cm}^2$ équivalent à 7HA16 ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm

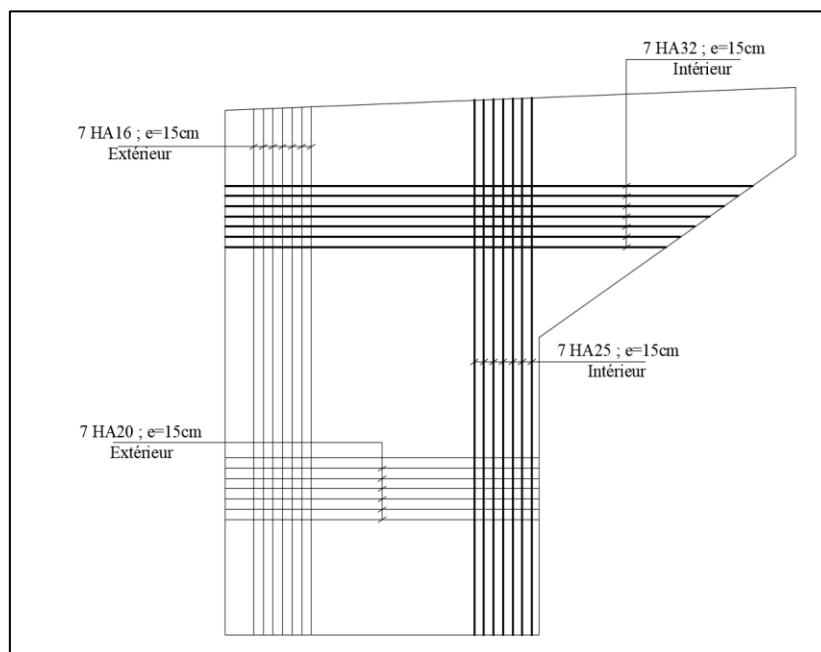


Figure X.3. Ferrailage du Mur en retour

X.3.5.DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est destinée à éviter tout risque de formation de dénivellation entre l'ouvrage qui constitue un point dur, et la chaussée courante. [11]

La dalle est sollicitée par plusieurs charges : le poids du remblai et la charge du compacteur pendant l'exécution et aux charges d'exploitations (charges roulantes) en plus du poids de la chaussée et le remblai, en service.

Pour le calcul de ces sollicitations, on utilise la modélisation en élément coque avec le logiciel Autodesk Structural Analysis Professionnel 2018.

La modélisation de la dalle de transition est effectuée en élément coque s'appuyant sur des appuis élastiques surfaciques sur chaque nœud après maillage, et un appuis rigide simple à l'extrémité de la dalle au niveau du corbeau.

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

Quand on a une interaction entre un milieu souple et rigide cette interaction peut être modélisée par un appui élastique (ressort caractérisé par une raideur qui dépend des caractéristiques du sol : coefficient de réaction du sol), pour un remblai on considère une raideur égale à 1500 t/m sur toute la surface de la dalle.

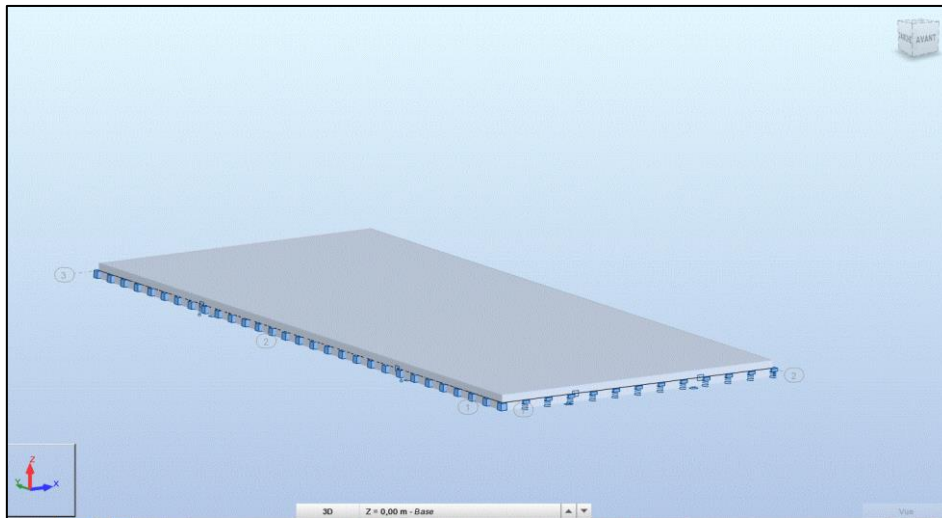


Figure X.4. Modélisation de la dalle de transition sur Robot

Le résultat de modélisations, obtenue à l'ELS sont présentés dans la figure ci-dessous.

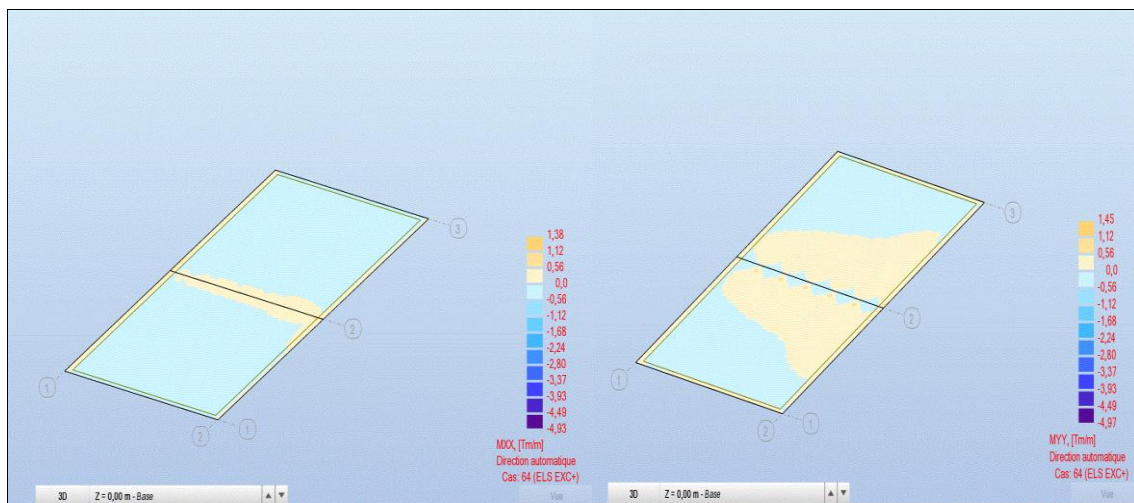


Figure X.5. Les moments M_{xx} et M_{yy} sur la dalle de transition avec le logiciel Robot

Le ferrailage de la dalle suivant les deux directions est effectué avec le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.4) m^2 en flexion simple, sachant que :

$$M_{XX,max} = 4.93 \text{ t.m} ; M_{XX,min} = 2.74 \text{ t.m}$$

$$M_{YY,max} = 4.97 \text{ t.m} ; M_{YY,min} = 1.45 \text{ t.m}$$

- Les armatures transversales inférieure $A_s = 8.50 \text{ cm}^2$ équivalent à 6 HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 18 cm.
- Les armatures transversales supérieur $A_s = 4.60 \text{ cm}^2$ équivalent à 6 HA12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 18 cm.

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

- Les armatures longitudinales inférieurs $A_S=8.60 \text{ cm}^2$ équivalent à 6 HA 14 ($A_S=9.24\text{cm}^2$) avec un espacement de 18cm.
- Les armatures longitudinales supérieurs $A_S=2.8\text{cm}^2$ équivalent à 6 HA 10 ($A_S=4.71\text{cm}^2$) avec un espacement de 18cm.

Ces armatures sont disposées sur des chaises (1 chaise par 1 mètre carré) de type HA 12 ; et afin de créer une surface de travail plane, non terreuse on met en place un béton de propreté (béton faiblement dosé en ciment) de 10 cm d'épaisseur.

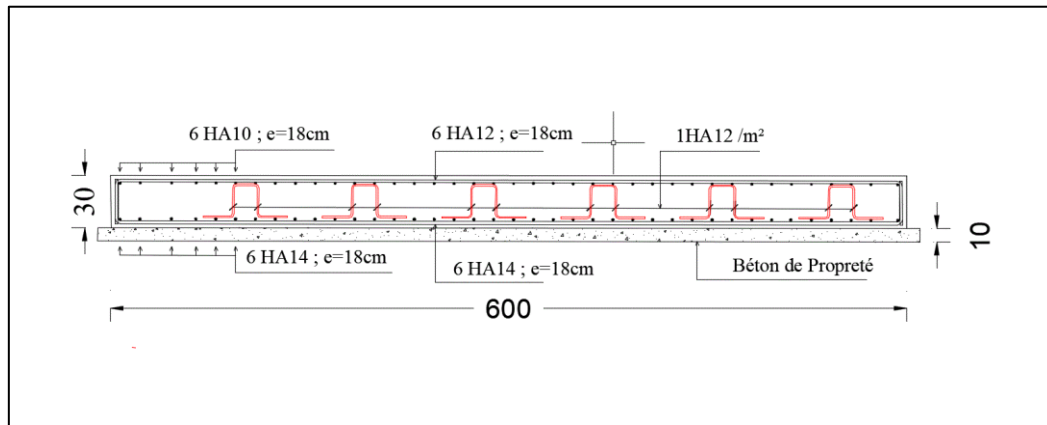


Figure X.6. Ferrailage de la dalle de transition

X.3.6.SEMELLE SUR PIEUX

La semelle de la culée repose sur trois files de pieux, chaque file est composé de quatre pieux.

Le ferrailage transversal de la semelle est effectué en considérant les deux parties de la semelle en console encastres à une distance de $a/4$ de l'axe du mur frontal, où s'applique les réactions de chaque pieux comme une charge concertée, avec « a » l'épaisseur du mur frontal.

Tableau X.5. Les réactions de chaque pieux avec l'entraxe et le moment d'encastrement correspondant

	$R_1(t)$	$R_2(t)$	$R_3(t)$	$X_1(m)$	$X_2(m)$	$X_3(m)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$
Cas normal	277,97	278,83	279,68	2,25	0,65	4,25	625,4325	1369,88
Cas sismique	441,89	280,48	119,08	2,25	0,65	4,25	994,2525	688,402

La section d'armature transversale inférieure est déterminée avec le logiciel ROBOT Expert en flexion simple sur une section rectangulaire ($b_0 \times h$) m^2 (sachant que : $b_0 = \phi + h = 2.2 + 1.2 = 3.4m$; $h = 2.2m$). $A_S = 276.1 \text{ cm}^2$ disposé sur une distance de 3.4m et équivalent à $A_S = 81.2\text{cm}^2$ chaque un mètre, on choisit donc deux nappes 6HA32 ($A_S = 96.51\text{cm}^2$) avec un espacement de 18cm.

La section d'armature transversale supérieure de construction est posée égale à $A_S' = A_S/3 = 27.06\text{cm}^2$ équivalente à 6HA25 ($A_S = 29.45\text{cm}^2$) avec espacement de 15cm.

Pour les armatures longitudinales inférieure la section d'armature $A_L = A_S/2 = 40.60\text{cm}^2$ équivalent à 2 nappes de 7 HA20 ($A_L = 43.98\text{cm}^2$) avec un espacement de 15cm. Tandis que les armatures longitudinales supérieures on dispose une section d'armature $A_L = A_S/4 = 20.30\text{cm}^2$ équivalent à 7HA 20 ($A_L = 21.99\text{cm}^2$) avec un espacement de 15cm.

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

On dispose encore des armatures latérales $A_l = A_s/10 = 8.12 \text{ cm}^2$ équivalent à 7HA14 disposé avec un espacement de 15cm.

Vue la hauteur importante de la semelle on dispose des chaises (1 chaise par mètre carré) de type HA 16 pour éviter son flambement ; en plus d'un béton de propreté de 10cm d'épaisseur.

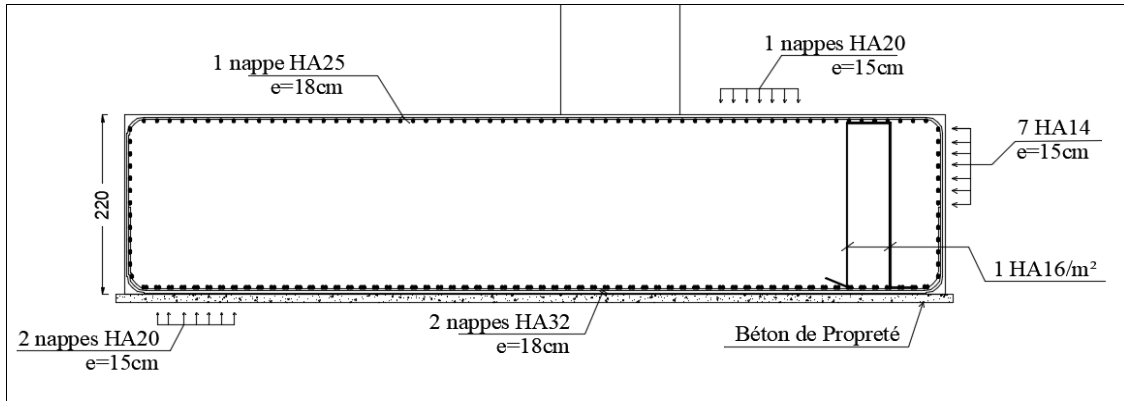


Figure X.7. Ferrailage de la semelle sur pieux

X.3.7. PIEUX SOUS LA CULEE

La culée est supportée par 12 pieux, sous une semelle, de 25m de profondeur et 1.2m de diamètre espacé de 3.6m.

■ ARMATURE LONGITUDINALE

Chaque pieu est sollicité par un effort normal et une force horizontale qui crée un moment fléchissant en tête du pieu. En supposant qu'ils sont encastres en tête dans la semelle et libre à la base, les efforts appliqués sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de \bar{M} et \bar{H} .

La méthode et le détail de calcul est présenté dans l'annexe 08 partie 04. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau X.6. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu

	Type de sollicitation	N_{\max} (t)	N_{\min} (t)	\bar{H} (t)	\bar{M} (t.m)
ELS	N°01	279.7	-	34.78	134.85
	N°02	-	256.76	34.78	134.85
ELA	N°03	441.90	-	115.00	445.9
	N°04	-	75.57	115.00	445.9

La section d'armature longitudinale du pieu est déterminée par le logiciel ROBOT Expert en considérant la section circulaire de 1.2m de diamètre, sous flexion déviée avec $M_z=0$, avec quatre types de sollicitations présentés dans le tableau ci-dessus.

D'où, $A_s = 191.80 \text{ cm}^2$ équivalent à 24HA32 ($A_s = 193.02 \text{ cm}^2$), sachant que le moment de calcul est le moment d'encastrement en tête du pieu, et correspond à la valeur maximale qui diminue en fur et à mesure qu'on s'éloigne de la semelle, jusqu'à ce qu'il s'annule en profondeur où le ferrailage est minime.

Le RPOA fixe un pourcentage minimal de 0.5%.

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE

$$A_{s,\min} = 56.5 \text{ cm}^2$$

On choisit 24HA 20 ($A_s=75.40\text{cm}^2$) pour la zone où la sollicitation du moment fléchissant est nulle. La jonction entre ces deux armatures longitudinales est réalisée sur une zone de recouvrement avec une longueur de recouvrement de $65\phi_L=65\times 3.2=2\text{m}$. on dispose aussi sur cette zone des armatures de coutures d'espacement au plus 12 fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale concernée ($d < 24\text{cm}$) on pose l'espacement de 10cm.

▪ ARMATURE TRANSVERSALE

- Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour les fissures jugées préjudiciables la contrainte de cisaillement est limitée par la valeur suivante :[3]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée :

$$2R = b_0 \sqrt{2} \rightarrow b_0 = 0.85m$$

$$d = 0.9 b_0 = 0.765m$$

$$V_u = \frac{H_{max}}{n} = \frac{563.13}{12} = 46.93 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0.722 \text{ MPa} \leq 2.7\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

- Pourcentage d'armature transversale

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3Kf_{t28})$$

$K=0$ (Pas de reprise de bétonnage)

$$S_t = \text{Min}(12\phi_L; b; 200\text{mm})$$

On prend : $S_t=15 \text{ cm}$.

$$A_t = 1.36 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{0.4 S_t b_0}{f_e} = 0.68\text{cm}^2$$

D'où, on choisit la section $A_t=1.36 \text{ cm}^2$ équivalent à une cerce HA10 ($A_t=1.57\text{cm}^2$)

Avec un espacement :

$$S_t = 10\text{cm} \text{ (Zone de renforcement)}$$

$$S_t = 15\text{cm} \text{ (Zone courante)}$$

Il existe deux zones de renforcement :

- Zone en tête du pieu : sur une longueur de 2D (D : le diamètre du pieu) à partir de la tête du pieu.
- Zone à la base du pieu : sur une longueur de 3D à partir de la base du pieu.

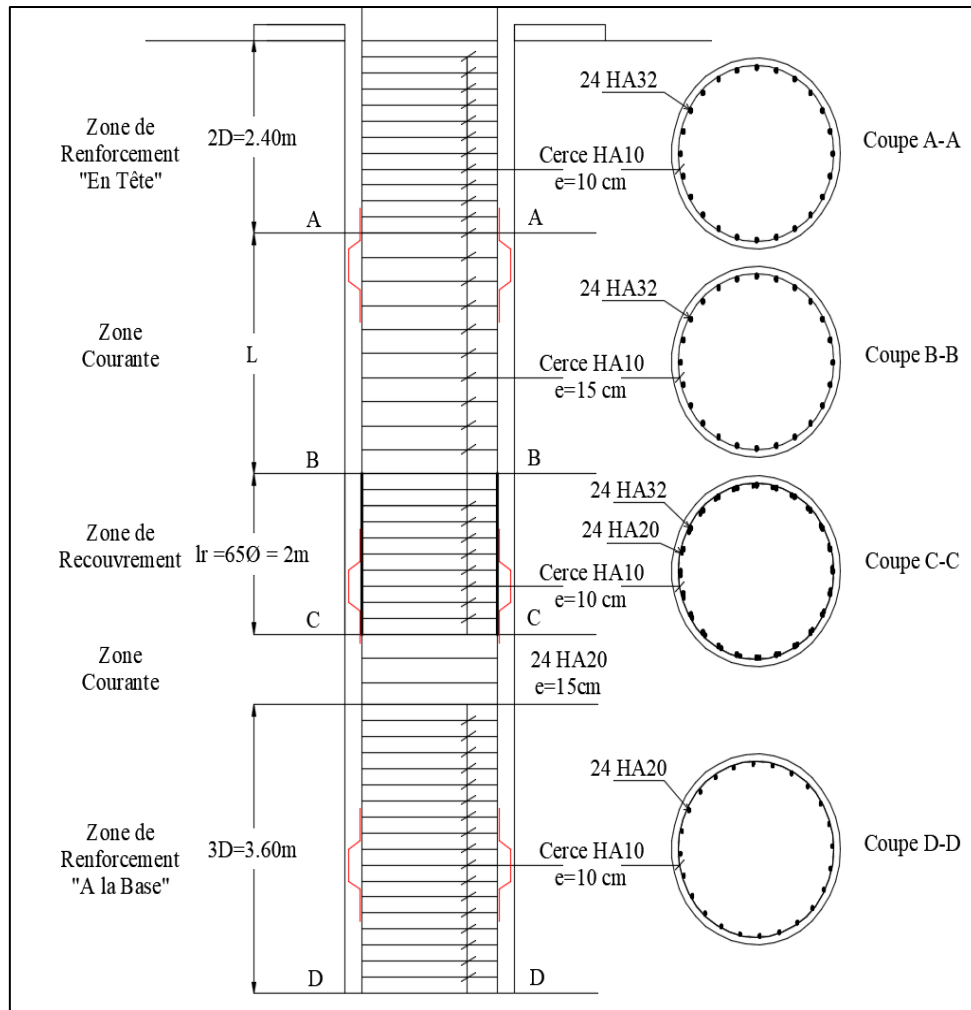


Figure X.8. Ferrailage des pieux sur la culée.

X.4. CONCLUSION

On conclut que la culée est bien stable au renversement et au glissement suites à la présence des pieux qui vérifie le poinçonnement et le renversement, de plus son dimensionnement lui permet d'avoir une bonne résistance aux sollicitations qui s'applique sur elle. Mais la culée ne présente pas le seul élément sur lequel s'appuis le pont, l'ouvrage présente aussi les piles dont on effectue le même traitement dans le chapitre suivant.

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

XI. ETUDE DE LA PILE

XI.1. INTRODUCTION

Les appuis jouent un rôle important pour supporter le pont, et permettre sa stabilité. La pile est un appui intermédiaire massif constitué de fut, et d'un chevêtre dont le rôle est de transformer le poids du tablier et des surcharges d'exploitation aux fondations qui sont réalisés et étudiés d'une manière à satisfaire sa stabilité.

Pour cela dans ce chapitre, on effectue la deuxième étape de vérification des appuis et son dimensionnement, sur la pile après l'avoir effectué sur la culée.

XI.2. ETUDE DE LA STABILITEE DE LA PILE

Pour l'étude de la stabilité de la pile vis-à-vis le poinçonnement et le renversement, on utilise les mêmes étapes effectuées sur la culée, sachant que les piles sont sollicitées par les charges suivantes :

- Poids propre de l'appui
- Poids des terres
- Force de freinage et variation linéaire
- La réaction d'appuis.

La réaction du tablier au niveau des piles, est la réaction créée par les sollicitations sur les deux travées adjacentes, dont le calcul est effectué manuellement dans l'annexe 09 partie 01.

La présente étude va s'effectuée sur la pile de gauche, dont les dimensions sont présentées dans l'annexe 02, et le même détail de calcul est effectué sur la pile suivante.

Le résultat de calcul des sollicitations dans le cas normal et dynamiques détaillé dans les tableaux de l'annexe 09 partie 02 sont présentés ci-dessous :

Tableau XI.1. Sollicitation sur pile selon le cas normal et sismique

Type de sollicitation	Type N°01	Type N°02	Type N°03
ELS	$N_{\max}=3511.98 \text{ t}$ $M_{\text{Correspond}}=1050.04 \text{ t.m}$	$N_{\min}= 2940.70 \text{ t}$ $M_{\text{Correspond}}=636.4 \text{ t.m}$	$M_{\max}= 1509.88 \text{ t}$ $N_{\text{Correspond}}=3041.90\text{t.m}$
ELA	$N_{\max}= 3088.73 \text{ t}$ $M_{\text{Correspond}}=5489.98\text{t.m}$	$N_{\min}= 3063.12 \text{ t}$ $M_{\text{Correspond}}=5421.0 \text{ t.m}$	$M_{\max}= 5566.62 \text{ t}$ $M_{\text{Correspond}}=30.76.40\text{t.m}$

La pile doit être supportée par 12 pieux de 1.2m de diamètre calculé ci-dessous :

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{3511.98}{304.15} = 11.54$$

Les réactions sur chaque pieu calculé par la même formule en XI.2, sont dans le tableau suivant :

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

Tableau XI.2. Réaction d'un pieu dans chaque cas de charge selon le type de sollicitation

Combinaison	Type de sollicitation	Réaction d'un pieu (t)			Capacité portante d'un pieu (t)
		Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	
ELS	N° 01	296.12	256.66	223.20	304.15
	N° 02	267.16	245.06	222.96	
	N° 03	300.19	253.49	201.06	
ELA	N° 01	448.02	257.39	66.77	462.23
	N° 02	443.49	257.39	67.03	
	N° 03	449.65	256.37	63.08	

D'après les résultats présentés dans le tableau, on peut voir que la stabilité de la pile au poinçonnement et au renversement est bien vérifiée.

XI.3. FERRAILLAGE DE LA PILE

XI.3.1. CHEVETRE

XI.3.1.1. ARMATURE DE FLEXION

Le chevêtre est sollicité par les réactions du tablier au niveau de chaque poutre, ce qui fait qu'on peut le modéliser avec le logiciel Autodesk Structural Analysis Professionnel par une barre de sections transversale rectangulaire de dimension (3.6×2) m² simplement appuyée au niveau des futs, où s'applique les réactions maximales de chaque poutre des deux travées adjacentes.

La détermination de la réaction au niveau de la pile est effectuée à l'aide du coefficient de pondération δ , qui nous permet de passer de la réaction avec une travée chargée à la réaction due à deux travées chargées, tel que :

$$\delta = \frac{R_2}{R_1}$$

Avec :

R_2 : La réaction totale due à une travée chargée.

R_1 : La réaction totale due à deux travées chargées.

La réaction totale due à une travée chargée est déterminée par le logiciel CSI Bridge en utilisant l'option « Update as spring model using frame object ». Pour la réaction totale de deux travées chargées, le calcul est déjà effectué manuellement comme cité précédemment dans l'annexe 08 partie 01.

Les résultats de calcul du coefficient de pondération pour chaque cas de charge sont dans le tableau suivant :

Tableau XI.3. Réaction d'appuis et coefficient de pondération de tous les cas de charges

Charge et surcharge		R_1 (t)	R_2 (t)	δ
Poids propre du tablier G		490,70	1014,49	2,067
Surcharge sur trottoir St	Un trottoir	1,16	2,32	2
	Deux trottoir	2,32	4,64	2
Surcharge A(I)	Une voie	63,31	78,56	1,241
	Deux voies	126,62	157,11	1,241
	Trois voies	170,9	212,1	1,241
	Quatre voies	220,83	235,67	1,067
Système de chagre Bc	Une voie	59,89	64,198	1,072
	Deux voies	110,78	118,58	1,070
	Trois voies	145,05	159,353	1,099
	Quatre voies	162,23	173,93	1,072
Système de charge Bt	Une voie	59,62	39,85	0,668
	Deux voies	120,17	79,75	0,664
Convoi militaire Mc120		110,36	112,16	1,016
Charge exceptionnel D240		171,06	205,55	1,202

D'où la réaction pour chaque poutre au niveau de la pile est égale à la réaction de chaque poutre due à une travée chargée fois le coefficient de pondération.

$$R_{2/poutre} = \delta R_{1/poutre}$$

Avec :

$R_{1/poutre}$: La réaction de chaque poutre due à une travée chargée.

$R_{2/poutre}$: La réaction de chaque poutre due à deux travées chargées.

Les réactions $R_{1/poutre}$ sont déterminées avec le logiciel CSI Bridge après la modélisation présentée de V.2.3.

Les résultats extrêmes de la modélisation sous la combinaison ELS et ELU qui nous permettent d'avoir le ferrailage longitudinal, sont sur la figure ci-dessous :

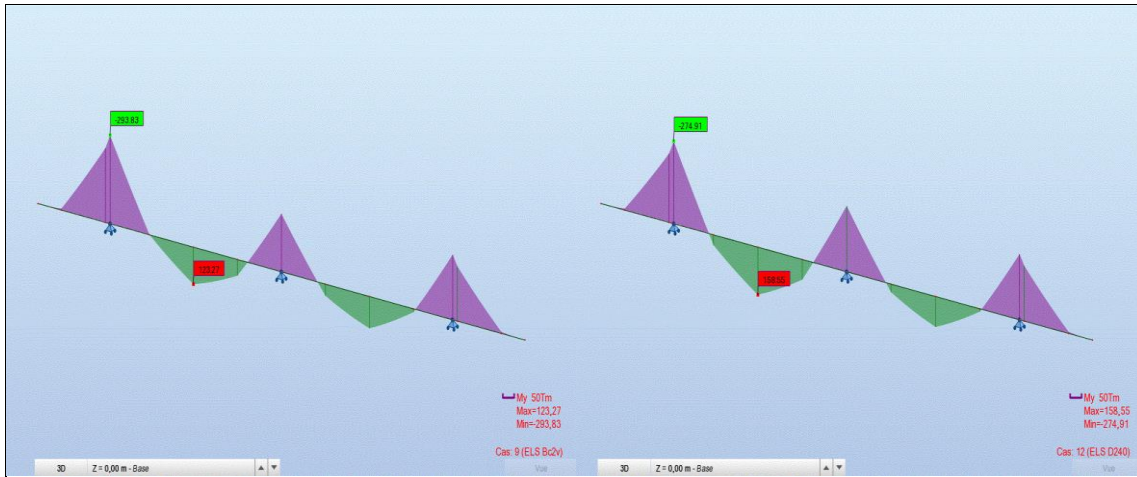


Figure XI.1. Moment fléchissant négatif et positif maximum à l'ELS

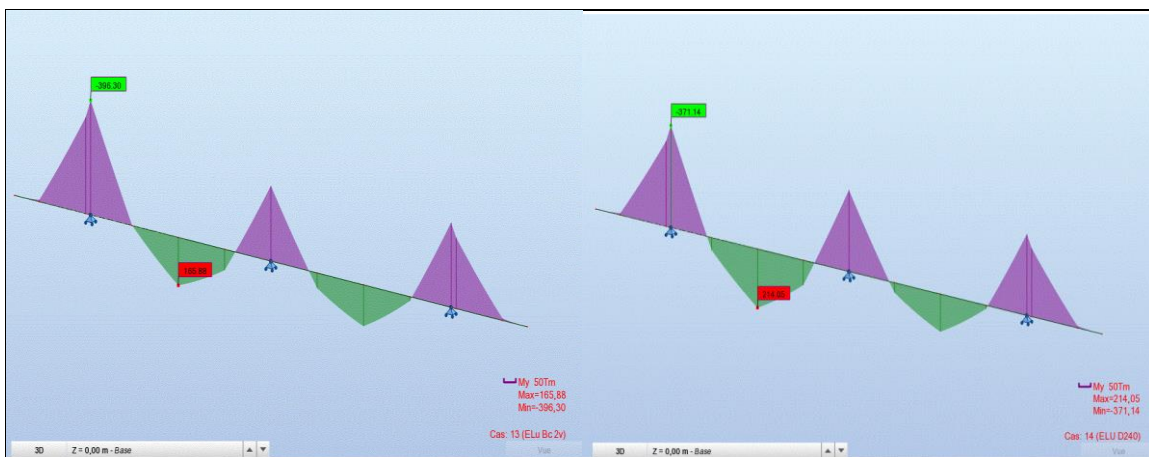


Figure XI.2. Moment fléchissant négatif et positif maximum à l'ELU

Les valeurs du moment obtenue sous les deux combinaisons (ELS et ELU) sont maximum en signe négatif sous chargement du système B_c avec 2 voies chargées et en signe positif sous chargement du convoi exceptionnel D₂₄₀, le tableau suivant récapitule les valeurs trouvées après modélisation :

Figure XI.4. Résultat maximum sous combinaison ELS et ELU

Combinaison de charge	Moment négatif	Moment positif
ELS	-293.83	158.55
ELU	-396.30	214.05

▪ ARMATURE LONGITUDINALES

Les armatures longitudinales sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT Expert en flexion simple sur une section rectangulaire (3.6×2) m².

Le logiciel préconise une section d'armature pour le ferrailage de la zone supérieur et inférieur de 70.2cm² égale à 19.56cm²/ml sans la prise en compte du cas sismique.

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

Pour le Règlement parasismique RPOA, on fixe une section minimale pour les zones IIb de 0.25% égale à 50cm²/ml. D'où on choisit pour notre ouvrage des armatures longitudinales pour la partie supérieur et inférieur de type HA32 avec un espacement de 15cm.

▪ ARMATURE TRANSVERSALE

- Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement est vérifiée si l'inégalité suivante est juste :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

Sachant que :

$$b_0 = 3.6 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 1.8 \text{ m}$$

La valeur de V_u correspond l'effort tranchant maximum au niveau du chevêtre, déterminé après la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Analysis Professionnel.

$$V_u = 416.77 \text{ t}$$

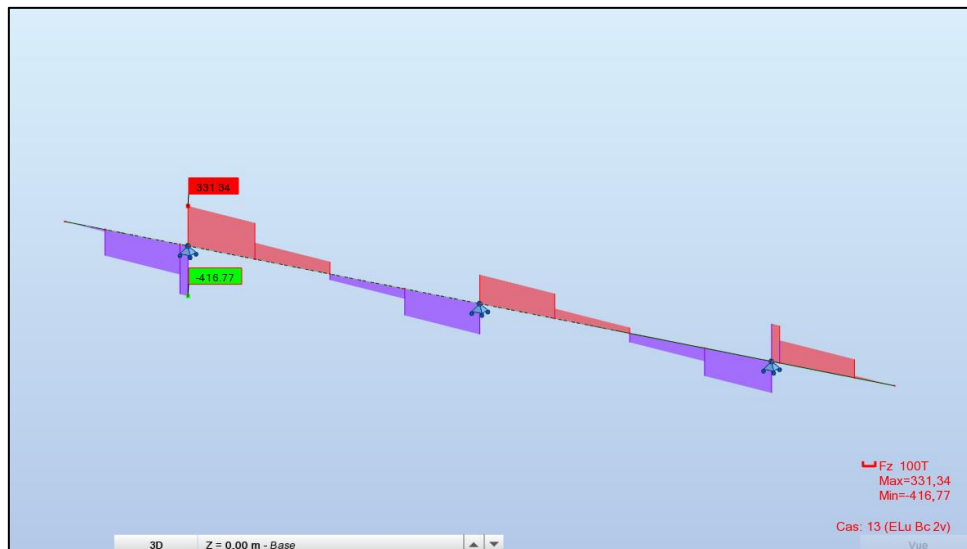


Figure XI.3. Effort tranchant maximum sous combinaison ELU

D'où :

$$\tau_u = 0.643 \text{ MPa} \leq 2.7 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

- Pourcentage d'armature transversale

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$

$K=0$ (Pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq 20 \text{ cm [PP73]}$$

On prend : $S_t=15 \text{ cm}$.

$$A_t = 7.72 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{0.4 S_t b_0}{f_e} = 4.32 \text{ cm}^2$$

D'où, on choisit la section maximal $A_t=7.72\text{cm}^2$ pour le ferrailage transversal équivalent à 2cadres HA16.

XI.3.1.2. ARMATURE DE TORSION

▪ EVALUATION DU MOMENT DE TORSION

Le chevêtre est sollicité par une torsion due à l'excentricité des appareils d'appuis, crée sous chargement d'une seule travée.

L'estimation du moment de torsion est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$T=R_1 e_v + H e_H$$

Avec :

R_1 : La réaction sur chaque poutre due au chargement d'une travée.

H : Force horizontale appliquée sur la pile sous une travée chargé

e_v : excentricité de la force verticale R_1 avec l'axe de symétrie verticale du chevêtre ($e_v=0.55\text{m}$).

e_H : Excentricité de la force horizontale H avec l'axe de symétrie horizontale du chevêtre ($e_H=2/2+0.2+0.065=1.265\text{m}$).

L'évaluation du moment de torsion est effectuée suivant deux phases à L'ELU

- Exécution : Sous poids propre d'une travée.
- Exploitation : sous le chargement d'une travée qui crée le moment de torsion maximum.

D'après la modélisation de l'ouvrage présentée V.2.3, la réaction maximale au niveau de l'appareil d'appuis sous combinaison ELU est créé par le système Bc avec deux voies chargées ($R_{Bc}=115.39 \text{ t}$), en plus de la force horizontale de freinage qui est supposée uniformément répartie sur les appareils d'appuis ($H=H_{Bc}/11=1.64 \text{ t}$).

Le résultat des sollicitations engendrant le moment de torsion maximal au niveau du chevêtre est présenté dans le tableau suivant :

Tableau XI.5. Calcul du moment de torsion en exécution et exploitation à l'ELU

Phase	Sollicitation sur poutre (t)	Application numérique	Moment de torsion T (t.m)
Exécution	$R_g= 52.74 \text{ t}$	$T_G= 1.35 \times 52.74 \times 0.55$	39.16
Exploitation	$R_{Bc}=115.39 \text{ t}$ $H=1.64 \text{ t}$	$T_{Bc}=$ $115.39 \times 0.55 + 1.35 \times 1.64 \times 1.265$	66.26

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

D'où :

$$T = \text{Max}(T_G + T_{Bc}) = T_{Bc} = 66.26 \text{ t.m}$$

■ 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 limitée en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\tau_T + \tau_V \leq 3.5 f_{t28} \quad [17]$$

Avec :

τ_T : Contrainte de cisaillement créée par le moment de torsion.

τ_V : Contrainte de cisaillement créée 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 d'inscrire dans le contour extérieur. [17]

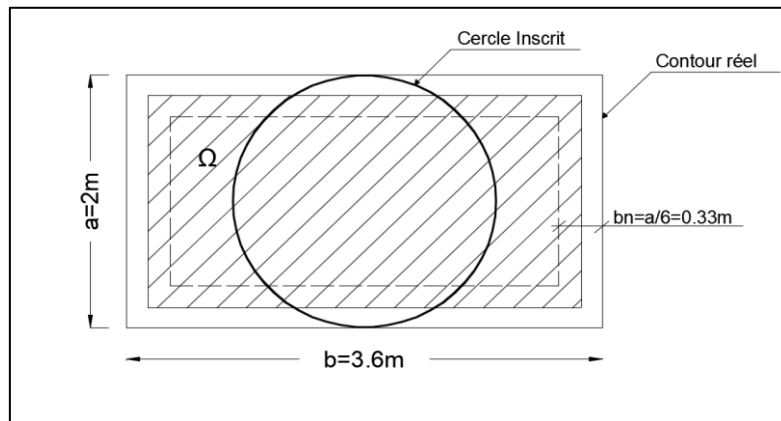


Figure XI.4. Dimension de la section considérée en torsion

Alors, la contrainte de torsion se calcule comme pour les sections creuses :

$$\tau_T = \frac{T}{2 \Omega b_n}$$

Avec :

b_n : L'épaisseur de la paroi creuse équivalente.

Ω : L'aire du contour à mi-épaisseur des parois (Aire hachurée)

Après simplification :

$$\tau_T = \frac{3.6 T}{a^2 \left(b - \frac{a}{6} \right)}$$

Les deux contraintes τ_T et τ_V sont calculées sous les mêmes sollicitations qui engendrent la valeur maximale. Vu que les contraintes de cisaillement ont une valeur maximale sous un chargement de type Bc avec deux voies chargées, d'où :

$$\tau_V = 0.643 \text{ MPa}$$

$$\tau_T = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\tau_T + \tau_V = 0.826 \text{ MPa} \leq 3.5 f_{t28} = 7.77 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée et la contrainte de traction du béton n'est pas dépassée.

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

▪ ARMATURE LONGITUDINALE

La sollicitation de torsion d'une poutre engendre des contraintes de traction longitudinales. La résistance à ces tractions doit être trouvée sur la périphérie de la section [15]

La section d'armature longitudinale est calculée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{2.4 T}{a \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} K$$

Le coefficient K dépend du rapport b/a comme présenté dans le tableau suivant :

Tableau XI.6. Valeur du coefficient K selon le rapport b/a

b/a	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3	4	∞
K	1	0.9	0.84	0.79	0.76	0.73	0.68	0.65	0.61	0.5

Sachant que : le rapport $b/a = 1.8$, alors : $K=0.76$.

Après calcul :

$$A_s = 13.95 \text{ cm}^2$$

Equivalente à 5HA 20 ($A_s=15.71 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm, disposés aux quatre angles et sur les faces latérales, s'ajoutant aux armatures longitudinales de flexion.

▪ ARMATURE TRANSVERSAL

La section d'armature transversale nécessaire pour reprendre le cisaillement de torsion est la suivante :

$$A_t = \frac{0.6 T}{a \left(b - \frac{a}{b} \right) \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} S_t$$

Sachant que :

$$S_t \leq 35 \text{ cm} \quad [\text{PP73}]$$

On pose : $S_t = 15 \text{ cm}$.

D'où :

$$A_t = 0.21 \text{ cm}^2$$

La section d'armature transversale doit reprendre les contraintes correspondant à l'effort tranchant et le moment de torsion, d'où la section transversale totale est la somme des deux sections qui supporte l'effort tranchant et la torsion.

$$A_t = 7.72 + 0.21 = 7.93 \text{ cm}^2$$

Equivalent à 2 cadre HA 16 ($A_t = 8.04 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

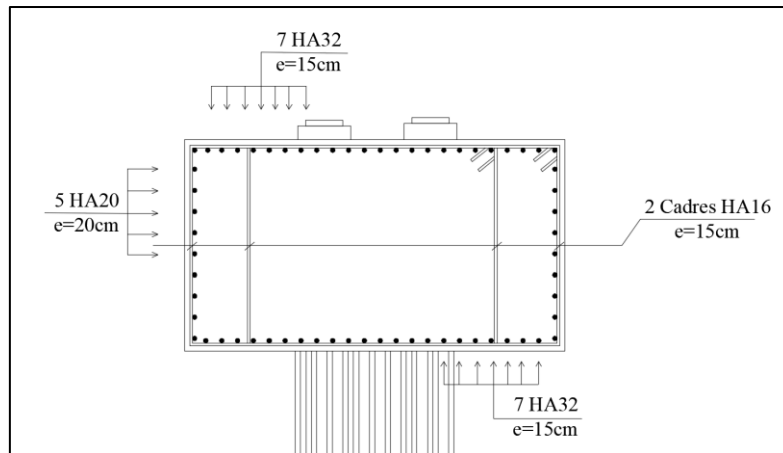


Figure XI.5. Ferrailage du chevêtre

XI.3.2. LE FUT

XI.3.2.1. VERIFICATION DU FLAMBEMENT

Pour vérifier le flambement, on doit s'assurer de l'inégalité suivante :

$$\lambda \leq \bar{\lambda} = \max\left(50; \min\left(67 \frac{e_0}{D}; 100\right)\right)$$

Avec :

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

En considérant le fut encasté sur la semelle, $L_c = 0.7 L = 0.7 \times 12.5 = 10.64$

i : Rayon de giration, $i = \frac{D}{4} = \frac{2.6}{4} = 0.65$

D'où :

$$\lambda = 16.37 \leq 50$$

La condition de non flambement du fut est vérifiée.

XI.3.2.2. EVALUATION DES EFFORTS SUR FUT

Pour le calcul des sollicitations qui s'appliquent sur les futs on effectue la modélisation déjà réalisée en VIII.8, en appliquant les charges créées par la combinaison suivante :

ELU : $1.35 G + 1.6 (Q_r + S_t)$

$1.35 (G + Q_{rp})$

ELS: $G + 1.2 Q_r + S_t$

$G + Q_{rp}$

ELA : $G \pm E_L$

$G \pm E_T$

$G \pm E_V$

Avec :

Q_r : Réaction d'appui verticale et force de freinage horizontale au niveau de la pile due aux surcharges du système A(l) et B

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

Q_{rp} : Réaction d'appui verticale au niveau de la pile due aux charges militaires et exceptionnelles.

S_t : Réaction d'appui verticale due aux surcharges sur trottoir au niveau de la pile.

E_L, E_T et E_V : Effort sismique sous combinaison suivant les trois direction, longitudinale, transversale et verticale respectivement.

G : Le poids propre de la pile en plus de la réaction créée au niveau de la pile due aux charges permanentes du tablier

Pour la modélisation, les réactions dues aux surcharges et au poids propre du tablier sont appliquées sur le chevêtre sous forme de force ponctuelles verticale, après les avoir déterminés avec le logiciel CSI Bridge pour chaque poutre et multipliés fois le coefficient de pondération calculer en XII.3.1.1.

Tant-dis que les forces sismiques et efforts de freinages, sont présentés sous une charge ponctuelle horizontale appliqué sur le chevêtre.

Une fois les combinaisons effectuées on aura les résultats suivants, avec trois types de sollicitation :

Type de sollicitation	Type N°01	Type N°02	Type N°03
ELU	$N_{\max}=1015.02$ t $M_{\text{Correspond}}=9.86$ t.m	$N_{\min}= 830.11$ t $M_{\text{Correspond}} = 136.84$ t.m	$M_{\max}= 295.94$ t.m $N_{\text{Correspond}} =893.33$ t
ELS	$N_{\max}= 751.87$ t $M_{\text{Correspond}} =7.30$ t.m	$N_{\min}= 614.42$ t $M_{\text{Correspond}} =102.63$ t.m	$M_{\max}= 221.96$ t.m $N_{\text{Correspond}} =662.13$ t
ELA	$N_{\max}= 883.61$ t $M_{\text{Correspond}} =1087.51$ t.m	$N_{\min}= 340.45$ t $M_{\text{Correspond}} =1093.78$ t.m	$M_{\max}= 1849.19$ t.m $N_{\text{Correspond}} =621.50$ t

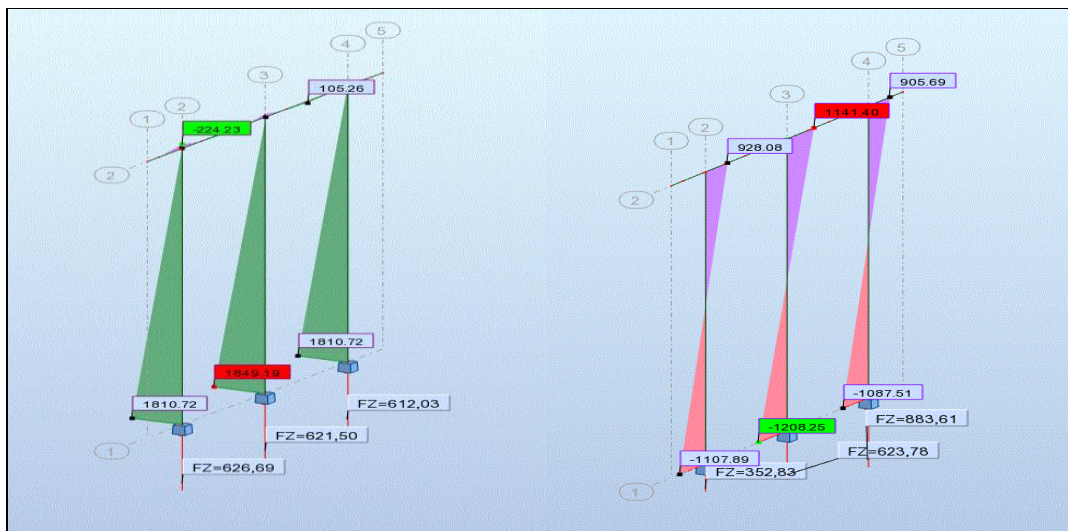


Figure XI.6. Moment fléchissant et effort normale maximale sous combinaison ELA sur Robot

Pour le cisaillement, il présente une valeur maximale à la base de chaque fût sous la sollicitation du système Bc en état limite ultime égale à 19.69 t.

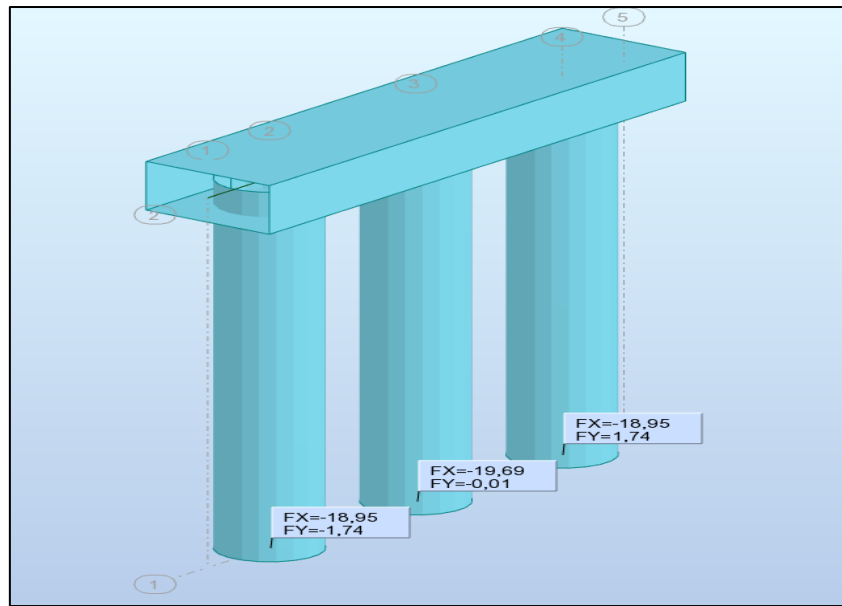


Figure XI.7. Réaction horizontale longitudinale et transversale des futs à l'ELU sous Bc

▪ ARMATURE LONGITUDINALE

La section d'armature longitudinale est déterminée avec le logiciel ROBOT Expert en considérant une section circulaire de 2.6m diamètre sous flexion déviée avec $M_z=0$.

On obtient une section $A_s=231.1\text{cm}^2$, inférieur à la section minimale fixé par le RPOA avec un pourcentage de 0.5% et égale à 265.46cm^2 .

Cette section est équivalente à 25 HA20+25 HA32 ($A_s=279.6\text{cm}^2$)

▪ ARMATURE TRANSVERSALE

- Vérification des contraintes de cisaillement

La vérification des contraintes de cisaillement est déterminée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée :

$$2R = b_0 \sqrt{2} \rightarrow b_0 = 1.84 \text{ m}$$

$$d = 0.9 b_0 = 1.65 \text{ m}$$

$$V_u = 19.69 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0.065 \text{ MPa} \leq 2.7\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

- Pourcentage d'armature transversale

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3K f_{t28})$$

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

$K=0$ (Pas de reprise de bétonnage)

$$S_t = \text{Min}(12\phi_L, b, 200\text{mm}) = 20\text{cm}$$

On prend : $S_t=15$ cm.

$$A_t = 0.40 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{0.4 S_t b_0}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$$

D'où, on choisit la section $A_t=1.98 \text{ cm}^2$ (section minimale) équivalent à une cerce HA12 ($A_t=2.26\text{cm}^2$)

Avec un espacement :

$$S_t = 10\text{cm} \text{ (Zone de recouvrement)}$$

$$S_t = 15\text{cm} \text{ (Zone courante)}$$

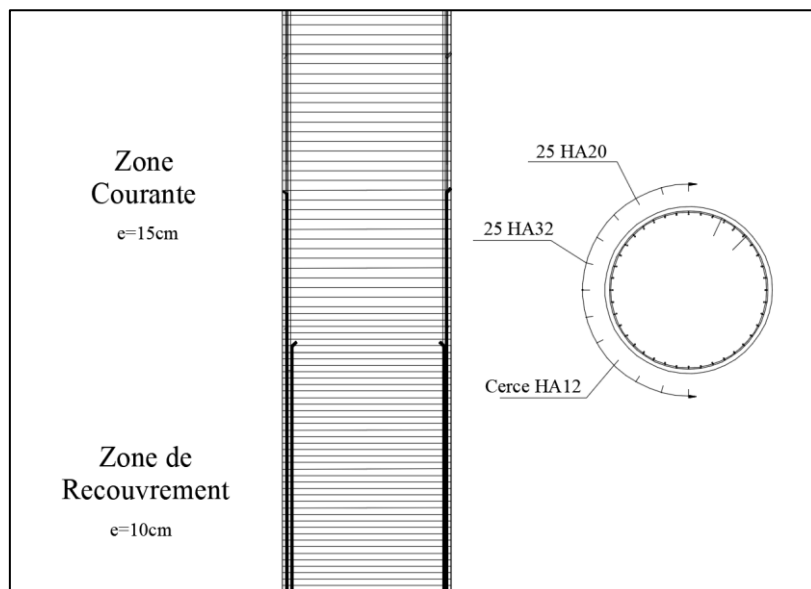


Figure XI.8. Ferrailage des futs

XI.3.3. SEMELLE SUR PIEU

La semelle de la pile repose sur trois files de pieux, chaque file est composé de quatre pieux.

Le ferrailage transversal de la semelle est effectué en considérant les deux parties de la semelle en console encastrés à une distance de $a/4$ de l'axe du fut, où s'applique les réactions de chaque pieux comme une charge concertée.

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA PILE

Tableau XI.7. La réaction maximale sur pieu avec l'entraxe et le moment d'encastrement correspondant

	$R_{max}(t)$	$X(m)$	$M(t.m)$
Cas normal	300.19	2.95	885.56
Cas sismique	449.65	2.95	1326.47

La section d'armature transversale inférieur est déterminée avec le logiciel ROBOT Expert en flexion simple sur une section rectangulaire ($b_0 \times h$) m^2 (sachant que : $b_0 = \varphi + h = 2.2 + 1.2 = 3.4m$; $h = 2.2m$). $A_S = 143.50 \text{ cm}^2$ disposé sur une distance de 3.4m et équivalent à $A_S = 42.21 \text{ cm}^2$ chaque un mètre de large.

Le RPOA nous impose un pourcentage d'armature minimale de 0.25%, d'où $A_{S,min} = 55 \text{ cm}^2$ chaque un mètre.

On peut remarquer que la section calculée avec ROBOT Expert sans prise en compte du cas sismique est inférieure à la section minimale.

$$A_S = 42.21 \text{ cm}^2 < A_{S,min} = 55 \text{ cm}^2$$

On choisit donc des armatures de type 7HA 32 avec un espacement de 15cm ($A_S = 56.32 \text{ cm}^2$).

La section d'armature transversale supérieur de construction est posée égale à $A_S' = A_S / 3 = 18.33 \text{ cm}^2$ équivalente à 7HA20, ($A_S = 21.99 \text{ cm}^2$) avec espacement de 15cm.

Pour les armatures longitudinales inférieur la section d'armature $A_L = A_S / 2 = 27.50 \text{ cm}^2$ équivalent à 6 HA25 ($A_L = 29.45 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 18cm. Tandis que les armatures longitudinales supérieurs on dispose une section d'armature $A_L = A_S / 4 = 13.75 \text{ cm}^2$ équivalent à 6HA 20 ($A_L = 18.85 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 18cm.

On dispose encore des armatures latérales $A_l = A_S / 10 = 5.5 \text{ cm}^2$ équivalent à 6HA12 ($A_l = 6.79 \text{ cm}^2$) disposé avec un espacement de 18cm.

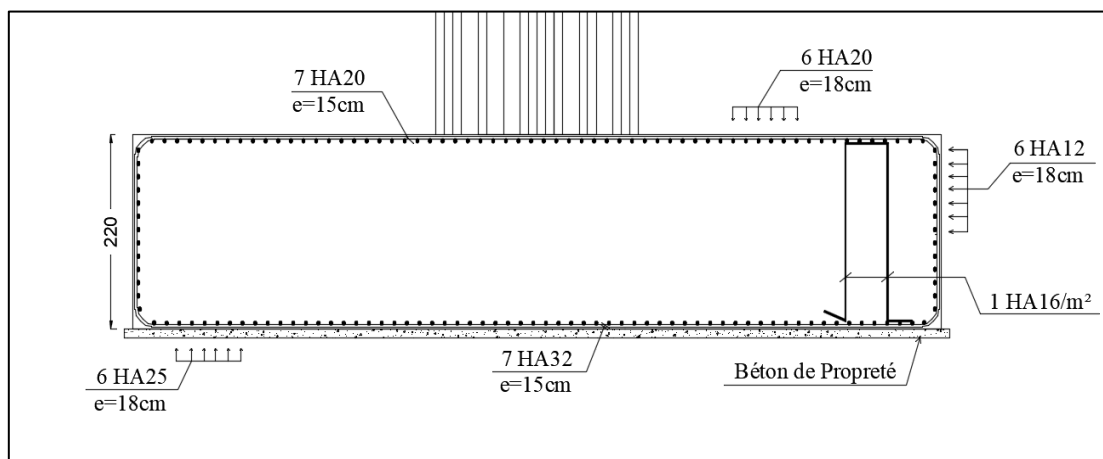


Figure XI.9. Ferrailage de la semelle sous pile

XI.3.4. PIEUX SOUS LA PILE

La pile est supportée par 12 pieux, sous une semelle, de 20m de profondeur et 1.2m de diamètre espacé de 3.6m.

▪ ARMATURE LONGITUDINALE

Chaque pieu est sollicité par un effort normal et une force horizontale qui crée un moment fléchissant en tête du pieu. En supposant qu'ils sont encastres en tête dans la semelle et libre à la base, les efforts appliqués sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de \bar{M} et \bar{H} .

La méthode et le détail de calcul est présenté dans l'annexe 09 partie 03. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau XI.8. Résultats de la méthode de WERNER en tête du pieu

	Type de sollicitation	N _{max} (t)	N _{min} (t)	\bar{H} (t)	\bar{M} (t.m)
ELS	N°01	300.19	-	51.79	16.08
	N°02	-	201.06	51.79	16.08
ELA	N°03	449.65	-	577.25	179.25
	N°04	-	63.08	577.25	179.25

La section d'armature longitudinale du pieu est déterminée par le logiciel ROBOT Expert en considérant la section circulaire de 1.2m de diamètre sous flexion déviée avec $M_z=0$, avec quatre cas de chargement présentés dans le tableau ci-dessus.

D'où, $A_s=62.2 \text{ cm}^2$ équivalent à 24HA20 ($A_s=75.04\text{cm}^2$), sachant que moment de calcul est le moment d'encastrement en tête du pieu, et correspond à la valeur maximale qui diminue en fur et à mesure qu'on s'éloigne de la semelle, jusqu'à ce qu'il s'annule en profondeur où le ferrailage est minime.

Le RPOA fixe un pourcentage minimal égale entre 0.5%

$$A_{s,\min}=56.5 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 24HA 20 ($A_s=75.40\text{cm}^2$) pour le ferrailage longitudinal de tout le pieu.

▪ ARMATURE TRANSVERSALE

- Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour les fissures jugées préjudiciables la contrainte de cisaillement est limitée à l'ELU par la valeur suivante : [3]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée :

$$2R = b_0\sqrt{2} \rightarrow b_0 = 0.85m$$

$$d = 0.9 b_0 = 0.765m$$

$$V_u = \frac{H_{max}}{n} = \frac{99.82}{12} = 8.32 t$$

$$\tau_u = 0.127 MPa \leq 2.7MPa$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

- **Pourcentage d'armature transversale**

$$A_t \geq \frac{S_t b_0}{0.9 f_e} (\tau_u - 0.3Kf_{t28})$$

$K=0$ (Pas de reprise de bétonnage)

$$S_t = \text{Min}(12\phi_L; b; 200mm)$$

On prend : $S_t=15$ cm.

$$A_t = 0.24 \text{ cm}^2$$

La section d'acier minimale est déterminée par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{0.4 S_t b_0}{f_e} = 0.68 \text{ cm}^2$$

D'où, on choisit la section $A_t=0.68 \text{ cm}^2$ (section minimale) équivalent à une cerce HA8 ($A_t=1.01 \text{ cm}^2$)

Avec un espacement :

$$S_t = 10 \text{ cm (Zone de renforcement)}$$

$$S_t = 15 \text{ cm (Zone courante)}$$

Comme dans le cas de la culée il existe deux zones de renforcement :

- Zone en tête du pieu : sur une longueur de $2D$ (D : le diamètre du pieu) à partir de la tête du pieu.
- Zone à la base du pieu : sur une longueur de $3D$ à partir de la base du pieu.

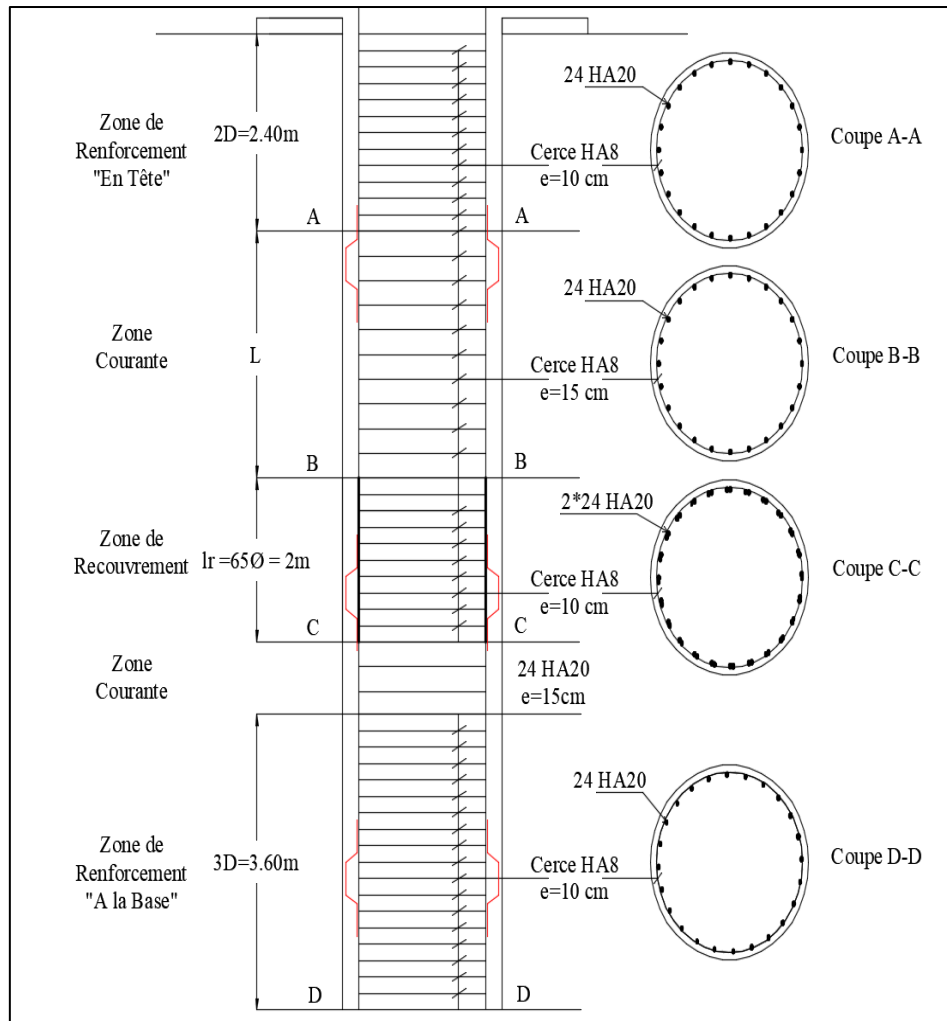


Figure XI.10. Ferrailage des pieux sous pile

XI.4. CONCLUSION

Comme on a vu dans le chapitre précédent la stabilité de la culée était bien vérifiée et le ferrailage de ses éléments lui permettait d'avoir un fonctionnement adéquat, de même pour la pile, la stabilité et le dimensionnement sont bien vérifiés, d'où notre ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

Cependant, vu que la phase de l'étude est effectuée, on passe dans le chapitre suivant à l'étape de planification pour la réalisation de notre pont, ce qui nous permet d'avoir la durée nécessaire pour la fin du projet avec les étapes qu'il englobe.

CHAPITRE XII. PLANNING D'EXECUTION

XII. PLANNING D'EXECUTION

XII.1. INTRODUCTION

L'ingénieur doit impérativement maîtriser l'étude d'un ouvrage d'art, mais la phase intéressante reste l'exécution, où l'étude sera mise en œuvre dans un chantier ; pour cela on effectue le planning d'exécution des travaux qui résume le programme de réalisation du projet et indique la durée et l'ordre d'exécution des différents projets en se référant bien sûr à un logiciel de planification.

Ceci-dit, on effectue dans ce chapitre une planification pour la réalisation de notre projet à l'aide du logiciel MS Project.

XII.2. PLANNING D'EXECUTION

Le planning est effectué en se basant sur la liste des travaux à exécuter avec leurs caractéristiques (quantité et durée) en plus des ressources humaines et matériels.

En appliquant cela sur le logiciel MS Project, on aura une durée de 258 jours (environ 1an) pour la réalisation de notre projet.

Le détail de planification, avec le diagramme de GANNT, qui place les tâches chronologiquement, est présenté sur [la page suivante](#).

XII.3. CONCLUSION

Certes une planification et un programme d'exécution des travaux permet de distribuer les tâches d'une manière logique et successif, mais malgré cela la durée réel d'exécution d'un ouvrage peut ne pas satisfaire la planification effectuée au début du projet en raison d'autres paramètres dont l'expérience nous permettra de les gérer. C'est ce qui résume le travail d'un ingénieur : maîtriser l'étude et l'exécution.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le choix de la variante pont à poutres en post tension a permis d'avoir une bonne stabilité des appuis (Pile et Culée), et un dimensionnement satisfaisant en armatures passifs et actifs qui vérifie les contraintes de traction, compression et cisaillement des matériaux de constructions. Sans oublier la planification qui a permis aussi de voir la simultanéité et la rapidité d'exécution de cet ouvrage.

Enfin, nous ne saurions terminer cette rédaction sans insister sur l'utilité de l'étude d'un ouvrage d'art comme le pont qui appelle toutes les connaissances requises dans notre cursus universitaire et développe nos compétences techniques et théoriques.

Cette formation nous a permis encore de mettre un grand pas dans le domaine professionnel, en rencontrant des ingénieurs qui ont passé par la même étape que la nôtre.

Ceci-dit, on conclut avec ces quelques mots, notre formation d'ingénieur, et quittant le sein de notre école qu'on a tendu à partager d'émotion de tristesse, de désespoir, de courage et de joie.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] MR.BENREDOUEN. Calcul des dalles en béton armée. ENSTP,2017.
- [2] MR.BETEMEUR. R. Cours de béton précontraint. ENSTP,2016/2017.
- [3] MR.BENREDOUEN. Cours béton armée. ENSTP,2016/2017.
- [4] Service d'étude sur les transports, les routes et leurs aménagements. Joint de chaussée des ponts routes, Détermination du souffle aux Eurocodes. PARIS 2013.
- [5] Freyssinet Sustainable Technologie. Joint de chaussée CIPEC. 2010.
- [6] Mr. Hocine NECIB et Al. Règlement définissant les charges à appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Ministère Des Travaux Publiques.2009.
- [7] Mr. Hocine NECIB et Al. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Ministère Des Travaux Publics. 2008.
- [8] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté. 2007.
- [9] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Pont courant en zone sismique, guide de conception. PARIS 2000.
- [10] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Garde-Corps. 1997.
- [11] Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Pont à poutres préfabriques par post tension. 1996.
- [12] Anne BERNARD-GELY et Jean-Armand CALGARO, Conception des ponts. PARIS 1994.
- [13] Service d'étude technique des routes et autoroutes SETRA. CORNICHE.1994.
- [14] Ministère de l'équipement du logement, des transports et de l'espace, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites BREL 91 révisé 99.1999.
- [15] THONIER, H. Le Béton Précontraint Aux Etats Limites. ENPC, 1985.
- [16] Ministère de l'urbanisme, du logement et des transports, DIRECTION DES ROUTES. Dalle de transition des ponts routes, technique et réalisation.1984.
- [17] Service technique des routes et autoroutes SETRA. Appuis des tabliers PP73,1.3.2 Calcul Complémentaire Ferrailage Type, 1.1.2. Conception et Choix des Piles, 1.1.3. Conception et Choix des Piles-Culées. 1977.

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

PARTIE 01. PLAN DE SITUATION DU PROJET

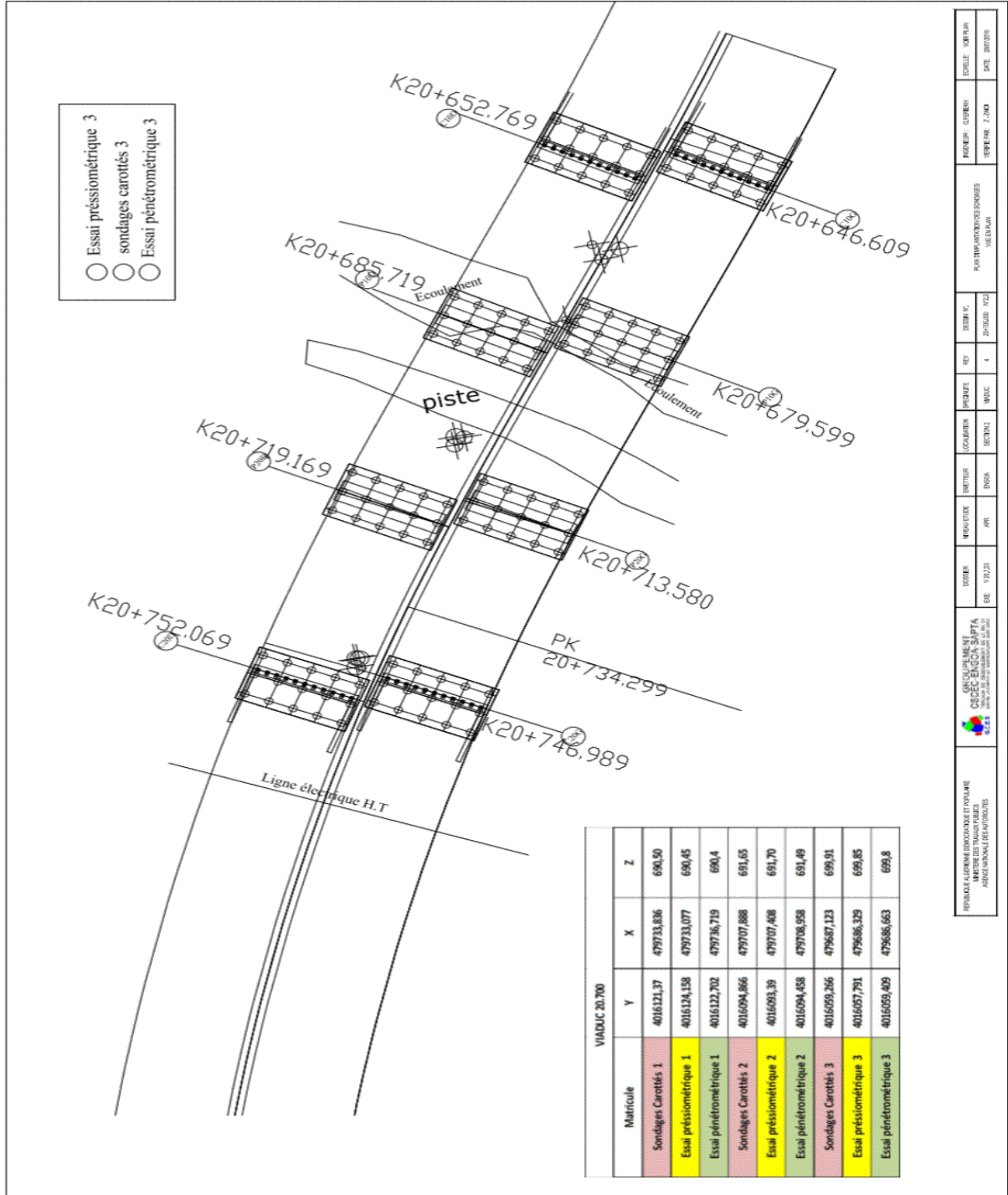


Plan de Situation du projet et ses abords immédiats

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

PARTIE 02. LOCALISATION DES IMPLANTATION ET RESULTAT DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE

LOCALISATION DES IMPLANTATIONS

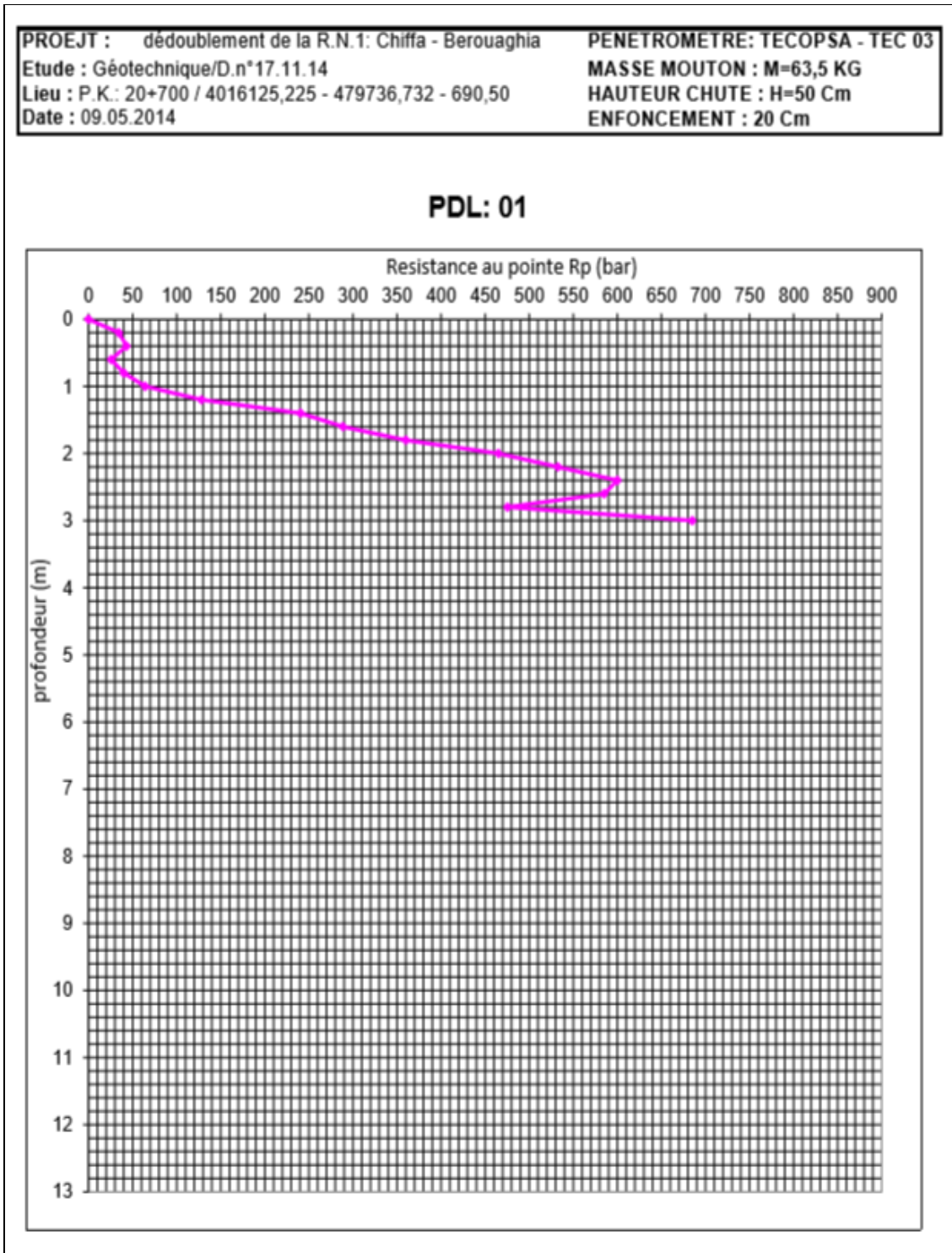


Plan de localisation des implantations

PROFANE ALGERIENNE ENDOUSAZI ET VOULARE INGENIEUR EN GEOTECHNIQUE	DESIGNER DESIGNER	DATE 2023
GRUPULMENTI DISEÑO ENCO, S.A.P.A INGENIERIA Y ARQUITECTURA	PROYECTO PROYECTO	FECHA 2023
PROFANE ALGERIENNE ENDOUSAZI ET VOULARE INGENIEUR EN GEOTECHNIQUE	DESIGNER DESIGNER	DATE 2023

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

■ RESULTAT DU SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

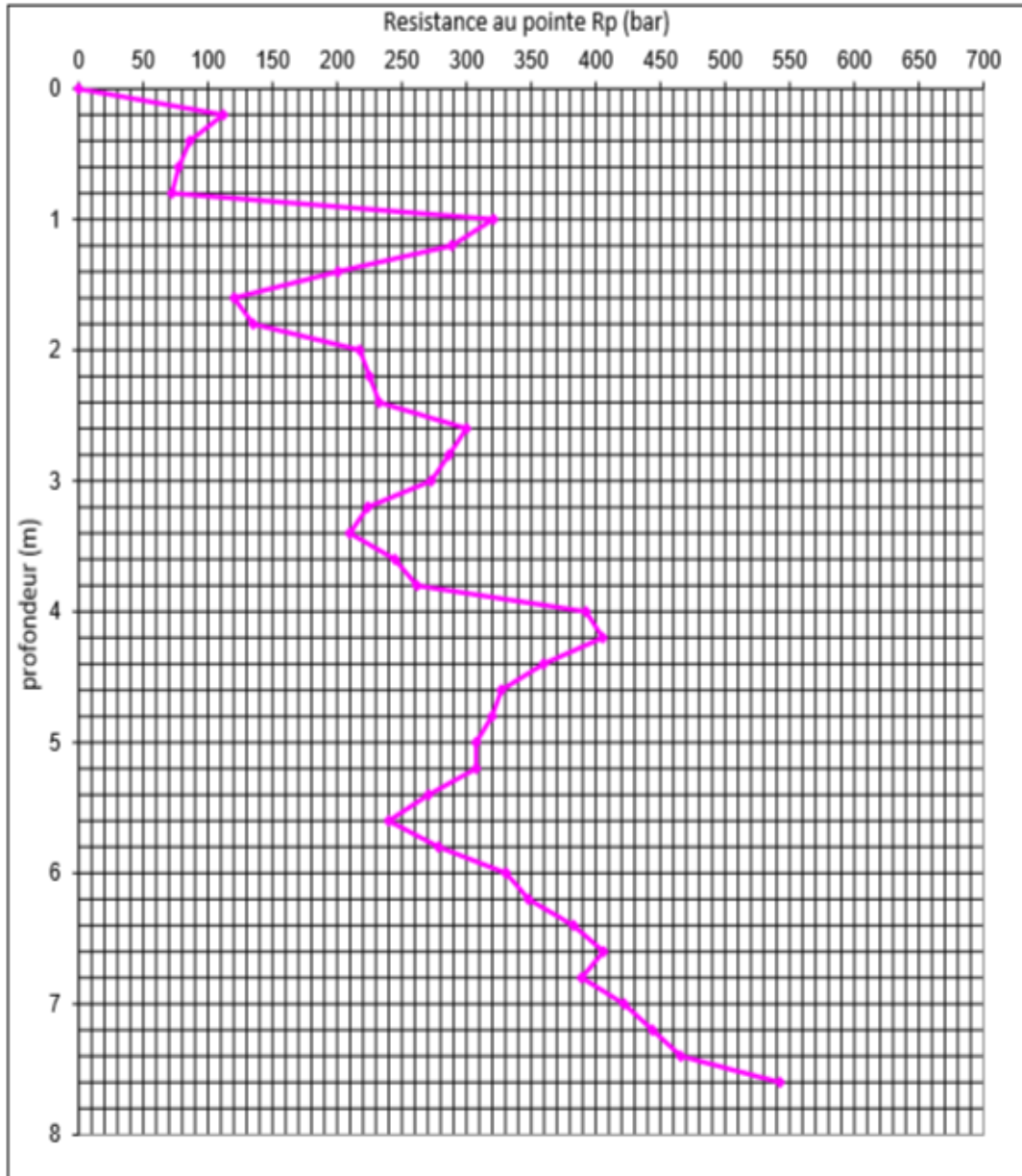


Résultat du premier sondage au pénétromètre dynamique

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

PROEJT : dédoublement de la R.N.1: Chiffa - Berouaghia	PENETROMETRE: TECOPSA - TEC 03
Eude : Géotechnique/D.n°17.11.14	MASSE MOUTON : M=63,5 KG
Lieu : P.K.: 20+700 / 4016091,077 - 479711,936 - 691,65	HAUTEUR CHUTE : H=50 Cm
Date : 09.05.2014	ENFONCEMENT : 20 Cm

PDL: 02

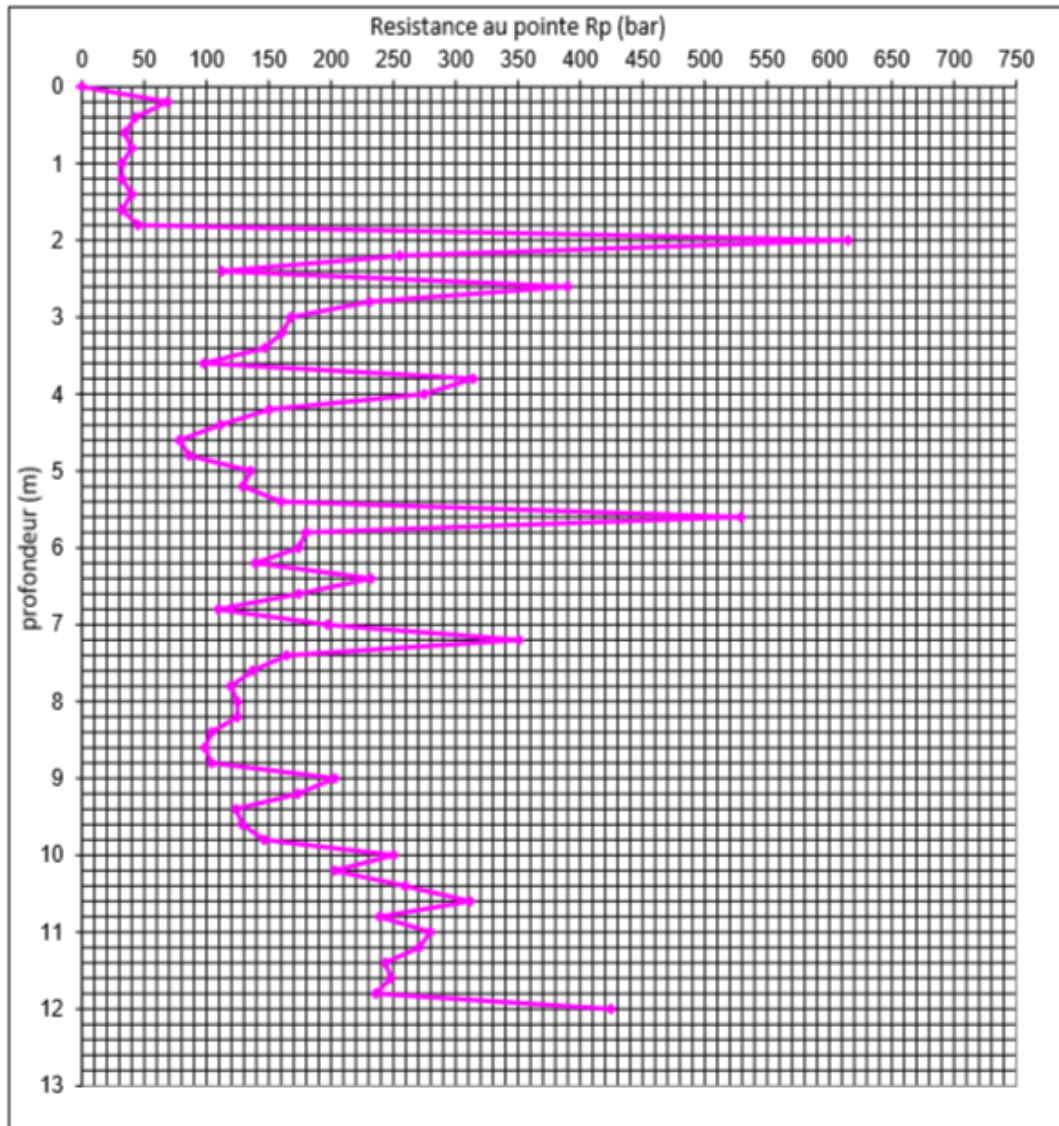


Résultat du deuxième sondage au pénétromètre dynamique

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

PROEJT : dédoublement de la R.N.1: Chiffa - Berouaghia	PENETROMETRE: TECOPSA - TEC 03
Eude : Géotechnique/D.n°17.11.14	MASSE MOUTON : M=63,5 KG
Lieu : P.K.: 20+700 / 4016055,889 - 479688,754 - 699,80	HAUTEUR CHUTE : H=50 Cm
Date : 09.05.2014	ENFONCEMENT : 20 Cm

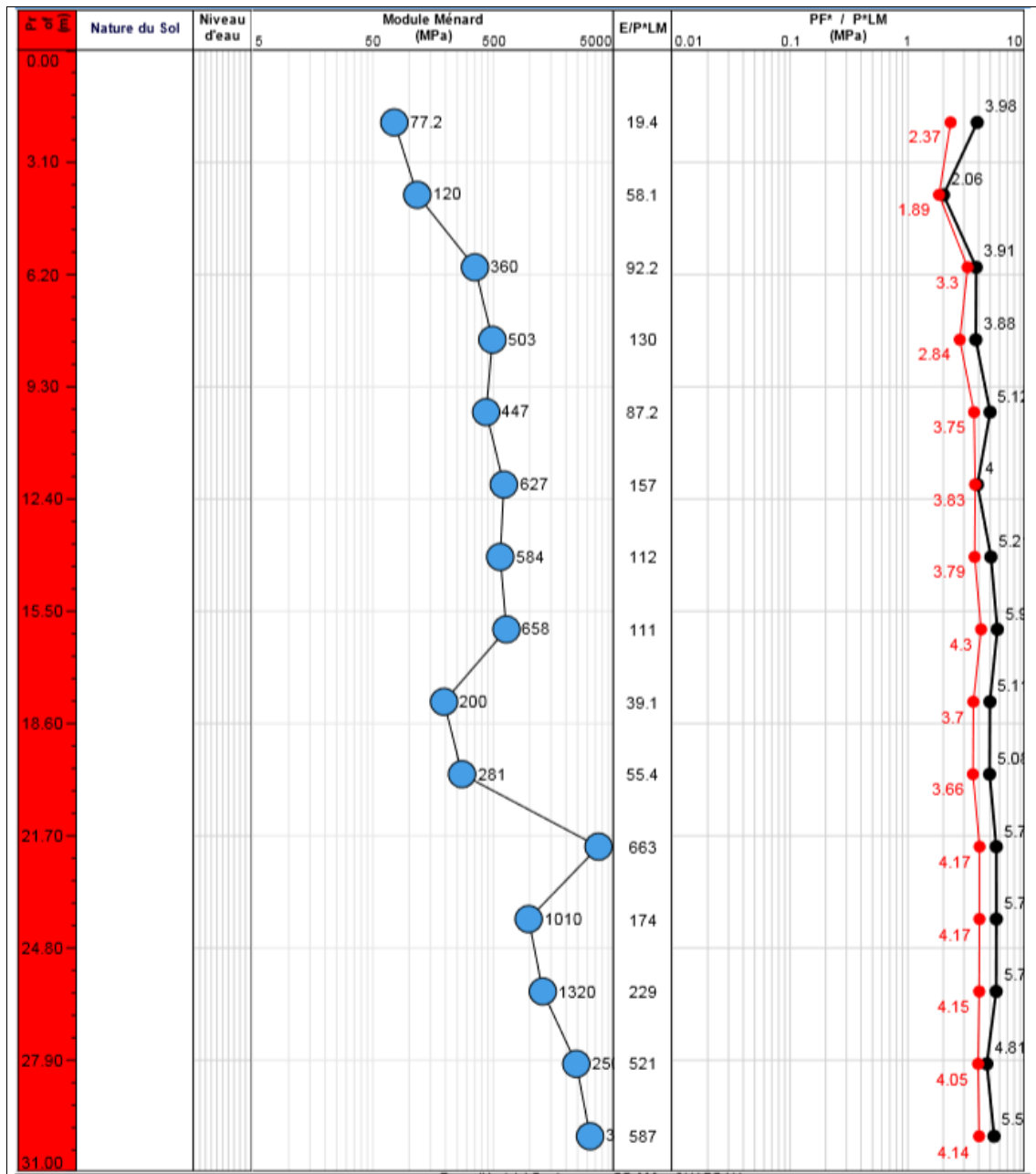
PDL: 03



Résultat du troisième sondage au pénétromètre dynamique

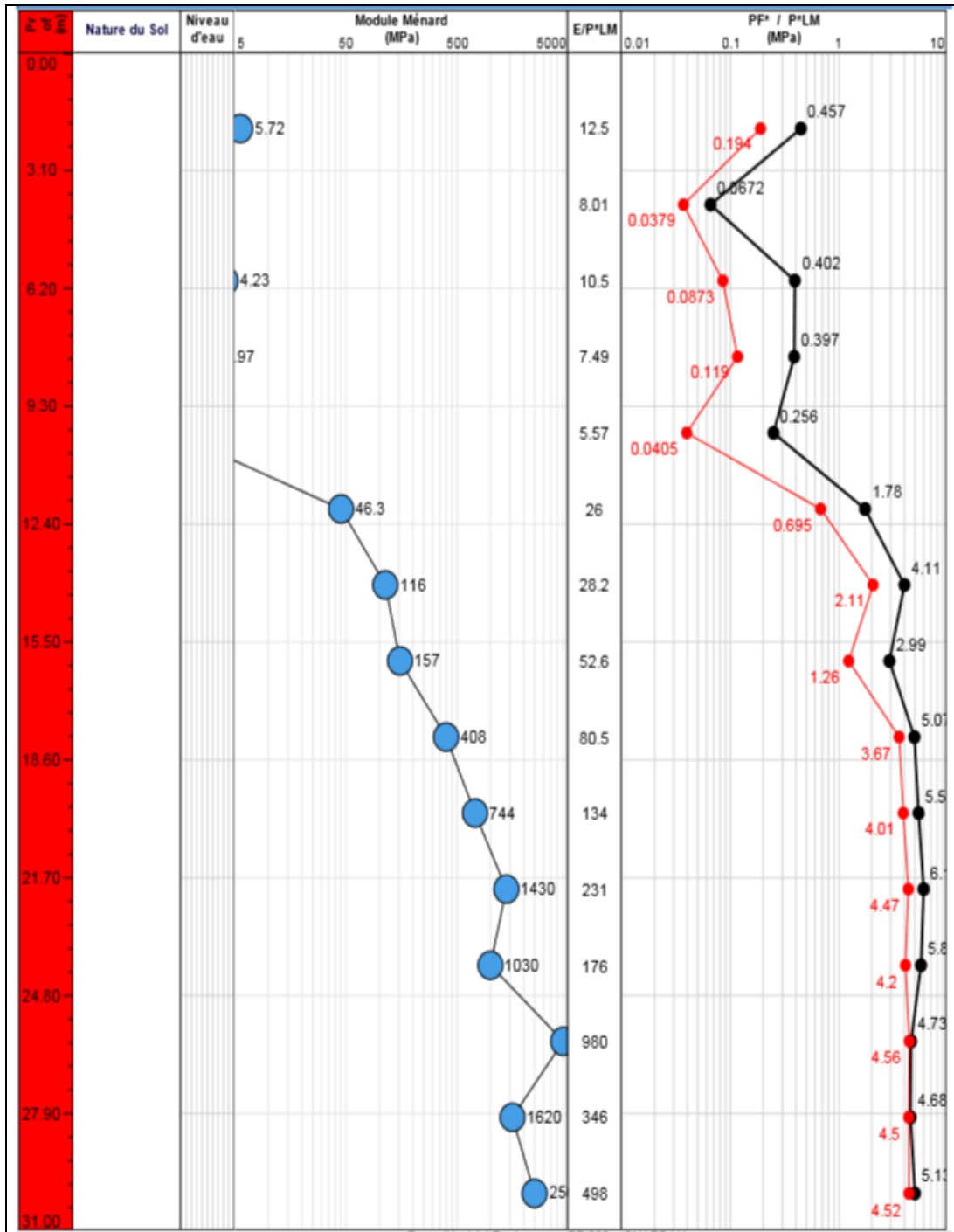
ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE

■ RESULTAT DU SONDAGE AU PRESSIOMETRE



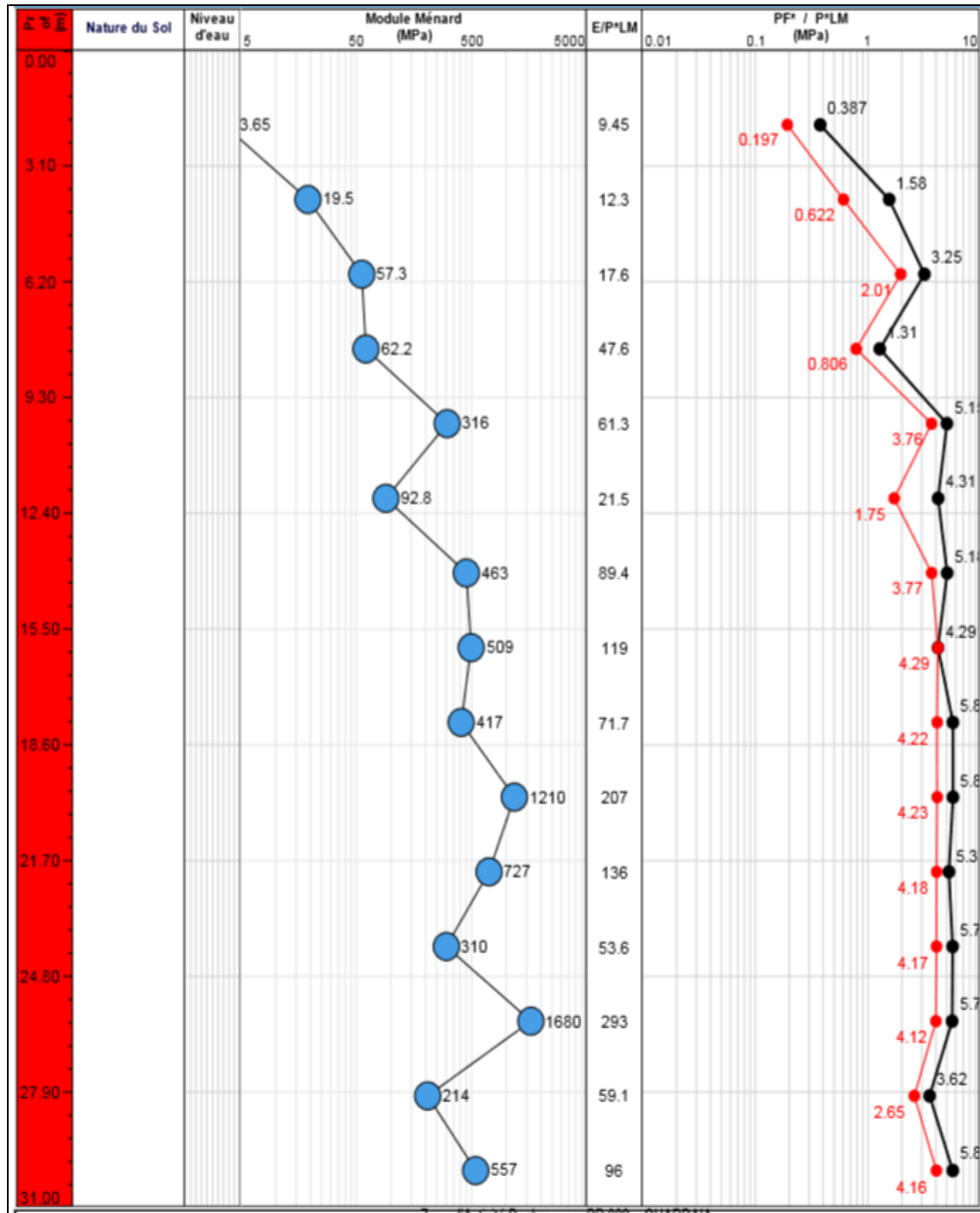
Résultat du premier sondage au préssiomètre

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE



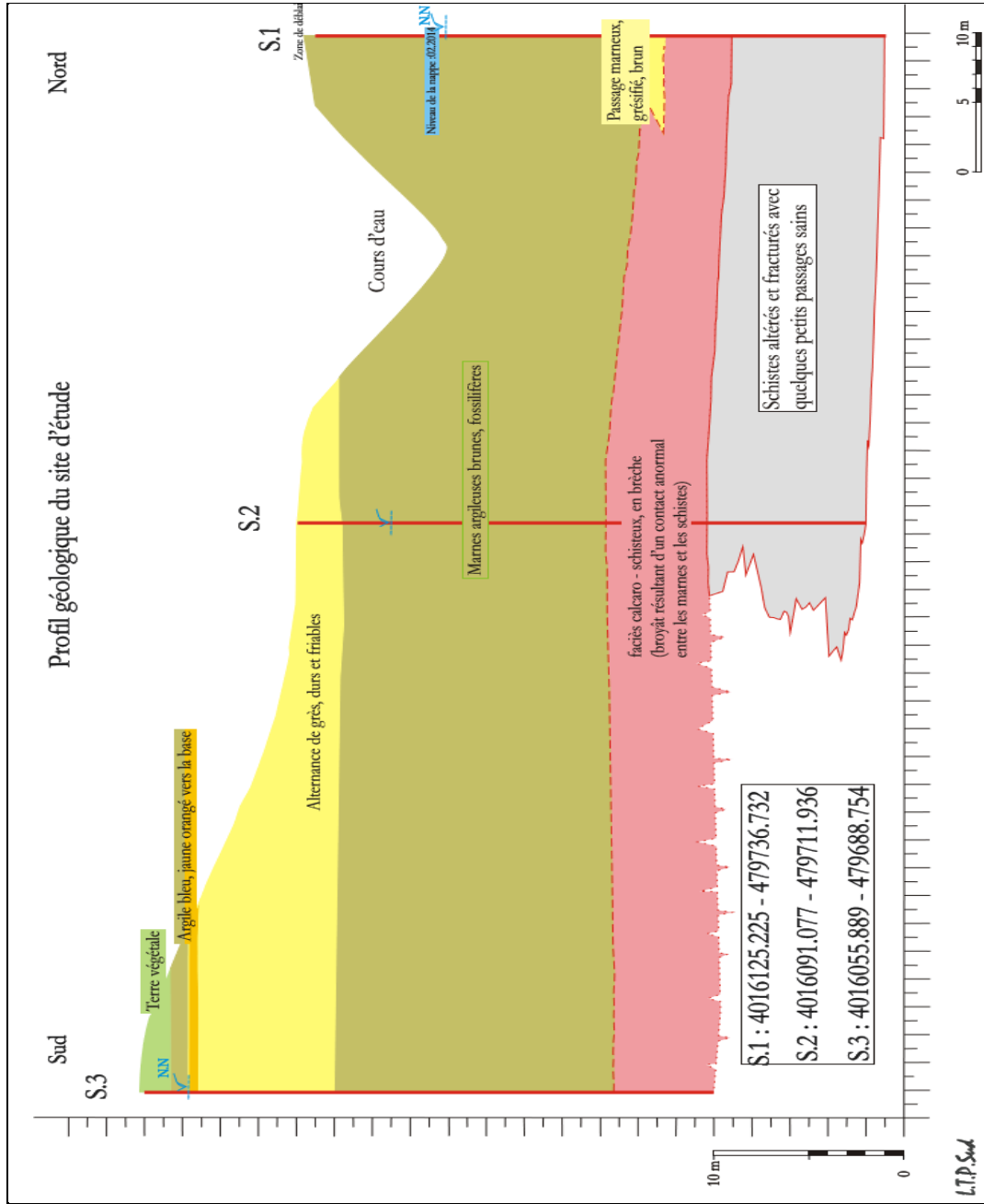
Résultat du deuxième sondage au pressiomètre

ANNEXE 01. RAPPORT GEOTECHNIQUE



Résultat du troisième sondage au pressiomètre

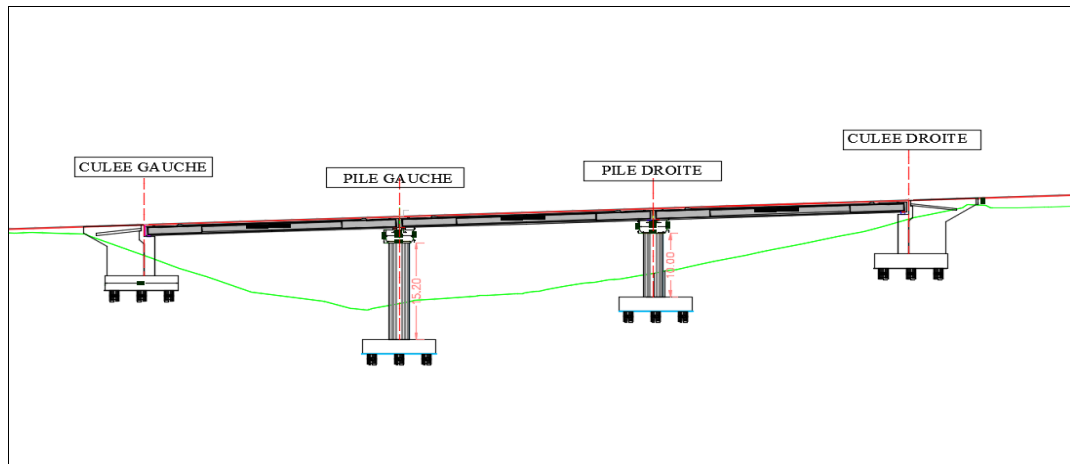
PARTIE 03. COUPE LITHOLOGIQUE



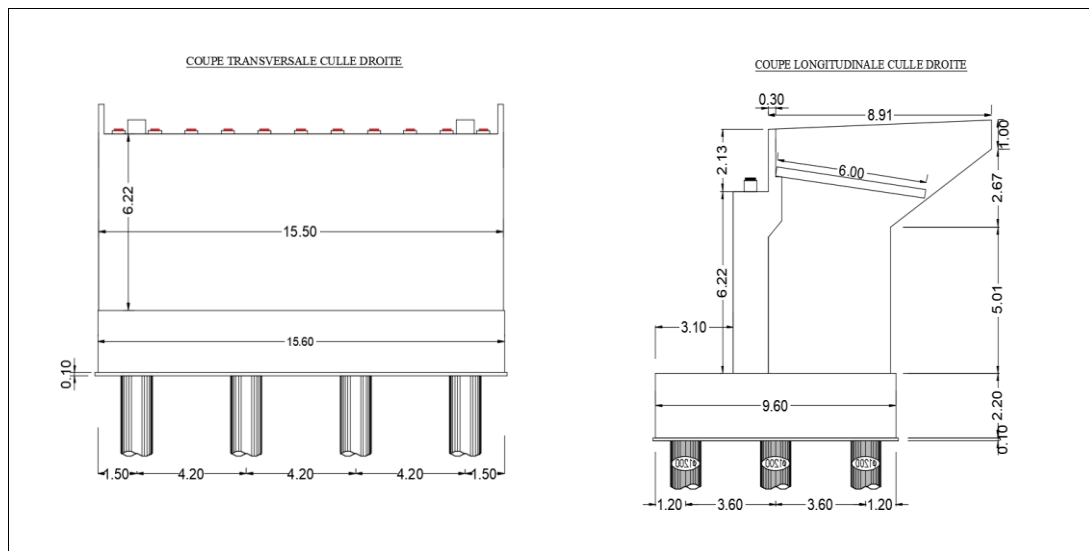
Coupe lithologique sur le site du projet

ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS

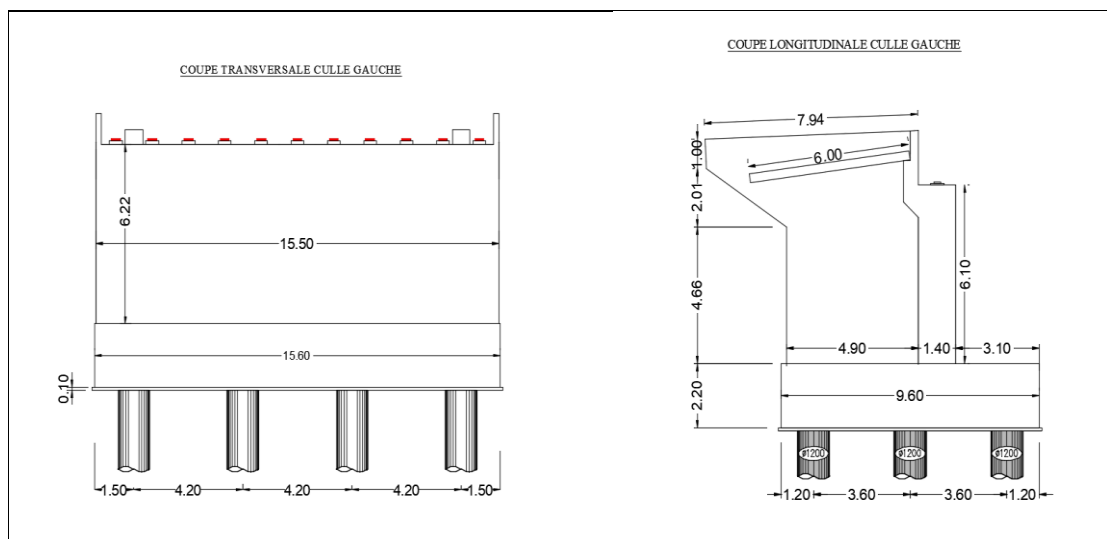
ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS



Coupe longitudinale sur le pont

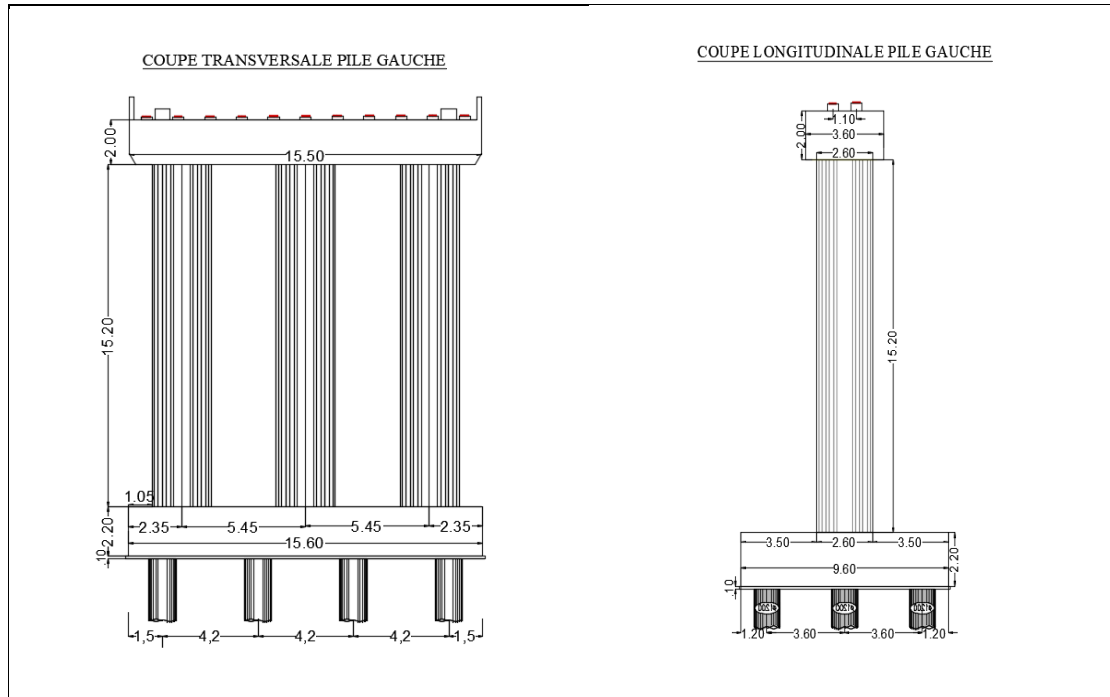


Coupe transversale et longitudinale sur la culée de droite

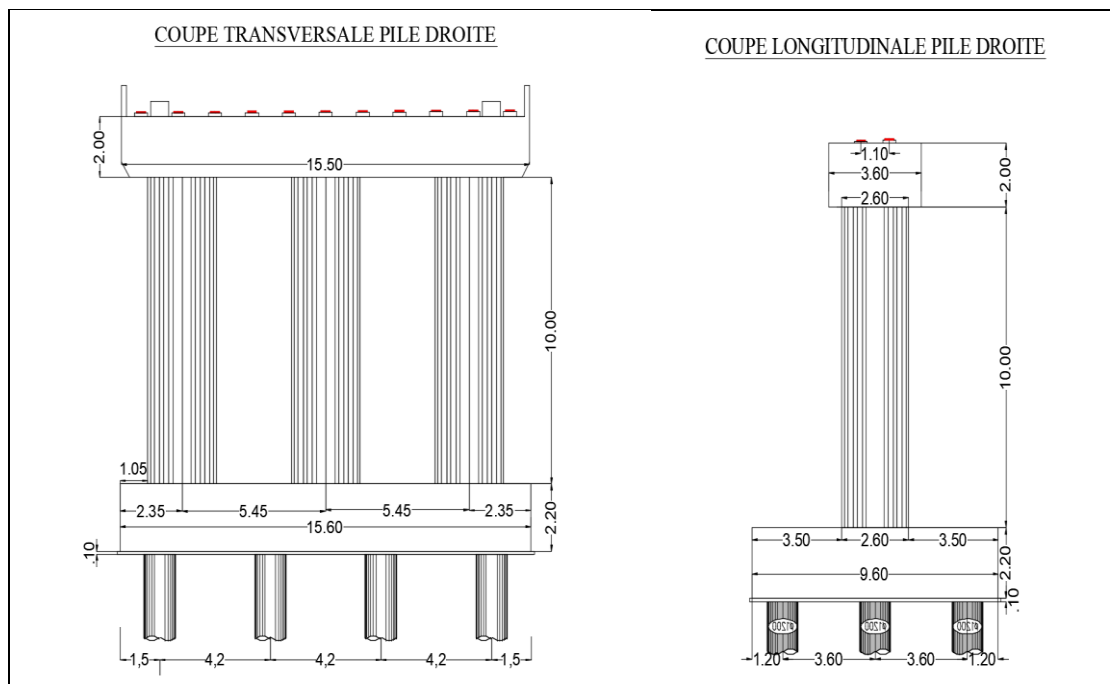


Coupe transversale et longitudinale sur la culée de gauche

ANNEXE 02. CONCEPTION DES APPUIS



Coupe transversale et longitudinale sur la pile de gauche



Coupe transversale et longitudinale sur la pile de droite

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

Tous les détails présentés dans cette annexe sont extraits des Règles définissant les Charges à appliquer Pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR)

1. LES SYSTEMES DE CHARGE

1.1. SYSTEME DE CHARGE A(L)

La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, l exprimée en mètres, par la formule suivante :

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients a₁ du tableau suivant :

Nombre de voies		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	-	-	-

La charge A₁ est obtenue par :

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 0.4 - 0.0002 l \end{array} \right.$$

La charge A₁ obtenue est multipliée par un coefficient a₂ = $\frac{V_0}{V}$,

- V étant la largeur d'une voie,
- V₀ ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Classe de pont	V ₀
Première classe	3.5
Deuxième classe	3.0
Troisième classe	2.75

La charge A₂ = a₂ A₁ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

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 Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

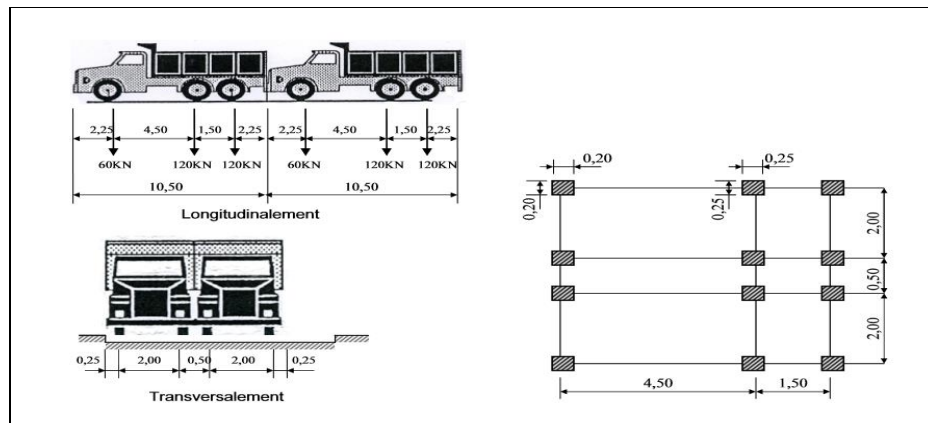
ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

- Le système Br se compose d'une roue isolée,

1.2.1. SYSTEME B_C

Un camion type du système B_C comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière : 120 KN
- Charge portée par l'essieu avant : 60 KN



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

Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est limité à deux.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_C prises en compte sont multipliées par les coefficients b_C du tableau ci-après :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
Première classe	1.2	1.10	0.96	0.8	0.7
Deuxième classe	1	1	-	-	-
Troisième classe	1	0.8	-	-	-

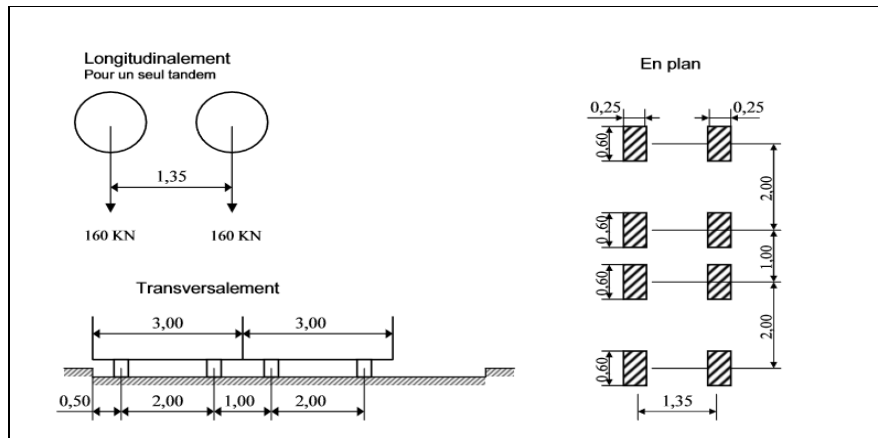
1.2.2. SYSTEME B_t

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

- Charge totale : 320 KN.
- Charge portée par chaque essieu : 160 KN.
- Distance des deux essieux : 1,35 m

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.



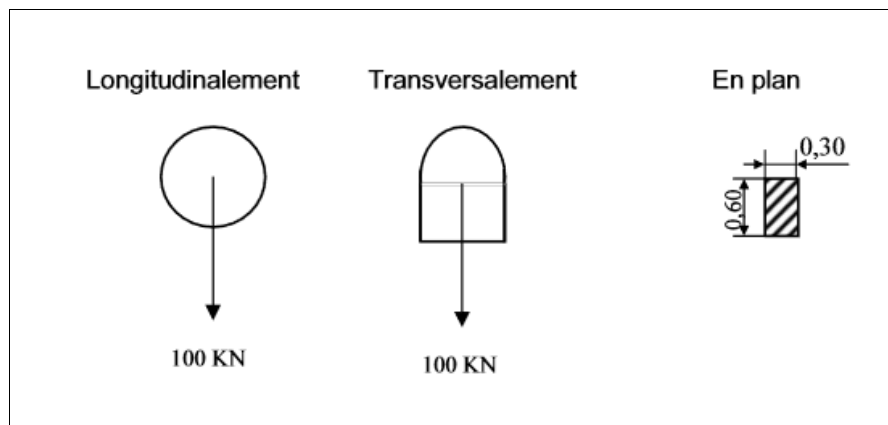
On peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems B_t et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1.

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

Classe de pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

1.2.3. SYSTEME B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.



Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est déterminé par la formule :

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Quand il s'agit de pont à poutre isostatique :

- La longueur L est la portée de la travée.
- G est le poids total de l'ouvrage dans cette travée (poids total du tablier dans la travée).
- S est le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur le tablier multiplier par le coefficient b_c ou b_t .

Donc, pour :

- Le système de charge B_c

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

Avec,

n_c : le nombre de camion sur le tablier.

P_c : le poids total de chaque camion ($P_c=300$ KN).

- Le système de charge B_t

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

Avec,

n_t : le nombre de tandem sur le tablier.

P_t : le poids total de chaque tandem ($P_t=320$ KN).

- Le système de charge B_r

$$S = 100 \text{ KN}$$

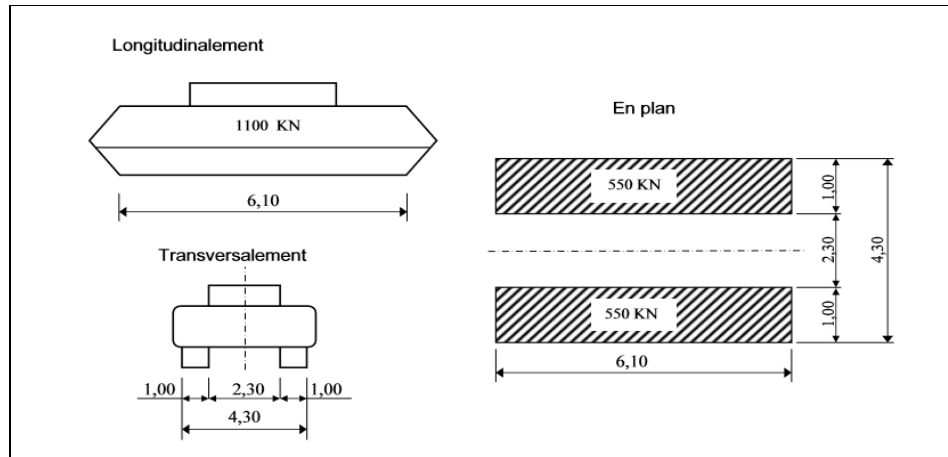
1.3. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE M_{C120}

Un véhicule type du système $M_c 120$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 1100 KN
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES



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 doit être au moins égale à 30,50m.

Les charges militaires de ce type (Mc120) sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est déterminé par la même formule précédente :

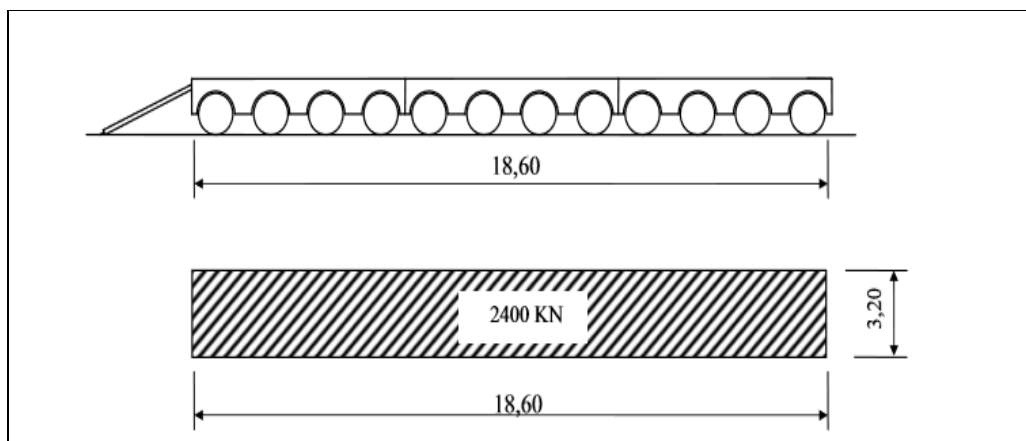
$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Sachant que S est le poids total du chargement (S=1100 KN)

1.4. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240

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

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



Ce système de charge n'est pas frappé par la majoration dynamique.

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

2. EFFORT DE FREINAGE

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

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Pour avoir la valeur de l'effort de freinage on dispose les surcharges A et B_C d'une manière à avoir le cas le plus défavorable pour l'ouvrage, donc pour avoir l'effort de freinage maximal.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

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

Expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée, donc :

$$S = l_c \times L$$

Avec, l_c la largeur chargeable et L la portée correspondant à la travée.

Pour le système de charge B_C chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_C que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner

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

Donc, $F_B = bc \times P$, avec : P le poids d'un camion (P=300KN)

3. CLASSES DES PONTS ROUTES

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

- Ponts de première classe
 - Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m,
 - Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées,
 - Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur,
 - Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP.

ANNEXE 03. DESCRIPTION DES SURCHARGES

- Ponts de deuxième classe

Sont rangés en deuxième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50m et 7m valeurs limites exclues.

- Ponts de troisième classe

Sont rangés en troisième classe, les ponts autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.50m.

4. COMBINAISON D'ACTION

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

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

Combinaison de charge réglementaire

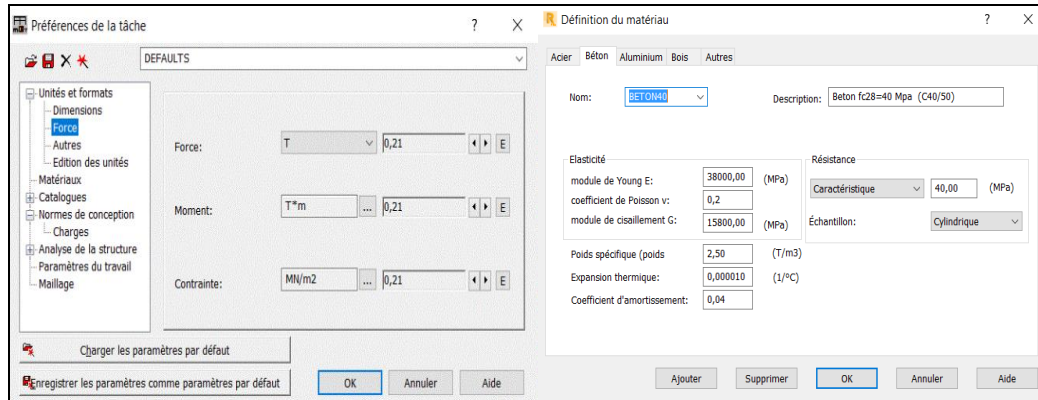
ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

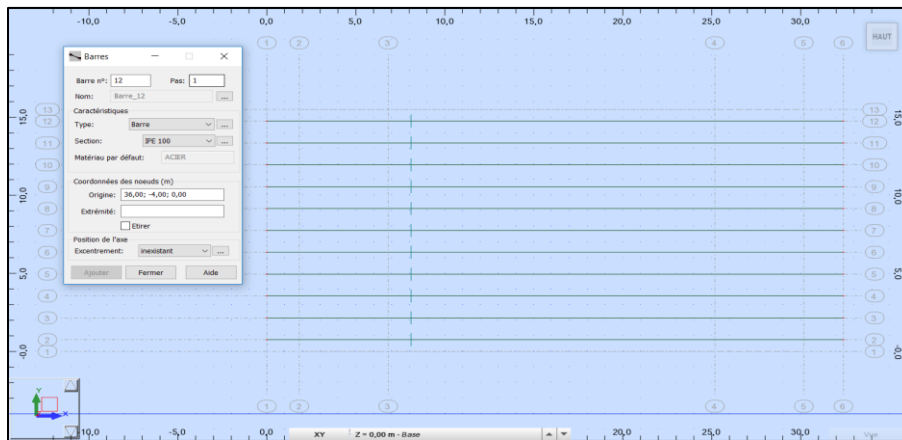
Cette annexe est conçue pour vous présenter la conception du logiciel Robot Structural Analysis Professionnel, SAP2000v14 et CSI Bridge lors de la modélisation du tablier.

I. ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL

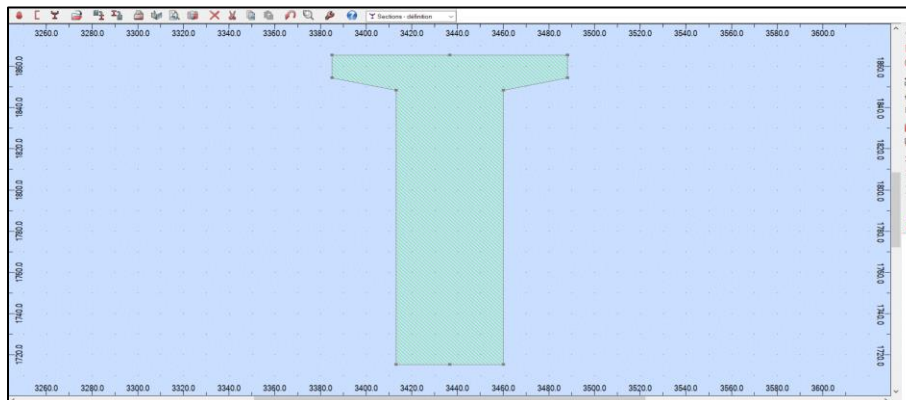
- Effectuer le réglage des unités et des caractéristiques du matériau.



- Poser les lignes de construction pour la modélisation et présenter les poutres en barres.

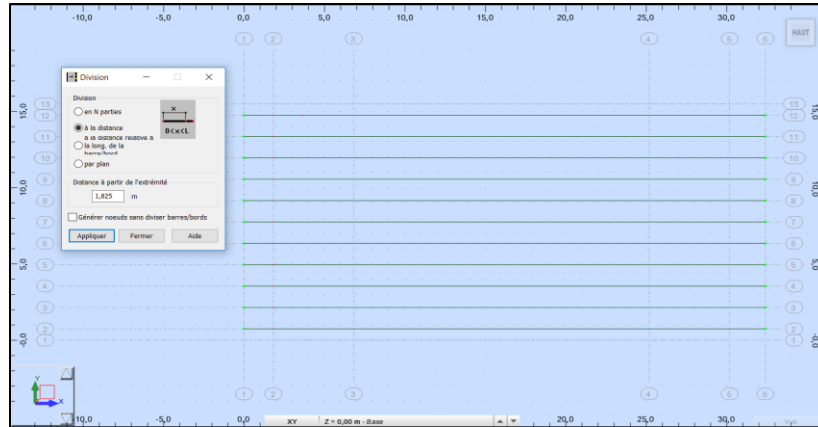


- Importer les sections transversales des poutres d'Autocad sous forme d'un fichier DXF et les introduire dans le catalogue des profilés.

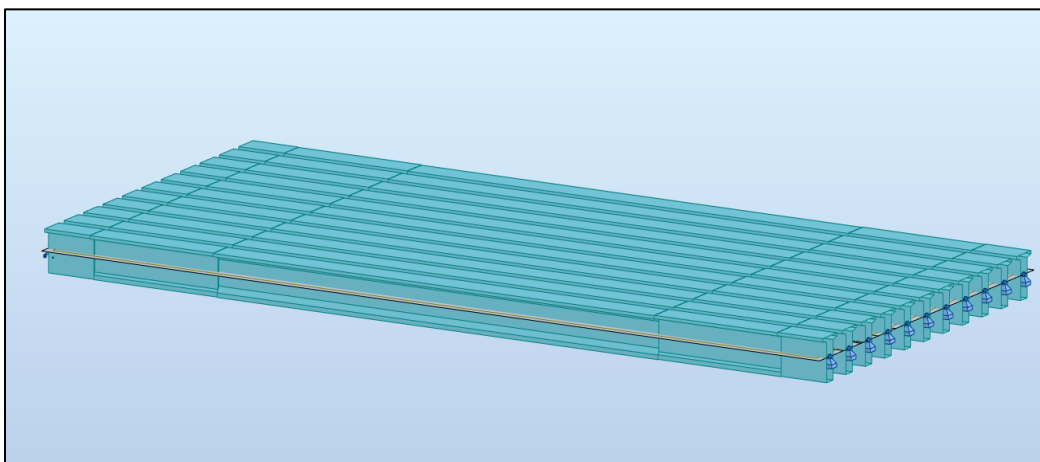
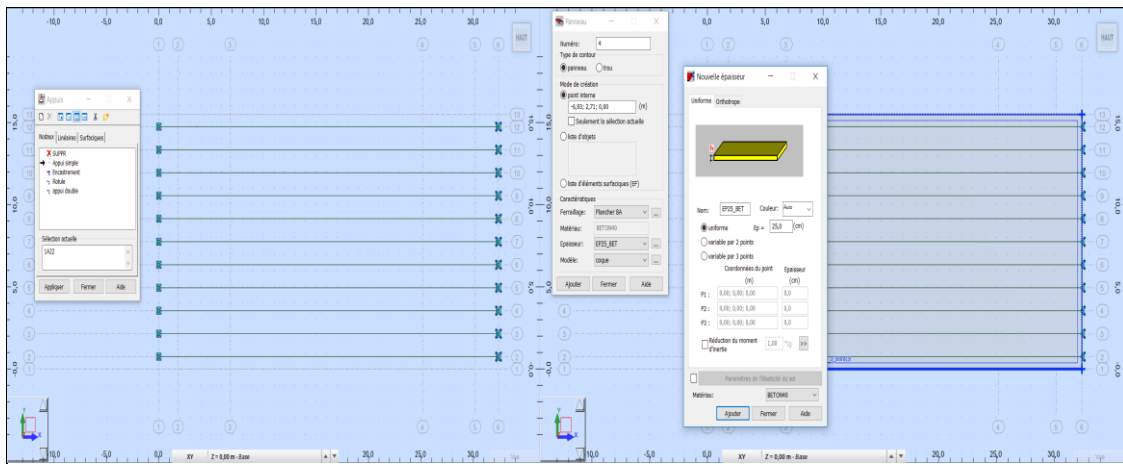


ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

- Deviser les barres pour placer les différentes sections de la poutre.



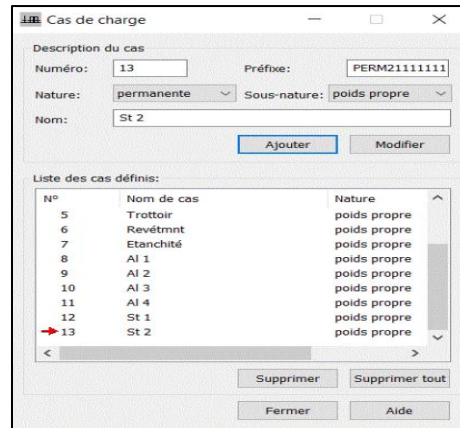
- Définir les appuis (appuis simple et double) de par et d'autre des barres et dessiner un panneau pour introduire l'hourdis.



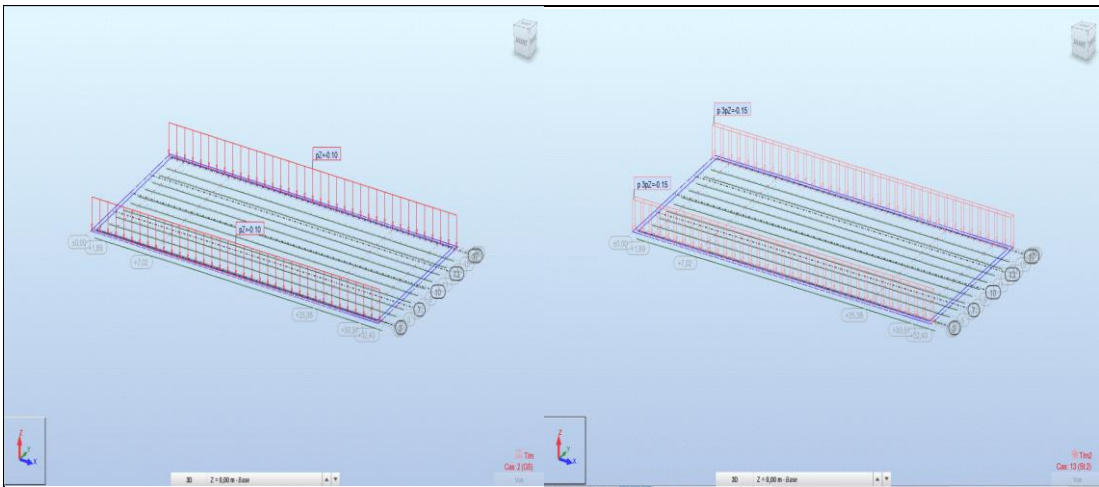
Modélisation du tablier sur RSAP

ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

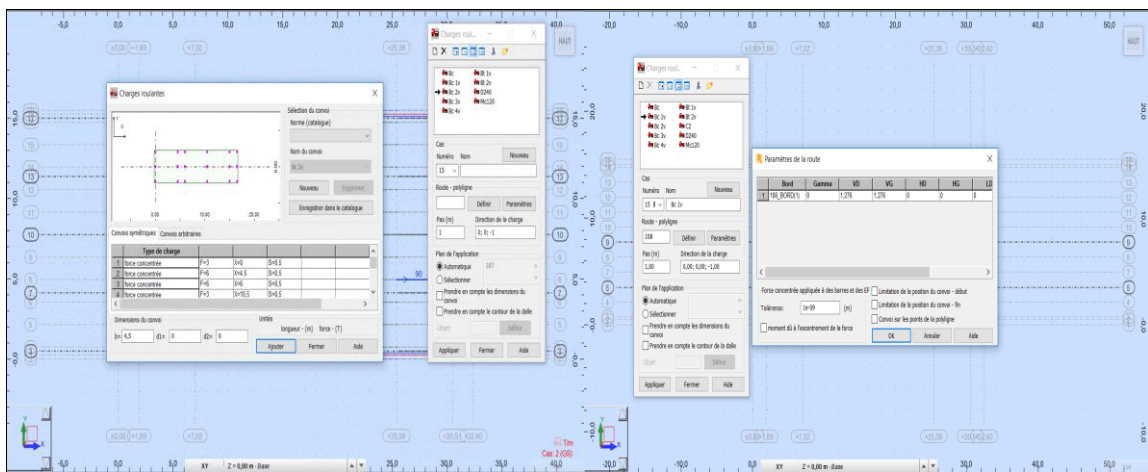
- Introduire les cas de charges.



- Définir les charges statiques d'exploitation surfaciques et linéaires avec leurs positions sur le panneau.

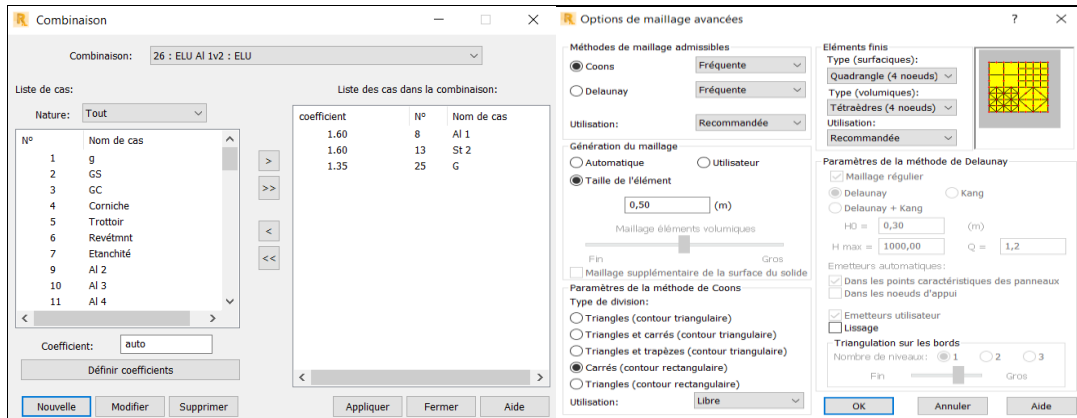


- Définir les charges roulantes, leurs positions et les coefficients correspondants (bt, bc et δ).

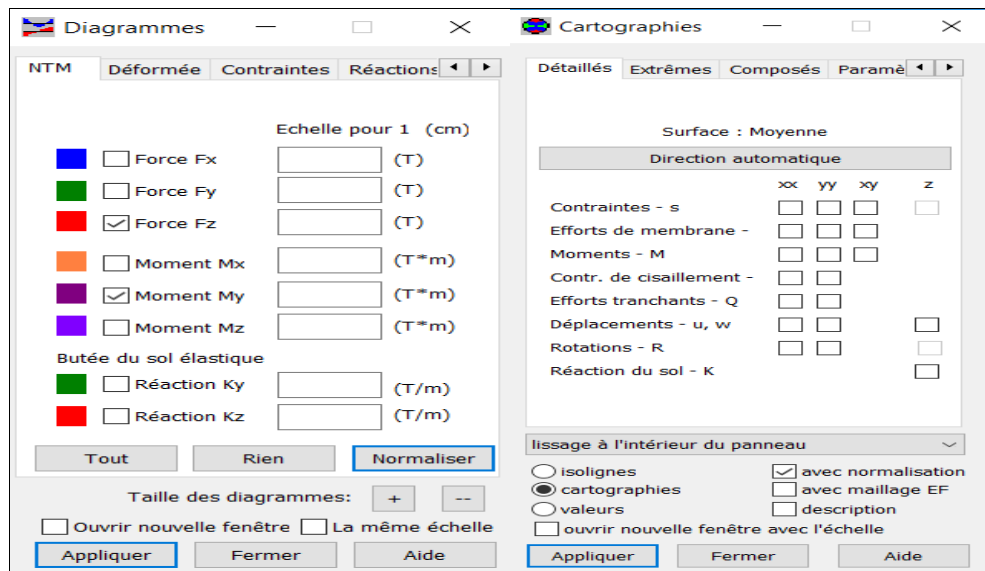


ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

- Faire les combinaisons de charge à l'ELU et l'ELS et effectuer le maillage avant de lancer le calcul.



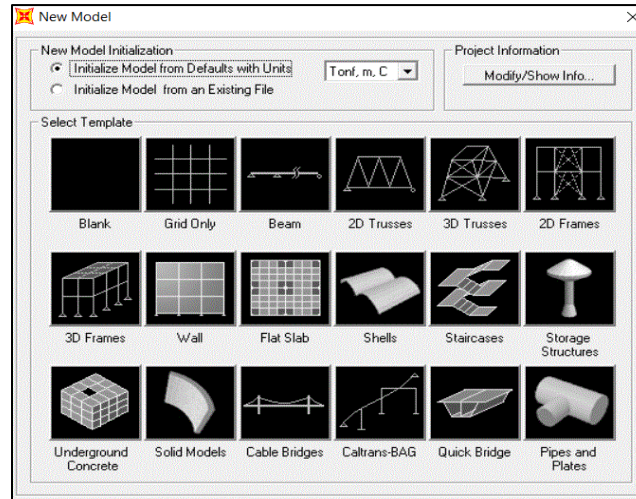
- Visualiser les résultats avec l'option « Diagramme des barres » pour les sollicitations au niveau des poutres et « Cartographie panneau » pour les sollicitations sur l'hourdis.



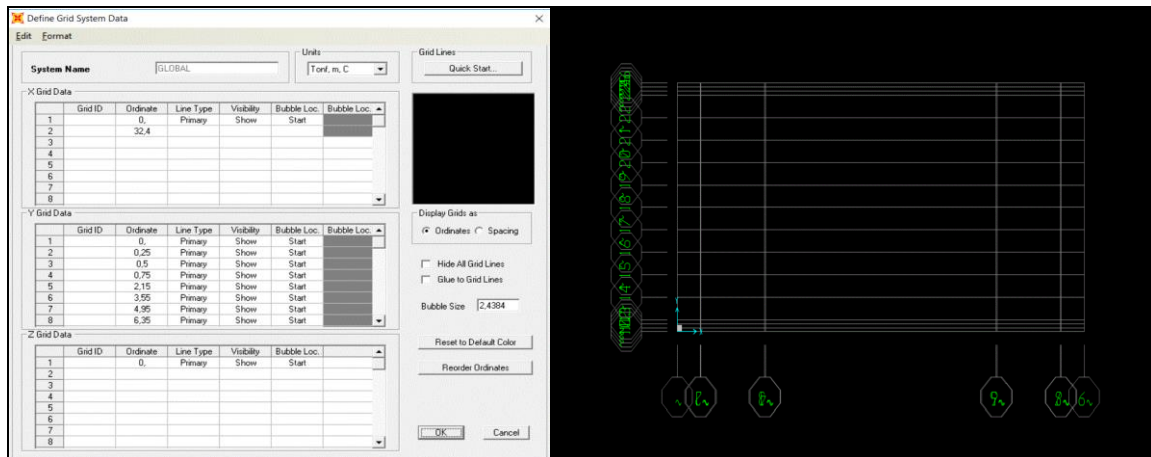
ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

II. SAP2000

- Ouvrir un nouveau fichier et régler les unités

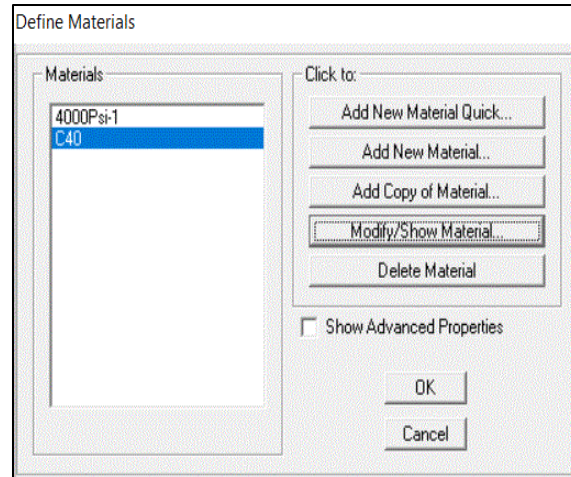


- Définition des lignes de repère.

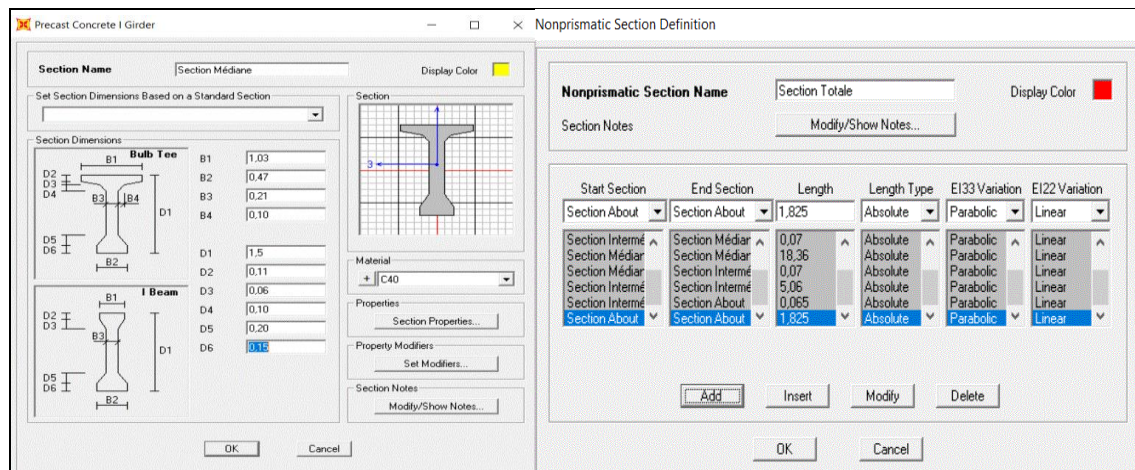


- Définir les caractéristiques des matériaux.

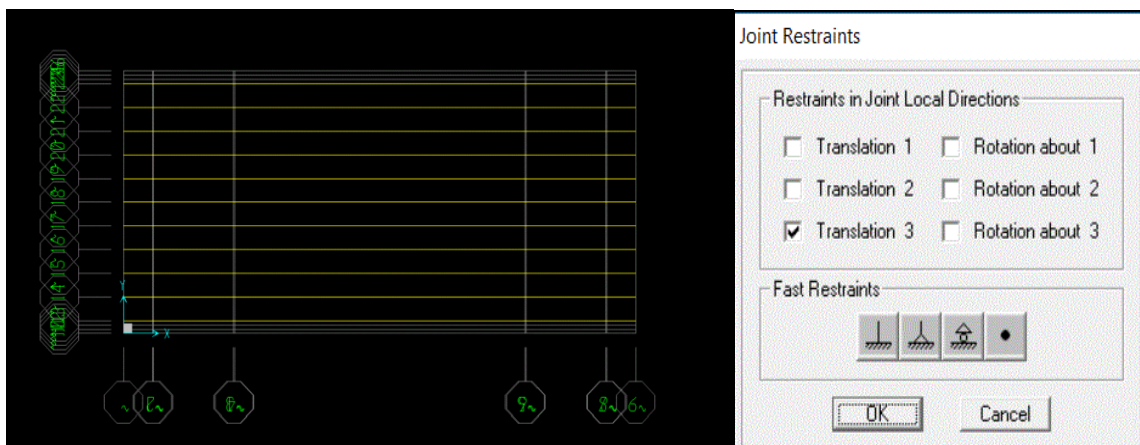
ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER



- Donner les dimensions des sections transversales des poutres (About, Intermédiaire, Médiane) et crée la liaison entre elles dans une section totale (Cette méthode est utilisée aussi sur CSI Bridge)

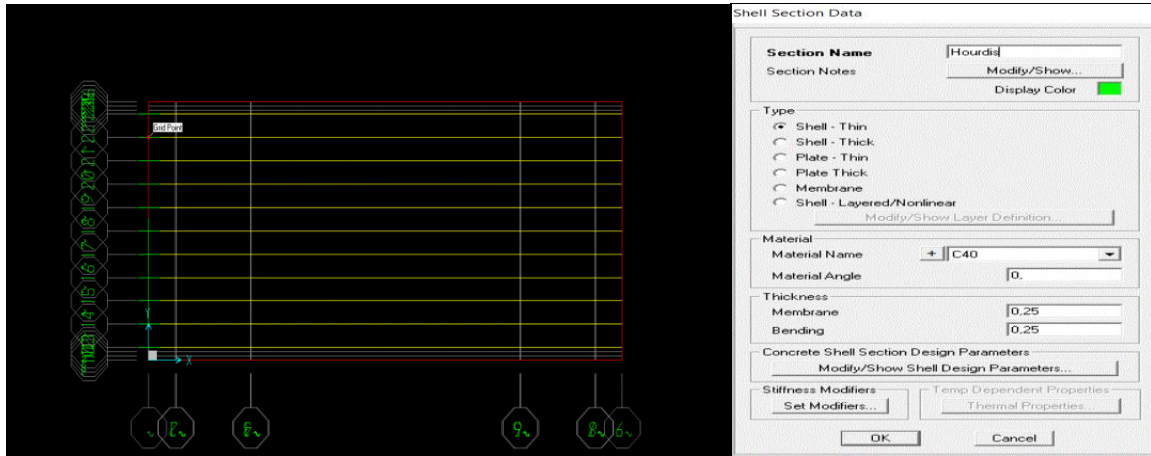


- Introduire des barres « Frame » et les appuis.

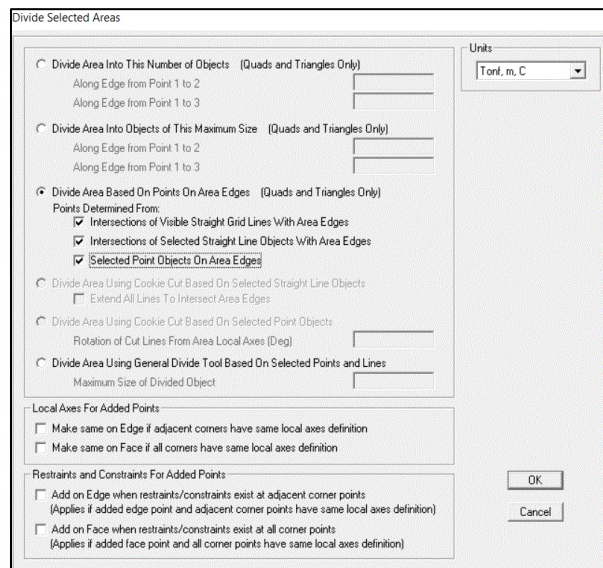


ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

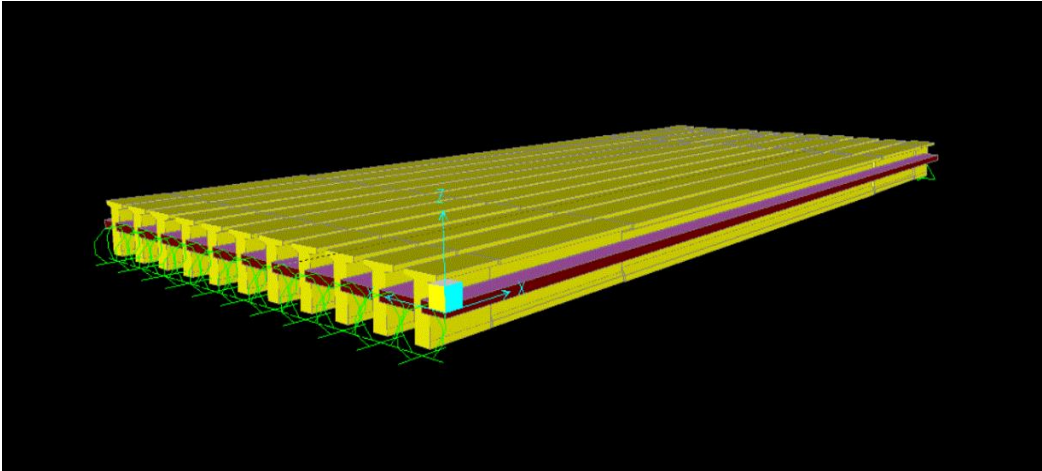
- Définir les caractéristiques de l'hourdis (épaisseur, matériau) et délimiter sa position suivant les lignes de repère.



- Faire la discrétisation de l'hourdis suivant les barres et les lignes de repères pour une meilleure distribution des charges.

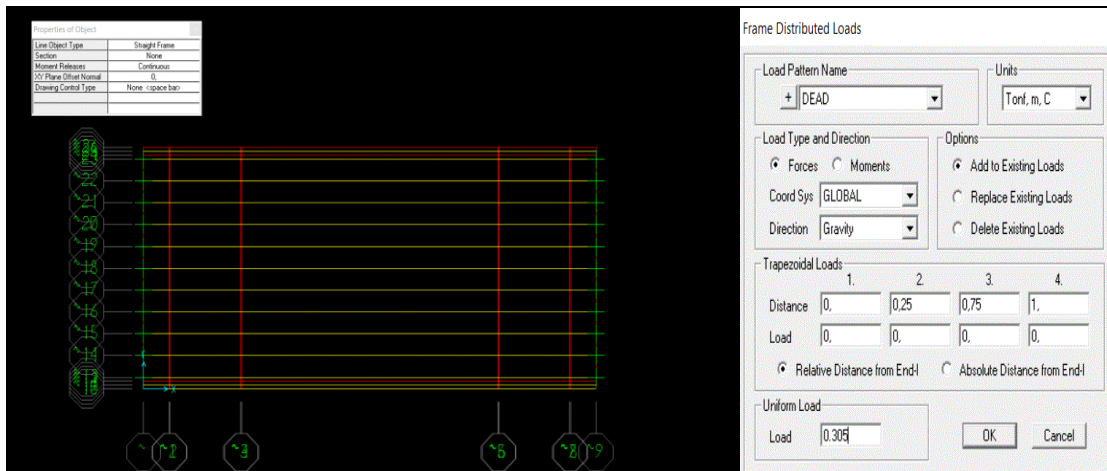


ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER



Modélisation du tablier sur SAP200v14

- Introduire les éléments « FRAME » sans section transversale pour l'application des charges linéaires dans leurs positions et appliquer les charges surfaciques convertis en charges linéaires sur les poutres après avoir définie les cas de chargement.



- Définir les voies de circulations

ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

Lane Data

Lane Name: Voie-Bc-2

Frame	Centerline Offset	Lane Width
84	-4,25	2
	-4,25	2

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, Reverse Order, Reverse Sign, Move Lane...

Lane Edge Type:
 Left Edge: Interior
 Right Edge: Interior

Maximum Lane Load Discretization Lengths:
 Along Lane: 3,048
 Across Lane: 3,048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4, of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10, of Lane Length

Objects Loaded By Lane:
 Program Determined
 Group

Display Color:

OK Cancel

- Définir les véhicules et leurs classes en déterminant le coefficient de majoration dynamique et les coefficient bc, bt

General Vehicle Data

Vehicle name: Bc Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads:
 For Lane Moments: 0, One Point
 For Other Responses: 0, One Point
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:
 Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects:
 Axle: None
 Uniform: None

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1,5		0,	Lane Width		12	Two Points	2
Fixed Length	1,5		0,	Lane Width		6	Two Points	2
Fixed Length	4,5		0,	Lane Width		12	Two Points	2
Fixed Length	1,5		0,	Lane Width		12	Two Points	2
Fixed Length	4,5		0,	Lane Width		6	Two Points	2
Fixed Length	4,5		0,	Lane Width		12	Two Points	2
Fixed Length	1,5		0,	Lane Width		12	Two Points	2

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name: Classe Bc-4v

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
Bc	0,864
Bc	0,864

Buttons: Add, Modify, Delete

OK Cancel

- Introduire les véhicules dans les voies de circulation correspondant.

ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: Bc-3v Set Def Name Modify/Show... Notes

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
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1

Modify

Loads Applied

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	Classe Bc-3v	1	0	0	Some

Add Modify Delete

Lanes Loaded for Assignment 1

List of Lane Definitions	Selected Lane Definitions
Voie-Bc-4	Voie-Bc-1v
Voie-Bt-1	Voie-Bc-2
Voie-Bt-2	Voie-Bc-3
Voie-D240	
Voie-Mc120-1	
Voie-Mc120-2	

Add > < Remove

OK Cancel

- Faire les combinaisons de charge (ELU et ELS) et effectuer le maillage des éléments du tablier

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ELS Bc 3v Modify/Show Notes... Notes

Load Combination Type: Linear Add

Options

Convert to User Load Combo Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
St1	Linear Static	1
Bc-3v	Moving Load	1,6
DEAD	Linear Static	1
St1	Linear Static	1

Add Modify Delete

Divide Selected Areas

Divide Area Into This Number of Objects (Quads and Triangles Only)

Along Edge from Point 1 to 2 ...

Along Edge from Point 1 to 3 ...

Divide Area Into Objects of This Maximum Size (Quads and Triangles Only)

Along Edge from Point 1 to 2 0,5

Along Edge from Point 1 to 3 0,5

Divide Area Based On Points On Area Edges (Quads and Triangles Only)

Points Determined From:

Intersections of Visible Straight Grid Lines With Area Edges

Intersections of Selected Straight Line Objects With Area Edges

Selected Point Objects On Area Edges

Divide Area Using Cookie Cut Based On Selected Straight Line Objects

Extend All Lines To Intersect Area Edges

Divide Area Using Cookie Cut Based On Selected Point Objects

Rotation of Cut Lines From Area Local Axes (Deg) ...

Divide Area Using General Divide Tool Based On Selected Points and Lines

Maximum Size of Divided Object ...

Local Axes For Added Points

Make same on Edge if adjacent corners have same local axes definition

Make same on Face if all corners have same local axes definition

Restraints and Constraints For Added Points

Add on Edge when restraints/constraints exist at adjacent corner points (Applies if added edge point and adjacent corner points have same local axes definition)

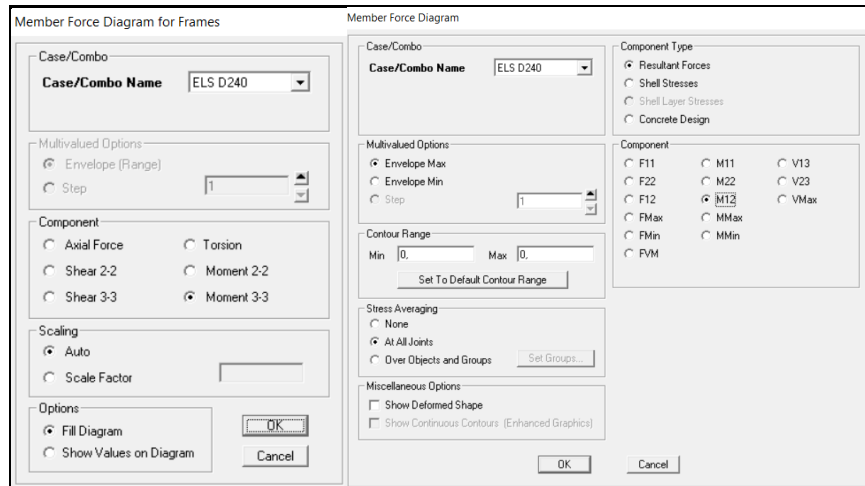
Add on Face when restraints/constraints exist at all corner points (Applies if added face point and all corner points have same local axes definition)

Units: Tonf, m, C

OK Cancel

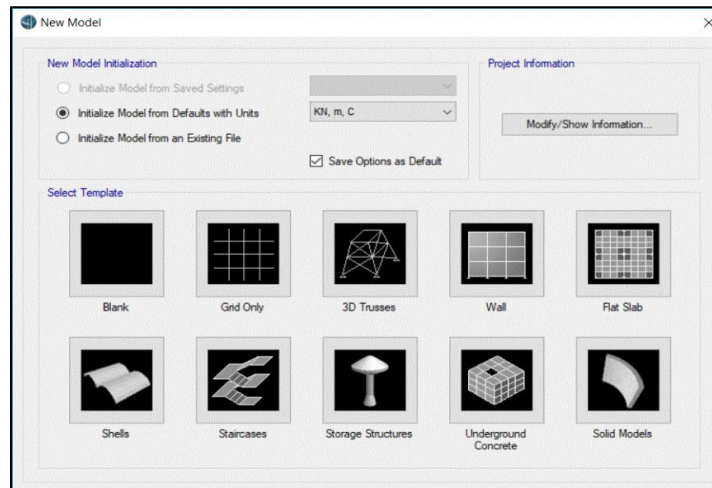
- Lancer le calcul et visualisé les résultats pour les éléments « FRAME » et « SHELL ».

ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER



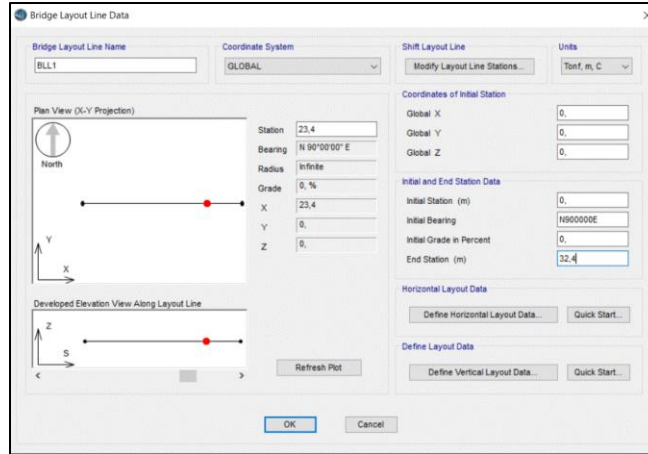
III. CSI BRIDGE

- Ouvrir un nouveau fichier et régler les unités en Tonne- Mètre-Celsius

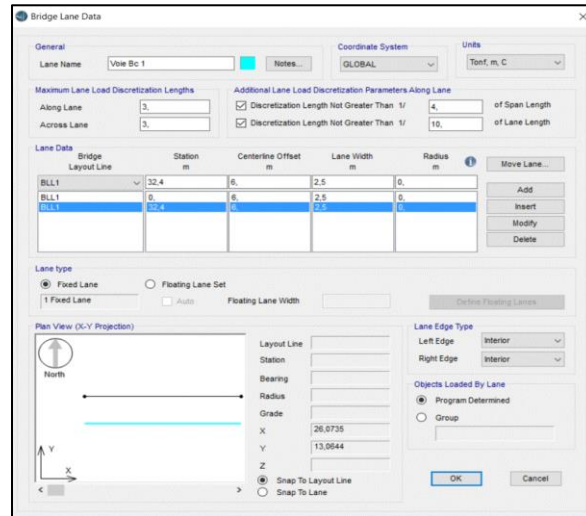


- La première étape de création d'un objet pont consiste à définir la ligne de mise en page (utilisé pour définir l'allure longitudinale et vertical du pont et des voies de circulations)

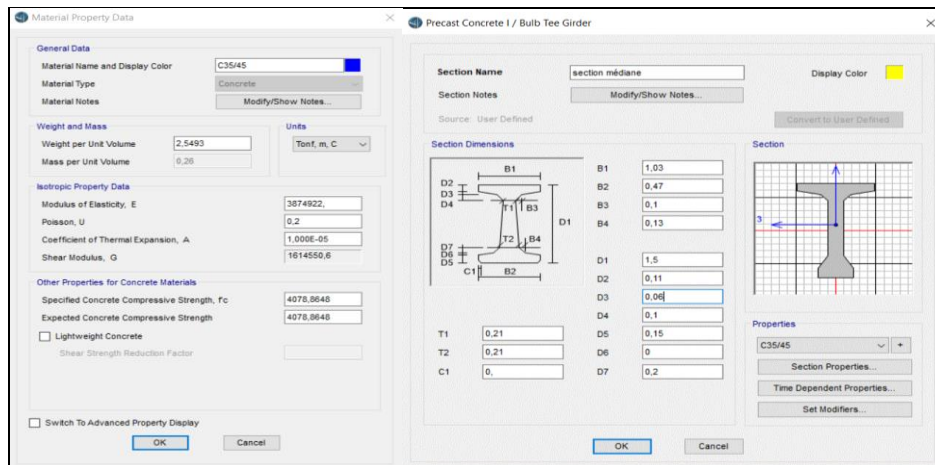
ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER



- Définir les voies de circulation des véhicules (la position de l'axe de la voie par rapport à la ligne de repère et sa largeur)

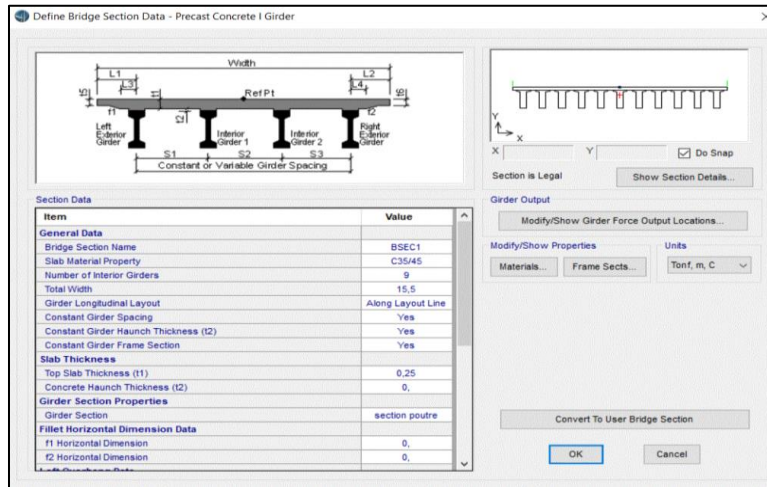


- Introduire les caractéristiques des matériaux et les dimensions des sections transversales des poutres.

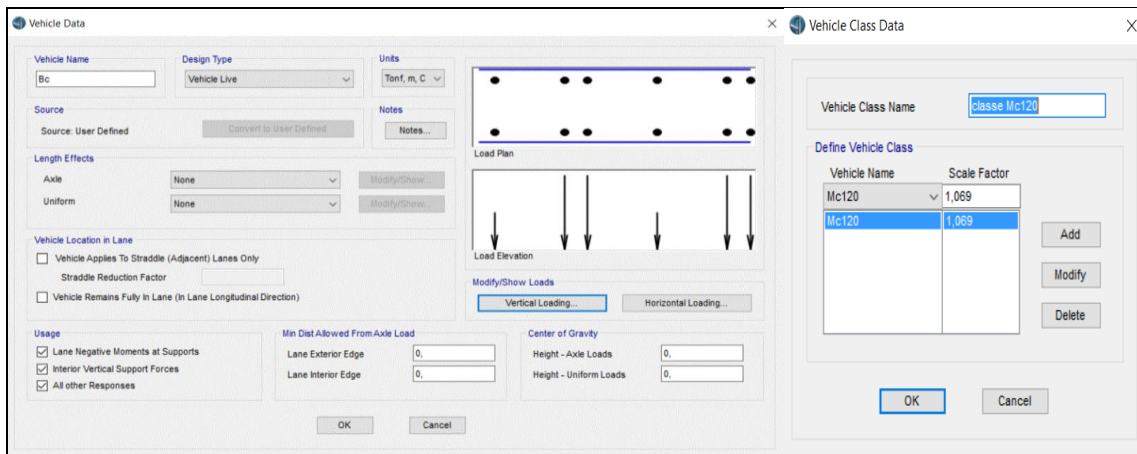


ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

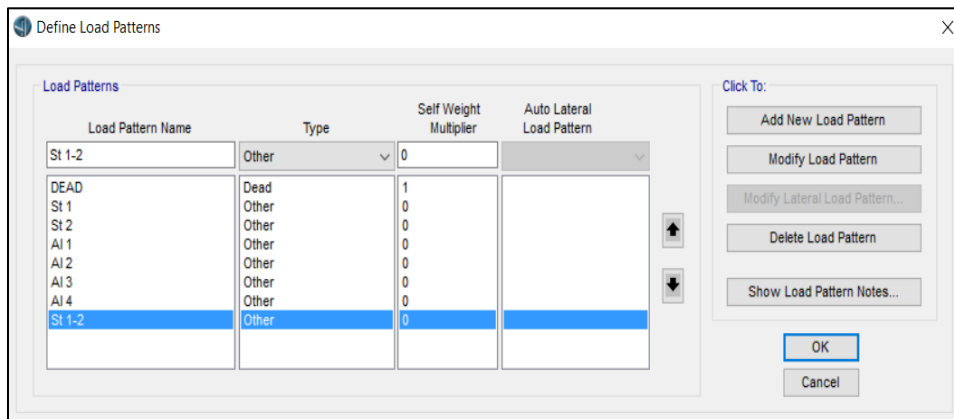
- Choisir la superstructure et fixer ces dimensions avec les sections des poutres et le matériau.



- Définir les véhicules et les regrouper dans des classes avec le coefficient de majoration dynamique, le coefficient bt et bc correspondant.



- Déterminer les cas de charge statique dû à l'exploitation du pont.



ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

- Définir transversalement la distribution des charges statiques surfacique et linéaire.

The image shows two side-by-side dialog boxes for defining load distribution. The left dialog, 'Bridge Area Load Distribution Definition Data', is for a surface load named 'Etanchéé'. It is configured with a force type, global coordinate system, gravity direction, and a value of 0.048. The load is applied to the left edge of the deck, 0.5 units from the left reference location. The right dialog, 'Bridge Line Load Distribution Definition Data', is for a line load named 'Corniche'. It is also a force type, global coordinate system, gravity direction, with a value of 0.305. The load is applied to the right edge of the deck, 0 units from the reference location. Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons.

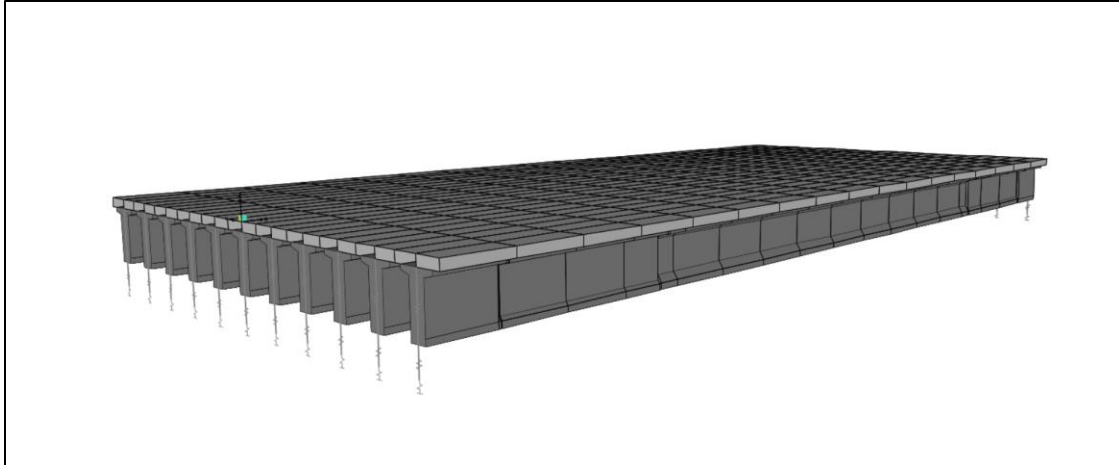
- Faire la composition du pont en assemblant les éléments définis précédemment (répartition longitudinale des charges statiques et les conditions d'appuis)

The 'Bridge Object Data' dialog box is used to define the bridge spans. It shows a table with one span: Span 1, starting at station 0 and ending at station 32.4, supported by BAPT1. Below the table is a 'Bridge Object Plan View (X-Y Projection)' showing a rectangular bridge deck with a red line indicating the span. A 'Modify/Show Assignments' list on the right includes 'Spans', 'User Discretization Points', 'Abutments', 'Bents', 'In-Span Hinges (Expansion Jts)', 'In-Span Cross Diaphragms', 'In-Span Splices', 'Super-elevation', 'Prestress Tendons', 'Girder Rebar', 'Staged Construction Groups', and 'Point Load Assignments'. The dialog also includes 'OK' and 'Cancel' buttons.

- Actualiser et afficher le modèle en élément surfacique pour définir le maillage.

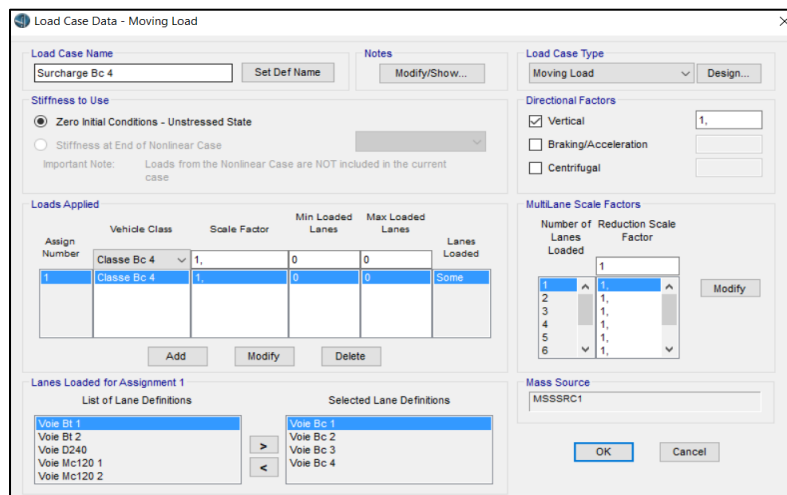
The 'Update Bridge Structural Model' dialog box allows updating the model. It shows 'BOBJ1' selected as the bridge object. Under 'Structural Model Options', the 'Update as Area Object Model' radio button is selected, with a 'Preferred Maximum Submesh Size' of 1.2. Other options include 'Update as Spine Model Using Frame Objects' and 'Update as Solid Object Model'. The dialog also includes 'OK' and 'Cancel' buttons.

ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER



Modélisation du tablier sur CSI Bridge

- Déterminer la position des véhicules dans les voies de circulation déjà définies.



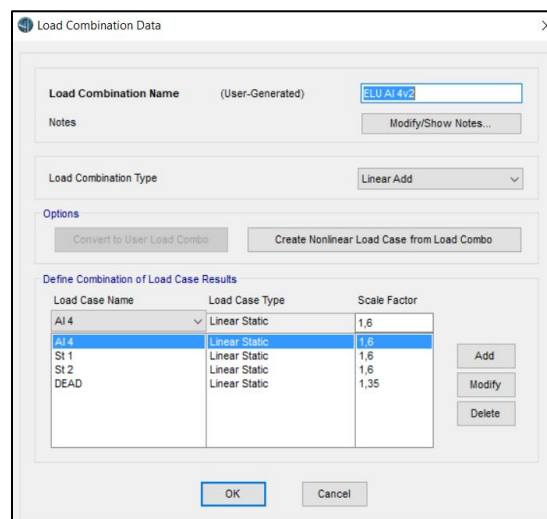
The dialog box 'Load Case Data - Moving Load' is shown with the following details:

- Load Case Name:** Surcharge Bc 4
- Load Case Type:** Moving Load
- Stiffness to Use:** Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Directional Factors:** Vertical (checked), Braking/Acceleration (unchecked), Centrifugal (unchecked)
- Loads Applied Table:**

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	Classe Bc 4	1	0	0	Some
- MultiLane Scale Factors Table:**

Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1
- Lanes Loaded for Assignment 1:**
 - List of Lane Definitions: Voie Bt 1, Voie Bt 2, Voie D240, Voie Mc120 1, Voie Mc120 2
 - Selected Lane Definitions: Voie Bc 1, Voie Bc 2, Voie Bc 3, Voie Bc 4
- Mass Source:** MSSSRC1

- Introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS.



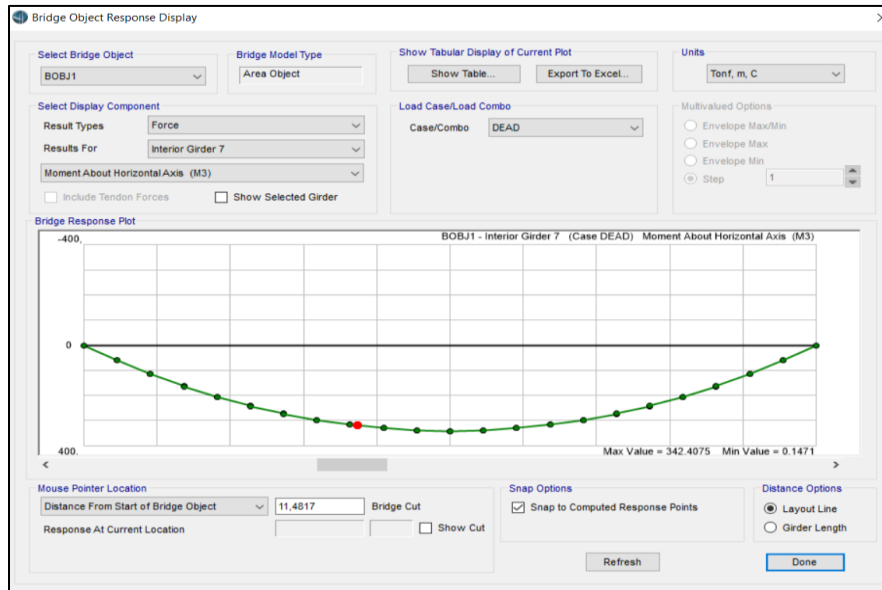
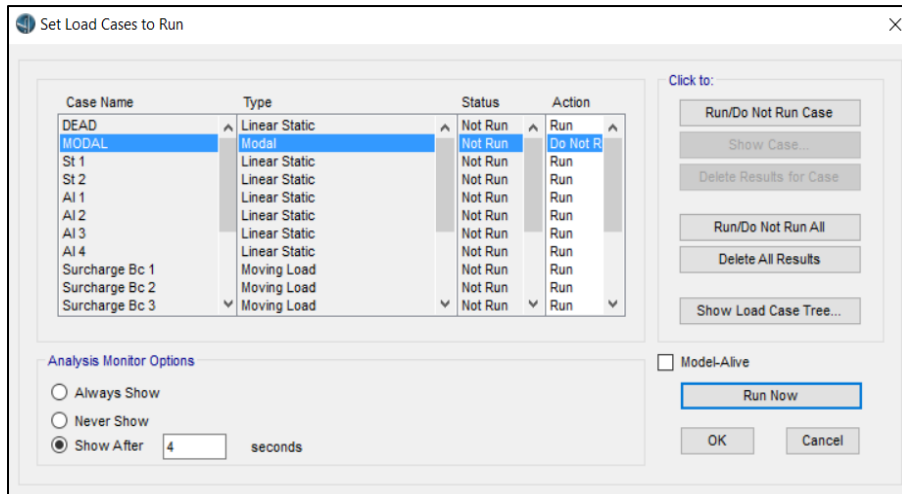
The dialog box 'Load Combination Data' is shown with the following details:

- Load Combination Name:** ELU A1 4v2
- Load Combination Type:** Linear Add
- Options:** Convert to User Load Combo (disabled), Create Nonlinear Load Case from Load Combo (disabled)
- Define Combination of Load Case Results Table:**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
A1 4	Linear Static	1,6
SI 1	Linear Static	1,6
SI 2	Linear Static	1,6
DEAD	Linear Static	1,35

ANNEXE 04. MODELISATION DU TABLIER

- Lancer le calcul et visualiser les résultats.



ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

PARTIE 1. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE VERIFICATION DE LA BORNE SUPERIEUR DE PRECONTRAINTE

La force de précontrainte P doit vérifier la condition suivante :

$$P \leq P_{\max} = \bar{\sigma}_{bc} B \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h} = 16.62 \text{ MN}$$

Sachant que : $P = n \times 0.68 \times P_0 = 5.42 \text{ MN}$

Cette condition est vérifiée avec le nombre total de câble en section médiane (poutre, hourdis) et une estimation de perte égale à l'estimation en VI.2.3 de 32%.

D'où la condition de la borne supérieure est bien vérifiée et la force de précontrainte peut être utiliser.

NOMBRE DE CABLE D'ABOUT

Pour les câbles d'about, on peut déterminer leurs nombres en vérifiant l'inégalité suivante, sachant que les caractéristiques géométriques nette de la section sont celle de la poutre seul en estimant les pertes instantanées de 10% :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{M_p v}{I_n} + \frac{P e_0 v}{B_n} \geq \bar{\sigma}_{bt} = -1.5 f_{t28} \rightarrow P \leq 7.78 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{M_p v'}{I_n} - \frac{P e_0 v'}{B_n} \geq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow P \leq 5.14 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} n \leq 3.25 \\ n \leq 2.15 \end{array} \right\}$$

Donc en choisissant 2 câbles d'about les inégalités sont vérifiées.

PARTIE 02. ALLURE DES CABLES

■ PARAMETRE DE L'EQUATION PARABOLIQUE

La disposition des câbles est distribuée en deux parties, l'une est rectiligne et l'autre parabolique.

Au niveau central de la poutre les câbles sont rectilignes puis leurs allures prennent une forme parabolique d'équation $y=ax^2$ dont l'origine est le point où la forme devient rectiligne.

Donc :

$$y=ax^2 ; \operatorname{tg}(\alpha)=2ax$$

Pour $x=X_k$ et $y=Y_k$

$$Y_k=a X_k^2 ; \operatorname{tg}(\alpha_k)=2a X_k$$

D'où:

$$a = \frac{\operatorname{tg}(\alpha_k)}{2 X_k} ; X_k = \frac{2 Y_k}{\operatorname{tg}(\alpha_k)}$$

Sachant que X_k et Y_k sont les coordonnées de la position des câbles dans la section d'appuis pour le câble n°1,2 et la section d'ancrage pour le câble n°3.

On considère le repère (O, x_i, y_i) dont l'origine est située au niveau d'un des appuis ; et X_i, Y_i les coordonnées des différents câbles au niveau de la section de mise en tension selon le repère (O, x_i, y_i) .

Paramètre de résolution de l'équation présentant l'allure du câble

Cable n°	Y_i (m)	d_i (m)	Y_k (m)	α_k (°)	$\operatorname{tg}(\alpha_k)$	X_k (m)	a
1	0.6	0.12	0.48	8	0.14	6.83	0.01029
2	1.1	0.12	0.98	13	0.23	8.49	0.0136
3	1.5	0.28	1.22	25	0.47	5.23	0.0045

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

▪ POSITION ET INCLINAISON DES CABLES DANS CHAQUE SECTION

L'équation de répartition des câbles dans la poutre en considérant le repère (O, x_i, y_i) peut s'écrire :

Cable n°1 et 2 :

$$\begin{cases} y_i = a(X_k - x_i)^2 + d_i & ; & x_i \leq X_k \\ y_i = d_i & ; & x_i \geq X_k \end{cases}$$

Cable n°3 :

$$\begin{cases} y_i = a\left(\frac{L}{8} + X_k - x_i\right)^2 + d_i & ; & x_i \leq \frac{L}{8} + X_k \\ y_i = d_i & ; & x_i \geq \frac{L}{8} + X_k \end{cases}$$

Sachant que : $x_i \in \left[-0.5; \frac{L}{2}\right]$

Coordonnées des armatures de précontraintes dans différentes sections

Position		Ancrage	Appuis	L/8	L/4	3L/8	L/2
x_i (m)		-0.5	0	4.05	8.10	12.15	16.20
Cable n°01	y_i (m)	0,673	0,60	0,199	0,120	0,12	0,12
	α_i (°)	8,577	8,00	3,275	0,00	0,00	0,00
Cable n°02	y_i (m)	1,219	1,10	0,388	0,122	0,12	0,12
	α_i (°)	13,737	13,00	6,880	0,607	0,00	0,00
Cable n°03	y_i (m)	-	-	1,500	0,342	0,28	0,28
	α_i (°)	-	-	25,00	6,016	0,00	0,00
Famille n°01	y_i (m)	0,946	0,85	0,294	0,121	0,120	0,120
	α_i (°)	11,157	10,50	5,079	0,304	0,000	0,000
Famille n°02	y_i (m)	-	-	1,500	0,342	0,28	0,28
	α_i (°)	-	-	25,00	6,016	0,00	0,00

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

PARTIE 03. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION NETTE ET HOMOGENE

▪ LA SECTION NETTE

$$B_n = B_{brute} - n B_{gaine}$$

$$S_n = S_{brute} - n B_{gaine} \sum y_i$$

$$v'_n = S_n / B_n$$

$$v_n = h - v'_n$$

$$I_n = I_{brute} + B_{brute}(v'_{brute} - v'_n)^2 - (n I_{gaine} + B_{gaine} \sum (v'_n - y_i)^2)$$

$$\rho_n = \frac{I_n}{v_n \times v'_n \times B_n}$$

Caractéristiques géométriques de la section nette poutre et poutre+hourdis

Section		About		Intermédiaire		Médiane		
Nombre de câble		2		2	3	3		
Position		Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
				Avant	Après			
xi (m)		-0.5	0	4.05		8.10	12.15	16.20
B _n (m ²)	P	0,773	0,773	0,636	0,631	0,496	0,496	0,496
	P+H	1,123	1,123	0,986	0,981	0,846	0,846	0,846
S _n (m ³)	P	0,631	0,632	0,533	0,525	0,427	0,427	0,427
	P+H	1,200	1,201	1,102	1,094	0,996	0,996	0,996
v' _n (m)	P	0,816	0,818	0,837	0,832	0,861	0,862	0,862
	P+H	1,068	1,069	1,117	1,115	1,177	1,178	1,178
v _n (m)	P	0,684	0,682	0,663	0,668	0,639	0,638	0,638
	P+H	0,682	0,681	0,633	0,635	0,573	0,572	0,572
I _n (m ⁴)	P	0,161	0,161	0,177	0,180	0,132	0,131	0,131
	P+H	0,324	0,324	0,295	0,295	0,268	0,268	0,268
ρ _n (%)	P	37,205	37,278	50,120	51,271	48,285	48,165	48,165
	P+H	39,633	39,651	42,325	42,481	46,976	46,994	46,994

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

▪ SECTION HOMOGENE

$$B_h = B_n + n k_i A_p$$

$$S_h = S_n + n k_i A_p \sum y_i$$

$$v'_h = S_h / B_h$$

$$v_h = h - v'_h$$

$$I_h = I_n + B_n (v'_n - v'_h)^2 - (n I_p + k_i A_p \sum (v'_h - y_i)^2)$$

$$\rho_h = \frac{I_h}{v_h \times v'_h \times B_h}$$

Caractéristiques géométriques de la section homogène poutre et poutre+hourdis

Section Poutre+Hourdis	About		Intermédiaire		Médiane		
	2		2	3	3		
Nombre de câble	2		2	3	3		
Position	Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
			Avant	Après			
x_i (m)	-0.5	0	4.05		8.10	12.15	16.20
B_h (m ²)	0,791	0,791	0,654	0,658	0,523	0,523	0,523
	1,141	1,141	1,004	1,008	0,873	0,873	0,873
S_h (m ³)	0,648	0,648	0,538	0,544	0,432	0,432	0,432
	1,217	1,216	1,107	1,113	1,001	1,001	1,001
v'_h (m)	0,819	0,818	0,822	0,827	0,827	0,826	0,826
	1,066	1,066	1,102	1,104	1,147	1,147	1,147
v_h (m)	0,681	0,682	0,678	0,673	0,673	0,674	0,674
	0,684	0,684	0,648	0,646	0,603	0,603	0,603
I_h (m ⁴)	0,168	0,168	0,188	0,189	0,143	0,144	0,144
	0,336	0,337	0,319	0,309	0,294	0,295	0,295
ρ_h (%)	38,124	38,061	51,664	51,647	49,269	49,354	49,354
	40,395	40,428	44,422	42,905	48,682	48,845	48,845

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

PARTIE 04. CALCUL DES PERTES

1. LES PERTES INSTANTANÉES

▪ PERTES PAR FROTTEMENT

Le calcul des pertes par frottement est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_0(1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

Avec : $\sigma_0 = \text{Min}(0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg})$

f : coefficient de frottement en courbe (rd⁻¹)

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur (m⁻¹)

Les valeurs des coefficients f et φ sont fixées dans le BPEL à l'annexe 03 d'où :

$$f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$$

$$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$$

Les résultats du calcul des pertes par frottement dans différentes sections sont dans le tableau suivant :

Résultat des pertes par frottement dans différentes sections

Position	Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2	X _k	
			Avant	Après					
x (m)	0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.7		
Cable n°01	α (rd)	0,000	0,010	0,093	0,093	0,150	0,150	0,150	0,150
	Δσ _φ	0,000	4,203	37,740	37,740	63,742	75,135	86,436	60,153
Cable n°02	α (rd)	0,000	0,014	0,123	0,123	0,230	0,240	0,240	0,240
	Δσ _φ	0,000	5,079	45,425	45,425	83,943	97,662	108,781	87,535
Cable n°03	α (rd)	-	-	-	0,000	0,346	0,436	0,436	0,436
	Δσ _φ	-	-	-	0,000	100,401	133,416	144,247	125,695
Famille n°01	Δσ _φ	0,000	4,641	41,582	41,582	73,842	86,399	97,609	73,844
Famille n°02	Δσ _φ	-	-	-	0,000	100,401	133,416	144,247	125,695

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

▪ PERTE PAR REcul D'ANCRAGE

Le calcul des pertes par recul d'ancrage est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_\varphi(x) - \sigma_g(x)$$

$$\sigma_g(x) = \sigma_0 e^{-\psi(2\lambda-x)}$$

Avec : $\psi = 2a f + \varphi$

λ : la longueur d'influence du glissement d'ancrage.

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_0 \psi}}$$

g : raccourcissement du câble.

$$g = 2 \text{ mm}$$

Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage dans différentes sections sont présentés dans le tableau suivant :

Résultat des pertes par recul d'ancrage dans différentes sections

Position		Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2	X _k
X (m)		0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.70	
				Avant	Après				
Cable n°1	ψ	0.0057							
	λ	6.72							
	$\Delta\sigma_g$	108,89	100,79	35,21	35,21	0,00	0,00	0,00	0,00
Cable n°2	ψ	0.0069							
	λ	6.11							
	$\Delta\sigma_g$	119,28	109,51	30,62	30,62	0,00	0,00	0,00	0,00
Cable n°3	ψ	0.018							
	λ	3.78							
	$\Delta\sigma_g$	-	-	-	188,08	0,00	0,00	0,00	0,00
Famille n°01	$\Delta\sigma_g$	114,09	105,15	32,91	32,91	0,00	0,00	0,00	0,00
Famille n°01	$\Delta\sigma_g$	-	-	-	188,08	0,00	0,00	0,00	0,00

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

▪ PERTE PAR DEFORMATION INSTANTANÉES DU BETON

Toute action permanente appliquée postérieurement à la réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte, donc un raccourcissement. Le câble considéré subit la même variation de déformation, d'où une perte.

Les actions permanentes précédemment évoquées peuvent résulter de :

- La mise en tension d'un nouveau câble.
- L'application de supplément de poids propre.

Sauf dans le cas rare où plusieurs câbles seraient tendus de façon rigoureusement simultanée, il faudrait donc faire en principe le calcul de ces pertes câble par câble ce qui serait très laborieux

Pour ce faire on regroupe les câbles en famille homogènes de tracé comparable tendues au cours d'une même phase de construction.

Les câbles d'une famille donnée sont tous affectés d'une même perte moyenne par déformation élastique du béton résultant :

- De l'application de charge permanente additionnel ou de mise en tension d'autres familles.
- De l'échelonnement des mises en tension des différents câbles appartenant à la même famille.

Les pertes partiellement correspondantes se calculent par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = E_p \sum_j K_j \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

K_j : coefficient multiplicateur égale à :

- 1/2 pour les $\Delta\sigma_{bi}$ contraintes due à la mise en tension des câbles de même famille.
- 1 pour les $\Delta\sigma_{bi}$ générés par les actions permanentes appliquées postérieurement à la mise en tension de la famille.

Dans notre cas on considère les câbles n°01 et 02 appartenant à la même famille et le câble n°03 appartient à une deuxième famille, d'où d'après les phases de constructions de notre ouvrage on calcul les pertes par raccourcissement du béton suivant les étapes ci-dessous.

Etape n°01 : Mise en tension de la première famille.

$$\Delta\sigma_{pi(1)} = \frac{E_p}{E_i} \left(\frac{(n-1)}{2n} \Delta\sigma_{bi} + \Delta\sigma_{bg} \right)$$

Avec :

$$\Delta\sigma_{bi} = P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{01}^2}{I_n} \right)$$
$$\Delta\sigma_{bg} = \frac{M_p e_{01}}{I_n}$$

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

Résultats des pertes par raccourcissement du béton à l'étape n°04

Position	Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
x (m)	0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.70
			Avant	Après			
M_p (MN.m)	0,000	0,000	0,919	0,919	1,321	1,629	1,731
P (MN)	4,903	4,918	5,045	5,045	5,048	5,003	4,962
B_n (m ²)	0,773	0,773	0,636	0,631	0,496	0.5	0,496
I_n (m ⁴)	0,161	0,161	0,177	0,179	0,132	0,131	0,131
e_{01} (m)	0,130	0,032	-0,544	-0,538	-0,740	-0,742	-0,742
$\Delta\sigma_{bi}$ (MPa)	6,852	6,392	16,356	16,122	31,192	31,065	30,815
$\Delta\sigma_{bg}$ (MPa)	0,000	0,000	-2,823	-2,750	-7,427	-9,205	-9,781
$\Delta\sigma_{pi(1)}$ (MPa)	8,652	8,071	6,392	6,465	1,874	-7,265	-10,492

Etape n°02 : Mise en place du hourdis

$$\Delta\sigma_{pi(1)} = \frac{E_p}{E_i} \Delta\sigma_{bh}$$

$$\Delta\sigma_{bh} = \frac{M_h e_{01}}{I_n}$$

Résultats des pertes par raccourcissement du béton à l'étape n°02

Position	Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
x (m)	0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.70
			Avant	Après			
M_h (MN.m)	0,000	0,000	0,585	0,585	0,861	1,076	1,148
$\Delta\sigma_{bh}$ (MPa)	0,000	0,000	-1,797	-1,751	-4,841	-6,079	-6,487
$\Delta\sigma_{pi(1)}$ (MPa)	0,000	0,000	-9,077	-8,843	-24,449	-30,707	-32,762

Etape n°03 : Mise en tension de la deuxième famille

$$\Delta\sigma_{pi(1)} = \frac{E_p}{E_i} \Delta\sigma_{bi}$$

$$\Delta\sigma_{bi} = P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{01} e_{02}}{I_n} \right)$$

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

Résultats des pertes par raccourcissement du béton à l'étape n°03

Position	Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
x (m)	0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.70
			Avant	Après			
$P(\text{MN})$	-	-	-	2,6568	2,6568	2,6568	2,6568
$B_n(\text{m}^2)$	1,123	1,123	0,986	0,981	0,846	0,846	0,846
$I_n(\text{m}^4)$	0,324	0,324	0,295	0,295	0,268	0,268	0,268
$e_{01}(\text{m})$	-0,122	-0,219	-0,823	-0,821	-1,056	-1,058	-1,058
$e_{02}(\text{m})$	-	-	-	0,385	-0,835	-0,898	-0,898
$\Delta\sigma_{bi}(\text{MPa})$	-	-	-	-0,121	11,082	11,425	11,333
$\Delta\sigma_{pi(1)}(\text{MPa})$	0,000	0,000	0,000	-0,611	55,971	57,702	57,237

Etape n°04 : disposition des compléments de charge

$$\Delta\sigma_{pi(1)} = \frac{E_p}{E_i} \Delta\sigma_{bc1} ; \Delta\sigma_{pi(2)} = \frac{E_p}{E_i} \Delta\sigma_{bc2}$$

$$\Delta\sigma_{bci} = \frac{M_c e_{0i}}{I_n}$$

Résultats des pertes par raccourcissement du béton à l'étape n°04

Position	Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
x (m)	0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.70
			Avant	Après			
$M_c(\text{MN.m})$	0	0	0,34	0,34	0,521	0,641	0,679
$e_{01}(\text{m})$	0,130	0,032	-0,544	-0,538	-0,740	-0,742	-0,742
$e_{02}(\text{m})$	-	-	-	0,385	-0,835	-0,898	-0,898
$\Delta\sigma_{bc1}(\text{MPa})$	0,000	0,000	-0,948	-0,946	-2,055	-2,531	-2,681
$\Delta\sigma_{bc2}(\text{MPa})$	-	-	-	0,444	-1,624	-2,148	-2,276
$\Delta\sigma_{pi(1)}(\text{MPa})$	0,000	0,000	-4,789	-4,778	-10,377	-12,784	-13,542
$\Delta\sigma_{pi(2)}(\text{MPa})$	0,000	0,000	0,000	2,240	-8,204	-10,850	-11,494

Les pertes instantanées totales sont définies par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{pi}$$

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

2. LES PERTES DIFFEREES

▪ LES PERTES PAR RETRAIT DU BETON

Le calcul des pertes par retrait du béton est déterminé à partir de la formule suivante en négligeant l'effet du temps :

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

Avec :

ε_r : le retrait final du béton égale à 3.10^{-4}

D'où la perte due au retrait du béton dans toute la section est :

$$\Delta\sigma_r = 57\text{MPa}$$

▪ LES PERTES PAR RELAXATION DES ACIERS

Le calcul des pertes par relaxation des aciers est déterminé à partir de la formule suivante :

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

$$\sigma_i = \sigma_0 - \Delta\sigma_i$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000 heures égale à 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Résultats des pertes par relaxation des aciers dans différentes sections

Position		Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
x (m)		0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.70
				Avant	Après			
Famille n°01	σ_i	1353,263	1358,139	1408,978	1409,271	1379,138	1382,656	1377,951
	$\Delta\sigma_p$	60,402	61,153	69,219	69,267	64,435	64,991	64,247
Famille n°02	σ_i	-	-	-	1285,684	1383,803	1353,434	1343,246
	$\Delta\sigma_p$	-	-	-	50,379	65,173	60,428	58,870

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

▪ LES PERTES PAR FLUAGE DU BETON

Le calcul des pertes par fluage du béton est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_{max} + \sigma_b)$$

Avec :

σ_{max} : la contrainte maximale du béton adjacent aux armatures de précontrainte (dans notre cas la contrainte est maximale à la mise en tension des câbles de la familles considéré).

σ_b : la contrainte finale du béton adjacent aux armatures de précontrainte.

Résultat des pertes par fluage du béton dans différentes section

Position		Ancrage	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
x (m)		0	0.5	4.55		8.60	12.65	16.70
				Avant	Après			
Familie n°01	σ_b	4,166	4,635	10,536	10,413	23,263	21,071	20,041
	σ_{max}	6,809	6,354	13,458	13,297	23,724	22,023	21,268
	$\Delta\sigma_{fl}$	55,430	55,501	121,181	119,750	237,307	217,650	208,633
Familie n°02	σ_b	0,000	0,000	0,000	5,207	20,074	19,094	18,214
	σ_{max}	0,000	0,000	0,000	5,231	23,664	23,380	22,630
	$\Delta\sigma_{fl}$	0,000	0,000	0,000	52,715	220,902	214,517	206,283

Les pertes différées totales sont définies par la formule suivante :

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

Si l'on a besoin de connaître les pertes différées à un instant quelconque t :

$$\Delta\sigma_d(x, t) = r(t) \Delta\sigma_d$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

Avec :

$$r_m(cm) = \frac{\text{Aire de la section droite}(cm^2)}{\text{Périmètre de la section}(cm)}$$

t : l'âge du béton en jour.

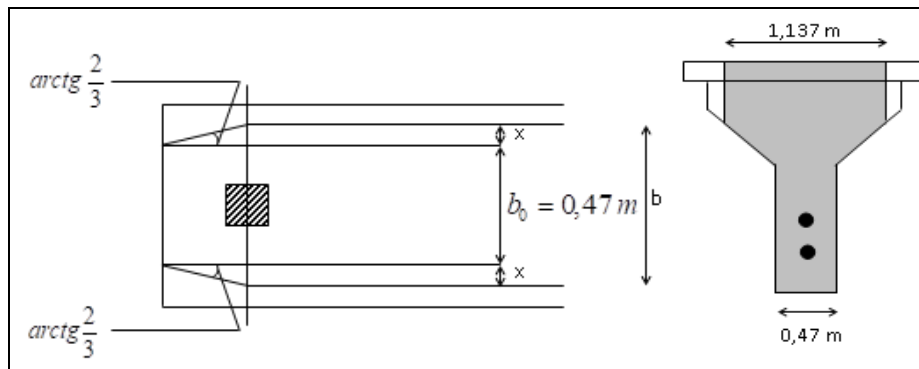
ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

PARTIE 05. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION D'ABOUT POUR LA VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGETIELLE.

▪ DETERMINATION DE LA CONTRAINTE NORMALE « σ_x »

Compte tenu de la diffusion de la précontrainte que l'on peut admettre se réaliser avec une pente de 2/3 à partir de l'ancrage [15], la largeur de la table de compression qui est soumise à la compression au niveau de l'appui est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$b = b_0 + 2x = 0,47 + 2 \cdot 0,5 \cdot \tan(\arctg \frac{2}{3}) = 1,137 \text{ m}$$



D'où la contrainte normale considéré dans la justification des contraintes tangentielles s'écrit :

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B_n}$$

Avec :

$$P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

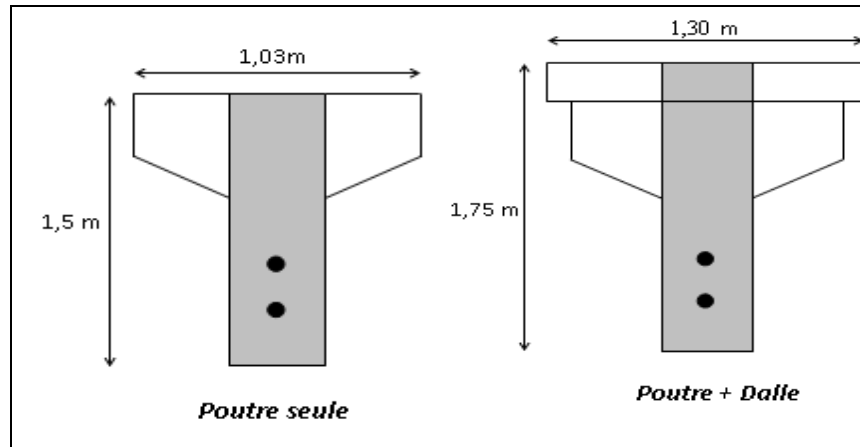
Où B est l'aire de la section dont la largeur de la table de compression est égale à 1.137m.

▪ DETERMINATION DE LA CONTRAINTE TANGETIELLE

« τ »

Pour la contrainte de cisaillement on considère les paramètres géométriques de la section présentée dans la figure ci-dessous :

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE



D'où la contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Avec :

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

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre

$$b_n = b_0 - n K \phi$$

Les caractéristiques géométriques de la section nette et homogène, nécessaires pour la justification des contraintes tangentielles pour la poutre seul et avec hourdis sont données dans la tableau suivant :

Caractéristiques géométriques des section nettes et homogènes

Section	Nette				Homogène			
	σ_x		τ		σ_x		τ	
Contrainte	P	P+H	P	P+H	P	P+H	P	P+H
B (m ²)	0.7163	0.9487	0.695	0.812	0.734	0.967	0.713	0.830
V (m)	-	-	0.751	0.875	-	-	0.749	0.875
V' (m)	-	-	0.751	0.875	-	-	0.749	0.875
I (m ⁴)	-	-	0.129	0.205	-	-	0.135	0.213
S(y) (m ³)	-	-	0.130	0.177	-	-	0.131	0.177

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

PARTIE 06. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Résultats de la vérification des contraintes normales à l'ELS

Les étapes	Etape 01	Etape 02	Etape 03	Etape 04	Etape 05	Etape 06	
						A vide	En charge
M (MN)	1,731	1,731	1,731	2,88	3,71	3,71	5,97
V (m)	0,638	0,638	0,638	0,572	0,572	0,572	0,603
V' (m)	0,862	0,862	0,862	1,178	1,178	1,178	1,147
e ₀₁ (m)	-0,742	-0,742	-0,742	-1,058	-1,058	-1,058	-1,027
e ₀₂ (m)	-0,582	-0,582	-0,582	-0,898	-0,898	-0,898	-0,867
B (m ²)	0,496	0,496	0,496	0,846	0,846	0,846	0,873
I (m ⁴)	0,131	0,131	0,131	0,268	0,268	0,268	0,295
r(j)	0,075	0,245	0,289	0,347	0,393	1,000	1,000
$\Delta\sigma_{i(1)}$ (MPa)	87,117	87,117	54,355	111,591	98,049	98,049	-21,018
$\Delta\sigma_{i(2)}$ (MPa)	-	-	-	144,247	132,754	132,754	31,697
$\Delta\sigma_{d(1)}$ (MPa)	23,954	78,207	92,116	110,655	125,570	319,173	319,173
$\Delta\sigma_{d(2)}$ (MPa)	-	-	-	108,286	122,883	312,341	312,341
P ₁ (1) (MN)	2,550	4,944	4,998	4,780	4,776	4,218	4,561
P ₁ (2) (MN)	-	-	-	2,346	2,342	2,069	2,215
P ₂ (1) (MN)	2,364	4,493	4,575	4,247	4,241	3,405	3,919
P ₂ (2) (MN)	-	-	-	2,058	2,051	1,642	1,861
σ_{inf1} (MPa)	6,201	22,689	23,063	23,255	18,907	10,222	23,559
σ_{sup1} (MPa)	4,362	0,561	0,474	0,722	1,860	6,471	1,058
σ_{inf2} (MPa)	4,918	19,585	20,146	22,670	18,95	11,974	5,326
σ_{sup2} (MPa)	4,657	1,276	1,147	0,063	1,848	3,050	7,305
$\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa)	-3,284	-4,500	-4,500	-4,500	-4,500	-3,000	-4,500
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15,894	24,000	24,000	24,000	20,000	24,000	24,000

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGETIELLES

Résultats de la vérification des contraintes tangentielles à l'ELS

Les étapes	Etape 01	Etape 02	Etape 03	Etape 04	Etape 05	Etape 06	
						A vide	En charge
V_{ser} (MN)	0,232	0,232	0,321	0,321	0,54	0,54	0,88
b_n (m)	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43
I (m ⁴)	0,129	0,129	0,129	0,205	0,205	0,205	0,213
$S(y)$ (m ³)	0,13	0,13	0,13	0,1777	0,1777	0,1777	0,1777
$\Delta\sigma_{i(1)}$ (MPa)	109,791	117,861	117,861	117,861	117,861	117,861	117,861
$\Delta\sigma_{d(1)}$ (MPa)	7,756	27,158	32,593	45,515	52,388	163,462	163,462
P_1 (1) (MN)	2,541	5,002	4,987	4,949	4,930	4,610	4,610
P_2 (1) (MN)	2,350	4,581	4,557	4,502	4,472	3,992	3,992
$\alpha(1)$ (rd)	0,183	0,183	0,183	0,183	0,183	0,183	0,183
V_{red}	-0,231	-0,680	-0,588	-0,581	-0,358	-0,300	0,040
σ_{x1} (MPa)	3,230	6,360	6,340	5,106	5,086	4,756	4,501
σ_{x2} (MPa)	2,988	5,824	5,794	4,644	4,614	4,119	3,898
$\tau^2_{(1)}$ (MPa)	0,293	2,537	1,897	1,372	0,522	0,366	0,006
$\bar{\tau}^2_{1,1}$ (MPa)	3,803	8,688	8,672	7,685	7,669	7,405	7,201
$\bar{\tau}^2_{2,1}$ (MPa)	9,091	19,157	19,143	18,150	18,131	17,812	17,551
$\bar{\tau}^2_{1,2}$ (MPa)	3,662	8,259	8,235	7,316	7,291	6,895	6,718
$\bar{\tau}^2_{2,2}$ (MPa)	8,920	18,765	18,742	17,700	17,668	17,135	16,882

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

PARTIE 07. VERIFICATION ET FERRAILLAGE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION

1. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par a formule :

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1,5 f_{ij}$$

Avec :

$$\tau_x = \frac{2 * V_x}{b L_r} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{V_{red} * S(y)}{I_n * b_n}; \quad S(t) = b_0 * t(v' - \frac{t}{2})$$

L_r : longueur de régularisation ($L_r = h = 1.5\text{m}$)

b : La largeur de la section ($b = 0.47\text{m}$)

τ_x : contrainte de cisaillement due à V_x

$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - b \int_t \sigma(t) dt$$

Sachant que :

$$\sigma(y) = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{\sum P_i \cos \alpha_i * e_i}{I_n} y$$

$$P_i = (\sigma_{P_{0j}} - \Delta \sigma_{inst}) * A_p$$

Cable	P_i (MN)	α_i (°)	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$	e_i (m)	$P_i \cos \alpha_i e_i$
1	1,2200	8,0000	1,2081	0,1698	-0,0646	-0,0781
2	1,2200	13,0000	1,1887	0,2744	0,4354	0,5176
Somme	/	/	2,3969	0,4442	/	0,4395

D'où :

$$\sigma(y) = 3.105 + 2.76 y$$

On effectue le changement de variable de « y » à « t » tel que : $t = v' + y$

$$\sigma(t) = 0.85 + 2.768 t$$

t (m)	V_x (MN)	τ_x (MPa)
0.67	0.516	1.463
1.22	0.489	1.387

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

Pour la contrainte τ :

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

Cable	S(t) (m ³)	V _{red} (MN)	τ (MPa)
1	0.151	-0.191	-0.423
2	0.117	-0.191	-0.312

Récapitulatif des résultats :

Cable	t (m)	τ_x (MPa)	τ (MPa)	$ \tau_x + \tau $ (MPa)	1.5f _{t7} (MPa)	Vérification
1	0.67	1.463	-0.423	0.040	3.28	Vérifier
2	1.22	1.387	-0.312	1.075	3.28	

D'où la condition sur les contraintes de cisaillement dans la deuxième zone de régularisation est vérifiée.

2. FERRALLAGE COMPLEMENTAIRE

$$A_c = \frac{|V_{xe \max}| - N_{tc}}{\frac{2}{3} f_e}$$

Avec :

$$V_{xe \max} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_{max}} \right)^2 \right]$$

$$\tau_{x \max} = 1.463 \text{ MPa} ; V_x = 0.516 \text{ MN} \Rightarrow V_{xe \max} = 0.388 \text{ MN}$$

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - b \int_t \tau dt$$

⇒

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - \frac{b \sum P_i \sin \alpha_i}{I_n b_n} \int_t S(t) dt$$

Avec :

$$S(t) = -0.235 t^2 + 0.383 t$$

$$N_{tc} = 0.085 \text{ MN}$$

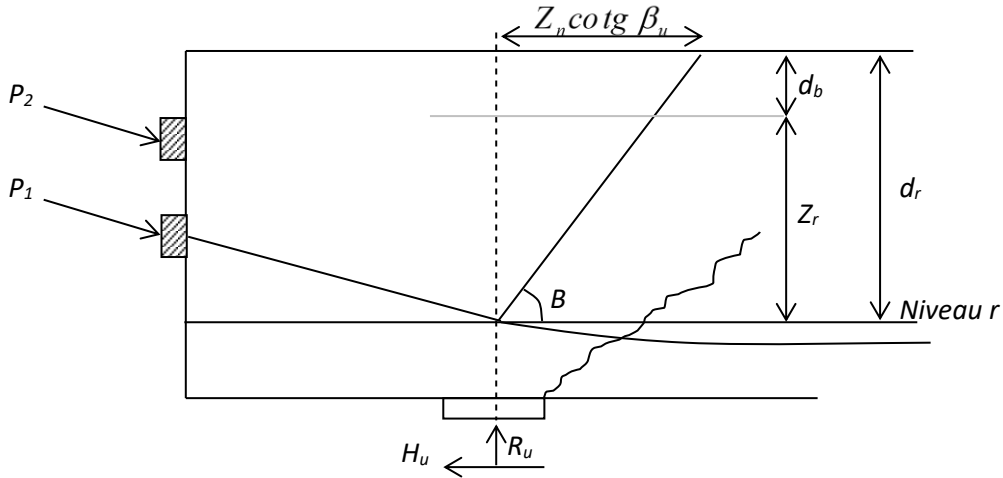
$$A_c = 7.51 \text{ cm}^2$$

PARTIE 08. EQUILIBRE DE LA BIELLE D'ABOUT

1. VERIFICATION DE LA BIELLE D'ABOUT

Calcul du niveau « r » du câble pour l'équilibre de la bielle d'about, avec la formule suivante :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i) \cot g \beta_u$$



Représentation de la bielle d'about

\bar{P}_i : Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite.

$$R_u = 1.35 V_g + 1.6(V_{Bc} + V_{St}) = 1.15 \text{ MN}$$

$$H_u = 10\% V_g = 0.1 \times 1.35 \times 0.53 = 0.715 \text{ MN}$$

$$\bar{P}_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2 (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) \times A_p = 2.58 \text{ MN} \\ \frac{f_{prg} \times A_p}{1.15} = 2.567 \text{ MN} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{P}_i = 2.567 \text{ MN}$$

$$V_{u \text{ red}} = R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i = 0.215 \text{ MN}$$

$$\tau_{u \text{ red}} = \frac{V_{u \text{ red}} S}{I b_n} = 0.430 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i}{B_h} = 3.541 \text{ MN}$$

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}} = 0.243 \text{ MN} \Rightarrow \beta_u = 13.66^\circ$$

On pose : $\beta_u = 35^\circ$

ANNEXE 05. PRECONTRAINTE

Recherche du niveau « r » :

$$\bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u \geq (R_u - \bar{P}_1 \sin \alpha_1) \cot \beta_u$$

$$\Leftrightarrow 2.470 \text{ MN} > 1.455 \text{ MN}$$

Donc la condition est vérifiée, d'où le niveau « r » correspond au niveau du câble N°1 et la fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau d_r .

2. VERIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

Dans cette partie on vérifie si les armatures transversales qui vérifie l'effort tranchant sont suffisante pour reprendre les efforts à l'appui où pas.

Si : $Z_r \geq Z$ la section d'acier est suffisante.

Si : $Z_r \leq Z$ la section d'acier n'est pas suffisante et est majorée par le coefficient Z/Z_r à répartir sur la longueur $Z_r \cot \beta_u$ à partir de l'axe de l'appui.

$$d_b = \frac{h}{10} = 0.15m$$

$$d_r = h - y_{cable} = 0.9m$$

$$Z_r = d_r - d_b = 0.75 m$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 1m$$

D'où : $Z_r \leq Z$ et la section déjà calculée pour l'effort tranchant doit être majorée par Z/Z_r placé sur une longueur $Z_r \cot \beta_u = 1.07 m$.

$$A'_t = (Z/Z_r) A_t = 1.33 \times 2.26 = 3.01 \text{ cm}^2$$

ANNEXE 06. DEFORMATION

1. LA FLECHE

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

1.1. LE POIDS PROPRE

La flèche due au poids propre du tablier est calculée à partir de la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 G l^4}{384 E_v I_{eq}}$$

Sachant que le moment au milieu de la travée due au poids propre G s'écrit sous la forme suivante :

$$M_G = \frac{G l^2}{8}$$

D'où :

$$F_G = \frac{5 M_G l^2}{48 E_v I_{eq}}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 12653.82 \text{ MPa}$$

$$I_{eq} = \frac{\sum I_{hi} l_i}{\sum l_i}$$

Moment d'inertie de chaque section avec sa longueur

Section	About	Intermédiaire	Médiane
$I_{hi} \text{ (m}^4\text{)}$	0,337	0,319	0,295
$l_i \text{ (m)}$	4,780	10,260	18,360
$\sum l_i I_{hi}$	1,608	3,268	5,414

$$I_{eq} = 0.308 \text{ m}^4$$

La flèche due au poids propre du tablier est :

$$F_G = 10.41 \text{ cm}$$

1.2. LA PRECONTRAINTE

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

$$F_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^l M_p(x) m_p(x) dx$$

Avec :

$M_p(x)$: Le moment dû à la précontrainte en fonction de la position de la section.

ANNEXE 06. DEFORMATION

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

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

$$M_p = \sum P_i \cos(\alpha_i) e_{pi}$$

$$P_i = (\sigma_0 - \Delta\sigma_{tot})A_p$$

Les résultats du moment de précontrainte dans quelques sections sont présentés dans le tableau suivant :

Résultat du moment de précontrainte dans différentes sections

Position	Appuis	L/8		L/4	3L/8	L/2
x (m)	0	4,05	4,05	8,1	12,15	16,2
P_1 (MN)	2,150	2,112	2,115	1,856	1,897	1,906
P_2 (MN)	-	-	2,041	1,893	1,857	1,856
$P_1 \cos(\alpha_1)$	2,114	2,103	2,106	1,856	1,897	1,906
$P_2 \cos(\alpha_2)$	-	-	1,850	1,882	1,857	1,856
e_{p1} (m)	-0,216	-0,808	-0,810	-1,026	-1,027	-1,027
e_{p2} (m)	-	-	0,396	-0,805	-0,867	-0,867
M_p (MN.m)	-0,456	-1,700	-0,973	-3,419	-3,557	-3,565

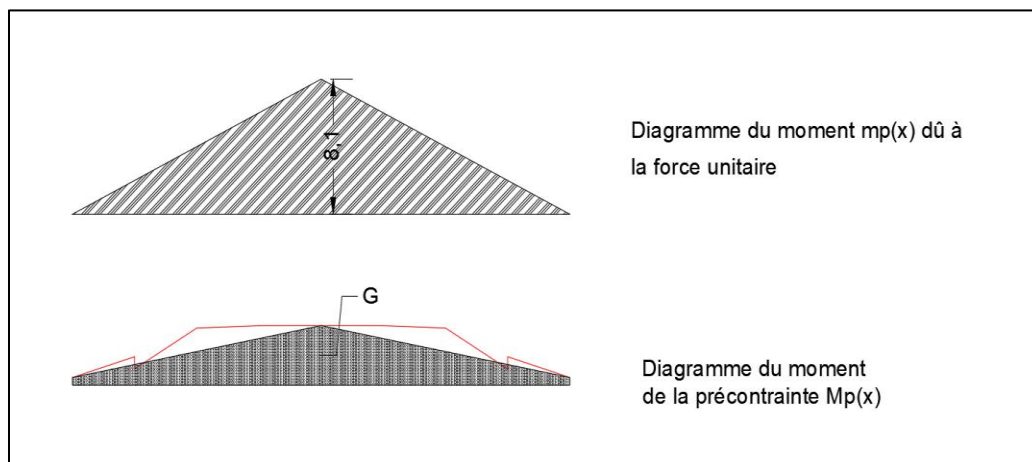


Diagramme des moments $M_p(x)$ et $m_p(x)$

L'aire du diagramme M_p est déterminée avec AUTOCAD, il est égal à : $B = -65.14$ et la valeur du moment m_p au niveau de son centre de gravité est de 8.1 MN.m .

D'où :

$$F_p = -13.53 \text{ cm}$$

ANNEXE 06. DEFORMATION

La flèche totale du tablier à vide est égale :

$$F = F_G + F_P = -3.12 \text{ cm}$$

Pour éviter l'augmentation de cette flèche par la dilatation du béton causé par le gradient thermique qui augmente en haut du tablier, on réserve une flèche positive au niveau du coffrage égale à :

$$F_c = \frac{3}{4} (|F_P| + F_G) = 2.34 \text{ cm}$$

D'où :

La flèche réelle du tablier à vide est égale à :

$$F = F_G + F_P + F_c = -0.78 \text{ cm}$$

1.3. SURCHARGE D240

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

$$F_D = \frac{1}{E_i I_{eq}} \int_0^l M_{D240}(x) m_d(x) dx$$

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 37619.47 \text{ MPa}$$

En utilisant la même méthode précédente l'aire de la surface du diagramme M_{D240} , (sachant que $M_{Dmax}=2.29 \text{ MN.m}$) est égale à :

$$S = \frac{2}{3} L M_{Dmax} = 49.46$$

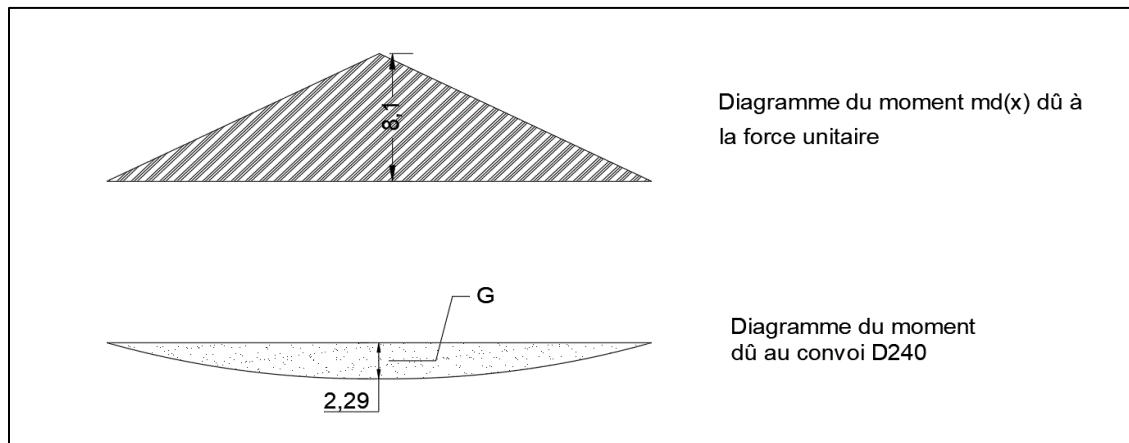


Diagramme des moments $M_{D240}(x)$ et $m_d(x)$

D'où :

$$F_D = 3.46 \text{ cm}$$

La flèche totale du tablier en charge est égale à :

$$F = F_G + F_P + F_c + F_D = 2.67 \text{ cm}$$

ANNEXE 06. DEFORMATION

2. LA ROTATION

Comme on l'a vu précédemment la rotation au niveau de l'appuis est due au poids propre du tablier, la précontrainte et les surcharges.

2.1. LE POIDS PROPRE

$$\theta_G = \frac{M_G l}{3 E_v I_{eq}}$$

$$\theta_G = 0.010 \text{ rd}$$

2.2. LA PRECONTRAINTÉ

$$\theta_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^l M_p(x) m_p(x) dx$$

Sachant que $m_p(x)$ est le moment résultant de la disposition d'un couple unitaire positif au niveau de l'appuis.

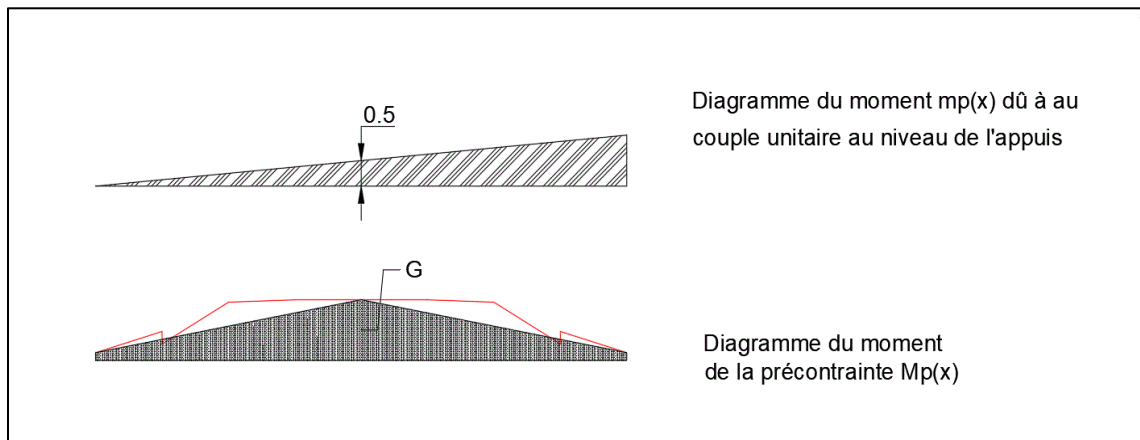


Diagramme des moments $M_p(x)$ et $m_p(x)$

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 dans la première partie ($B = -65.14$) est égale à 0,5.

D'où :

$$\theta_p = -0.0083 \text{ rd}$$

La rotation totale du tablier à vide est :

$$\theta = \theta_p + \theta_G = 0,0019 \text{ rd}$$

2.3. SURCHARGE D240

$$\theta_D = \frac{1}{E_i I_{eq}} \int_0^l M_{D240}(x) m_d(x) dx$$

On adopte encore la même méthode, et comme pour la précontrainte l'aire de la section du moment M_{D240} est déjà calculée ($B = 49.46$) et la valeur du moment unitaire est aussi égale à 0,5.

ANNEXE 06. DEFORMATION

D'où :

$$\theta_D = 0.0063 \text{ rd}$$

La rotation totale de l'appuis en charge est :

$$\theta = \theta_D + \theta_p + \theta_G = 0,0083 \text{ rd}$$

3. LE DEPLACEMENT

- Le déplacement dû à la rotation des appuis :

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

A vide : $\Delta h_{rot} = -1.68 \text{ mm}$

En charge : $\Delta h_{rot} = -7.23 \text{ mm}$

- Le déplacement dû au retrait du béton :

$$\Delta h_r = \varepsilon_r \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 3.10^{-4}$$

$$L = 33.4 \text{ m}$$

D'où :

$$\Delta h_r = 5.01 \text{ mm}$$

- Le déplacement dû au fluage :

$$\Delta h_{fl} = \frac{L}{2} \frac{\Delta \sigma_{fl}}{E_p}$$

Avec :

$$\Delta \sigma_{fl} = 237.31 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\Delta h_{fl} = 2.09 \text{ cm}$$

- Le déplacement dû à la variation de température :

$$\Delta h_T = \varepsilon_T \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\text{A long terme : } \varepsilon_T = 2.10^{-4} \quad \Delta h_T = 3.34 \text{ mm}$$

$$\text{A cours terme : } \varepsilon_T = 3.10^{-4} \quad \Delta h_T = 5.01 \text{ mm}$$

Le déplacement total maximal à l'appuis est égal à :

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

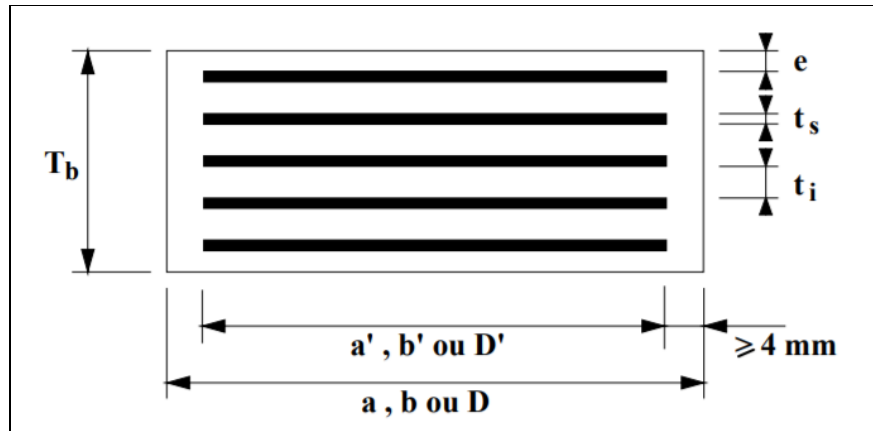
$$\text{A long terme : } \Delta h = 2.57 \text{ cm}$$

$$\text{A cours terme : } \Delta h = 2.71 \text{ cm}$$

ANNEXE 06. DEFORMATION

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

PARTIE 01. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS



Dimension de l'appareil d'appuis

- Aire des appareils d'appuis

Les dimensions en plan de l'appareils d'appuis sont déterminées en vérifiant la condition de non cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELS.

$$3MPa \leq \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 15 MPa$$

Avec :

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

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELS ($R_{max} = 0.887 \text{ MN}$)

σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max} .

$$0.059m^2 \leq a \times b \leq 0.296m^2$$

- Hauteur de l'élastomère

On doit vérifier la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal qui s'écrit sous cette forme :

$$\tau_H = G \frac{U}{T} \leq 0.5G \rightarrow T \geq \frac{U}{0.5}$$

Avec :

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale.

U : Déplacement lent du au retrait, fluage, température... ($U=16.5\text{mm}$)

G : Module d'élasticité transversale dû à l'effort horizontale ($G=0.9$)

T : Epaisseur totale des élastomères.

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

$$T \geq 33 \text{ mm} ; \text{ d'où : } T = n \times t_i \begin{cases} n = 4 \\ t_i = 10 \text{ mm} \end{cases} \text{ Soit : } T = 40 \text{ mm}$$

- Dimension en plan de l'appareil

On respecte la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5T \leq a \leq 10T \rightarrow 200\text{mm} \leq a \leq 400\text{mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a = 350\text{mm} \\ b = 350\text{mm} \end{cases}$$

- Dimension des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq 2\text{mm} \\ t_s \geq \frac{a \sigma_m}{\beta \sigma_e} = 1.23 \text{ mm} \end{cases} ; \beta = \frac{a \times b}{2 t_i (a+b)} = 8.75$$

Avec :

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e=235 \text{ MPa}$)

On prend : $t_s=3 \text{ mm}$

- L'épaisseur d'enrobage : $e \sim \frac{t_i}{2} = 5 \text{ mm}$
- L'épaisseur totale de l'appareil d'appuis : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 65 \text{ mm}$
- L'épaisseur totale d'élastomère : $T_q = n t_i + 2e = 50 \text{ mm}$

PARTIE 02. CALCUL DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR APPAREIL D'APPUI

1. LES RIGIDITES D'APPUIS

La rigidité d'un appui (pile et culée) est donnée par la formule suivante :

$$R_i = \frac{P}{U}$$

Avec :

$$U = \sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$$

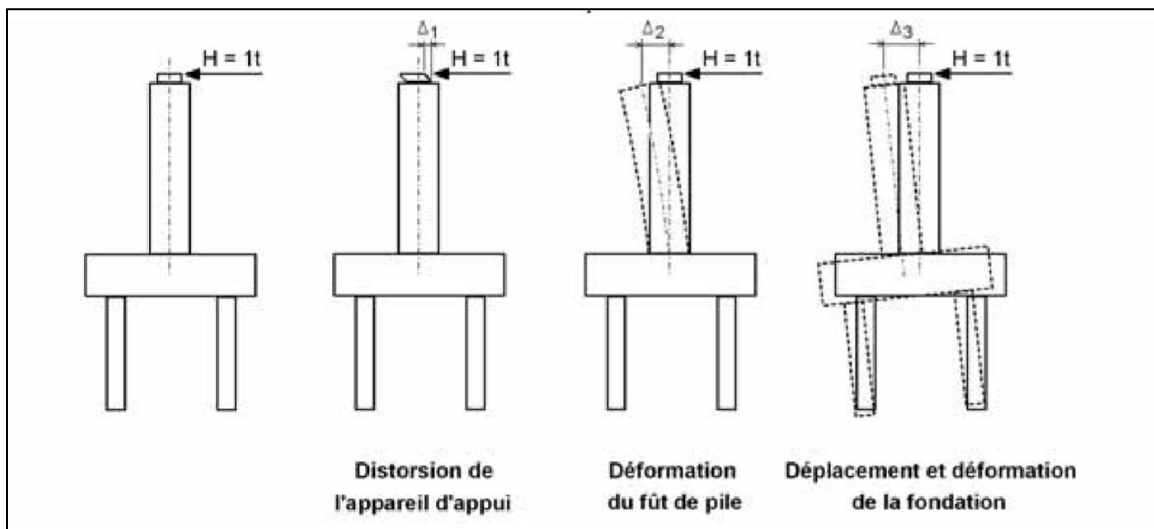
P : Force unitaire ($P = 1$)

U : Déplacement total de l'appui

U_1 : Déplacement dû à la distorsion de l'appareil d'appui

U_2 : Déplacement dû à la flexion de fut

U_3 : Déplacement dû à la rotation de la fondation



- Déplacement dû à la distorsion de l'appareil d'appui

$$U_1 = \frac{P T_b}{n G a b}$$

Avec :

P : Force unitaire ($P = 1$)

T_b : Epaisseur totale de l'appareil d'appuis.

n : Nombre d'appareil d'appuis.

$a \times b$: Dimension en plan de l'appareil d'appuis.

G : Module d'élasticité transversale ($G_{statique} = 0.9$; $G_{dynamique} = 1.2$)

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

- Déplacement dû à la flexion de fut

$$U_2 = \frac{h^3}{3 m EI}$$

Avec :

h : La hauteur d'un fût

m : Nombre de fût

E : Module d'élasticité longitudinal ($E_{statique} = 11000 \text{ MPa}$; $E_{dynamique} = 33\ 000 \text{ MPa}$)

I : Moment d'inertie longitudinale des fûts.

- Déplacement dû à la rotation de la fondation

On suppose que l'ouvrage est supporté par 12 pieux de 1.2m de diamètre sur une profondeur de 25 m séparé par un entraxe de 3.6m entre deux files de 4 pieux chaqu'un.

$$U_3 = \frac{2 h^2 L}{d^2 E S K}$$

Avec :

L : profondeur d'un pieu plus la semelle.

h : la hauteur du mur frontal pour la culée et la hauteur du fût plus le chevêtre pour la pile

d : L'entraxe entre deux files de pieux

S : L'aire de la section transversale d'un pieu

K : Nombre de pieu par file.

Les rigidités des appuis dû à l'effort statique et dynamique

	Effort Statique				Effort Dynamique			
	Culée g	Pile 1	Pile 2	Culée d	Culée g	Pile 1	Pile 2	Culée d
$U_1(\text{m})$	0,054	0,027	0,027	0,054	0,040	0,020	0,020	0,040
$U_2(\text{m})$	-	0,005	0,016	-	-	0,002	0,005	-
$U_3(\text{m})$	0,003	0,010	0,020	0,003	0,001	0,003	0,007	0,001
$U(\text{m})$	0,056	0,041	0,063	0,056	0,041	0,025	0,032	0,041
$R_i(\text{m}^{-1})$	17,774	24,259	15,873	17,774	24,339	40,150	31,088	24,339

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

2. LES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'APPAREIL D'APPUI

- Effort dynamique

L'effort horizontal dynamique qui s'applique sur chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H = H_i \frac{R_{i,dynamique}}{\sum R_{i,dynamique}}$$

✓ Effort dû au freinage

Les efforts dû au freinage sont déterminés en VI.4

$$\text{Surcharge Bc} : F_{Bc}=36 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge A(l)} : F_{A(l)}=17 \text{ t}$$

✓ Effort dû au séisme

La force horizontale dû au séisme est calculée en VIII.4.

$$F_s = 8.54 \text{ t}$$

Les efforts dynamiques sur chaque appui

	Effort Dynamique			
	Culée g	Pile 1	Pile 2	Culée d
R_i (MN)	24,339	40,150	31,088	24,339
$R_i / \sum R_i$	0,377	1,186	0,997	0,439
H_s (MN)	3,223	10,130	8,517	3,750
H_{Bc} (MN)	0,136	0,427	0,359	0,158
$H_{A(l)}$ (MN)	0,064	0,202	0,170	0,075

- Effort statique

L'effort statique appliqué sur un appui est donné par la formule suivante :

$$H = \varepsilon_i \cdot x_i \cdot R_i$$

Avec :

x_i : Position de l'appuis par rapport au centre de rigidité.

$$x_{cr} = \frac{\sum R_j x_j}{\sum R_j}$$

Le centre de rigidité x_{cr} est placé au centre de chaque travée.

✓ Effort dû au fluage

$$H_{flu} = \varepsilon_{flu} x_i \cdot R_i$$

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \Delta h_{flu}}{L} = 2.9 \times 10^{-4}$$

- ✓ Effort dû à la température

$$H_T = \varepsilon_T \cdot x_i \cdot R_i$$

- ✓ Effort horizontal dû au retrait

$$H_r = \varepsilon_r \cdot x_i \cdot R_i$$

Les efforts statiques sur chaque appui

		Effort statique			
		Culée g	Pile 1	Pile 2	Culée d
R_i (MN)		17,774	24,259	15,873	17,774
H_{flu} (MN)		0,0867	0,2367	0,1549	0,0867
H_T (MN)	Court	0,0594	0,1621	0,1060	0,0594
	Long	0,0890	0,2431	0,1590	0,0890
H_r (MN)		0,0890	0,2431	0,1590	0,0890

PARTIE 03. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

Les efforts horizontaux considérés dans cette vérification sont calculés dans la partie 02 de cette annexe.

1. Vérification des contraintes de cisaillement dues à l'effort normal

L'effort normal crée des contraintes de cisaillements au niveau du plan de frettage, ces contraintes ont une valeur limite.

$$\tau_N = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} \leq 3 G$$

σ_m : contrainte normale due à la réaction maximale à L'ELU. ($\sigma_m=9.71$ MPa)

G : Module d'élasticité transversale statique ($G=0.9$)

$$\tau_N = 1.66 MPa \leq 2.7 MPa$$

2. Vérification des contraintes de cisaillement dues à l'effort horizontal

Les contraintes de cisaillement créées par l'effort horizontal ont une valeur limite à L'ELU.

- Contrainte de cisaillement due au déplacement lent

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U}{T_q} \leq 0.5 G$$

$$0.297 MPa \leq 0.45 MPa$$

- Contrainte de cisaillement due au freinage

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{n a b} \leq 0.5 G$$

$$H_2 = \max(H_{A(l)}; H_{Bc}) = H_{Bc} = 0.427 MN$$

$$0.158 MPa \leq 0.45 MPa$$

- Contrainte de cisaillement due au déplacement lent et au freinage

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} \leq 0.7 G$$

$$0.376 MPa \leq 0.63 MPa$$

3. Vérification des contraintes de cisaillements dues à la rotation

La répartition des contraintes de cisaillement due à la rotation de la frette par rapport à une autre doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_\alpha = \frac{G a^2 (\alpha_t + \alpha_0)}{2 n t_i^2}$$

n : Nombre de feuillet d'élastomère ($n = 4$).

α_t : Rotation maximale de l'appareil d'appuis ($\alpha_t = 1.9 \times 10^{-3}$ rad)

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

α_0 : Rotation due à l'imperfection de pose ($\alpha_0 = 10^{-2}$ rad)

$$\tau_\alpha = 0.597 \text{ MPa}$$

4. Vérification des contraintes de cisaillement totale

La contrainte de cisaillement totale doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 2.64 \text{ MPa} \leq 5 G = 4.5 \text{ MPa}$$

5. Résistance à la compression

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 15MPa.

$$\frac{P_u}{S'} \leq 15 \text{ MPa}$$

P_u : La réaction maximal sous charge permanente plus l'effort sismique vertical.

($P_u=1.21\text{MN}$)

S' : L'aire de l'appareil d'appuis réduit ($S' = 0.0997 \text{ m}^2$)

$$\frac{P_u}{S'} = 12.19 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

6. Vérification de non flambement

Le non flambement des appareils d'appuis est vérifié par la condition suivante :

$$\delta_s = \frac{P_c}{P_u} \geq 3$$

Avec :

P_c : La charge critique de l'appareil d'appuis.

$$P_c = \frac{4 G S \beta^2 (t_i + t_s)}{T_b} = 9 \text{ MN}$$

G : module d'élasticité transversale ($G=1.2\text{MPa}$)

S : Aire nominal de l'appareil d'appuis ($S = a \times b = 0.1225 \text{ m}^2$)

D'où :

$$\delta_s = 7.40 \geq 3$$

7. Limitation de la torsion

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δ_c

$$\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta_c = 1.4(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

$$p = \frac{P_u}{P_c} \quad \text{et} \quad \delta_0 = \frac{c}{T_q}$$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c= 350\text{mm}$)

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

D'où :

$$p = 0.13 \leq 0.25 \quad ; \quad \delta_c = 3.60$$

La distorsion de l'appareil d'appui :

$$\delta = \frac{d}{T_b}$$

Avec :

d : Déplacement horizontal du séisme ($d=0.065$ m)

$$\delta = 1.01 \leq \delta_c = 3.60$$

8. Vérification de non glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N_{min}$$
$$N_{min} = N_g - 0.3 N_v$$

Avec :

H : Effort horizontal dû au séisme horizontal.

N_{min} : La réaction minimale au niveau de chaque appareil d'appui

N_g : Réaction due aux charges permanentes sur chaque appareil d'appui ($N_g = 0.54$ MN)

N_v : Réaction due au séisme vertical sur chaque appareil d'appui ($N_v = 0.026$ MN)

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}} \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} = 4.34 \text{ MPa}$$

$$H = 0.46 \text{ MN} > f \times N_{min} = 0.127 \text{ MN}$$

Vue que la condition de non glissement n'est pas vérifiée, on met des plaques métalliques épaisses à l'extérieur (Appareil d'appuis de type C selon la norme NF-EN 1337-3) en ajoutant un dispositif anti-cheminement (glissement) sous forme de buté au niveau inférieur dont la hauteur est presque égale à l'épaisseur de la plaque métallique car en aucun cas la butée ne doit entrer en contact avec les feuillets de caoutchouc, en ajoutant un taquet dans une seule face supérieur avec ancrage.

Ces dispositifs doivent interdire uniquement le cheminement sans empêcher ni gêner les déformations et les distorsions.

9. Vérification des conditions de non soulèvement

Cette condition consiste à vérifier que les contraintes de cisaillement créée par la rotation n'atteignent pas la contrainte normale, et cette condition est vérifiée par l'inégalité suivante :

$$\alpha_T = (\alpha_t + \alpha_0) \leq \frac{3 t_i^2 \sigma_{min}}{\beta a^2 G}$$
$$\alpha_T = 11.9 \times 10^{-3} \text{ rad} \leq \frac{3 t_i^2 \sigma_{min}}{\beta a^2 G} = 43.02 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

PARTIE 04. FERRAILLAGE DU DE D'APPUIS

Sachant que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \max \left\{ 0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{S10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$R_{maxELU} = 1.194 \text{ MN}$$

$$R_{maxELS} = 0.887 \text{ MN}$$

R_{maxELU} : La réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui à L'ELU.

R_{maxELS} : La réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui à L'ELS.

- Armature de chaînage

Dans un but de simplification et de normalisation, il suffit en pratique de déterminer le chaînage de telle sorte qu'il équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte [17]

Donc, la section d'armature correspondante aura pour valeur :

$$A_s = \max \left\{ 0.25 \frac{R_{maxELU}}{\sigma_{S10}} ; 0.25 \frac{R_{maxELS}}{\bar{\sigma}_{st}} \right\}$$

$$A_s = 8.87 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

- Armature de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelle fissure, on place les armatures de profondeur sous le chaînage pouvant répondre à un effort égal à 0.125 fois la descente de charge localisée la plus forte.

$$A_s = \max \left\{ 0.125 \frac{R_{maxELU}}{\sigma_{S10}} ; 0.125 \frac{R_{maxELS}}{\bar{\sigma}_{st}} \right\}$$

$$A_s = 4.43 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10 ($A_s = 4.71 \text{ cm}^2$)

- Armature de surface (frette supérieur)

Ces armatures sont placées le plus près possible de la face supérieure du dé d'appui, et sont capable de reprendre un effort égal à 0.04 fois la charge localisée.

$$A_s = \max \left\{ 0.04 \frac{R_{maxELU}}{\sigma_{S10}} ; 0.04 \frac{R_{maxELS}}{\bar{\sigma}_{st}} \right\}$$

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA 8 ($A_s = 1.51 \text{ cm}^2$)

ANNEXE 07. EQUIPEMENTS

- Armature d'éclatement (frette inférieure)

Ces armatures sont disposées sur une profondeur comprise entre $b/3$ et b à partir de la face supérieure capable de reprendre un effort égal à 0.1 fois la charge localisée dans le cas des appareils d'appuis en élastomère fretté.

$$A_s = \max \left\{ 0.10 \frac{R_{maxELU}}{\sigma_{S10}} ; 0.10 \frac{R_{maxELS}}{\bar{\sigma}_{st}} \right\}$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA 8 ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

ANNEXE 08. CULEE

ANNEXE 08. CULEE

PARTIE 01. SOLLICITATIONS SUR CULEE

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = eH * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm ev) * P$ (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	17,37	0,00	17,37	-0,15	9,73	0,00	-2,61
	cas n°2		4,34	18,68			42,26	-2,80
	cas n°3		4,34	17,37			42,26	-2,61
	cas n°4		4,34	16,07			42,26	-2,41
Corbeau	cas n°1	35,04	0,00	35,04	-0,04	8,02	0,00	-1,40
	cas n°2		8,76	37,66			70,25	-1,51
	cas n°3		8,76	35,04			70,25	-1,40
	cas n°4		8,76	32,41			70,25	-1,30
Mur frontal	cas n°1	337,51	0,00	337,51	-1,00	5,31	0,00	-337,51
	cas n°2		84,38	362,83			448,05	-362,83
	cas n°3		84,38	337,51			448,05	-337,51
	cas n°4		84,38	312,20			448,05	-312,20
Mur en retour	cas n°1	151,08	0,00	151,08	2,89	6,98	0,00	436,62
	cas n°2		37,77	162,41			263,63	469,37
	cas n°3		37,77	151,08			263,63	436,62
	cas n°4		37,77	139,75			263,63	403,87
Semelle	cas n°1	823,68	0,00	823,68	0,00	1,10	0,00	0,00
	cas n°2		205,92	885,46			226,51	0,00
	cas n°3		205,92	823,68			226,51	0,00
	cas n°4		205,92	761,90			226,51	0,00
Dalle de transition	cas n°1	64,35	0,00	64,35	3,00	8,72	0,00	193,05
	cas n°2		16,09	69,18			140,28	207,53
	cas n°3		16,09	64,35			140,28	193,05
	cas n°4		16,09	59,52			140,28	178,57
Poids des terres sur la semelle 1	cas n°1	1032,43	0,00	1032,43	2,34	6,25	0,00	2415,89
	cas n°2		258,11	1109,86			1613,17	2597,08
	cas n°3		258,11	1032,43			1613,17	2415,89
	cas n°4		258,11	955,00			1613,17	2234,70
Poids des terres sur la semelle 2	cas n°1	43,52	0,00	43,52	-3,50	2,45	0,00	-152,33
	cas n°2		10,88	46,79			26,66	-163,76
	cas n°3		10,88	43,52			26,66	-152,33
	cas n°4		10,88	40,26			26,66	-140,91

ANNEXE 08. CULEE

Poids des surcharges	cas n°1	79,56	0,00	79,56	2,34	6,25	0,00	186,17
	cas n°2		19,89	85,53			124,31	200,13
	cas n°3		19,89	79,56			124,31	186,17
	cas n°4		19,89	73,59			124,31	172,21
Poussée des terres mur garde grave + mur frontale	cas n°1	305,39	305,39	0,00	/	4,98	1521,86	0,00
	cas n°2	500,72	500,72	0,00			2495,28	0,00
	cas n°3	481,67	481,67	0,00			2400,30	0,00
	cas n°4	463,52	463,52	0,00			2309,85	0,00
Poussée des terres sur la semelle	cas n°1	23,13	23,13	0,00	/	0,73	16,96	0,00
	cas n°2	20,56	20,56	0,00			15,08	0,00
	cas n°3	19,78	19,78	0,00			14,50	0,00
	cas n°4	19,03	19,03	0,00			13,96	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	40,64	40,64	0,00	/	6,37	258,86	0,00
	cas n°2	66,63	66,63	0,00			424,43	0,00
	cas n°3	64,09	64,09	0,00			408,28	0,00
	cas n°4	61,68	61,68	0,00			392,89	0,00
Poussée des surcharges sur la semelle	cas n°1	11,68	11,68	0,00	/	1,10	12,85	0,00
	cas n°2	19,15	19,15	0,00			21,07	0,00
	cas n°3	18,42	18,42	0,00			20,26	0,00
	cas n°4	17,73	17,73	0,00			19,50	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	507,00	0,00	507,00	-1,00	8,79	0,00	-507,00
	cas n°2		37,50	545,03			329,87	-545,03
	cas n°3		37,50	507,00			329,87	-507,00
	cas n°4		37,50	468,98			329,87	-468,98
A(l)	210,770	/	/	210,77	-1,00	/	/	-210,77
Bc 2voies	152,810			152,81				-152,81
Mc120	100,370			100,37				-100,37
D240	171,060			171,06				-171,06
S-Trottoirs	1,210			1,21				-1,21
HA(l)	7,46	7,46	/	8,79	65,57	0,00		
HBc	15,80	15,80		8,79	138,88	0,00		
F_{vl}	17,57	17,57		8,79	154,44	0,00		

ANNEXE 08. CULEE

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	<i>1,35G + 1,6 (A(l)+Str)</i>	4532,65	549,78	2672,52	2757,626	85,11
	<i>1,35G + 1,6 (Bc+Str)</i>	4439,91	563,13	2765,25	2874,92	109,67
	<i>1,35G + 1,35 Mc120</i>	4309,09	537,85	2876,18	2652,709	223,48
	<i>1,35G + 1,35 D240</i>	4404,52	537,85	2780,75	2652,709	128,04
ELS	<i>G + 1,2 A(l)+Str</i>	3345,92	407,36	1976,74	2043,658	24,62
	<i>G + 1.2 Bc+Str</i>	3276,37	417,36	2046,30	2131,628	85,33
	<i>G + Mc120</i>	3191,92	398,40	2230,88	1964,97	265,91
	<i>G + D240</i>	3262,61	398,40	2059,82	1964,97	94,85
ELA 1° CAS	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	3365,81	1378,39	2355,80	7011,41	4648,56
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	3354,22	1380,06	2367,39	7026,07	4658,68
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	3343,49	1376,90	2378,12	6998,29	4620,17
	<i>G + 0,2 D240</i>	3357,63	1376,90	2363,98	6998,29	4634,31
ELA 2° CAS	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	3133,94	1355,29	2188,48	6898,90	4710,42
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	3122,35	1356,95	2200,07	6913,56	4713,49
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	3111,62	1353,79	2210,80	6885,78	4674,98
	<i>G + 0,2 D240</i>	3125,76	1353,79	2196,67	6885,78	4689,12
ELA 3° CAS	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	2902,08	1333,28	2021,17	6791,755	4760,59
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	2890,49	1334,95	2032,76	6806,417	4763,66
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	2879,76	1331,79	2043,49	6778,64	4735,15
	<i>G + 0,2 D240</i>	2893,89	1331,79	2029,35	6778,64	4749,29

ANNEXE 08. CULEE

PARTIE 02. SOLLICITATIONS SUR MUR FRONTAL

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux Fh = eH*P	Efforts verticaux Fv = (1±ev)*P (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant Fh*V (t.m)	Moment stabilisant Fv*H(t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	17,37	0,00	17,37	0,85	7,53	0,00	14,77
	cas n°2		4,34	18,68			32,71	15,88
	cas n°3		4,34	17,37			32,71	14,77
	cas n°4		4,34	16,07			32,71	13,66
Corbeau	cas n°1	35,04	0,00	35,04	0,96	5,82	0,00	33,63
	cas n°2		8,76	37,66			50,98	36,16
	cas n°3		8,76	35,04			50,98	33,63
	cas n°4		8,76	32,41			50,98	31,11
Mur frontal	cas n°1	337,51	0,00	337,51	0,00	3,11	0,00	0,00
	cas n°2		84,38	362,83			262,42	0,00
	cas n°3		84,38	337,51			262,42	0,00
	cas n°4		84,38	312,20			262,42	0,00
Poussée des terres mur garde grave + mur frontale	cas n°1	305,39	305,39	0,00	/	2,78	850,00	0,00
	cas n°2	500,72	500,72	0,00			1393,68	0,00
	cas n°3	481,67	481,67	0,00			1340,64	0,00
	cas n°4	463,52	463,52	0,00			1290,12	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	40,64	40,64	0,00	/	2,78	113,11	0,00
	cas n°2	66,63	66,63	0,00			185,45	0,00
	cas n°3	64,09	64,09	0,00			178,39	0,00
	cas n°4	61,68	61,68	0,00			171,67	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	507,00	0,00	507,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	cas n°2		26,82	545,03			0,00	0,00
	cas n°3		26,82	507,00			0,00	0,00
	cas n°4		26,82	468,98			0,00	0,00
A(l)	210,770			210,77				
Bc 2voies	152,810			152,81				
Mc120	100,370	/	/	100,37	/	/	/	/
D240	171,060			171,06				
S-Trottoirs	1,210			1,21				
HA(l)	7,460		7,46			6,60	49,24	0,00
HBc	15,800		15,80	/		6,60	104,28	0,00
F_{vl}	17,570		17,57			6,60	115,96	0,00

ANNEXE 08. CULEE

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	1550,01	502,79	65,34	1535,52	1470,18
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1457,28	516,14		1623,60	1558,25
	1,35G + 1,35 Mc120	1346,34	490,86		1456,75	1391,40
	1,35G + 1,35 D240	1441,78	1061,91		1456,75	1391,40
ELS	G + 1,2A(l)+Str	1151,30	372,55	48,40	1138,16	1089,75
	G + 1,2 Bc+Str	1081,75	382,56		1204,21	1155,81
	G + Mc120	997,29	363,60		1079,07	1030,67
	G + D240	1067,98	363,60		1079,07	1030,67
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1006,59	710,72	52,03	2051,04	1999,01
	G + 0,2 (Bc+Str)	995,00	712,39		2062,05	2010,02
	G + 0,2 Mc120	984,27	709,23		2041,20	1989,17
	G + 0,2 D240	998,40	709,23		2041,20	1989,17
ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	939,32	689,13	48,40	1990,94	1942,54
	G + 0,2 (Bc+Str)	927,73	690,79		2001,95	2001,95
	G + 0,2 Mc120	917,00	687,63		1981,09	1981,09
	G + 0,2 D240	931,13	687,63		1981,09	1981,09
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	872,05	668,56	44,77	1933,70	1888,93
	G + 0,2 (Bc+Str)	860,46	670,23		1944,71	1944,71
	G + 0,2 Mc120	849,73	667,07		1923,85	1923,85
	G + 0,2 D240	863,86	667,07		1923,85	1923,85

PARTIE 03. CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LE MUR GARDE GREVE

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- **Moment dû à la poussée des terres**

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression [17]

$$M_T = \frac{1}{6} K_a \gamma_r h^3$$

K_a : Coefficient de poussée des terres ($K_a = 0.33$)

γ_r : Poids volumique du remblai ($\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$)

h : Hauteur du mur garde grève ($h = 2.13 \text{ m}$)

$$M_T = 0.97 \text{ t.m}$$

- **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève**

Il a été vérifié que la sollicitation totale dû aux camion type B_C (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le tandem B_T, le convoi militaire, les charges exceptionnelles et les engins de compactages. [pp73]

L'effet le plus défavorable encore est produit par 2 roues arrière de 6t de deux camions accolés.

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, les roues des deux camions de 6t distante de 0.5m sont remplacées par une charge uniforme répartie équivalente de 12t sur une surface rectangulaire de (0.25×0.75) m²

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge B_C à pour expression :

$$M_p = \frac{12 K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

$$K = K_a \gamma \delta b_c$$

Avec :

b_c : Coefficient de pondération du système B_C ($b_c = 1.1$)

δ : Coefficient de majoration dynamique ($\delta = 1$)

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1.2$ à l'ELS et $\gamma = 1.6$ à l'ELU)

D'où :

ANNEXE 08. CULEE

$$K = 0.44 \quad \text{à l'ELS}$$

$$K = 0.59 \quad \text{à l'ELU}$$

La valeur de M_p/K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs 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

Avec une interpolation linéaire on aura :

$$\frac{M_p}{K} = 7.74 \text{ t.m}$$

D'où :

$$M_p = 3.40 \text{ t.m à l'ELS}$$

$$M_p = 4.57 \text{ t.m à l'ELU}$$

▪ Moment dû à la force de freinage

Vue l'écartement des roues d'un essieu, on considère l'effet de freinage d'une seule roue du système B_C (une des deux roues accolées considérées précédemment) dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante : [PP73]

$$M_f = \frac{6h}{(0.25 + 2h)} \gamma$$

D'où :

$$M_f = 6.80 \text{ t.m} \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_f = 9.07 \text{ t.m} \quad \text{à l'ELU}$$

ANNEXE 08. CULEE

PARTIE 04. CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LES PIEUX DE LA CULEE

Les pieux de la culée sont sollicités par :

- EFFORT HORIZONTAL

$$\bar{H} = \frac{H}{n}$$

Avec :

H : Effort horizontal maximal sur la semelle sous combinis ELS et ELA.

n : Nombre de pieux. ($n=12$ pieux)

$$\bar{H} = \begin{cases} 34.78 \text{ t} & \text{à l'ELS} \\ 115 \text{ t} & \text{à l'ELA} \end{cases}$$

- MOMENT D'ENCASTREMENT

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{H}}{\lambda}$$

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

Avec :

λ : Déplacement en tête du pieu.

C_u : Module de réaction du sol ($C_u=28$ MPa)

E : Module d'élasticité du béton ($E=33000$ MPa)

I : Moment d'inertie de la section du pieu ($I=0.102$ m⁴)

b : Diamètre du pieu ($b=1.2$ m)

D'où :

$$\lambda = 0.224 \quad \text{et} \quad \lambda L = 5.59$$

L : La profondeur du pieu ($L=25$ m).

D'après les abaques de WERNER en fonction de λL :

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 & \chi_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

ANNEXE 08. CULEE

On fait une interpolation linéaire :

$$\chi_{\theta P} = 1.41 \ ; \ \chi_{\theta M} = 1.63$$

D'où :

$$\bar{M} = \begin{bmatrix} -134.85 \text{ t.m} & \text{à l'ELS} \\ -445.91 \text{ t.m} & \text{à l'ELA} \end{bmatrix}$$

ANNEXE 09. PILE

ANNEXE 09. PILE

PARTIE 01. EVALUATION DES REACTIONS SUR PILE

- **Poids propre du tablier**

La réaction au niveau de la pile égale le poids total du tablier

$$R_{2,g}=G=1014.49 \text{ t}$$

- **Surcharge de type A(l)**

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

Avec $l = 65.8 \text{ m}$

En multipliant fois les coefficient a_1 et a_2 déjà déterminé en VI.3.3.1

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

$$R_{2,A(l)} = 1 \times L \times A_2$$

Avec :

L : La portée du pont.

l : La largeur chargée.

Nombre de voies	a_1	a_2	$A(l)$ (t/m ²)	A_2 (t/m ²)	l (m)	$R_{2,A(l)}$ (t)
Une voie	1,00	0,97	0.693	0,669	3,625	78,56
Deux voies	1,00	0,97	0.693	0,669	7,250	157,11
Trois voies	0,90	0,97	0.693	0,602	10,875	212,10
Quatre voies	0,75	0,97	0.693	0,502	14,500	235,67

- **Surcharge sur trottoir**

$$R_{2,St} = n \times q_{St} \times l \times L$$

Avec:

q_{St} : Charge surfacique sur trottoir ($q_{St}=0.15 \text{ t/m}^2$) [7]

l : La largeur d'un trottoir.

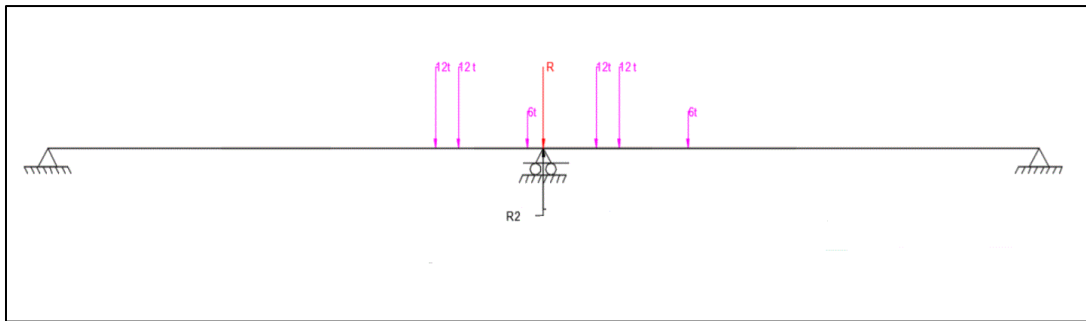
L : La portée de l'ouvrage.

n : Nombre de trottoir chargé.

Cas de charge	n	L (m)	l (m)	$R_{2,St}$ (t)
Un trottoir chargé	1	32.4	0.5	2.32
Deux trottoir chargées	2	32.4	0.5	4.64

ANNEXE 09. PILE

▪ Système de charge Bc



$$R_{2,Bc} = n_v \times b_c \times \delta_{bc} \times R$$

Avec:

n_v : Nombre de voies chargées.

b_c : Coefficient du système Bc.

δ_{bc} : Coefficient de majoration dynamique.

R : La réaction de Bc sous une voie chargée.

D'après la méthode de l'équilibre des forces, on détermine la réaction R.

Cas de charge	n_v	b_c	δ_{bc}	$R_{2,Bc}$ (t)
Une voie chargée	1	1,2	1,064	64,198
Deux voies chargées	2	1,1	1,072	118,580
Trois voies chargées	3	0,98	1,078	159,353
Quatre voies chargées	4	0,8	1,081	173,929

▪ Système de charge Bt

$$R_{2,Bt} = n_v \times b_t \times \delta_{bc} \times R$$

Avec :

n_v : Nombre de voies chargées.

b_t : Coefficient du système Bt.

δ_{bt} : Coefficient de majoration dynamique.

R : La réaction de Bt sous une voie chargée.

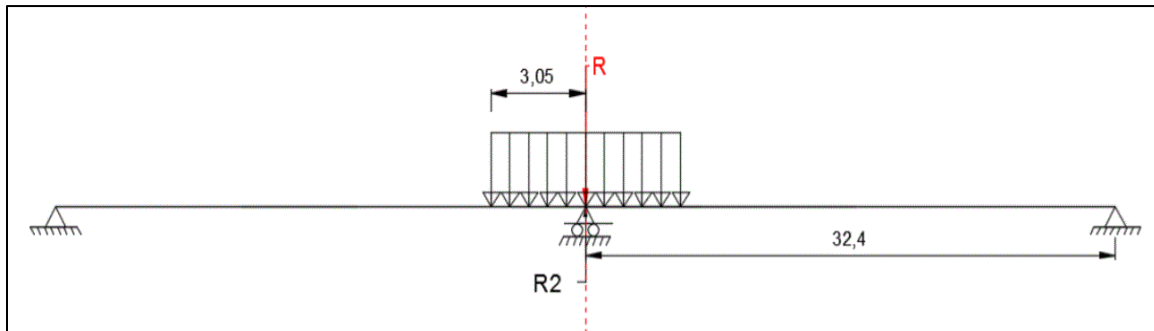
D'après la méthode de l'équilibre des forces, on détermine la réaction R.

$$R = 31.35 \text{ t}$$

Cas de charge	n_v	b_t	δ_{bc}	$R_{2,Bt}$ (t)
Une voie chargée	1	1.2	1,059	39,84
Deux voies chargées	2	1.2	1,065	79.75

ANNEXE 09. PILE

- Charge militaire Mc120



$$R_{2,Mc120} = \delta_{Mc120} \times R$$

Avec .:

δ_{Mc120} : Coefficient de majoration dynamique.

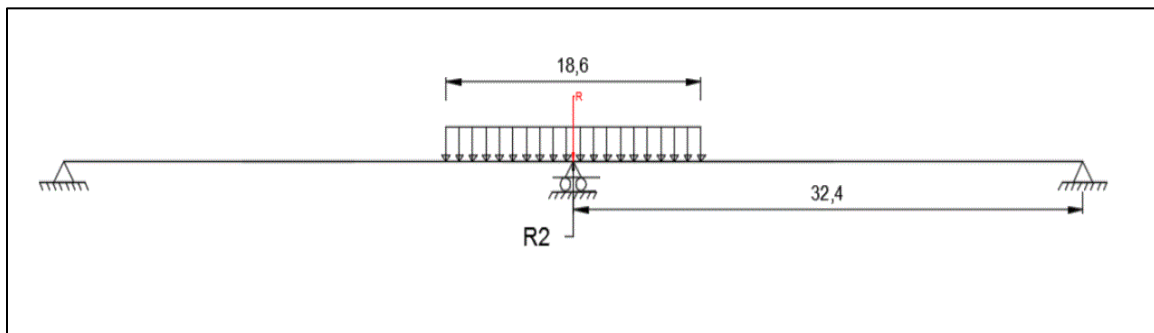
R : La réaction de Mc120 sans majoration dynamique

D'après la méthode de l'équilibre des forces, on détermine la réaction R .

$$R = 104.82 \text{ t}$$

Cas de charge	δ_{Mc120}	$R_{2,Mc120}$ (t)
Convoi Mc120	1.069	112.16

- Convoi exceptionnel D240



$$R_{2,D240} = R$$

$$R_{2,D240} = 205.55 \text{ t}$$

ANNEXE 09. PILE

PARTIE 02. SOLLICITATIONS SUR LA PILE

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = e_H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm e_v) * P$ (t)	Bras de levier $<v>$ (m)	Moment (t.m)
Semelle	cas n°1	823,68	0	823,68	1,1	0
	cas n°2		205,92	885,46		226,51
Futs	cas n°1	605,26	0	605,26	9,8	0
	cas n°2		151,315	650,65		1482,9
Chevêtre	cas n°1	279,00	0	279,00	18,40	0
	cas n°2		69,75	299,92		1283,4
Poids des terres	cas n°1	106,11	0	106,11	2,45	0
	cas n°2		26,528	114,07		64,99
G tablier	cas n°1	1014,49	0	1014,49	20,28	0
	cas n°2		85,17	1090,58		1726,8
A(l)	235,66	/				
Bc	173,93					
Mc120	112,16					
D240	205,56					
Trottoirs	4,64					
HA(l)	17,00	/			20,28	344,67
HBc	35,90				20,28	727,87
F _{lv}	31,39				20,28	636,43

ANNEXE 09. PILE

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	M (t.m)
ELU	<i>1,35G + 1,6 (A(l)+Str)</i>	4203,01	69,58	1410,66
	<i>1,35G + 1,6 (Bc+Str)</i>	4104,25	99,82	2023,78
	<i>1,35G + 1,35 Mc120</i>	3969,95	42,38	859,18
	<i>1,35G + 1,35 D240</i>	4096,03	42,38	859,18
ELS	<i>G + 1,2 A(l)+Str</i>	3511,98	51,79	1050,04
	<i>G + 1,2Bc+Str</i>	3041,90	51,79	1509,88
	<i>G + Mc120</i>	2940,70	31,39	636,43
	<i>G +D240</i>	3034,10	31,39	636,43
ELA	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	3088,74	573,47	5489,98
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	3076,40	577,25	5566,62
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	3063,12	570,07	5421,05
	<i>G + 0,2 D240</i>	3081,79	570,07	5421,05

ANNEXE 09. PILE

PARTIE 03. CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LES PIEUX DE LA PILE

Les pieux de la pile sont sollicités par :

- EFFORT HORIZONTAL

$$\bar{H} = \frac{H}{n}$$

Avec :

H : Effort horizontal maximal sur la semelle sous combinés ELS et ELA.

n : Nombre de pieux. ($n=12$ pieux)

$$\bar{H} = \begin{cases} 51.79 \text{ t} & \text{à l'ELS} \\ 577.25 \text{ t} & \text{à l'ELA} \end{cases}$$

- MOMENT D'ENCASTREMENT

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{H}}{\lambda}$$

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

Avec :

λ : Déplacement en tête du pieu.

C_u : Module de réaction du sol ($C_u=28$ MPa)

E : Module d'élasticité du béton ($E=33000$ MPa)

I : Moment d'inertie de la section du pieu ($I=0.102$ m⁴)

b : Diamètre du pieu ($b=1.2$ m)

D'où :

$$\lambda = 0.224 \quad \text{et} \quad \lambda L = 4.47$$

L : La profondeur du pieu ($L=20$ m).

D'après les abaques de WERNER en fonction de λL :

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 & \chi_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

ANNEXE 09. PILE

On fait une interpolation linéaire :

$$\chi_{\theta P} = 1.31 ; \chi_{\theta M} = 1.57$$

D'où :

$$\bar{M} = \begin{bmatrix} -16.08 \text{ t.m} & \text{à l'ELS} \\ -179.25 \text{ t.m} & \text{à l'ELA} \end{bmatrix}$$