

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention de diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

**Conception et étude d'un viaduc 26/01
inséré dans la liaison Autoroutière reliant le
Port de Ténès a l'Autoroute Est-Ouest**

Présenté par :

- MERROUCHE Adel
- DABOUZ Juba

Encadré par :

- Mr. AMIEUR Mohamed
- Mr. AILEM Said

Promotion 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord on tient à remercier **ALLAH** de nous avoir donné la capacité, la volonté et de la patience pour réaliser ce modeste travail.

Nous remercions vivement nos chers parents pour leurs sacrifices depuis notre naissance jusqu'à ce jour, et leur soutien constant et leurs encouragements.

On tient à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre projet fin d'études et qui nous ont aidé lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements à notre encadreur Mr AMIEUR Mohamed. Également à toute l'équipe de l'ADA qui nous ont donné la chance de travailler sur ce projet, en particulier Mr BERRIACHE Ahmed et Mr AILEM Said pour leur accueil sur le site et leur aide à la collecte des données.

Nous tenons à exprimer tous nos reconnaissances aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'évaluer ce travail, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre projet de fin d'études, en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs, l'équipe pédagogique de l'Ecole Nationale de Travaux Publics, et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont contribué à notre formation.

DEDICACES

Au nom d'**ALLAH**, le tout, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail à :

A ma mère et mon père, qui m'ont accompagné durant ce long parcours,

A mon frère et ma sœur

A ma grande famille paternelle et maternelle

A toute la promotion DMS 2023, En souvenir des moments heureux passés ensemble, avec mes vœux sincères de réussite, bonheur, santé et de prospérité

A mon binôme MERROUCHE Adel Pour l'ambiance, la bonne humeur que tu nous apporte,
Je te dédie ce travail.

A tous mes amis

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire

DABOUZ Juba

DEDICACES

Au nom d'**ALLAH**, le tout, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail à :

A ma mère et mon père, a qui m'ont accompagné durant ce long parcours,

A mes frères et mes sœurs

A ma grande famille paternelle et maternelle

A toute la promotion DMS 2023, En souvenir des moments heureux passés ensemble, avec mes vœux sincères de réussite, bonheur, santé et de prospérité

A mon binôme DABOUZ Juba Pour l'ambiance, la bonne humeur que tu nous apporte, Je te dédie ce travail.

A tous mes amis

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire

MERROUCHE Adel



ملخص

هذا العمل جزء من مشروع نهاية الدراسة، الذي يقدم تصميم ودراسة جسر الطريق 01/26 من النقطة كيلومترية 26+349 إلى النقطة كيلومترية 26+484 على طول 135.3 متر. المُدرج في الطريق السريع الذي يربط ميناء تنس بالطريق السريع شرق-غرب.

بدأنا هذا العمل بعرض المشروع. قمنا بعد ذلك بوضع التصميم العام، وتم اقتراح ثالث اقتراحات وبناء على تحليل متعدد المعايير، اخترنا جسر العارضة الجاهزة سابقة الإجهاد.

يشمل باقي العمل دراسة تفصيلية للبنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك حساب الإجهاد المسبق، والدراسة الزلزالية، والعناصر الهيكلية المختلفة بالرجوع إلى المنظومات المعتمد عليها في الجزائر (RCPR، RPOA2008، BAEL91، BPEL91 ... إلخ.) و بالاعتماد على برامج للحساب مثل (Autodesk Robot Structural Analysis، Robot Expert 2010، Autodesk AutoCAD).

كلمات مفتاحية: جسر، خرسانة مسبقة الاجهاد، اجهاد لاحق، زلزال، بنية تحتية.

Résumé

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, il présente la conception et l'étude du viaduc 26/01 du PK 26+349 au PK 26+484 sur une longueur 135.3 m, insérée dans la liaison Autoroutière reliant le Port de Ténès à l'autoroute est-ouest.

Nous avons entamé ce travail par une présentation du projet la suite, à la conception générale, proposé 3 variantes, et en se basant sur une analyse multicritère, on a opté pour un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.

Le reste du travail comporte l'étude détaillée de la superstructure et l'infrastructure, en passant par le calcul de précontrainte, l'étude sismique et les différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc.) et en se basant sur des logiciels de calcul tel que (Autodesk Robot Structural Analysis 2018, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016).

Mots clés : Pont, béton précontraint, post-tension, séisme, infrastructure.

Abstract

This work is a part of the end-of-studies project, which presents the design and study of viaduct 26/01 from PK 26+349 to PK 26+484 over a length of 135.3 meters, integrated into the highway link connecting the Port of Ténès to the east-west highway.

We began this work with a project presentation. Subsequently, we proceeded to the overall design, in which we proposed 3 alternatives, and based on a multicriteria analysis, we opted for a bridge with precast prestressed beams using VIPP post-tensioning.

The rest of the work involves the detailed study of the superstructure and infrastructure, including the calculation of prestressing, seismic study, and the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc.), and using calculation programs such as (Autodesk Robot Structural Analysis 2023, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016).

Keywords: Bridge, prestressed concrete, post-tension, earthquake, infrastructure.

SOMMAIRE

I	CHAPITRE I Présentation du projet	3
I.1	INTRODUCTION	3
I.2	Présentation de l'ouvrage	3
I.3	Données relative à l'ouvrage	4
I.4	Tracé en plan	4
I.5	Profil en travers	5
I.6	Données naturelles	6
I.6.1	Données géologiques (géotechniques)	6
I.6.2	Les données hydrauliques	6
I.6.3	Données sismologiques	6
I.6.4	Coefficient d'accélération de zone	7
I.7	Données climatiques	7
I.7.1	Actions thermiques	7
I.7.2	La neige	8
I.7.3	Actions dues au vent	8
I.8	Conclusion	8
II	CHAPITRE II Conception et prédimensionnement	10
II.1	INTRODUCTION	10
II.2	Critères de choix du type d'ouvrage	10
II.3	Présentation et prédimensionnement des variantes	10
II.4	Variante 1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP	11
II.4.1	Introduction	11
II.4.2	Implantation des appuis	11
II.4.3	Conception transversale	12
II.5	Variante 2 « Pont voussoirs en béton précontraint par encorbellements successifs »	14
II.5.1	Introduction	14
II.5.2	Conception longitudinale	14
II.5.3	Découpage des voussoirs	15
II.5.4	Conception transversale	15
II.6	Variante 3 : Pont mixte bipoutre	17
II.6.1	Conception longitudinale	17
II.6.2	Conception transversale	17
II.6.3	Conception des poutres principales	18

II.6.4	Conception des entretoises	18
II.6.5	Choix de la nuance d'acier	18
II.7	Choix des variantes	18
II.7.1	Analyse multicritère des variantes	18
II.7.2	Devis quantitatif et estimatif des variantes	19
II.8	Conclusion	20
III CHAPITRE III charges et hypothèses de calcul		22
III.1	Introduction	22
III.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL	22
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	22
III.3.1	Béton	22
III.3.1.1	Résistance caractéristiques du béton.....	22
	Résistance à la compression	22
	Resistance à la traction	23
III.3.1.2	Déformations longitudinales du béton	23
	Module de déformation longitudinale instantanée	23
	Module de déformation longitudinale différée	24
	Contraintes admissibles	24
	Contrainte admissible à la compression (E.L.U)	24
	Etat limite de service (ELS)	25
	Déformation transversale	25
III.3.2	Aciers	25
III.3.2.1	Aciers actives	25
III.3.2.2	Classe de justification de la précontrainte	26
III.3.2.3	Aciers passifs	26
III.3.2.4	Limite élastique	26
III.3.2.5	Etat limite de service (ELS)	26
III.3.2.6	Fissurations très préjudiciables	27
III.4	Conclusion	27
IV CHAPITRE IV Calcul des charges et surcharges.....		29
IV.1	Introduction	29
IV.2	Description des charges et surcharges	29
IV.2.1	Les charges permanentes	29
IV.2.2	Les compléments des charges permanentes	29
IV.2.3	Les surcharges (actions dues au trafic)	29

IV.3	Caractéristiques du pont	29
IV.3.1	Nombre de voies (Nv).....	29
IV.3.2	Largeur réelle d'une voie (V)	30
IV.3.3	Classe des ponts	30
IV.3.3.1	1ère classe	30
IV.3.3.2	2ème classe	30
IV.3.3.3	3ème classe	30
IV.4	Evaluation des charges et surcharges	31
IV.4.1	Charges permanentes (CP)	31
IV.4.1.1	Poids propre des poutres	31
IV.4.1.2	Calcul du poids de la dalle	32
IV.4.1.3	Calcul du poids des entretoises	32
IV.4.2	Complément des charges permanentes (CCP)	32
IV.4.2.1	Calcul du poids du trottoir	32
IV.4.2.2	Calcul du poids du garde-corps	33
IV.4.2.3	Calcul du poids des glissières de sécurité	33
IV.4.2.4	Calcul du poids des corniches	33
IV.4.2.5	Calcul du poids du revêtement	33
IV.5	Actions climatiques	34
IV.5.1	Action du vent (W)	34
IV.5.2	Variation uniforme de la température	35
IV.6	Tableau récapitulatif	35
IV.6.1	Charges due au trafic	36
IV.6.1.1	Charges à considérer	36
IV.6.1.2	Système de charges A	36
IV.6.2	Système de charges B	37
IV.6.2.1	Système B _c	37
IV.6.2.2	Disposition dans le sens transversal	38
IV.6.2.3	Disposition dans le sens longitudinal	38
IV.6.2.4	Système de charges B r	39
IV.6.2.5	Système de charges B t	39
IV.6.2.6	Charges Militaires	40
IV.6.2.7	Système de charges convoi Mc 120	41
IV.6.2.8	Charges exceptionnelles :	42
IV.6.2.9	Système de charges convoi exceptionnel D240	42

IV.6.3	Coefficient de majoration dynamique	42
IV.6.3.1	Efforts de freinage	43
IV.6.4	Les réactions du au charge	44
IV.6.4.1	Poids propre	44
IV.6.4.2	La surcharge de A(l)	44
	La surcharge de B_c	45
	La surcharge de M_{c120}	45
	La surcharge de D_{240}	46
	Les surcharges sur trottoir	46
IV.7	Conclusion	46
V CHAPITRE V Répartition longitudinale des efforts.....		48
V.1	Introduction	48
V.2	Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants	48
V.3	Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dus à surcharges	48
V.3.1	Surcharge sur trottoirs	49
V.3.2	Surcharges de type « B »	49
V.3.2.1	Théorème de barre	49
V.3.3	Système de chargement B_c	49
V.3.3.1	Moment fléchissant	50
V.3.3.2	Effort tranchant	50
V.3.4	Système de chargement B_t	51
V.3.4.1	Moment fléchissant	51
V.3.4.2	Effort tranchant	52
V.3.5	Système de chargement B_r	52
V.3.5.1	Effort tranchant	53
V.3.6	Surcharge de type M_{c120}	53
V.3.6.1	Effort tranchant	53
V.3.7	Surcharge de type D_{240}	54
V.3.7.1	Moment fléchissant	54
V.3.7.2	Effort tranchant	54
V.4	Récapitulation :.....	55
V.5	Conclusion	55
VI CHAPITRES VI Etude de la précontrainte		57
VI.1	Introduction	57
VI.2	Principe de précontrainte par post-tension	57

VI.3	Données de calcul	57
VI.4	Dimensionnement de la précontrainte	59
VI.4.1	Valeur minimale de la précontrainte en service	59
VI.4.2	Détermination de nombre de câble	59
VI.4.3	Vérification des contraintes	60
VI.4.4	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTTE	62
VI.4.5	Caractéristiques des plaques d'ancrages	63
VI.5	CALCUL DES PERTES	65
VI.5.1	Pertes instantanées	66
VI.5.1.1	Pertes par frottements	66
VI.5.1.2	Les pertes par glissement d'ancrage (le recul de l'ancrage)	67
VI.5.1.3	Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton) ...	67
VI.5.2	Les pertes de tension déferées	68
VI.5.2.1	Pertes par retrait	68
VI.5.2.2	Perte par fluage	68
VI.5.2.3	La perte par relaxation	68
VI.5.2.4	La perte de tension déferée	68
VI.6	LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS	69
VI.6.1	Les caractéristiques de la poutre	69
VI.7	VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	71
VI.7.1	Vérification vis-à-vis de l'ELS	71
VI.8	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU	72
VI.8.1	Vérification des bielles comprimées	72
VI.9	ARMATURES PASSIVES DES POUTRES	72
VI.9.1	Armatures passives des zones tendues.....	72
VI.9.2	Les armatures de peau	73
VI.9.2.1	Transversales	73
VI.9.2.2	Longitudinale	73
VI.10	Conclusion.....	74
VII CHAPITRES VII Etude de tablier		76
VII.1	INTRODUCTION	76
VII.2	FLECHES ET CONTRE FLECHES	76
VII.2.1	Flèche due au poids propre	76
VII.2.2	Contre flèche de précontrainte	76
VII.2.2.1	Données de calcul	76

VII.2.3	Flèche due à la construction	77
VII.2.4	Flèche maximale à ELS	77
VII.2.5	Flèche totale	77
VII.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE	78
VII.3.1	Principe de ferrailage	78
VII.3.2	Évaluation des efforts	78
VII.3.2.1	Ferrailage	79
VII.3.2.2	Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	79
VII.3.2.3	Ferrailage nappe inférieure	80
VII.4	ETUDE DE L'HOURLDIS	80
VII.4.1	Ferrailage transversal	80
VII.5	La modélisation de la dalle	81
VII.5.1	Evaluation des efforts	81
VII.5.2	Ferrailage de la dalle	83
VII.5.2.1	utilisant l'ELU	83
	Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	83
	Armatures transversale	83
	Armatures longitudinales de construction (sens des poutres)	83
	Ferrailage nappe inférieure	83
	Armatures transversales	83
	Armatures longitudinales de construction (sens des poutres)	84
VII.5.2.2	utilisant l'ELS	84
	Armatures transversales	84
	Armatures longitudinales de construction (sens des poutres)	84
	Ferrailage nappe inférieure	84
	Armatures transversales	84
	Armatures longitudinales de construction (sens des poutres)	84
VII.6	CONCLUSION	85
VIIICHAPITRE VIII Etude sismique.....		87
VIII.1	INTRODUCTION	87
VIII.2	Classification de pont	87
VIII.3	Définition de l'action sismiques	87
VIII.3.1	Critères de classification	87
VIII.3.3	Coefficient d'accélération de zone	88
VIII.3.4	Classification de site	88

VIII.3.5	Spectre de réponse élastique	89
VIII.3.5.1	Composante horizontale	89
VIII.3.5.2	Composante verticale	90
VIII.3.5.3	Analyse monomodale spectrale	90
VIII.3.5.4	Condition d'application	91
VIII.3.5.5	Evaluation des raideurs	91
VIII.3.5.6	Séisme longitudinale	93
VIII.4	Déplacement du tablier par rapport au sol	94
VIII.4.1	Séisme transversal	94
VIII.4.2	Modèle à tablier flexible	95
VIII.4.3	Séisme vertical	96
VIII.5	Combinaisons des composantes de l'action sismique	96
VIII.6	Conclusion	97
IX	CHAPITRE IX Etude des équipements.....	99
IX.1	INTRODUCTION	99
IX.2	Appareils d'appui	99
IX.2.1	Les appareils d'appuis en élastomère fretté	99
IX.2.2	Dimensionnement des appareils d'appui	100
IX.2.2.1	Aire de l'appareil d'appuis.....	100
IX.2.2.2	Hauteur nette de l'élastomère	100
IX.2.2.3	Condition de non flambement	100
IX.2.3	Vérification des appareils d'appuis	101
IX.2.3.1	Résistance à la compression	101
IX.2.3.2	Sécurité au flambement	101
IX.2.3.3	Limitation de la distorsion	102
IX.2.4	Condition de non glissement	103
IX.2.4.1	Cas de la pile	103
IX.2.4.2	Des d'appui	104
IX.3	Dimensionnement de d'appui	104
IX.3.1	Ferraillage de d'appui	104
IX.3.1.1	Armatures de chaînage	104
IX.3.1.2	Armatures de profondeur	104
IX.3.1.3	Armatures de diffusion	104
IX.4	Plot parasismique	105
IX.4.1	Ferraillage du plot parasismique	105

IX.5	Joint de chaussée	106
IX.5.1	Dimensionnement de joint de chaussée	106
IX.5.2	Type de joint	107
IX.6	Evacuation des eaux	107
IX.7	Finitions	108
IX.8	Conclusion	108
X	CHAPITRE X Etude de l'infrastructure.....	110
X.1	Introduction	110
X.2	Les dimensions de la pile	110
X.2.1	a) Le chevêtre.....	110
X.2.2	b) Les fûts	110
X.2.3	c) La semelle	110
X.3	Etude des éléments de la pile	110
X.4	Etude des pieux	111
X.4.1	Effort revenant à chaque pieu	111
X.4.2	Actions sur les pieux	111
X.4.3	Ferraillage des pieux	111
X.4.4	Cerces transversales	112
X.5	ETUDE DES FUTS	112
X.5.1	Ferraillage des fûts	112
X.5.2	Cerces transversaux	113
X.6	XI.2.4. Etude de la chevêtre	113
X.6.1	Dimensionnement à la flexion	114
X.6.2	Section d'acier	115
X.6.3	Armatures transversales	115
X.6.4	Dimensionnement à la torsion	115
X.7	Ferraillage de la semelle	116
X.8	ETUDE DE LA CULEE	118
X.8.1	Conception des culées	118
X.8.1.1	Choix de type de culée.....	118
X.8.1.1	Pré dimensionnement de la culée	119
X.8.1	Descente des charges	120
X.8.1.1	Combinaison des efforts.....	121
X.8.1	Ferraillage des éléments de la culée.....	121
X.8.1.1	Mur frontal.....	121

X.8.1.2	Mur garde grève	122
X.8.1.3	Dalle de transition	124
X.8.1.4	Corbeau d'appui.....	124
X.8.1.1	Mur en retour	125
X.8.1.2	Ferraillage horizontal du mur en retour.....	125
X.8.1.2	Ferraillage vertical du mur en retour.....	125
X.9	Conclusion	125
Conclusion Générale		1256

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I. 1 : L'emplacement de l'Ouvrage D'art OA 34/02 (Source : Google Earth).....	25
Figure I. 2 : Trace en plan de l'ouvrage.	26
Figure I. 3 : Profil en travers.	27
Figure I. 4: Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source : RPOA 2008).	29

CHAPITRE II : CONCETPION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure II. 1 : Morphologie générale d'un tablier.....	33
Figure II. 2 : Profil en long variante 01	34

Figure II. 3 : Section transversale variante 01	36
Figure II. 4 : Profil en long variante 02	36
Figure II. 5 : Découpage en voussoir.	37
Figure II. 6 : Notation des dimensions du voussoir	37
Figure II. 7 : Profil en long variante 03	39
Figure II. 8 : Coupe transversale de tablier bipoutre.	40

CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL

Figure III. 1: Limitation des contraintes des sections en B.P	48
---------------------------------------------------------------------	----

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGE

Figure IV. 1 : largeur roulable (L_r), largeur chargeable (L_c).	51
Figure IV. 2: Illustration des différentes sections de la poutre.	53
Figure IV. 3 : Largeur des trottoirs.	55
Figure IV. 4: Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR).	56
Figure IV. 5: Système B_c	60
Figure IV. 6 : Système de charges B_r	61
Figure IV. 7: Système de charges B_t	62
Figure IV. 8 : Convois M_c120	63
Figure IV. 9: Convoi type D240.	64

CHAPITRE V : REPARTITION LONGITUDINALES DES EFFORTS

Figure V. 1 : Charge du moment uniformément répartie.....	70
Figure V. 2 : Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L).....	70
Figure V. 3 : Surcharge B_c $x=L/2$	71
Figure V. 3 : Surcharge B_c $x=0$	72
Figure V. 4 : Surcharge B_t $x=L/2$	73
Figure V. 5 : Surcharge B_t $x=0$	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 6 : Surcharge B_r $x=L/2$	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 7 : Surcharge B_r $x=0$	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 8 : Surcharge $MC120$ à $x=L/2$	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 9 : Surcharge $MC120$ à $x=0$	75
Figure V. 10 : Surcharge D240 à $x=L/2$	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 11 : Surcharge D240 à $x=0$	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.CHAPITRE VII : ETUDE DE

TABLIER

Figure VII. 1 : Flèche max de la poutre due à poids propre (G).	97
Figure VII. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte..	97
Figure VII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.....	98
Figure VII. 4 : Position des vérins.....	99
Figure VII. 5 : Diagramme des moments sous G à l'ELS	99
Figure VII. 6 : Diagramme des moments sous G à l'ELU	100
Figure VII. 7 : Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU	100
Figure VII. 8 : La modélisation de l'hourdis.....	102
Figure VII. 9 : Diagramme des à moments sous $1.35G + 1.6 B_t2+1.6ST+ l'ELU$	103
Figure VII. 10 : Diagramme des Effots tranchant sous $1.35G + 1.6 B_t2+ST+ l'ELU$	103
Figure VII. 11 : Diagramme des moments sous $G + 1.2 B_t2 +ST+$ à l'ELS.	104
Figure VII. 12 : Ferrailage de la dalle (coupe transversale).....	105

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

Figure VIII. 1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	109
Figure VIII. 3 : Séisme longitudinale.....	114
Figure VIII. 4 : Séisme Transversale.....	116

CHAPITRE IX : ETUDE DES EQUIPEMENTS

Figure IX. 1: Appareil d'appuis en élastomère fretté.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IX. 2 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure IX. 3 : Ferrailage plot parasismique	Erreur ! Signet non défini.
Figure IX. 4 : Souffle de joint	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Tableau I. 1 : Coefficient d'accélération de zone A.....	29
----------------------------------------------------------	----

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II. 1 : Implantation des appuis de la variante 01.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 2 : Récapitulation Prédimensionnement de la variante 1.	35
Tableau II. 3 : Implantations des appuis - variante 02	37
Tableau II. 4 : Prédimensionnement de la variante 02	38
Tableau II. 5 : Prédimensionnement des poutres principales	40
Tableau II. 6 : Avantages et inconvénients des trois variantes proposées.	41
Tableau II. 7 : Cout estimatif des différentes variantes	42

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III. 1: Caractéristiques du béton	45
<u>Tableau III. 2:</u> Module de déformations longitudinales du béton.	46
<u>Tableau III. 3:</u> Contraintes admissibles à la compression.	47
<u>Tableau III. 4:</u> Contraintes admissibles des aciers à la traction.	49

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV 1 : Classe des ponts.....	52
--------------------------------------	----

Tableau IV. 2 : Poids propre d'une poutre.	53
Tableau IV. 3 : Caractéristique du pont.	54
Tableau IV. 4 : Calculs du poids des trottoirs.	55
Tableau IV. 5 : Estimation du poids dû aux CCP et poids total G	56
Tableau IV. 6 : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR).	56
Tableau IV. 7 : Poids totaux de tablier.	57
Tableau IV. 8 : Les coefficients a_1	58
Tableau IV. 9 : valeurs de v_0	58
Tableau IV. 10 : Valeurs de charge $A(l)$	59
Tableau IV. 11 : valeurs de coefficient b_{c_1}	60
Tableau IV. 12 : valeurs de B_{c_1}	61
Tableau IV. 13 : valeurs de coefficient b_{t_1}	62
Tableau IV. 14 : valeurs de B_{t_1}	62
Tableau IV. 15 : valeurs de coefficient de majoration dynamique δ et résultat.	65
Tableau IV. 16 : Valeurs de l'effort de freinage pour le système $A(l)$	65
Tableau IV. 17 :	65
Tableau IV. 18 : La réaction de La surcharge de B_c sur la culée.	67
Tableau IV. 19 : La réaction de La surcharge de B_c sur la pile.	67
Tableau IV. 20 : Récapitulation des charges sur culée / pile	68

CHAPITRE V : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

Tableau V. 1 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge G	70
Tableau V. 2 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge $A(l)$	71
Tableau V. 3 : Moment fléchissant et effort tranchant sous Q_{tr}	71
Tableau V. 4 : Moment fléchissant sous charge B_c	72
Tableau V. 5 : Effort tranchant sous charge B_c	73
Tableau V. 6 : Moment fléchissant sous charge B_t	73
Tableau V. 7 : Effort tranchant sous charge B_r	74
Tableau V. 8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants	77

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI. 1 : Les caractéristiques de la poutre.	80
Tableau VI. 2 : Moments fléchissant et efforts tranchants de calcul.	81
Tableau VI. 3 : Détermination du nombre de câble.	82
Tableau VI. 4 : Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI. 5 : Résultats de vérifications des contraintes.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI. 6 : Tracé des câbles.	86
Tableau VI. 7 : Les résultats de f et R et β	87
Tableau VI. 8 : Les résultats de calcul des pertes par frottements.	88
Tableau VI. 9 : Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.	89
Tableau VI. 10 : Les résultats de calcul des pertes par fluage.	90

<u>Tableau VI. 11</u> : Les résultats de calcul des pertes de tension_	90
<u>Tableau VI. 12</u> : Les caractéristiques de la poutre_	91
<u>Tableau VI. 13</u> : l'emplacement de la précontrainte d_{moy} _	91
<u>Tableau VI. 14</u> : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS_	92
<u>Tableau VI. 15</u> : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS_	92

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

<u>Tableau VIII. 1</u> : Classification de pont.....	Erreur ! Signet non défini.
<u>Tableau VIII. 2</u> : Niveau de sismicité_	109
<u>Tableau VIII. 3</u> : Coefficient d'accélération de zone A_	110
<u>Tableau VIII. 4</u> : Classification de site_	110
<u>Tableau VIII. 5</u> : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale_	111
<u>Tableau VIII. 6</u> : Valeurs de T1 et T2 pour la composante verticale_	111
<u>Tableau VIII. 7</u> :. Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.	113
<u>Tableau VIII. 8</u> : Raideurs dynamiques transversales des appuis_	114
<u>Tableau VIII. 9</u> : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui_	115
<u>Tableau VIII. 10</u> : Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier_	116

CHAPITRE IX : ETUDE DES EQUIPEMENTS

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

<u>Tableau X. 1</u> : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous semelle).....	132
<u>Tableau X. 2</u> : Rmax et Rmin pour les combinaisons les plus défavorables sur pile_	132
<u>Tableau X. 3</u> Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).:_	133
<u>Tableau X. 4</u> : Tableau récapitulatif_	136
<u>Tableau X. 5</u> : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée_	140
<u>Tableau X. 6</u> : Evaluations des efforts statiques de la culée_	141
<u>Tableau X. 7</u> : Efforts dus au tablier_	141
<u>Tableau X. 8</u> :. Combinaison des efforts_	142
<u>Tableau X. 9</u> : Conclusion_	142
<u>Conclusion générale</u>	142

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

CP : Charges Permanentes.

CCP : Complément des Charges Permanentes.

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

BPEL : Béton Précontraint aux Etats Limites.

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

DTR : Document Technique Réglementaire.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jour.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton.

σ_{bt} : Contrainte limite de traction du béton.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

σ_s : Contrainte limite de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f : Coefficient de frottement en courbe.

A_p : Section des aciers actifs.

\emptyset : Diamètre de la gaine.

M_f : Moment fléchissant.

V : Effort tranchant.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

b_t : Coefficient de pondération du convoi BT.

b_c : Coefficient de pondération du convoi BC.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

l_v : Largeur d'une voie.

n : Nombre de voies.

l_c : Largeur chargeable.

ρ_b : Masse volumique du béton.

L : La portée de la travée.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

B : Section brute.

b_t : Largeur totale des talons.

e_p : Epaisseur de l'âme.

h_p : Hauteur de la poutre.

f_{peg} : Limite d'élastique garantie des aciers actifs.

f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jour.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

P_{min} : Précontrainte minimale.

B_n : Section nette.

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

σ_{ti} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

σ_{ts} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

P_0 : Effort de précontrainte à l'origine.

n : Nombre de câbles de précontrainte.

e_p : Excentricité du câble moyen.

σ_{sup} : Contrainte au niveau de la fibre supérieure.

σ_{inf} : Contrainte au niveau de la fibre inférieure.

V_u : Effort tranchant limite.

V_{min} : Effort tranchant minimum.

V_{max} : Effort tranchant maximum.

$\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x.

σ_{p0} : Tension initiale.

$\Delta\sigma_{of}$: Pertes de tension par frottement.

$\Delta\sigma_{rec}$: Pertes de tension par glissement.

$\Delta\sigma_{rac}$: Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

$\Delta\sigma_{p(x)}$: Pertes dues à la relaxation de l'acier.

$\Delta\sigma_{flu}$: Pertes dues au fluage du béton.

$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S_{(y)}$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_{n(y)}$: Largeur nette de la section au niveau y.

M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / A_p .

N_u : Effort normale résistant ultime.

M_u : Moment fléchissant résistant ultime / A_p .

S_t : Espacement des armatures transversales.

l_x et l_y : Dimensions de panneau de dalle.

f_G : Flèche due aux charges permanentes.

f_p : Flèche due à la précontrainte.

f_c : Flèche de construction.

f_{D240} : Flèche due à la surcharge D240.

f : Coefficient de frottement.

G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T : période fondamentale.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$S_{ae(\tau)}$: spectre de réponse élastique.

K : Raideur.

g : Accélération de la pesanteur.

S : coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement.

d : Déplacement.

P_t : Poussée des terres.

K_a : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Poids volumique des terres.

h : Hauteur du chevêtre.

b_0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

D : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.

M_t : Moment de torsion.

$\tau_{u(v)}$: Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

$\tau_{u(Mt)}$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

N_s : Effort normal dû au séisme.

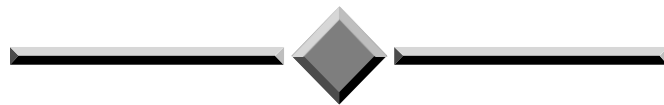
H_s : Effort horizontal dû au séisme.

K_h : Accélération sismique horizontale.

λ : Elancement de la pièce.

L_f : Longueur de flambement

INTRODUCTION GENERALE



Ce secteur repose principalement sur le développement des infrastructures de transport, ce qui implique souvent la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'art tel que le pont, qui fera l'objet d'une étude détaillée au cours de ce modeste travail.

Un pont est un ouvrage qui permet de traverser un obstacle naturel tel qu'une vallée, une rivière, ou un obstacle artificiel comme un barrage, ou même une autre voie de circulation. . Il existe de nombreuses conceptions différentes de ponts, chacune servant un objectif particulier et applicable à différentes situations. La conception des ponts varie en fonction de facteurs tels que la fonction du pont, la nature du terrain, le matériau utilisé pour le fabriquer et les fonds disponibles pour le construire.

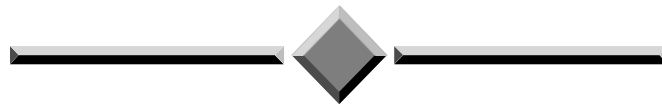
L'étude doit être complète, détaillée et cohérente, non seulement pour évaluer la capacité d'une structure à résister aux charges de circulation, aux accidents potentiels liés à la circulation ou aux aléas de la nature, mais aussi pour construire avec des coûts aussi bas que possible.

La conception et l'étude d'un pont répondant aux spécifications mentionnées précédemment constituent le sujet de ce mémoire de fin d'études. Ce document présente tous les calculs et résultats obtenus pour ce travail.

Le présent mémoire de fin d'études consiste à concevoir et dimensionner le **viaduc 26/01**, appartenant au projet de la pénétrante reliant TENES à l'autoroute Est-Ouest au niveau de OUELED FARES, abordé ci-dessus. Il repose sur onze chapitres, définis comme suit :

- Le **CHAPITRE I** a été consacré à la présentation de l'ouvrage, suivi par le **CHAPITRE II** qui consiste en la conception, et le choix de la variante optimale.
- Le **CHAPITRE III** aborde les hypothèses de calcul.
- Le **CHAPITRE IV** évalue les différentes charges et surcharges agissant sur le tablier. Celui-ci, calculé au **CHAPITRE VI**.
- Le **CHAPITRE VI** élabore l'étude de la précontrainte du tablier et le **CHAPITRE VII** l'étude de le hourdis.
- Le **CHAPITRE VIII** concerne l'étude sismique de l'ouvrage.
- Le **CHAPITRE IX** traite le calcul des déformations ainsi que le dimensionnement des équipements du tablier.
- Enfin, on termine avec l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage au **CHAPITRE X**.

CAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET



I CHAPITRE I Présentation du projet

I.1 INTRODUCTION :

L'objectif de réaliser un pont est de permettre le passage d'une route, d'une voie ferrée ou d'un autre type de voie au-dessus d'un obstacle naturel ou artificiel, tel qu'une rivière, une vallée, une autoroute ou une voie ferrée.

La construction de ponts vise à améliorer la connectivité, stimuler l'économie, faciliter la mobilité, assurer la sécurité et promouvoir le développement durable. La connaissance de ces informations fonctionnelles et naturelles est nécessaire avant la conception et l'étude de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons présenter en détail toutes les données disponibles de notre projet.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage d'art 26.01 du projet de Liaison autoroutier reliant le Port de Ténès a l'autoroute Est-Ouest sur 22 km (Wilaya de Chlef) en 2x3 voies

L'ouvrage projeté est un viaduc à plusieurs travées sur l'Oued Boughalin, situé entre le Pk 26+349 au Pk 26+484.



Figure I.1 : L'emplacement de l'Ouvrage D'art OA 26/01

I.3 Données relative á l'ouvrage :

L'implantation d'un pont relève d'une opération de vaste envergure. En effet, ces ouvrages ne sont que d'infimes tronçons de voie de circulation. Leur tracé, leurs dimensions et leur importance sont dictés par une multitude d'informations.

- Contraintes ou données naturelles qu'il est nécessaire de respecter et qu'il n'est pas possible de modifier. (Données géotechnique, topographique, géologique, sismique...).
- Contraintes ou données fonctionnelles fixées par le maître d'ouvrage, elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en travers, profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service.

I.4 Tracé en plan :

Le tracé en plan d'un pont représente la disposition horizontale de la structure du pont sur le terrain. Il montre la forme et la position du pont par rapport à l'oued qu'il traverse.

Notre de la route où l'ouvrage d'art se développe suit une courbe de rayon égale à 1100m, entre le Pk 26+349 au Pk 26+484 d'une longueur de 135m.

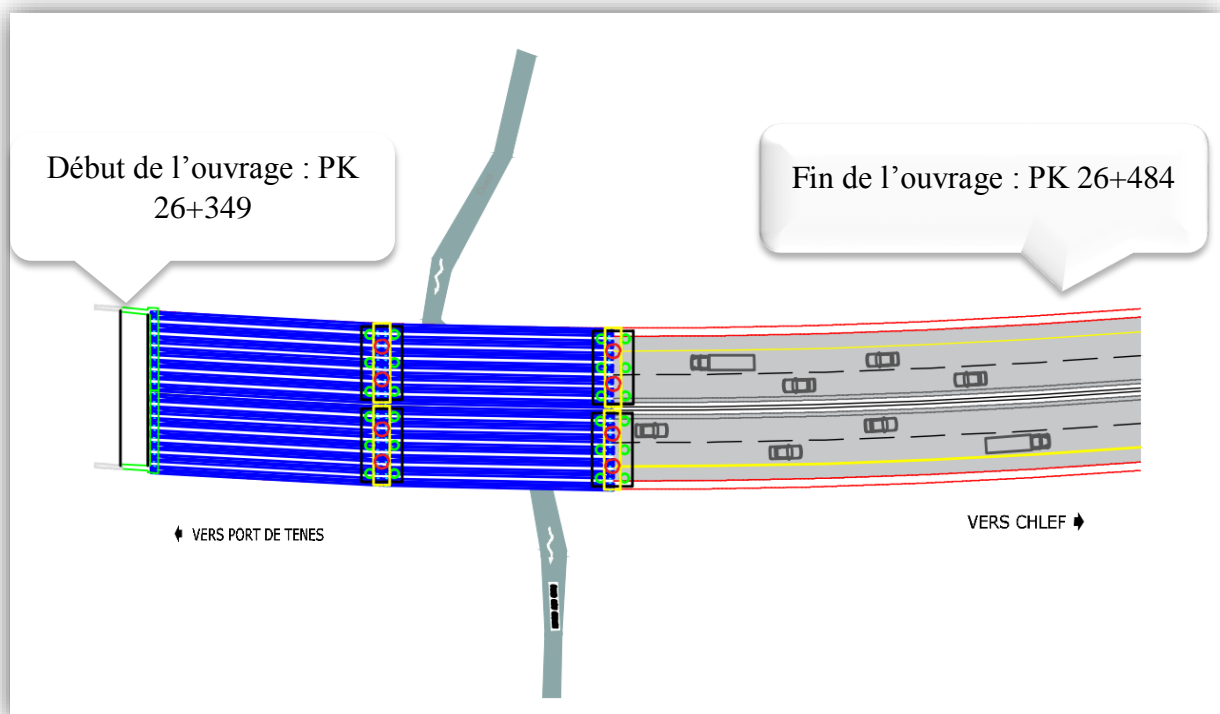


Figure I.2 : Tracé en plan de l'ouvrage.

I.5 Profil en travers :

Le profil en travers d'un pont représente la section transversale de la structure du pont, c'est-à-dire sa forme et sa hauteur par rapport au sol ou à l'obstacle traversé.

Il est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le tracé de la route où l'ouvrage d'art se développe suit une courbe de rayon égale à 1100m.

Le profil longitudinal du tracé (ligne rouge) représente une pente de +0.90%.

Le profil en travers type inclus le suivant :

- **2 tabliers avec 9.75m de largeur roulable, un pour chaque sens de circulation, avec :**
 - ✓ **2 voies de 3.50m de largeur ;**
 - ✓ **1 band droit avec 2.15m de largeur ;**
 - ✓ **1 band gauche avec 0.60m de largeur ;**
 - ✓ **1 trottoir droit avec 0.60m de largeur utile ;**
 - ✓ **2 Barrières de sécurité type H4BP**
- **Inclinaison transversale constante et égale à 2.5% vers l'extérieur de l'ouvrage d'art ;**
- **Distance entre tabliers constante et égale à 0.48m.**

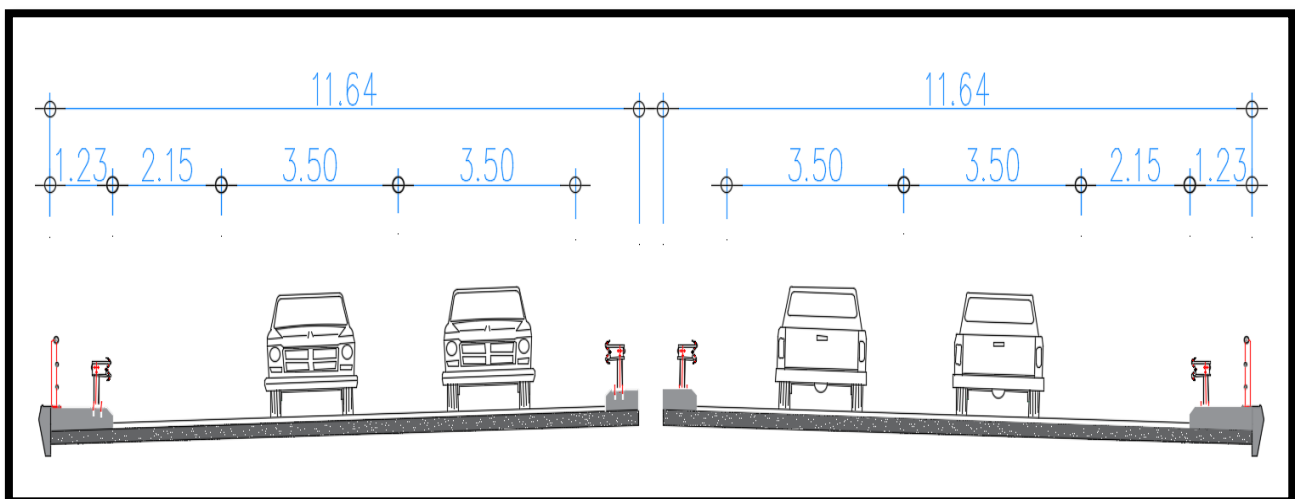


Figure I 3 : Profil en travers.

I.6 Données naturelles :

I.6.1 Données géologiques (géotechniques) :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La campagne de reconnaissance géotechnique accompli par ETRHB/3GEOTECH.BTP consistait à l'exécution des 5 sondages (S2 26/01-1, S2 26/01-2, S2 26/01-3, S2 26/01-4 et S2 26/01-5), tous ont été carottés, avec essais SPT et/ou pressiométriques comme indiqué dans le Tableau

Désignation	Coordonnées UTM	Quota de l'altimétrie (Z)	Profondeur (m)	Essais SPT	Essais Pressiom.(*)	E.I.
S2 26/01-1	X=343103.068; Y=4019754.164	200.559	30.00	-	-	1
S2 26/01-2	X=343082.704; Y=4019722.187	186.850	30.00	19	17	2
S2 26/01-3	X=343051.386; Y=4019711.358	192.569	30.00	-	18	2
S2 26/01-4	X=343036.130; Y=4019676.859	200.373	30.00	19	-	1
S2 26/01-5	X=343001.300; Y=4019666.009	201.739	30.00	-	11	1

I.6.2 Les données hydrauliques :

Cet ouvrage présente comme principale restriction la nécessité de traverser une vallée où se situe l'Oued Bou Ghalin, en respectant l'axe de la voie et sa section transversale.

On peut dire que le lit le plus faible du fleuve, dans cette section, a une largeur de 4.0m.

La solution développée a une section hydraulique avec 1970.0m² d'aire.

I.6.3 Données sismologiques :

Les données sismologiques sont des informations collectées à partir d'études et de mesures liées aux tremblements de terre et aux mouvements sismiques de la Terre. Ces données sont essentielles pour comprendre les séismes, évaluer la sismicité d'une région et concevoir des structures résistantes aux tremblements de terre.

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de Chlef, d'après le zonage sismique de l'Algérie (Centre National de la recherche parasismique C.G.S.), le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de sismicité très élevée) et l'application des règles parasismiques est donc obligatoire.

Selon RPOA2008 on peut tirer les informations suivantes :

- Les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 2 (Pont important).

- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A=0.30$ d'après le tableau de RPOA2008.

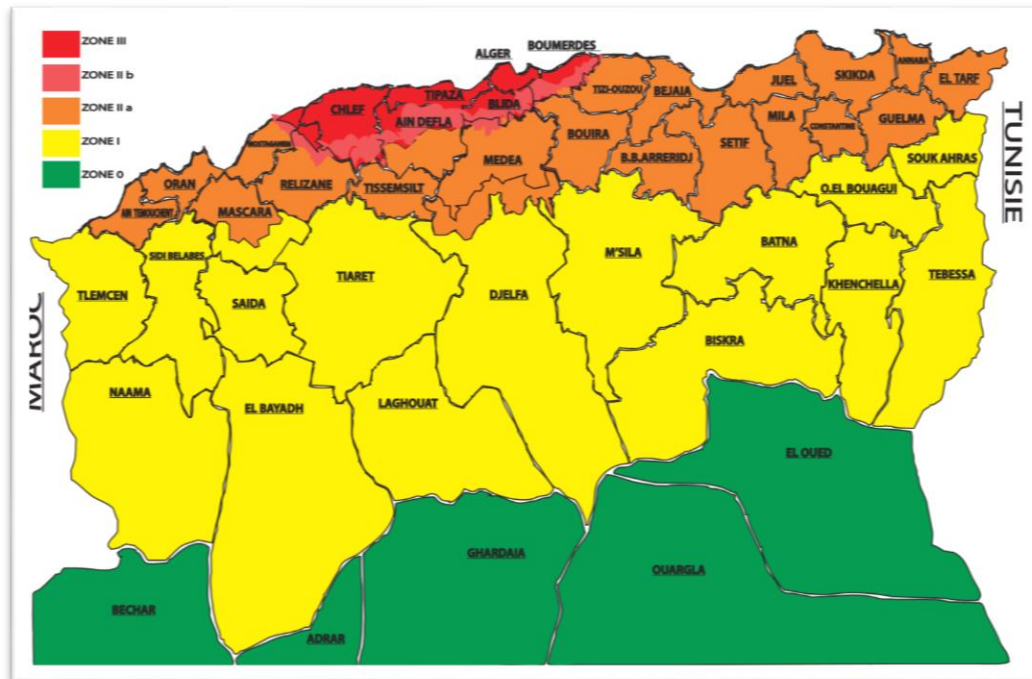


Figure I 4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source : RPOA 2008)

I.6.4 Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A=0.30$.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau I 1 : Coefficient d'accélération de zone A.

I.7 Données climatiques :

I.7.1 Actions thermiques :

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR. La wilaya de Chlef est située dans le Nord de l'Algérie donc on adopte la variation de température uniforme entre $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

I.7.2 La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs du ce pont (région non neigeuse).

I.7.3 Actions dues au vent :

Selon le RCPR, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

- 2.00 KN/m² pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de réalisation.

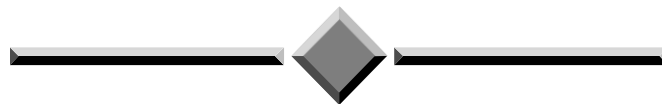
Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

I.8 Conclusion :

La réalisation d'un pont nécessite une planification minutieuse, une expertise en ingénierie et une prise en compte des facteurs environnementaux, de sécurité et de durabilité.

Une fois toutes les données nécessaires rassemblées, nous pouvons passer à l'étape suivante de conception où nous sommes en mesure de définir des solutions qui sont compatibles avec les contraintes du projet.

CAPITRE II
CONCEPTION ET
PREDIMENTIONNEMENT



II CHAPITRE II Conception et prédimensionnement

II.1 INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est d'identifier le type d'ouvrage qui correspond le mieux, tant du point de vue technique et économique, afin de répondre de manière optimale à toutes les conditions et contraintes imposées.

Dans ce qui suivra, il sera question de procéder à une analyse multicritère entre différentes variantes minutieusement pré-dimensionnées.

II.2 Critères de choix du type d'ouvrage :

Afin d'aboutir au choix optimal, qui englobe les aspects techniques (construction et entretien), économiques et esthétiques, il est nécessaire de bien comprendre l'ensemble des solutions possibles, incluant leurs contraintes, leurs limites et leurs coûts. De plus, il est essentiel de recenser et d'évaluer avec précision les contraintes afin de minimiser les risques potentiels lors de la réalisation. Cela permettra de prendre des décisions éclairées et de garantir la meilleure exécution du projet.

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

- **L'obstacle à franchir et la voie portée (route, rails...etc).**
- **La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.**
- **La disposition en plan : droits, biais, courbes.**
- **Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.**
- **Les profils de la chaussée : en long, en travers, en plan.**
- **La nature du sol de fondation et les positions possibles des appuis.**
- **Le gabarit à respecter et la brèche de l'ouvrage.**
- **Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.**

II.3 Présentation et prédimensionnement des variantes :

Il est essentiel de considérer plusieurs types de ponts pour définir les solutions possibles pour choisir le type optimal, notamment :

Les ponts : en béton armé, métalliques, mixtes, en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie.

- L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technicoéconomique.
- La portée dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage.

On a choisi les variantes suivantes pour la conception de notre ouvrage :

- **Variante 1 : pont à poutre précontrainte par post tension.**
- **Variante 2 : Pont Voussoirs construit par encorbellements successives.**
- **Variante 3 : pont mixte Bipoutre**

II.4 Variante 1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP :

II.4.1 Introduction :

Ce type des ponts (Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP) est largement utilisé dans de nombreux projets d'infrastructures routières, ferroviaires et piétonnes en raison de leur fiabilité, de leur facilité de construction et de leur performance structurelle élevée.

Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP offrent plusieurs avantages. Ils permettent une construction rapide et efficace, car les poutres préfabriquées sont fabriquées en usine et peuvent être installées sur le chantier avec précision. De plus, la précontrainte par post-tension confère une grande résistance et durabilité à la structure du pont, lui permettant de supporter des charges importantes.

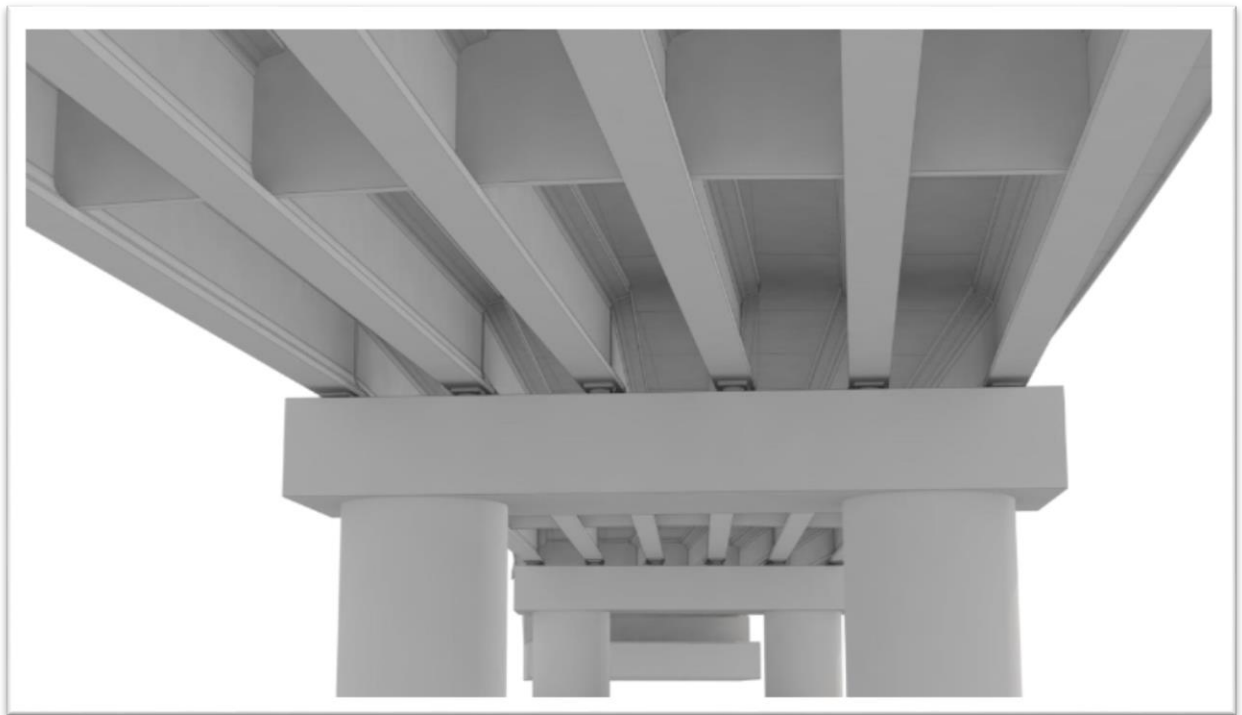


Figure II 1 : Morphologie générale d'un tablier.

Conception longitudinale :

On proposera dans cette variante un pont à 4 travées équidistantes de 34.1m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 135.3m

II.4.2 Implantation des appuis

Le schéma statique longitudinal est conçu avec un système isostatique comprenant quatre travées de 34.1 mètres chacune.

Tableau II 1 : Implantation des appuis de la variante 01

Pile/Culée	PK
C1	PK 26+349.19
P1	PK 26+382.73
P2	PK 26+416.84
P3	PK 26+450.94
C2	PK 26+484.48

L'implantation des appuis d'un pont dépend de plusieurs facteurs, notamment la géométrie de la rivière ou de l'oued traversée, la topographie des terrains de part et d'autre du pont, les contraintes environnementales et les exigences de la conception structurelle.

Sur cette base, nous avons choisi les dimensions et normes adaptées aux conditions

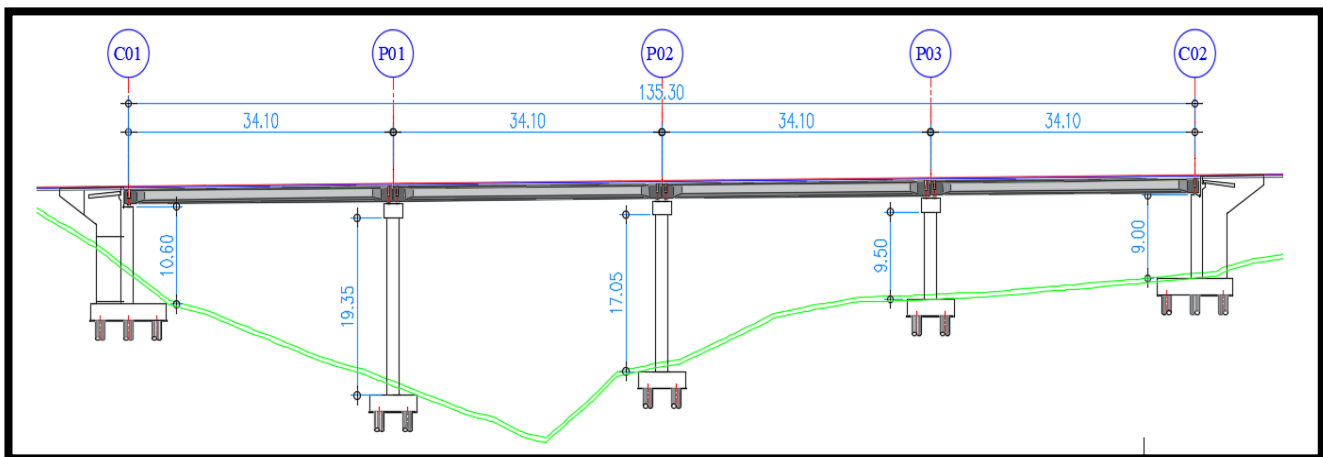


Figure II 2 : Profil en long variante 01

II.4.3 Conception transversale :

Le Prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA.

Tableau II 2 : Récapitulation Prédimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	30 - 45	34 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < Ht < L/16$	1.8 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	20 cm
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.6 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.4 \leq d \leq 1.8m$	1.76 m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	10.62 m
Nombre des poutres	$N = La / d + 1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	12 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	15 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	$b_0 \geq \{3\Phi; \Phi + 14\}$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$30 \times 105 \text{ cm}^2$
Goussets du talon	$45^\circ < \alpha \leq 56^\circ$	56°
Gousset de la table de compression	$45^\circ < \alpha < 56^\circ$	45°

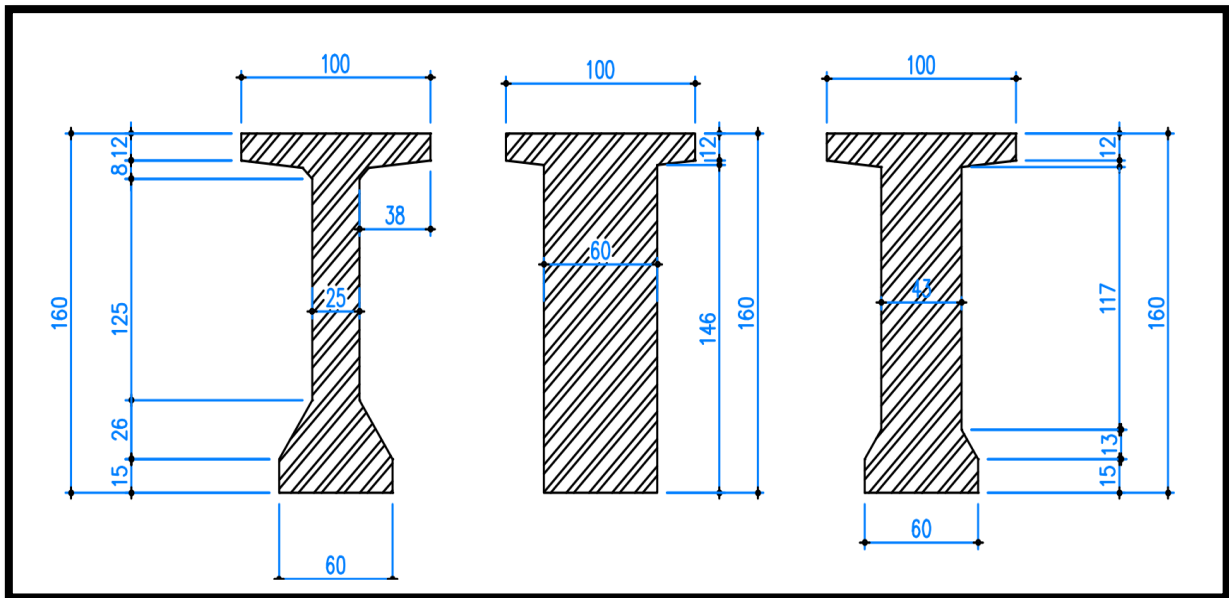


Figure II.2 Section transversale variante 01

II.5 Variante 2 « Pont voûtes en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

II.5.1 Introduction :

Les ponts voûtes en béton précontraint offrent plusieurs avantages, notamment une durée de construction plus courte, une résistance accrue aux charges et une maintenance réduite. Ils sont également capables de s'adapter à une grande variété de configurations de ponts, et peuvent être utilisés pour franchir des rivières,

II.5.2 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voûtes de hauteur constante composé d'une travée principale de **60.5m** de longueur et deux travées de rives de **37.5m** de longueur, ce qui résulte d'une longueur totale du pont égale à **135.5m**.

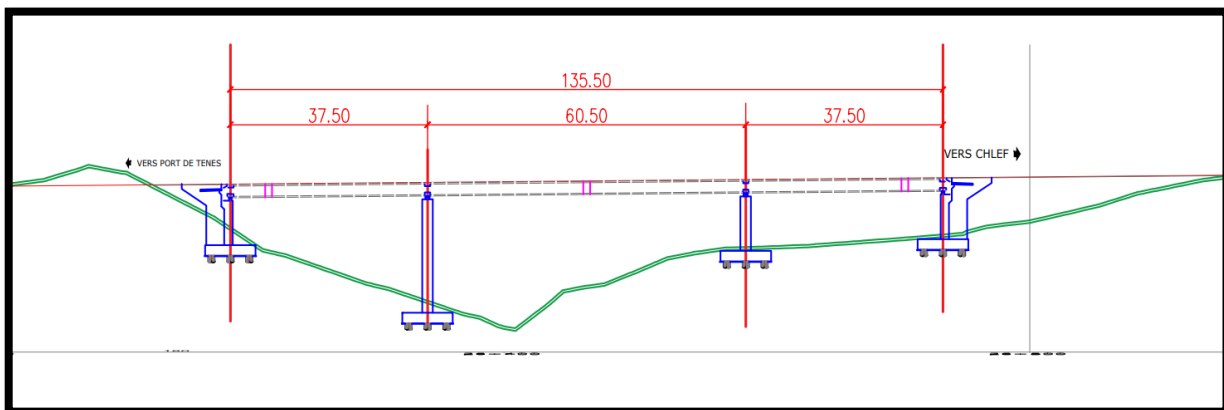


Figure II.3 Profil en long variante 02

Tableau II.3 Implantations des appuis - variante 02

Pile/Culée	PK
C1	26+348
P1	26+385.5
P2	26+446
C2	26+483.5

II.5.3 Découpage des voussoirs :

D'une façon générale, on distingue trois types de voussoirs : Voussoir Sur Pile (VSP), Voussoir Sur Clé (VSC) (ou également voussoirs de clavage), et enfin Voussoir Courant (VC).

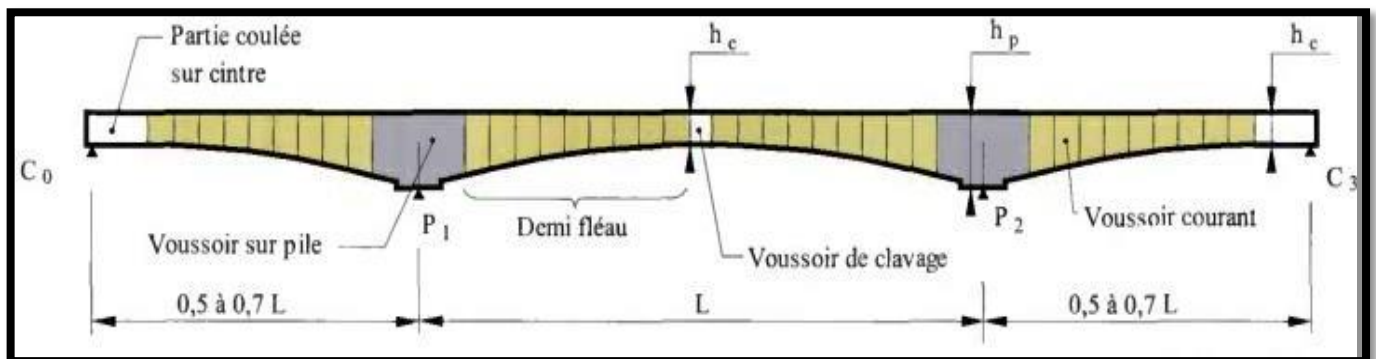


Figure II.4 : Découpage en voussoir.

II.5.4 Conception transversale :

Le prédimensionnement est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

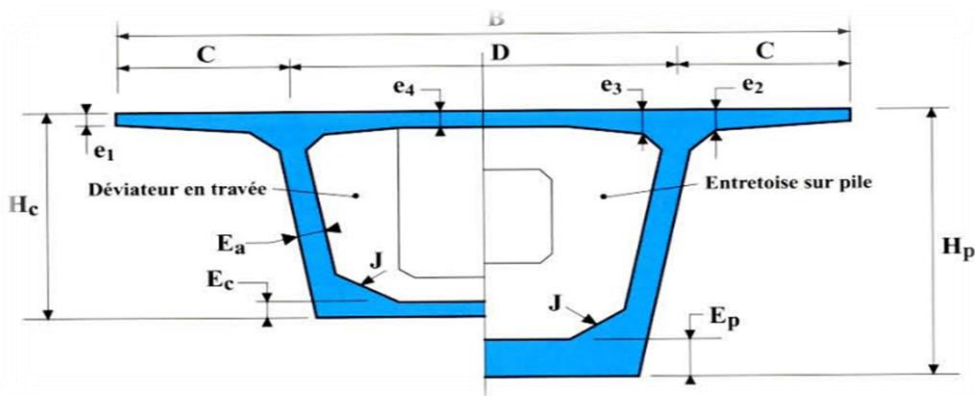


Figure II.5. Notation des dimensions du voussoir

Les valeurs des notations précisées dans la **figure précédente** sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 Prédimensionnement de la variante 02

Elément	Formule	Valeur retenue
H : Hauteur du voussoir	$L/16 \text{ à } L/18$	2.5m
B : Largeur du voussoir	Largeur de voussoir est égale à la largeur de voie.	11.64m
C	$C = B/4$	2.91m
D	$D = B - 2 \times C$	5.46m
e₁	$e_1 > 16 \text{ cm}$	24cm
e₂	Entre $C/7$ à $C/8$	36cm
e₃	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm à } 1.5 \times e_4$	36cm
e₄	$D/25 \text{ à } D/30$	24cm
Inclinaison de l' âme	10 à 30 %	17.7%
E_a : épaisseur de l' âme	$E_a > 0.26 + L/500$	0.4m
E_c : épaisseur de l' hourdis inférieur	$E_c > 18 \text{ cm}$	25cm
Gousset supérieur	30 à 45 degré	30°
Gousset inférieur	30 à 45 degré	40°

II.6 Variante 3 : Pont mixte bipoutre :

La particularité d'un pont mixte bipoutre réside dans l'utilisation de différents matériaux pour la construction. Les poutres principales sont généralement en acier, tandis que la dalle de tablier qui relie les deux poutres est en béton armé. Cette combinaison de matériaux permet d'exploiter les avantages de chaque matériau, offrant ainsi une structure solide et efficace.

II.6.1 Conception longitudinale :

Pour les ponts mixtes bipoutres à travées continues, la longueur optimale des travées de rives et comprise entre 0,6 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires. On propose donc dans cette variante, à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de d' une travée principale de **48 m** de longueur et deux travées de rives de **36.6 m** de longueur, donc une longueur totale du pont égale à **121.2 m**.

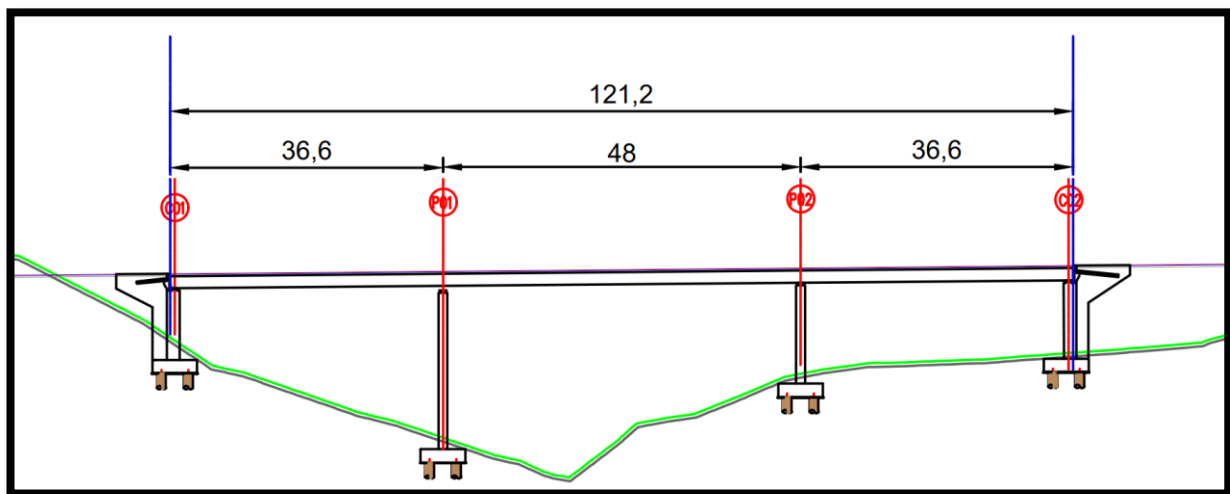


Figure II.6 Profil en long variante 03

II.6.2 Conception transversale :

La dalle, d'une largeur de 11,64 m est longitudinalement appuyée sur deux poutres principales et transversalement sur des entretoises IPE 600, leur espacement est 7.2m dans les travées de rives, et 8m dans la travée principale.

L'épaisseur de la dalle varie de 25cm à 30 cm.

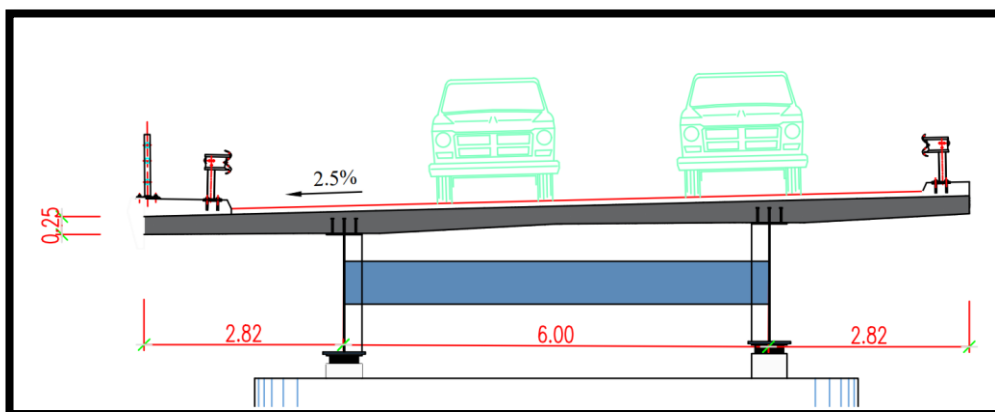


Figure II.7 : Coupe transversale de tablier bipoutre.

II.6.3 Conception des poutres principales :

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S355 N**. Son prédimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Elément	Ratio usuelle	Valeur retenue
Hauteur de la poutre (Hp)	$H_p = L/28$	1700 mm
Epaisseur de l'âme (tw)	$tw \geq \{0,005 \times d ; 12\text{mm}\}$	12 mm
Largeur semelle supérieure (bs)	$400\text{mm} \leq bs \leq 1\ 300\ \text{mm}$	500 mm
Largeur semelle inférieure (bi)	$500\text{mm} \leq bi \leq 13\ 00\ \text{mm}$	600 mm
Epaisseur de la semelle supérieure (tws)	$tws \geq bs/30$	20 mm
Epaisseur semelle inférieure (twi)	$tws \geq bs/30$	30 mm

Tableau II.4 : Prédimensionnement des poutres principales.

II.6.4 Conception des entretoises :

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placée vers la mi-hauteur des poutres et qui sont attaché sur des montants afin de constituer un portique qui s'oppose au déversement des poutres dans les phases de montage et service. Pour une meilleure performance nous adapterons un IPE600.

II.6.5 Choix de la nuance d'acier :

La nuance la plus courante dans les éléments longitudinaux de la majorité des ouvrages est : **S355**, la lettre S (pour acier de construction métallique) suivie de la limite élastique en N/mm².

II.7 Choix des variantes :

II.7.1 Analyse multicritère des variantes :

L'analyse multicritère est un outil d'aide à la décision. Chacune des trois variantes proposées fera l'objet d'une comparaison selon des critères spécifiques afin d'en tirer la variante optimale pour le projet.

Les critères sur lesquels nous allons baser notre choix sont : le coût, le temps de construction, la complexité technique, la durabilité et enfin l'entretien.

Avantages et inconvénients des variantes :

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N°1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post tension VIPP	<ul style="list-style-type: none"> _ Insensibilité au tassement différentiel par son fonctionnement isostatique. _ Maîtriser de la préfabrication des poutres. _ Une bonne réutilisation des coffrages. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme. _ Aspect esthétique défavorable. _ Une longueur limitée des travées et par conséquent un nombre important d'appuis.
Variante N°2 : Pont vousoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs	<ul style="list-style-type: none"> _ Aspect esthétique très favorable. _ La portée de ce type de pont est plus grande. _ L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson. 	<ul style="list-style-type: none"> _ La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée. _ Un coût de réalisation assez élevé. _ Un entretien très compliqué en cas de dégâts. _ Le poids du tablier est très important.
Variante N°3 : Pont mixte acier-béton bipoutre	<ul style="list-style-type: none"> _ La possibilité de franchir des grandes portées. _ La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. _ La rapidité d'exécution globale. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Le coût est plus élevé. _ Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs). _ Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

Tableau II.5 : Avantages et inconvénients des trois variantes proposées.

II.7.2 Devis quantitatif et estimatif des variantes :

Le devis quantitatif et estimatif des trois variantes est élaboré en introduisant des ratios spécifiques acier/béton (c'est-à-dire la quantité d'acier nécessaire pour 1m³ de béton). Ceci diffère d'un élément de la structure à un autre.

Nous tenons à vous préciser que ce calcul reste approximatif, son objectif est de donner une idée globale sur la variante la moins coûteuse.

Les résultats obtenus pour les trois variantes précédemment proposées, sont mentionnés dans les Tableaux ci-dessous :

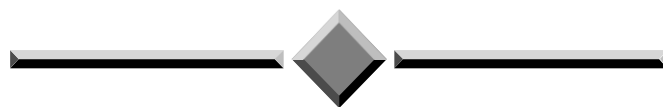
Tableau II.6 : Cout estimatif des différentes variantes

Variante	TOTAL HORS TAXES (DA)	T V A 19 % (DA)	TOTAL EN TTC (DA)
Variante N°1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post tension VIPP	514 450 310.13	97 745 558.92	612 195 869.05
Variante N°2 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs	619 217 933.33	117 651 407.33	736 869 340.66
Variante N°3 : Pont mixte acier-béton bipoutre	588 079 100.00	111 735 029.00	699 814 129.00

II.8 Conclusion :

Après l'analyse des différentes variantes et le pré dimensionnement de celles-ci, on a opté pour un pont à poutres VIPP, car il est le plus facile d'entretenir et offre des caractéristiques requises tout en étant le moins cher des trois variantes proposées. L'esthétique n'a pas été priorisée car le pont est situé dans un endroit isolé.

CAPITRE III
CHARGES ET HYPOTHESES DE
CALCUL



III CHAPITRE III charges et hypothèses de calcul

III.1 Introduction :

Lors de la réalisation d'un ouvrage, la sélection des matériaux de construction appropriés est basée sur plusieurs facteurs tels que la résistance requise, la durabilité, les conditions environnementales, les contraintes économiques et les normes réglementaires. Les matériaux couramment utilisés dans la construction d'ouvrages comprennent le béton, l'acier, le bois et d'autres composites, chacun présentant des caractéristiques spécifiques en termes de résistance, de flexibilité et de coût.

Dans ce présent chapitre on va déterminer et définir les caractéristiques des matériaux de construction sélectionnés, et on va faire un petit rappel concernant les hypothèses et les règles (les normes) de calcul utilisé.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL :

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé a Etats limites.
- Règles B.P.E.L 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint a Etats limites.
- RPOA 2008 : Règles Parasismiques Applicables aux domaines des Ouvrages d'Art.
- RCPR 2010 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

III.3.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction composite largement utilisé, composé de trois principaux composants : le ciment, les granulats (sable et gravier) et l'eau. Il peut également inclure des adjuvants pour modifier certaines propriétés du béton.

En combinant ces composants dans des proportions appropriées et en effectuant un mélange et un durcissement adéquats, on obtient un matériau solide et durable appelé béton, largement utilisé dans la construction de structures telles que les fondations, les dalles, les poutres et les colonnes.

La densité du béton armé est de **25 kN/m³**

III.3.1.1 Résistance caractéristiques du béton

Résistance à la compression :

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise" (ou spécifiée). Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm²

et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"). Elle est notée f_{c28} et s'exprime en MPa, elle varie en fonction de l'âge du béton.

Le règlement du BAEL (béton armé aux états limites) donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge " j " en jours comme suit :
Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{28} > 40\text{MPa}$$

Resistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est obtenue par un essai triaxial, elle est conventionnellement définie par la relation suivante :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$, dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²).
Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage (kg/m ³)	450	400

Tableau III. 1 : Caractéristiques du béton.

III.3.1.2 Déformations longitudinales du béton :

Module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Module de déformation longitudinale différée :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

On considère alors un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), son expression est la suivante :

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

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28}	35	27
E_{i28}	35982	33000
E_{v28}	12103	11100

Tableau III.2 : Module de déformations longitudinales du béton.

Contraintes admissibles :

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

Contrainte admissible à la compression (E.L.U) :

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

γ_b étant le coefficient de sécurité qui tient compte de la réduction de la résistance du béton et éventuellement les défauts localisés. Les valeurs de ce coefficient sont prises dans les calculs comme suit :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{combinaisons fondamentales} \\ 1.15 & \text{combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

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

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } h > 24 \\ 0.90 & \text{Lorsque cette durée comprise entre 1h et 24h} \\ 0.85 & \text{Lorsque cette durée est inférieure a 1h} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 15,30 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 19,95 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Etat limite de service (ELS) :

La contrainte de calcul à l'ELS est égale à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Dans notre cas, en prenant $\theta = 1$, nous aurons les valeurs montrées dans le tableau suivant :

Etat limite	Contrainte admissible		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.50$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	σ (MPa)		21.00	16.20

Tableau III.4 : Contraintes admissibles à la compression.

Déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ν : est le coefficient de poisson qui représente le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations (ELU) et à 0,2 pour le calcul des déformations (ELS).

III.3.2 Aciers :

On distingue deux types des aciers :

- **Aciers actifs : pour la précontrainte.**
- **Aciers passifs : pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures.**

III.3.2.1 Aciers actifs :

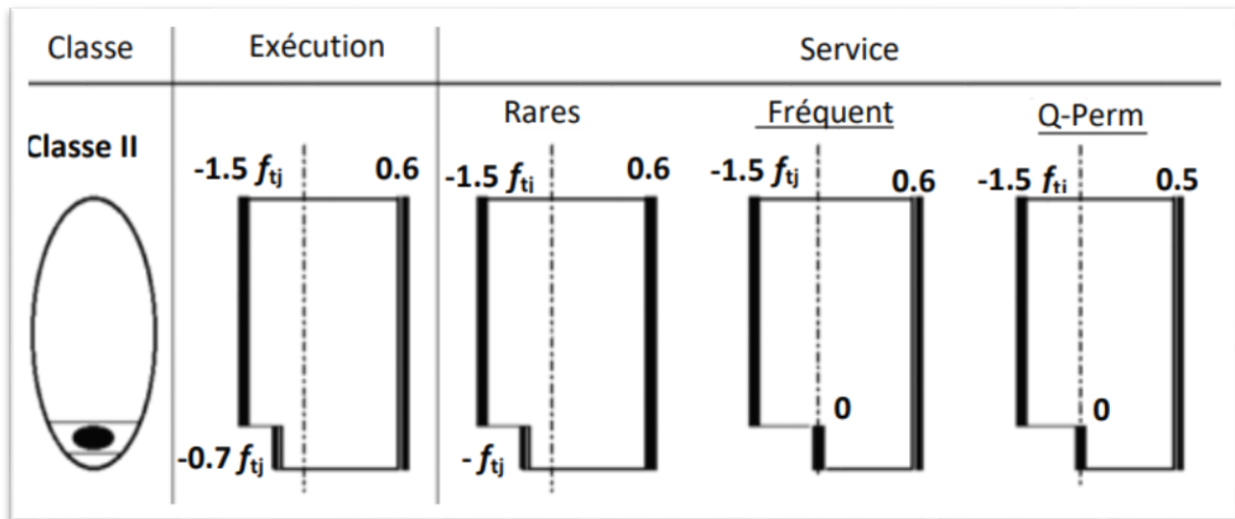
L'acier de précontraint adopté pour les ouvrages sont des torons standards T15

- ✓ **Module d'élasticité : $E = 190 \text{ GPa}$**
- ✓ **Limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$**
- ✓ **Aire de la section : $A_p = 140 \text{ mm}^2$**
- ✓ **Diamètre nominal de l'armature : $D_n = 15.3 \text{ mm}$**
- ✓ **Limite d'élasticité garantie : $f_{peg} = 1590 \text{ MPa}$**

III.3.2.2 Classe de justification de la précontrainte :

Classe II (la plus courante dans les ponts à poutre) : elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

Figure III.2 : Limitation des contraintes des sections en B.P



III.3.2.3 Aciers passifs :

Les aciers passifs utilisés dans notre ouvrage sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500, avec :

- ✓ **Une limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$.**
- ✓ **Module de déformation élastique $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.**

Les diamètres commerciaux des barres HA (Haute adhérence) (en mm) sont :

$$\Phi 8, \Phi 10, \Phi 12, \Phi 14, \Phi 16, \Phi 20, \Phi 25, \Phi 32, \Phi 40$$

III.3.2.4 Limite élastique :

III.3.2.5 Etat limite de service (ELS) :

Les contraintes de l'acier ne sont limitées qu'en état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Fissuration peu nuisible** : Pas de limitation de contraintes

➤ **Fissurations préjudiciables** : On juge les fissurations préjudiciables, dans le cas où la pièce est soumise aux intempéries ou à des condensations. Le cas échéant, la limite de la contrainte de traction est donnée par la loi suivante :

$$\sigma_{st} = \max \left\{ 0.5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$$

$\eta = 1$ pour les treillis soudés et les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

III.3.2.6 Fissurations très préjudiciables :

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure (MPa)	Infrastructure (MPa)
Peu nuisible	$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$	434.78
		$\gamma_s = 1.00$	500
Préjudiciable	$\sigma_{st} = \max\{0.5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\}$	250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_{st} = \max\{0.4 \times f_e ; 88 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\}$	200	200

Tableau III.5 : Contraintes admissibles des aciers à la traction.

Dans le cas où la pièce est exposée à un milieu agressif, les fissurations sont considérées comme très préjudiciables. Si tel est le cas, la contrainte de traction est restreinte par la loi suivante :

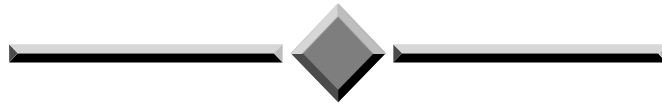
$$\sigma_{st} = \max\{0.4 \times f_e ; 88 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\}$$

III.4 Conclusion :

L'hypothèse de calcul constitue un outil précieux pour l'ingénierie, permettant de prendre des décisions éclairées lors de la conception, de l'analyse et de l'évaluation des structures, tout en garantissant leur intégrité, leur durabilité et leur sécurité.

Après la définition des matériaux à utiliser, qui est une étape indispensable, on passe, ensuite, au calcul des charges et des surcharges.

CAPITRE IV
CALCUL DES CHARGES ET
SURCHARGES



IV CHAPITRE IV Calcul des charges et surcharges

IV.1 Introduction :

Le calcul des charges et des surcharges est une étape fondamentale pour concevoir des structures solides, sûres et durables. L'objectif de ce chapitre est d'introduire les principes et les méthodes utilisés pour déterminer les charges auxquelles une structure sera soumise, ainsi que les surcharges qui peuvent influencer sa résistance et sa stabilité.

Dans ce présent chapitre, on va décrire et évaluer toutes les actions principales applicable au pont selon RCPR.

IV.2 Description des charges et surcharges :

IV.2.1 Les charges permanentes :

- Le poids propre de la structure porteuse.
- Poids de la dalle.
- Poids des entretoises.

IV.2.2 Les compléments des charges permanentes :

Tous les éléments incorporés aux éléments porteurs, qui sont les équipements de pont (revêtement, garde-corps, la glissière de sécurité, la corniche et les trottoirs).

IV.2.3 Les surcharges (actions dues au trafic) :

sont toutes les actions qui dues à l'exploitation de l'ouvrage, on va s'intéresser aux :

- Système de charge routière type **A(I)**.
- Système de charge routière type **B (Bc, Bt, Br)**.
- Système de charge militaire **Mc 120**.
- Convoi exceptionnel **D 240**.
- Les surcharges sur les trottoirs.

IV.3 Caractéristiques du pont :

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de retenue comme indiqué dans la loi suivante :

Lc : largeur chargeable en m.

Lr : Largeur roulable en m.

n : Nombre de dispositifs de retenue tel que $n \leq 2$.

-Dans le cas où il n'y a pas de dispositif de retenue, alors $Lc = Lr$.

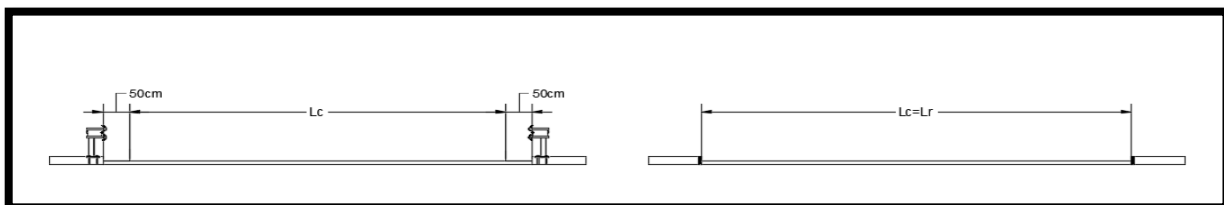


Figure IV.1 : largeur roulable (Lr), largeur chargeable (Lc).

IV.3.1 Nombre de voies (Nv) :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière de la caution par 3 de leur largeurs chargeables (Lc) exprimé en mètre tel que :

$$N_v = \text{ent}\left(\frac{L_c}{3}\right)$$

IV.3.2 Largeur réelle d'une voie (V) :

La largeur d'une voie de circulation, V, est donné par : $V = L_c / N_v$.

IV.3.3 Classe des ponts

Largeur roulable	Lr = 9.75m
Largeur chargeable	$L_c = 9.75 - 2 \times 0.5 = 8.75\text{m}$
Nombre des voies	$N_v = 8.75 / 3 = 2.92 \rightarrow N_v = 2$
Classe de pont	1ere classe (Lr > 7m)

Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable Lr, et leur destination :

IV.3.3.1 • 1ère classe :

Tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est-à-dire $L_r \geq 7 \text{ m}$ et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les ponts de largeur roulable inférieure à 7m, qui sont désignés par le CCTP, tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.

IV.3.3.2 • 2ème classe :

Tous les ponts autres que ceux de la 1ère classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire,

$$5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}.$$

IV.3.3.3 • 3ème classe :

Les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est-à-dire

$$L_r \leq 5,5 \text{ m}.$$

Largeur roulable	Largeur roulable
$L_r \geq 7\text{m}$ ou exceptions	1ere classe
$5,5 < L_r < 7\text{m}$	2ere classe
$L_r \leq 5,5\text{m}$	3ere classe

Tableau IV.1 : Classe des ponts.

Application Numérique :

Tableau IV.3 : Poids propre d'une poutre.

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	1,01	2 × 1.50	3.03	75.75
Section intermédiaire	0,795	2 × 1.00	1.59	39.75
Section médiane	0,6	29	17.4	435
Total	/	36.00	22.02	550.5

IV.4 Evaluation des charges et surcharges :

IV.4.1 Charges permanentes (CP) :

IV.4.1.1 Poids propre des poutres :

La section transversale de chaque tablier est constituée par 7 poutres préfabriquées en béton armé précontraint qui sont reliées par une dalle de béton armé avec 20cm d'épaisseur.

La poutre qu'on a conçue est à section variable présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme, comme présente la figure ci-dessous :

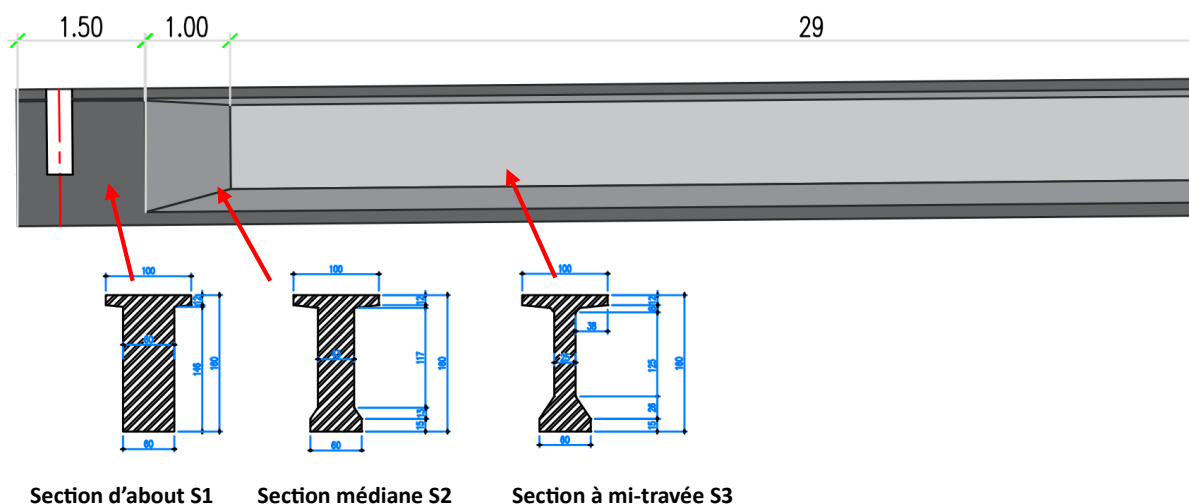


Figure IV.3 : Illustration des différentes sections de la poutre.

$$P = PS1 + PS2 + PS3$$

$$P_{\text{poutre}} = \sum L_i \times S_i \times \rho_{\text{béton}}$$

Tel que :

L_i : Longueur de la section.

S_i : Aire de la section.

CHAPITRE IV Calcul des charges et surcharges

$\rho_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton. ($\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$)

Poids des poutres

$$P_{\text{poutres}} = n \times P_{\text{poutre}}$$

Avec n le nombre des poutres.

$$P_{\text{poutres}} = 7 \times 550.5 = 3853.5 \text{ kN}$$

IV.4.1.2 Calcul du poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{dalle}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 34 \times 11.64 \times 0.20 \times 25 = 1978.8 \text{ kN.}$$

IV.4.1.3 Calcul du poids des entretoises :

$$P_{\text{entretoise}} = 2 \times n \times S_{\text{entretoise}} \times e' \times \rho_{\text{béton}}$$

Sachent que :

n : nombre des entretoises dans l'about des poutres : 6 entretoises.

$S_{\text{entretoise}}$: l'aire de l'entretoise qui situe entre les poutres égale 1.53m².

e' : épaisseur de l'entretoise égale à 0.3m.

$\rho_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton. ($\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$)

$$P_{\text{entretoise}} = 2 \times 6 \times 1.18 \times 0.3 \times 25 = 106.2 \text{ kN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Elément	V(m ³)	Nombre	P (KN)
Poutre	22.02	7	3853.5
Dalle	79.152	1	1978.8
Entretoise	0.354	2 × 6	106.2
Poids propre total du tablier			5938.5
Poids total du tablier propre de la partie poutre (4 travées)			23754

Tableau IV.3 : Caractéristique du pont.

IV.4.2 Complément des charges permanentes (CCP) :

IV.4.2.1 Calcul du poids du trottoir :

Le poids du trottoir pour un côté :

$$P_t = V_t \times \rho_{\text{béton}}$$

Tel que :

V_t : Volume du trottoir.

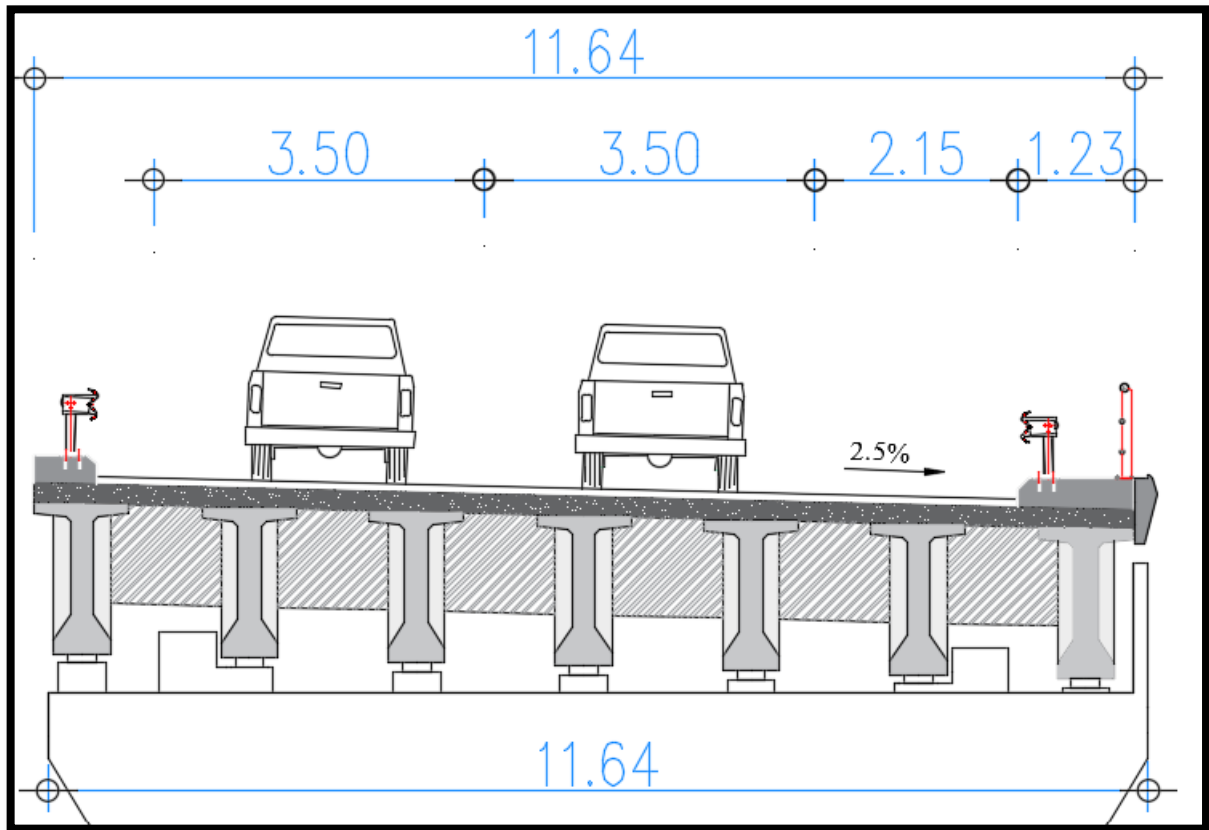


Figure IV.4: Largeur des trottoirs.

Coté	Volume (m ³)	Poids (kN)
Droite	$1.23 \times 34 \times 0.3 = 12.54$	313.65
Gauche	$0.66 \times 34 \times 0.3 = 6.732$	168.3
Poids total (kN)		481.95

Tableau IV.5 : Calculs du poids des trottoirs.

IV.4.2.2 Calcul du poids du garde-corps :

Le poids du garde-corps est égal à : 1kN/ml

Donc $P_{GC} = 0.5 \times 34 = 17$ kN.

IV.4.2.3 Calcul du poids des glissières de sécurité :

Le poids des glissières de sécurité est égal à : 1.5kN/ml.

Donc pour les deux cotés le poids égal : $P_{GS} = 2 \times 1 \times 34 = 68$ kN.

IV.4.2.4 Calcul du poids des corniches :

Les corniches sont préfabriquées en béton armée.

$$P_{corniche} = V_{corniche} \times \rho_{béton}$$

$$P_{corniche} = 0.1268 \times 34 \times 25 = 107.78 \text{ kN.}$$

IV.4.2.5 Calcul du poids du revêtement :

$$P_{rev} = (V_{rev}) \times \rho_{bb}$$

Tel que :

V_{rev} : Volume du revêtement.

ρ_{bb} : Poids volumique du béton bitumineux ($\rho_{bb} = 24 \text{ kN/m}^3$).

$$P_{rev} = 0.08 \times 9.75 \times 34 \times 24 = 636.48 \text{ kN.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Eléments	Densité (KN/m3)	Poids linéaire (KN/ml)	P_{CCP} (KN) « L = 34m »
Trottoirs + corniches	25	17.345	589,73
Revêtement	24	18.72	636,48
Glissières et Garde-corps	/	$2 \times 1.00 + 0.5$ =2.5	85
Total		38.565	1311.21
Poids total des charges complémentaire propre dû à 4 travées		154.25	5244.84
G		213,2	7249,7

Tableau IV.6 : Estimation du poids dû aux CCP et poids total G.

IV.5 Actions climatiques :

IV.5.1 Action du vent (W) :

Les efforts engendrés sont introduits dans comme des pressions horizontales statiques appliqués aux surfaces frappées.

Leur intensité vaut :

$$W_{serv} = 2.00 \text{ kN/m}^2 \text{ pour les ouvrages en service.}$$

Dispositif de retenue sur la chaussée	Sur un coté	Sur deux cotés
Garde-corps ajourées ou glissières	d + 30 cm	d + 60 cm
Garde-corps plein ou muret	d + d ₁	d + 2d ₁
Garde-corps ajourées et glissières	d + 60 cm	d + 120 cm

Tableau IV.5 : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR).

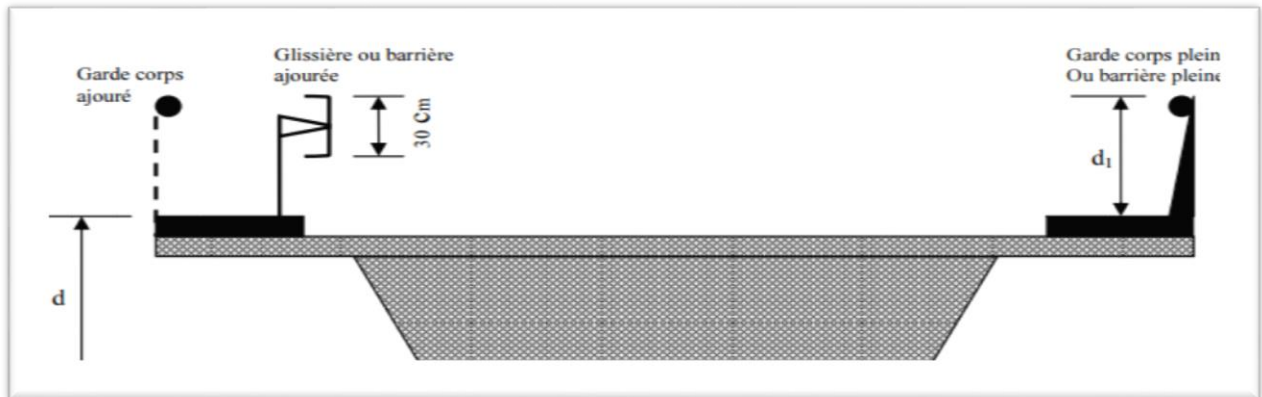


Figure : Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR).

Donc l'épaisseur à prendre égale :

$$2.32 + 0.6 = 2.92\text{m}$$

IV.5.2 Variation uniforme de la température :

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone de climat tempéré (Algérie du nord). Les effets de la température ont été calculés conformément à la norme de référence et les valeurs adoptées sont reprise ci-après :

- Température maximale de l'air $T_{\max} = 30^{\circ}\text{C}$
- Température minimale de l'air $T_{\min} = -30^{\circ}\text{C}$

IV.6 Tableau récapitulatif :

	Eléments	Poids (KN)
CP	POUTRES	3853.50
	DALLE	1978,8
	ENTRETOISE	106.20
CCP	TROTTOIR	481.95
	REVETEMENT + ETANCHITTE	636,48
	GARDE CORPS	17
	GLISSIERE DE SECURITE	68
	CORNICHE	107.78
Poids total d'une travée		7249,7
POIDS TOTALE DE TABLIER (4 travées)		28847,4

Tableau IV.6 : Poids totaux de tablier

IV.6.1 Charges due au trafic :

IV.6.1.1 Charges à considérer :

Les charges à prendre en compte lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont définies par les articles du document technique réglementaire RCPR, elles se composent des chargements civils A et B qui sont distinct, indépendants et envisager successivement pour toutes justifications des éléments du tablier et du ponts.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds et exceptionnels.

IV.6.1.2 Système de charges A :

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement ou bien une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme. La valeur de A(l) est donnée par la formule :

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{l+12} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

l est la longueur chargée.

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	/	/	/

Tableau IV.7 : Les coefficients a₁

Lorsque la valeur de la charge répartie trouvée après l'application du coefficient ci-dessus est inférieure à $(4 - 0.002l) \text{ kN/m}^2$ c'est cette valeur qui doit être prise en compte donc la charge A₁ est obtenu par :

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

La charge A₁ obtenue est multipliée par un coefficient a₂ = v₀/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 m
Deuxième classe	3 m
Troisième classe	2.75 m

Tableau IV.8 : valeurs de v₀

La charge A₂ est obtenue par : $A_2 = a_2 \times A_1$; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Application numérique :

Les résultats obtenus, pour L = 34m, sont résumés dans le Tableau suivant :

N des voies	A(L) (KN/m ²)	a ₁	a ₂	L _v	A(L) (KN/ml)
1	10,13	1	0.8	4.38	35.44
2	10,13	1	0.8	8.75	70.88

Tableau IV.9 : Valeurs de charge A(l).

IV.6.2 Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont :

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

IV.6.2.1 Système B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simple pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale 300KN
- Charge portée par chacune des essieux arrière 120KN
- Charge portée par l'essieu avant 60KN
- Longueur de l'encombrement 10.5m
- Largeur d'encombrement 2.5m
- Distance des essieux arrière 1.5m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4.5m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m
- Surface d'impact d'une roue arrière
0.25x0.25m²
- Surface d'impact d'une roue avant.....
.....0.20x0.20m²

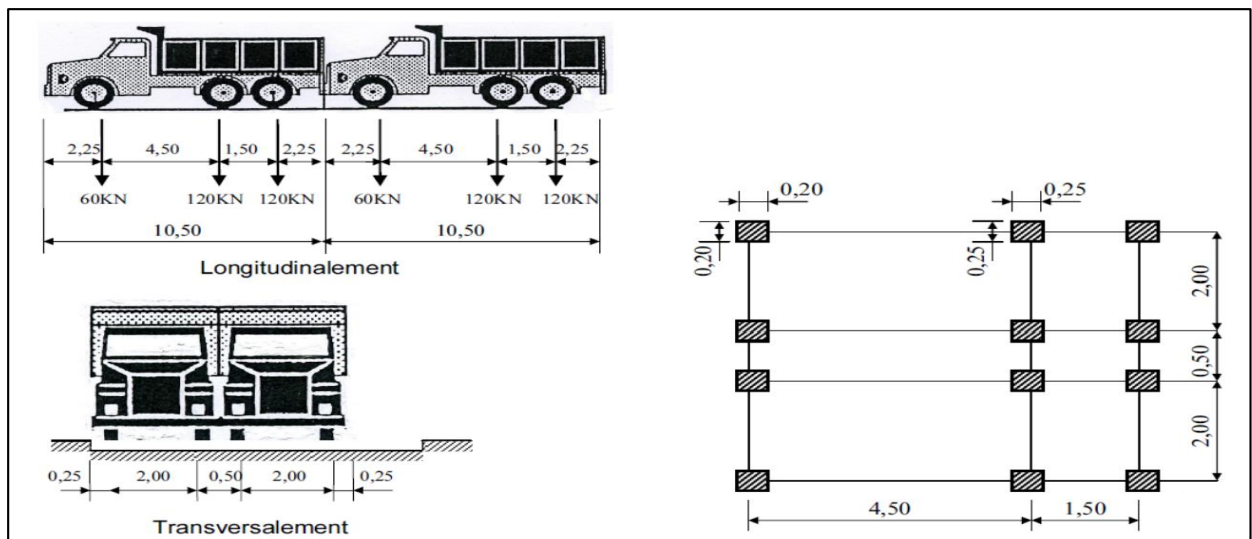


Figure : Système de chargement Bc

IV.6.2.2 Disposition dans le sens transversal :

Le nombre de camions qu'on peut disposer dans le sens transversal est égal au nombre de voie c'est-à-dire égale à 2.

IV.6.2.3 Disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Dans les ponts biais, il est loisible, pour faciliter le calcul, de décaler suivant le biais les camions homologues des diverses files, ainsi que les roues homologues de chacun des essieux.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prise en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Tableau IV.10 : valeurs de coefficient b_c

Classe de pont	Nombre des voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	/	/	/
Troisième	1.00	0.80	/	/	/

Application numérique :

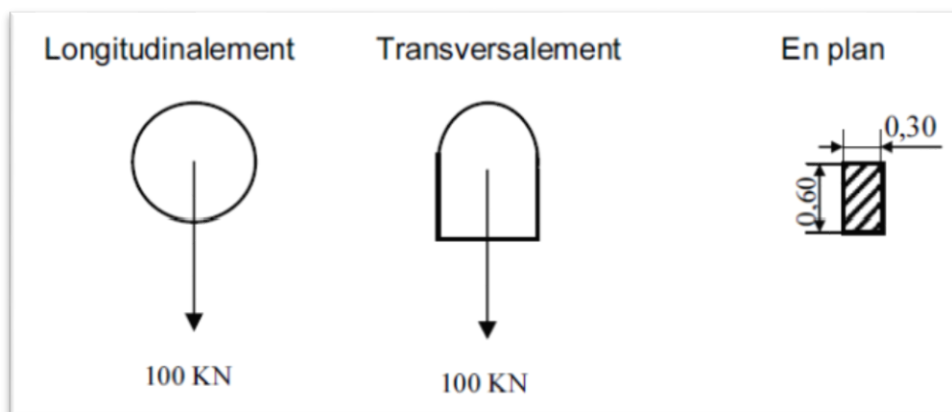
Nombre des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.20	720
2	1200	1.10	1320

Tableau IV.11 : valeurs de B_c

IV.6.2.4 Système de charges B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée (100 kN).

Figure V. 6 : Système de charges B_r .



Le rectangle d'impact de la roue B_r est disposé normalement à l'axe de la chaussée, comme il peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Dans les ponts biais il est loisible de diriger suivant le biais le rectangle d'impact.

IV.6.2.5 Système de charges 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 portée par chaque essieu 160K N
- Distance des deux essieux 1.35m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m

La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.6m et le côté longitudinal 0.25m .

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de largeur. Dans les ponts biais, il est loisible, pour faciliter le calcul, de décaler suivant le biais les deux tandems, ainsi que les roues homologues de chacun des essieux.

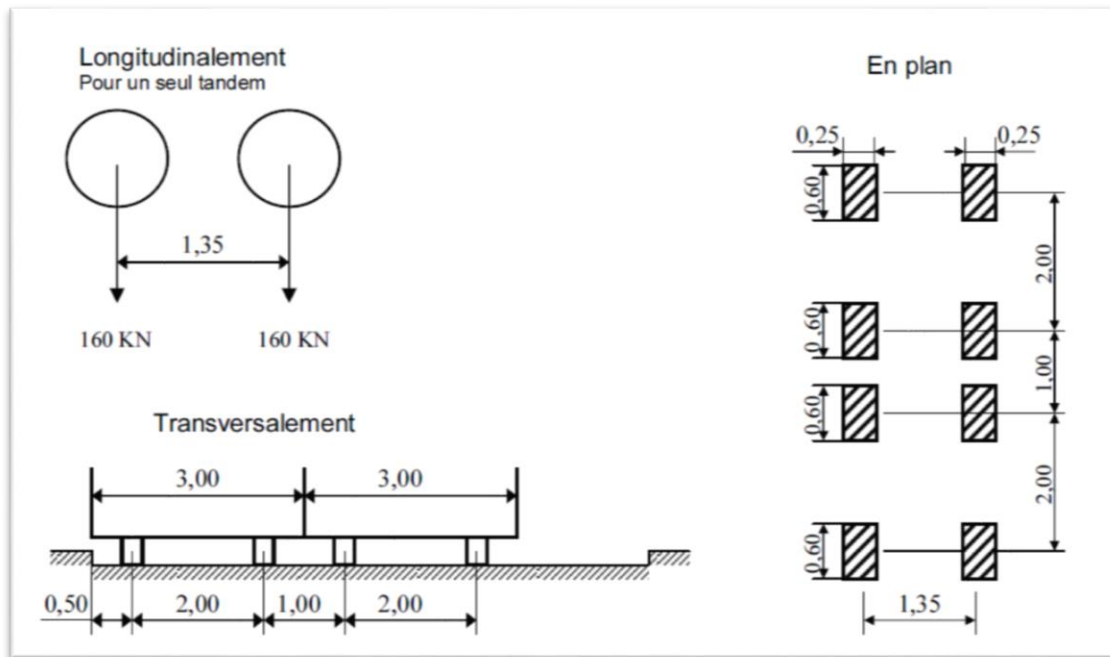


Figure III. 1 Système de chargement B_t

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	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

Tableau IV.12 : valeurs de coefficient b_t

Application numérique :

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,2	384
2 - 3 - 4	640	1,2	768

Tableau IV.13 : valeurs de B_t

IV.6.2.6 Charges Militaires :

Afin de faciliter le passage des convois militaires, il est nécessaire que les ponts soient conçus pour supporter les véhicules décrits ci-dessous, qui peuvent parfois représenter des charges plus importantes que les surcharges des systèmes A et B.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B. Elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. La charge militaire suivante a été prise en compte : $M_c 120$.

IV.6.2.7 Système de charges convoi $M_c 120$:

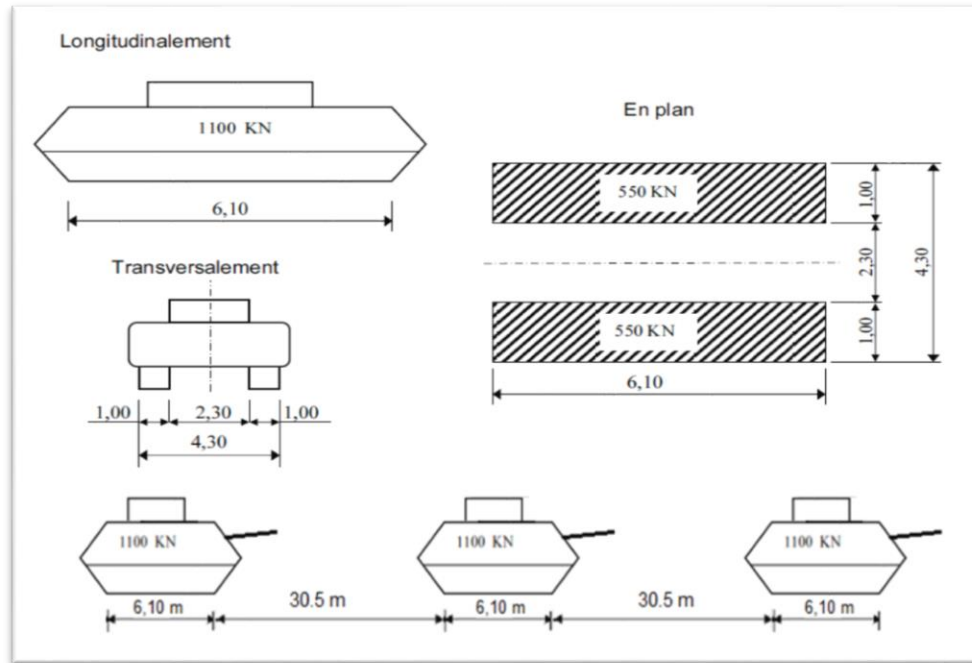


Figure Système de chargement M_c120 .

Le convoi militaire de type M_c120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- ✓ **Masse totale : 110t**
- ✓ **Longueur d'une chenille : 6,10 m**
- ✓ **Largeur d'une chenille : 1,00 m**
- ✓ **Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m**
- ✓ **Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément réparti.**

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée, dans le sens longitudinal le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable avec une distance qui sépare entre deux convois de moins égale à 30,5m.

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

La majoration dynamique est applicable à cette charge $\delta = 1,071$.

IV.6.2.8 Charges exceptionnelles :

Pour garantir la circulation des convois lourds exceptionnels sur les itinéraires désignés, il est nécessaire que les ponts soient calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-dessous, qui peut parfois engendrer des charges plus importantes que celles des systèmes A et B.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.
La charge exceptionnelle suivante a été prise en compte : Convoi type D240.

IV.6.2.9 Système de charges convoi exceptionnel D240 :

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

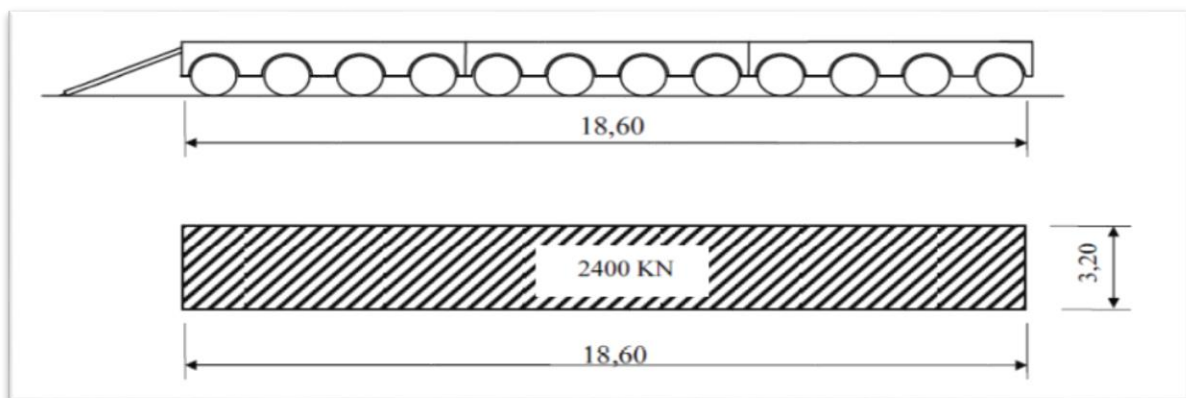


Figure Système de chargement D240.

IV.6.3 Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient de majoration dynamique (δ) et le système de charge D240 n'est pas majoré vu ça lenteur (on considère comme une charge statique). Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Dans laquelle :

L : La longueur de l'élément exprimée en mètres

G : Sa charge permanente.

S : Sa charge B maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après la correction avec les coefficients b_t ou b_c .

Application numérique :

Nombre des voies chargées	δ_{Bc}	δ_{Bt}	δ_{M620}
1	1.066	1.059	1.073
2	1.077	1.067	

Tableau IV.14 : valeurs de coefficient de majoration dynamique δ et résultat de majoration.

IV.6.3.1 Efforts 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.

Ces efforts n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donné par la formule :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad S : \text{désigne la surface chargée (en m}^2\text{)}$$

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi ces camions 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 majorés pour effet dynamiques. Cependant, les coefficients b_c du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

Pour la prise en compte dans les justifications, les efforts de freinages sont traités séparément comme pour ce qui est des charges A et Bc.

Application numérique :

➤ **Système de charge Bc :**

$$F_{Bc} = 300 \text{ kN}$$

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	148,75	8,10	58,72
2	297,50	8,10	114,54

Tableau IV.15 : Valeurs de l'effort de freinage pour le système A(l)

IV.6.4 Les réactions du au charge :

IV.6.4.1 Poids propre :

Sur la culée : $R_g = 3624,855 \text{ KN}$

Sur la Pile : $R_g = 7249,7 \text{ KN}$

IV.6.4.2 La surcharge de A(l) :

$$Q A(l) = A(l) \times a_1 \times a_2 \times L$$

Tableau IV.17 : La réaction de la surcharge de A(l) Pour une seule travée chargée.

Q A(l)	35,441 KN/ml	Une voie chargée
Q A(l)	70,883 KN/ml	Deux voies chargées

Tableau IV.18 : La réaction de La surcharge de A(l) Pour les deux travées chargées.

Q A(l)	23,80 KN/ml	Une voie chargée
Q A(l)	47,60 KN/ml	Deux voies chargées

$$A(l) = 8.1 \text{ KN/m}^2$$

Donc la réaction du au A(l) :

Culée : $RA(l) = 1205.00 \text{ KN}$

Pile : $RA(l) = 1618.40 \text{ KN}$

La surcharge de B_c :

$RB_c = R \cdot n \cdot b_c \cdot \delta$ avec R : la résultante de $= \sum q_i \times x_i / L$ et n : nombre de voies

Tableau IV.19: La réaction de La surcharge de B_c sur la culée

R	471,82 KN	
R_{bc}	603,45 KN	Une voie chargée
R_{bc}	1118,35 KN	Deux voies chargées

Tableau IV.20 : La réaction de La surcharge de B_c sur la pile

R	515,45 KN	
R_{bc}	659,257 KN	Une voie chargée
R_{bc}	1221,78 KN	Deux voies chargées

On prend la valeur maximale :

Culée : $RB_c = 1118.35 \text{ KN}$

Pile : $RB_c = 1219.62 \text{ KN}$

La surcharge de M_{c120} :

$Q = 1100 \text{ KN}$

$Q = 180,33 \text{ KN/ml}$

Le système M_{c120} est multiplié par des coefficients de majoration dynamique δ :
 $\delta = 1,07321$

Culée : $R = 1015,00 \text{ KN}$

Pile : $R = 1067.5 \text{ KN}$

Culée : $R_{mc120} = 1089.31 \text{ KN}$

Pile : $R_{mc120} = 1145.65 \text{ KN}$

La surcharge de D₂₄₀ :

	Q=	2400	KN
	Q=	129,03	KN/ml
Sur Culée :	R =	1760,00	KN
Sur Pile :	R =	2125,82	KN

Les surcharges sur trottoir :

	Q =	1,5	KN/m ²
Culee :	R =	31,37	KN
Pile :	R =	62,73	KN

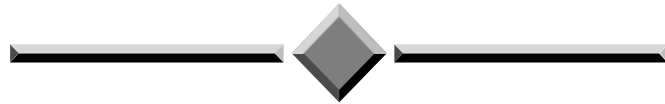
Charge	Culée	Pile
R_g	3624,86	7249,71
R_(Al)	1205,00	1618,40
R_{bc}	1118,35	1219,62
R_{Mc120}	1089,31	1145,65
R_{D240}	1760,00	2125,82
R_{ST}	31.37	62.73

Tableau IV.21 : Récapitulation des charges sur culée / pile

IV.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les différents types de charges appliquées au pont selon la réglementation algérienne (RCPR), afin de pouvoir modéliser la structure et calculer les sollicitations.

CAPITRE V
REPARTITION
LONGITUDINALE DES EFFORTS



V CHAPITRE V Répartition longitudinale des efforts

V.1 Introduction :

Après avoir effectué les calculs des charges et des surcharges dans le chapitre précédent, nous abordons maintenant la répartition de ces charges afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant résultant des charges permanentes puis sous l'effet des surcharges.

V.2 Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dus à la charge permanente :

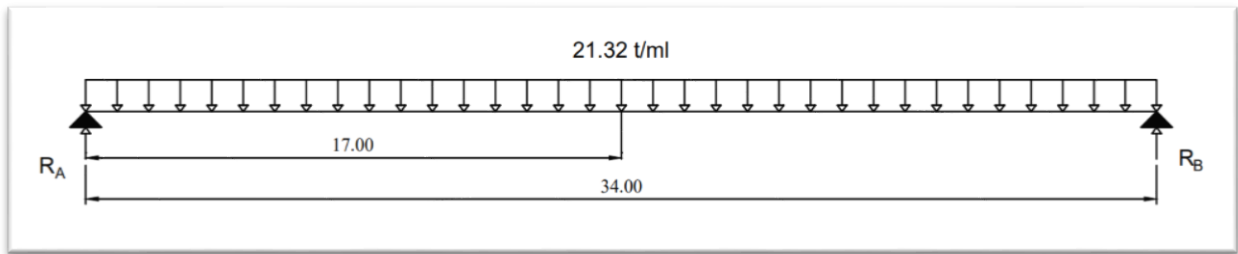


Figure V. 1 : Charge du moment uniformément répartie

Les réactions **RA** et **RB** sont donnés par la formule suivant :

$$R_A = R_B = \frac{Q \times L}{2} \rightarrow R_A = R_B = 362.44 \text{ t}$$

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge **Q** uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

$$M(x) = R_a \cdot x - \frac{Q \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = R_a - Q \cdot x$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Section	L(m)	RA = RB (t)	T(t)	M (t.m)
0	0	362.44	362.44	0
L/2	17	362.44	0	3080.74

Tableau V. 1 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge G.

V.3 Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dus à surcharges :

Surcharges de type A(l) :

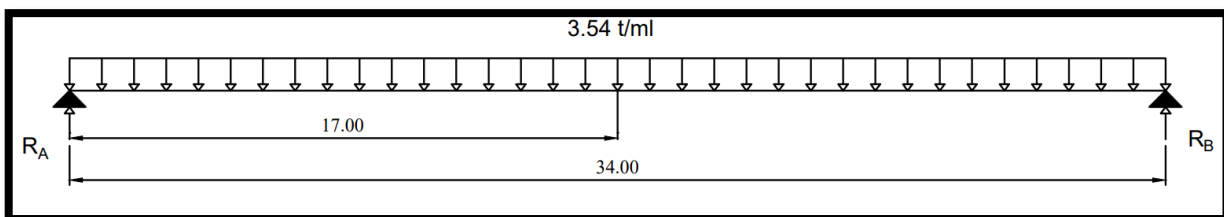


FIGURE V.2 : Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L)

Le moment fléchissant et L'effort tranchant pour les surcharges de type A(l) se calculent comme suit :

$$M(x) = A_1 \times \frac{L^2}{8}$$

$$T(x) = A_1 \times \frac{L}{2}$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voies	01	02
A(l) (kN/ml)	35,44	70.88
R _A = R _B (kN)	602.48	1204.96
T(kN)	602.48	1204.96
M(kN.m)	5121.08	10242.15

Tableau V. 2 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge A(l).

V.3.1 Surcharge sur trottoirs :

Le moment fléchissant et L'effort tranchant pour les surcharges sur trottoirs se calculent comme suit :

$$M(x) = Q_{tr} \times \frac{L^2}{8}$$

$$T(x) = Q_{tr} \times \frac{L}{2}$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

R _A = R _B (kN)	T(kN)	M(kN.m)
15.33	15.33	130.06

Tableau V. 3 : Moment fléchissant et effort tranchant sous Q_{tr}.

V.3.2 Surcharges de type « B » :

V.3.2.1 Théorème de barre :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

V.3.3 Système de chargement B_c :

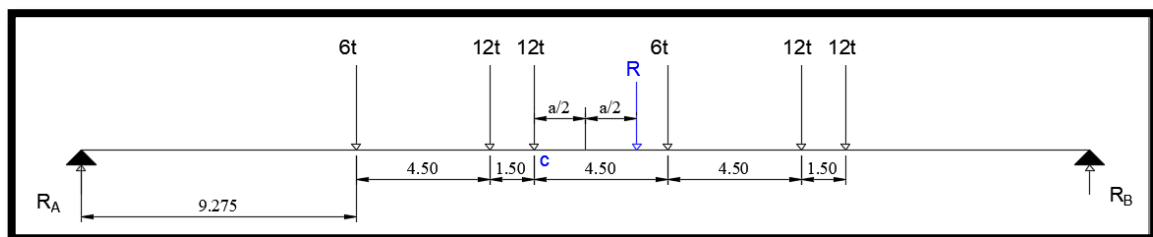


Figure V. 1 Surcharge B_c.

V.3.3.1 Moment fléchissant :

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que **R = 60 t**.

$$\Sigma M_{O'}=0 \text{ avec } R = \Sigma P_i = 60 \text{ t}$$

$$X_g = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} \rightarrow X_g = 9.45 \text{ m}$$

$$a = X_G - 6 = 9.45 - 6 \rightarrow a = 3.45 \text{ m} \rightarrow a/2 = 1.725 \text{ m}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\Sigma M/A = 0$$

$$34R_B = 6 \times 9.275 + 12 \times 13.775 + 12 \times 15.275 + 6 \times 19.775 + 12 \times 24.275 + 12 \times 25.775 = 1123.5 \text{ t. m}$$

$$\rightarrow R_B = 33.04 \text{ t}$$

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 60 \text{ t}$$

$$\rightarrow R_A = 26.96 \text{ t}$$

Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$$M_0 = 26.96 \times 15.28 - (6 \times 6 + 12 \times 1.5) = 357.95 \text{ t. m} = 3511.5 \text{ kN. M}$$

Le moment M_{max} se calcule comme suit :

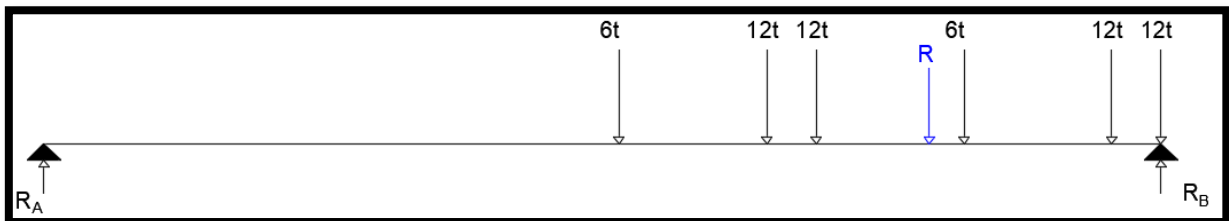
$$M_{max} = M_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{Bc}$$

Nombre des voie chargée	01	02
$M_{max} \text{ (t. m)}$	448.77	831.24

Tableau V. 4 : Moment fléchissant sous charge Bc.

V.3.3.2 Effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.



Figures V. 4: Surcharge Bc à $x=0$.

$$34R_A = 1.5 \times 12 + 6 \times 6 + 10.50 \times 12 + 12 \times 12 + 16.5 \times 6 = 423t. m$$

$$R_A = 12.44t \rightarrow R_B = 47.56t$$

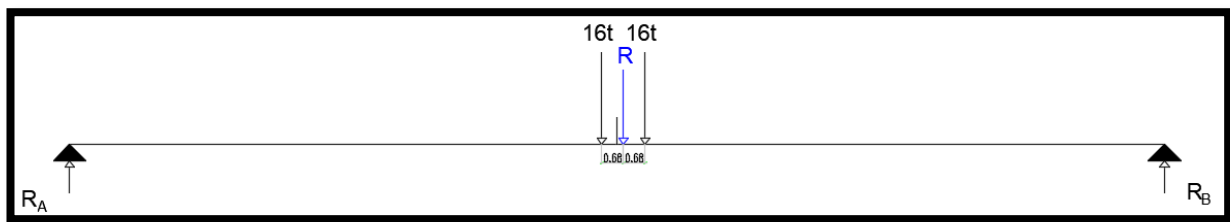
L'effort tranchant T_{Max} se calcule comme suit :

$$T_{max} = T_o \times N_v \times b_c \times \delta_{Bc}$$

Nombre des voie chargée	01	02
$T_{max} (t)$	59.62	110.44

Tableau V.5 : Effort tranchant sous charge Bc.

V.3.4 Système de chargement Bt :



Figures V.5 : Surcharge Bt à $x=L/2$.

V.3.4.1 Moment fléchissant :

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que $R = 32 t$:

$$x_r = 16 \times 1,3532 / 2 = 0,675 m$$

Calcul des réactions RA et RB :

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 32t$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B = \frac{16.525 \times 16 + 17.875 \times 16}{34} = 16.19t \rightarrow R_A = 15.81t$$

$$M(L/2) = 15.81 \times 17.2 = 271.932 t. m$$

Le moment M_{Max} se calcule comme suit :

$$M_{max} = M_o \times N_t \times b_t \times \delta_{Bt}$$

Nombre de tandem	01	02
$M_{max} (t. m)$	406.68	818.92

Tableau V. 6 : Moment fléchissant sous charge Bt.

V.3.4.2 Effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

Figure V6. : Surcharge BT à x=0.



Calcul des réactions RA et RB :

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A = 16 \times 1.35 / 34 = 0.64 \text{ t}$$

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 32\text{t} \rightarrow T_0 = R_B = 30.36 \text{ t}$$

Le moment M_{Max} se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T_0 \times N_t \times b_t \times \delta_{Bt}$$

Nombre de tandem	01	02
T_{max} (kN)	454.048	914.295

Tableau VI. 7 : Effort tranchant sous charge Br.

V.3.5 Système de chargement Br :

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge Br au milieu de la portée.

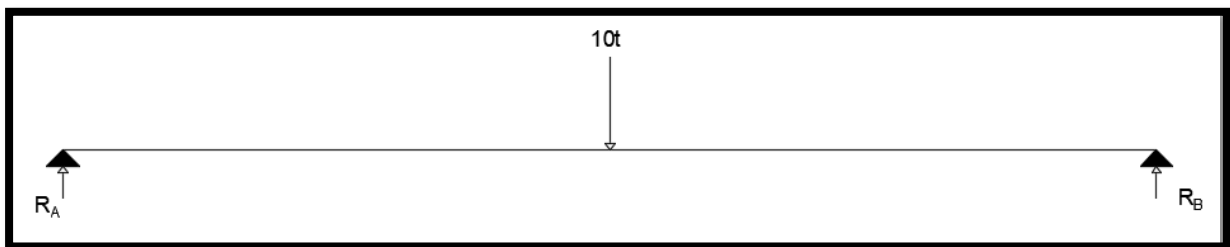


Figure V.7. : Surcharge Br : Surcharge Br à x=L/2.

Calcul des réactions RA et RB :

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10\text{t}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 10 \times 17 / 34 = 5\text{t} \rightarrow R_A = 5\text{t}$$

$$M_{max} = M_0 \times \delta_{Br}$$

$$\rightarrow M_{max} = 5 \times 34 \times 1.053 = 1756.09 \text{ kN. M}$$

V.3.5.1 Effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui



Figure V.8. : Surcharge Br à x=0.

Calcul des réactions RA et RB :

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10t$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 10 \times 34 / 34 = 10t \rightarrow R_A = 0t$$

L'effort tranchant T_{Max} se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T_0 \times \delta_{Br}$$

$$T_{Max} = 10 \times 1.053 = 101.534 \text{ kN}$$

V.3.6 Surcharge de type Mc120 :

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge Mc120 au milieu de la portée.

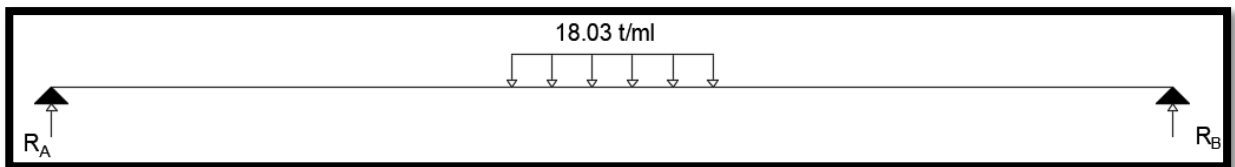


Figure V.9 : Surcharge MC120 à x=L/2.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 110t$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 110 \times 17 / 34 = 55t \rightarrow R_A = 55t$$

$$M = 55 \times 17 - 18.03 \times 3.05 = 880t. m = 8632.88 \text{ kN. M}$$

V.3.6.1 Effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu lorsque le convoi Mc 120 est placé sur l'appui.

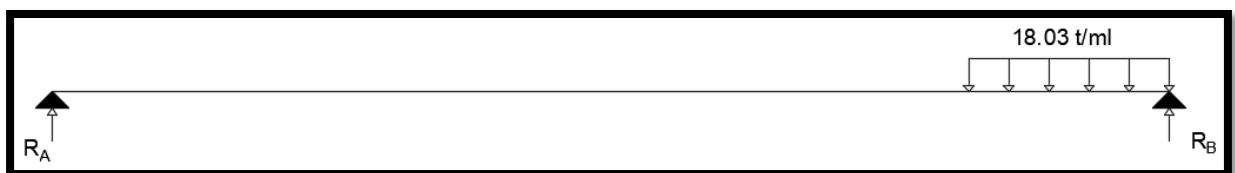


Figure V.10. : Surcharge MC120 à x=0.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 110t$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 110 \times 30.95 / 34 = 100.13t \rightarrow R_A = 9.87t$$

$$T = R_B = 100.13t = 982.30 \text{ kN}$$

V.3.7 Surcharge de type D240 :

V.3.7.1 Moment fléchissant :

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge D240 au milieu de la portée.

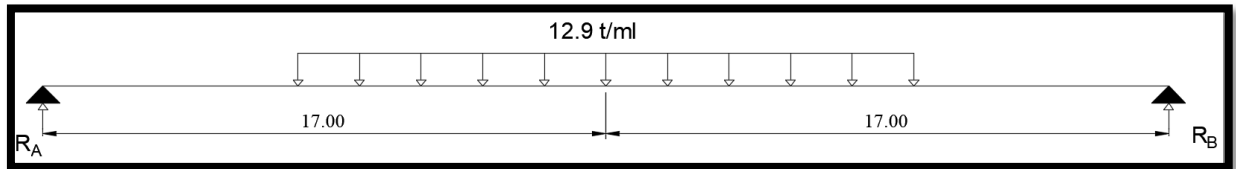


Figure V.11. : Surcharge D240 à $x=L/2$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 240t$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 240 \times 17 / 34 = 120t \rightarrow R_A = 120t$$

$$M = 120 \times 17 - 12.9 \times 9.3 = 1920t \cdot m = 18835.5 \text{ kN} \cdot M$$

V.3.7.2 Effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu lorsque le convoi D240 est placé sur l'appui.

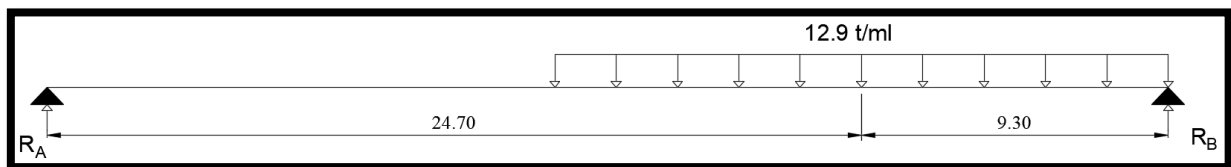


Figure V.12. : Surcharge D240 à $x=0$.

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 240t$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 240 \times 24.7 / 34 = 174.35t \rightarrow R_A = 65.65t$$

$$T = R_B = 174.35 t = 1710.37 \text{ kN}$$

V.4Récapitulation :

Charge et surcharges		Moments M (t.m)	Moment par poutre M_0 (t.m)	Efforts tranchants T(t)	Efforts tranchant par poutre $T_0(t)$
Charge permanente		3264.086	466.298	384.006	54.858
A(L)	1 voie	512.127	73.161	60.249	8.607
	2 voies	1024.254	146.322	120.498	17.214
B_C	1 file	448.779	64.11129	59.6281	8.518
	2 files	831.243	118.749	110.445	15.777
B_t	1 tandem	406.6834	58.098	45.404	6.486
	2 tandems	818.929	116.989	91.429	13.061
B_r		175.609	25.087	10.153	1.450
M_{c 120}		863.288	123.327	98.230	14.033
D₂₄₀		1883.550	269.079	171.037	24.434

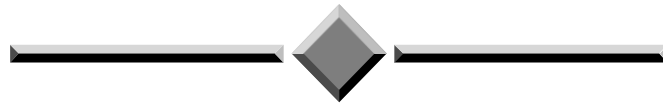
Tableau V. 8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.

V.5Conclusion :

La charge la plus défavorable est conclue comme étant le convoi type D240.

Les moments maximums se produisent à mi-travée, tandis que les efforts tranchants sont concentrés au niveau des appuis.

CAPITRE VI
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



VI CHAPITRES VI Etude de la précontrainte

VI.1 Introduction :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais peu, et surtout aléatoirement, à la traction. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de fissurer) et donc résistant à tout cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou la précontrainte).

VI.2 Principe de précontrainte par post-tension :

La technique de post-tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

La post-tension permet de mettre en œuvre des forces de précontrainte beaucoup plus importantes que la pré-tension, puisque la résistance du banc de préfabrication n'est plus un facteur limitant. La post-tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées.

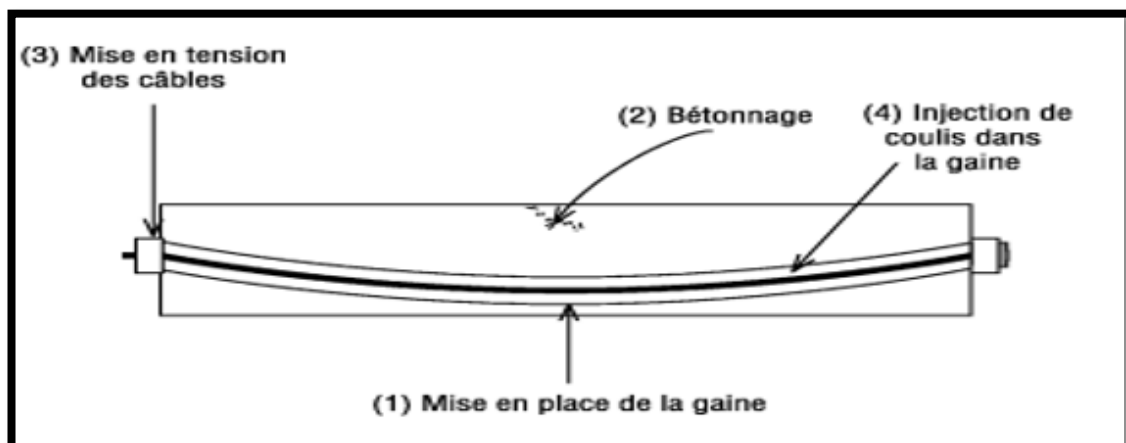


Figure VI. 1 : Mise en tension d'un câble (post-tension).

VI.3 Données de calcul :

Ci-après, un rappel des caractéristiques géométriques de la poutre ainsi que les données utilisées pour le dimensionnement de la précontrainte :

Tableau VII. 2 Données de l'ouvrage et caractéristiques des câbles 12T15

DONNEES DE L'OUVRAGE		CARACTERISTIQUES DES CABLES	
H_p (m)	1.6	Cable	T15
H_{p+d} (m)	1.80	Nbre des torons	12
L_{poutre} (m)	34	$A_{p1toron}$ (m ²)	0.00014
$L_{porté}$ (m)	33	A_p (m ²)	0.00168
N_{poutre}	7	F_{prg} (MPa)	1770
E_{dalle} (m)	0.20	F_{peg} (MPa)	1593
Enrobage (m)	0.03	F_{p0} (kN)	196.2
λ (m)	1.77	D_{gaine} (m)	0.08
L_{TC} (m)	1.00	f (rd ⁻¹)	0.18
L_{about} (m)	0.6	φ (m ⁻¹)	0.02
CARACTERISTIQUES DU BETON		g	6
f_{c28} (MPa)	35	μ_0	0.43
f_{t28} (MPa)	2.7	ρ_{1000h}	2.5
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	21	E_p (MPa)	190000
$\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa)	-4.05		

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle
B (m²)	1,012	1,366	0,605	0,959
u' (m)	0,840	1,060	0,822	1,146
u (m)	0,760	0,740	0,778	0,654
I_G (m⁴)	0,230	0,428	0,184	0,357
i² (m²)	0,227	0,313	0,304	0,372
ρ	0,356	0,399	0,476	0,497

Tableau VI. 1 Les caractéristiques de la poutre

Moment de la poutre seule sous son poids propre	$M_{gp} = 2,067$ MN.m
Moment max de combinaison à l'ELS	$M_M = 6,761$ MN.m
Moment sous G à l'ELS	$M_m = 4,359$ MN.m
Effort tranchant max de combinaison à l'ELS	$V_M = 0,928$ MN
Effort tranchant sous G à l'ELS	$V_m = 0,558$ MN

Tableau VI. 2 : Moments fléchissant et efforts tranchants de calcul.

B : l'aire de la section.

v' et **v** : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité ($v'+v = h$).

IG : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique. $\rho = I / (B \times v' \times v)$.

VI.4 Dimensionnement de la précontrainte :

VI.4.1 Valeur minimale de la précontrainte en service :

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

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

Avec :

$$P_I = \frac{A_c \times v \times v'}{I_g \times (v + v')} \times \Delta M \quad . \text{Section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\text{Max}}}{\frac{I_g}{A_c \times v' + v' - d'}} \quad . \text{Section sur critique.}$$

Tel que :

$$\Delta M = M_M - M_m$$

v et **v'** : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

$$d' = 0.1 \times h = 0.18 \text{ m}$$

Avec :

h : La hauteur de la section.

$$P_I = 2.69 \text{ MN}$$

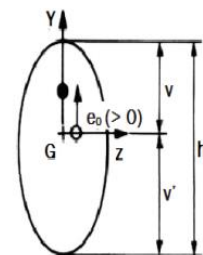
$$P_{II} = 5.24 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } P_{\min} = P_{II} = 5.24 \text{ MN}$$

VI.4.2 Détermination de nombre de câble :

Le nombre de câbles nécessaires est donné par la formule suivante :

$$n \geq \frac{P_{\min}}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$



Détermination de la force P_0 :

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

$$P_0 = 2.35 \text{ MN}$$

NB : On suppose une perte de précontrainte de 25%.

$$n \geq \frac{P_{min}}{0.75 \times P_0} = 2,97$$

ΔP_0 : est la perte initiale de l'ordre 20-30% ; on prend : $\Delta P_0 = 25\%$.

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer

n : nombre de câbles

Alors, on prend 3 câbles de 12T15.

ΔP_0	25%	n=3 câbles de 12 T15
T_0	1416 MPa	
P_0	2,35 MN	
$n \geq$	3 Câbles	

Tableau VI. 4 Détermination du nombre de câble.

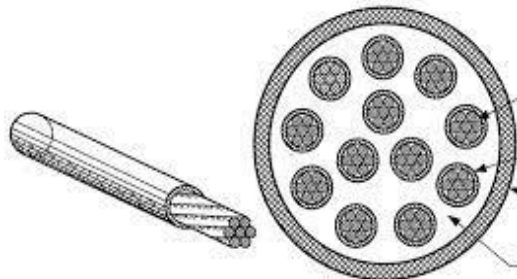


Figure VII. 1 Câble de 12 T15.

VI.4.3 Vérification des contraintes :

Les caractéristiques géométriques de la section à prendre sont celui de la poutre à mi travée.

La vérification des contraintes se fait en 04 phases de réalisation :

❖ **Phase 1 (après 7 jours du coulage de la poutre) :**

La mise en tension est à 50% et les pertes de la précontrainte sont de l'ordre de 5%.

❖ **Phase 2 (après 28 jours du coulage de la poutre) :**

La mise en tension est à 100% et les pertes sont de l'ordre de 10%.

❖ **Phase 3 (après le coulage de la dalle) :**

La mise en tension des câbles est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de 15%.

❖ **Phase 4 (l'ouvrage est en service) :**

La mise en tension est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de 25%.

Phase 1 : après 7 jours du coulage de la poutre.		Phase 2 : après 28 jours du coulage de la poutre	
f_{c7}	23,18 MPa	f_{c7}	35,00 MPa
f_{t7}	1,99 MPa	f_{t7}	2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1,39 MPa	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1,89 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2,99 MPa	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	13,91 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa
ΔP	10 %	ΔP	10 %
N	3	n	3
Phase 3 : après le coulage de la dalle.		Phase 4 : l'ouvrage est en service.	
f_{c28}	35,00 MPa	f_{c28}	35,00 MPa
f_{t28}	2,70 MPa	f_{t28}	2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1,89 MPa	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa
ΔP	15 %	ΔP	25 %
N	3	n	3

Tableau VI. 6 : Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes.

Avec :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} ; f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} ; \bar{\sigma}_{bt1} = -1.5f_{tj} ; \bar{\sigma}_{bt2} = -0.7f_{tj} ;$$

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

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,64	2,07	3,17	5,37	5,12	C.V
Phase 2	0,64	2,07	6,35	2,00	19,45	C.V
Phase 3	0,97	4.36	5,99	3.63	10.84	C.V
Phase 4	0,97	6,76	5,29	9,47	0,21	C.V

Tableau VI. 7 Résultats de vérifications des contraintes.

- La fibre supérieure ($y = + v$) :

$$\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I_g} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- La fibre inférieure ($y = - v'$) :

$$\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I_g} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $e_0 = v' - d'$.

Après le calcul des contraintes normales dans les fibres extrêmes de la section médiane de la poutre, on a vu qu'elles sont vérifiées dans toutes les phases de construction et d'exploitation, donc on peut adopter ce dimensionnement de la précontrainte pour la suite du calcul.

VI.4.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE :

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivie le diagramme des moments).

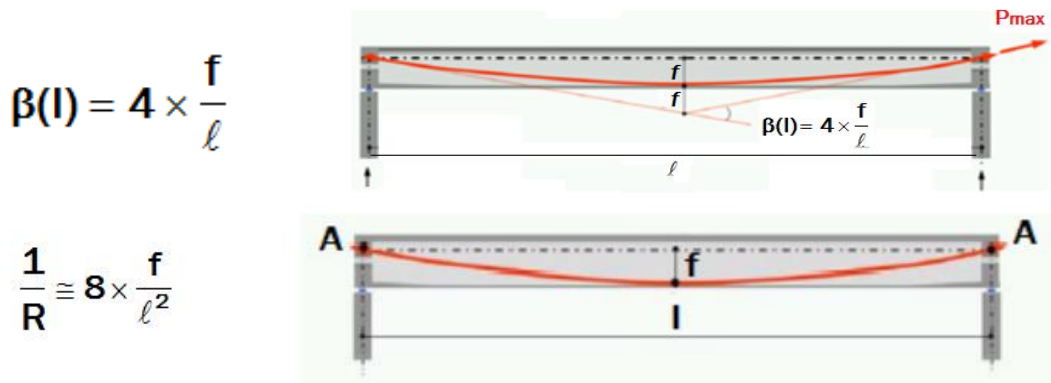
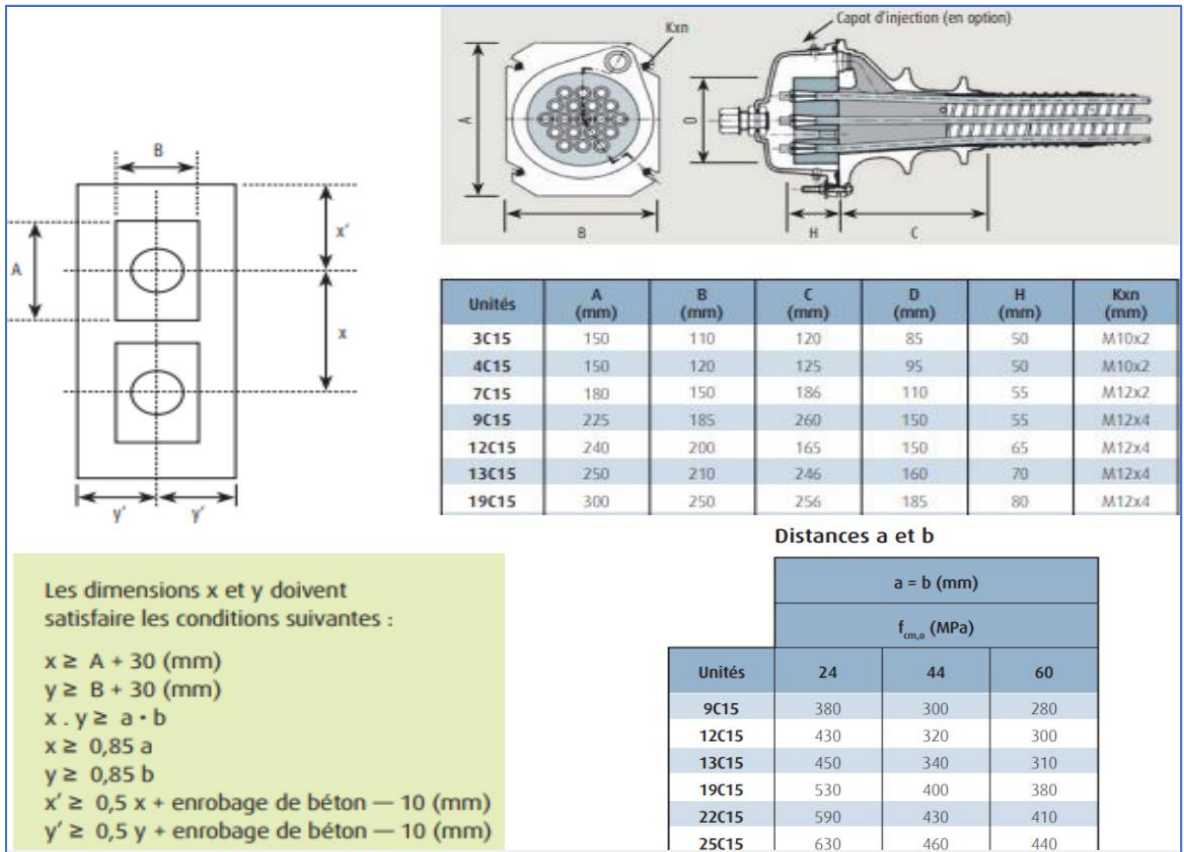


Figure VI. 2 Tracer de câble

f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

VI.4.5 Caractéristiques des plaques d'ancrages :



Figures VI. 3 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200 \text{mm}^2$.

- Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions suivantes : $x \geq A+30$ (mm).
 $x \geq 0,85 \times a$. $x' \geq 0,5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{mm}$. $y' \geq 0,5 \times y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{mm}$.
 Avec : $f_{c28} = 35 \text{MPa}$; $a=369.5 \text{mm}$.
 $x \geq 27 \text{cm}$; $x' \geq 314.5 \text{cm}$; on prend $x = 32 \text{cm}$. ; on prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme $y' = 30 \text{cm}$.

Au niveau de la section médiane (la section la plus sollicitée), les câbles sont regroupés dans le talon (au milieu de la poutre) :

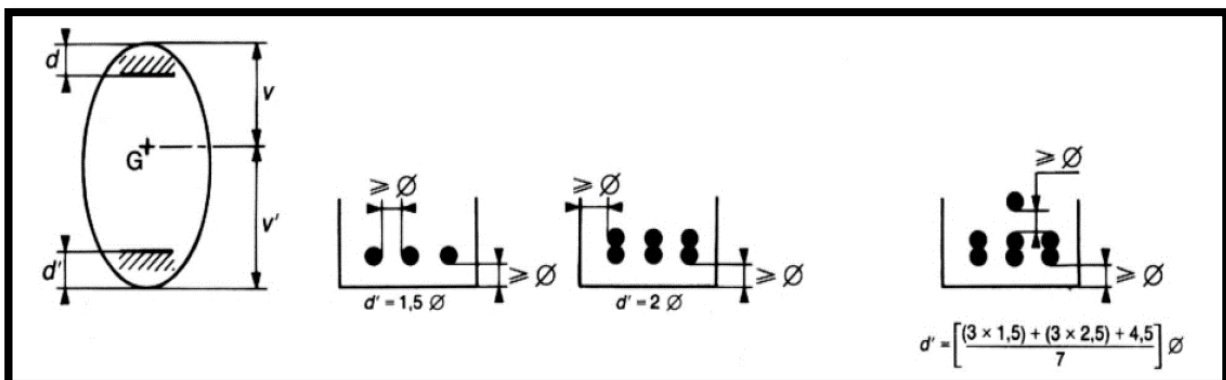


Figure VI. 4 Le tracer des câbles Au niveau de la section médiane

CHAPITRES VI Etude de la précontrainte

$$\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$$

$$\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 0.36 \text{ m. on prend } \phi_3 = 0.36 \text{ m.}$$

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

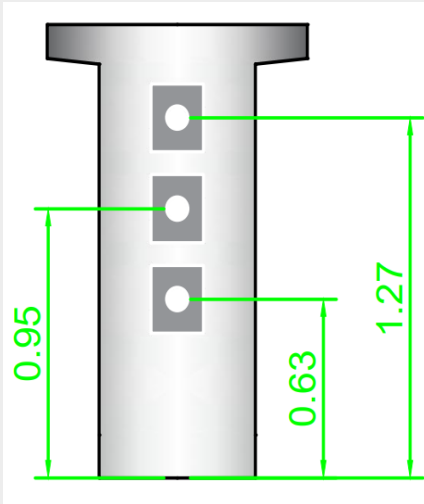
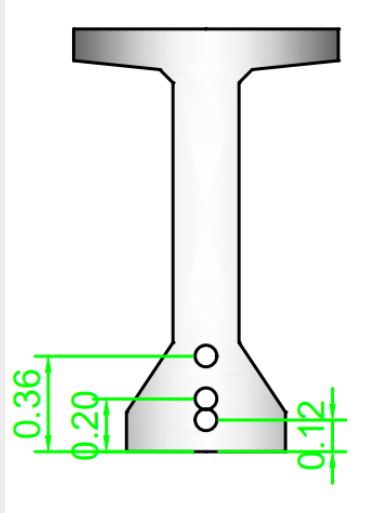
Position des Câbles	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
Câble 1	0,63		0,12	
Câble 2	0,95		0,2	
Câble 3	1,27		0,36	
N lit	1		1	

Tableau VI.5 Tracé des câbles

- Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.

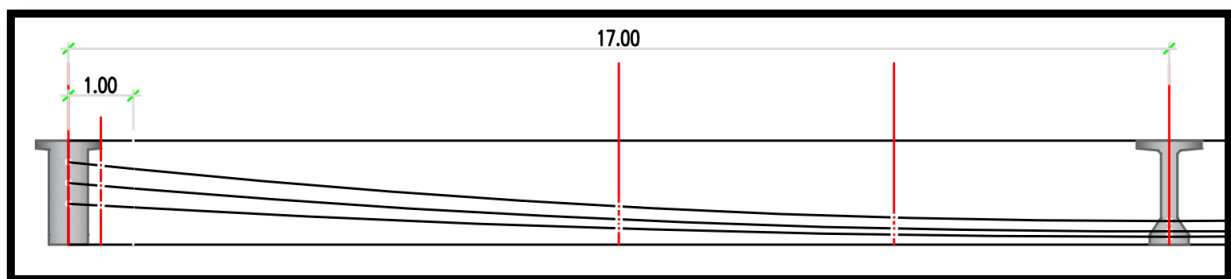


Figure VI.6 Trajectoire des câbles

- L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

- L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right) \quad \text{Avec :}$$

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8h$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3})}$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{brute} - n \times B_{gainé}$

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \varphi$

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (MPa)	\bar{T} (MPa)	\bar{V} (MPa)
0,52	1.35	5.29	3.91	2.67	2.00

Tableau VI. 8 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

Donc l'angle de relevage sera :

$$-11,71^\circ \leq \alpha \leq 28,949^\circ$$

Et l'angle de relevage pour chaque câble est :

$$\alpha_{c1} = 3,34^\circ$$

$$\alpha_{c2} = 4,9^\circ$$

$$\alpha_{c3} = 5,95^\circ$$

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β (l) rad
			x=0	1	17			
C1	32	3,34	0,63	0,57	0,12	0,45	283,41	0,056
C2	32	4,9	0,95	0,86	0,2	0,66	192,69	0,083
C3	32	5,95	1,27	1,17	0,36	0,81	158,85	0,101

Tableau VI.9 Les résultats de f et R et β

VI.5 CALCUL DES PERTES :

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VI.5.1 Pertes instantanées :

VI.5.1.1 Pertes par frottements :

Données pas la formule suivant : $\Delta\sigma\phi = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\beta + \phi \times x)})$; Avec :

σ_{p0} : tension à l'origine (MPa).

f : coefficient de frottement en courbe (rd-1).

β : déviation angulaire totale du câble sur la distance x (rd).

ϕ : coefficient de perte de tension par unité de longueur (m-1).

x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension (m).

Cas	Nature des armatures	f		ϕ (m ⁻¹)
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Figure VI. 5 coefficients f et ϕ

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \phi x$	$\Delta\sigma\phi$ (MPa)	$\Delta\sigma\phi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma\phi$ Moy (%)
C1	17	0,056	0,044	61,17	66,91	4,73%
C2	17	0,083	0,049	67,64		
C3	17	0,101	0,052	71,93		

Tableau VI. 10 Les résultats de calcul des pertes par frottements

VI.5.1.2 Les pertes par glissement d’ancrage (le recul de l’ancrage) :

Données pas la formule suivante : $\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x)$; Avec :

k : constant ; $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$.

d : la longueur sur laquelle s’effectue le recul de l’ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$.

g : intensité du recule d’ancrage (2-6 mm).

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	17	0,0026	17,60	0	129,51 (MPa)
C2	17	0,0029	16,72	0	136,35 (MPa)
C3	17	0,0031	16,20	0	140,71 (MPa)
			MOY	0	135,525 (MPa)

Tableau VI. 1 Les résultats de calcul des pertes par glissement d’ancrage.

VI.5.1.3 Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton) :

Données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{E_p}{2 \times E_{ij}} \sigma_{bi} \text{ et } \sigma_{bi} = \frac{p}{b} + \frac{p \times e^2}{I_g} - \frac{e \times M_p}{I_g}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35\,981,73 \text{ MPa.}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

Désignation	La valeur
	X=1/2
Mg (MN)	2,07
Eij (MPa)	35981,73
e m	0,595
B (m²)	0,605
IG (m⁴)	0,184
σ_{bi} (MPa)	17,35
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	45,81
$\Delta\sigma_e$ en %	3,24
$\Delta\sigma_{Inst}$ (MPa)	112,73

$\Delta\sigma_{Inst} \%$	7,96
--------------------------	------

Tableau VI. 1 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

VI.5.2 Les pertes de tension différées :

VI.5.2.1 Pertes par retrait :

La perte de tension par retrait donnée par la formule suivante : $\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$ avec :

$r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

ϵ_r : le retrait final $= 2 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$; $\Delta\sigma_r = 2,68\%$.

VI.5.2.2 Perte par fluage :

La perte de tension par fluage donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

La section considérée est la section de la poutre + dalle.

Désignation	La valeur
$P = n_{cable} \times P_0 (1 - (\Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_e))$ (MN)	5,29
B (m ²)	0,959
e=v'-moy(e _i) (m)	0,92
M _p (MN.m)	4,359
σ_{bi}	6,81
$\Delta\sigma_{fl}$ MPA	89,85
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	6,35

Tableau VI. 2 Les résultats de calcul des pertes par fluage.

VI.5.2.3 La perte par relaxation :

La perte de tension par relaxation peut estimer dans la formule suivante :

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

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h = 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\Delta\sigma_\rho = 59.88 \text{ MPa}$. $\Delta\sigma_\rho = 4,23\%$.

VI.5.2.4 La perte de tension différée :

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	112,73	7,96
$\Delta\sigma_{Diff}$	177,75	12,55

$\Delta\sigma^\infty$	290,48	20,51
-----------------------	---------------	--------------

Tableau VI. 7 Les résultats de calcul des pertes de tension.

VI.6 LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

VI.6.1 Les caractéristiques de la poutre :

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80
B_{nette} (m²)	0,997	1,351	0,590	0,944	0,590	0,944	0,590	0,944
v_n (m)	0,763	0,737	0,767	0,642	0,764	0,640	0,762	0,639
v'_n (m)	0,837	1,063	0,833	1,158	0,836	1,160	0,838	1,161
I_{nG} (m⁴)	0,231	0,426	0,181	0,349	0,180	0,345	0,178	0,344
ρ (%)	36,28	40,25	48,02	49,73	47,77	49,23	47,25	49,12

Tableau VI. 18 Les caractéristiques de la poutre.

Pour les justifications aux E.L.S, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 tel que :

$$P1 = 1,02 \times P0 - 0,8 \times \Delta P$$

$$P2 = 0,98 \times P0 - 1,2 \times \Delta P ;$$

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

$$\text{Etat à vide } \sigma_{p1} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P1/e_0 - (P1 \times e_0 - M_{min}) \times v^2/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P1/e_0 - (P1 \times e_0 - M_{min}) \times v^2/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_1 = \sigma_p + \sigma_{p1}$$

$$\text{Etat en charge } \sigma_{p2} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = P2/e_0 - (P2 \times e_0 - M_{min}) \times v^2/I \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = P2/e_0 - (P2 \times e_0 - M_{min}) \times v^2/I \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_2 = \sigma_p + \sigma_{p2}$$

$$e_0 = v^2 - d$$

	CY1	CY2	CY3	Ymoy
x=0.5	0,60	0,91	1,22	0,91
x=L/4	0,25	0,39	0,59	0,41
x=3L/8	0,15	0,25	0,42	0,27

$x=L/2$	0,12	0,20	0,36	0,23
---------	------	------	------	-------------

Tableau VI. 19 l'emplacement de la précontrainte d_{moy}

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Unité	Cas
σ_{bc}	13,91	21	MPa	/
σ_{bt1}	-2,99	-4,05	MPa	Execution/Q.Rares/Q.frequente
σ_{bt2}	-1,39	-1,89	MPa	Exécution
σ_{bt2}	-1,99	-2,7	MPa	Q.Rares

Tableau VI. 3 Les contraintes admissibles

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,07	0,42	0,56	0,61	-0,07	0,42	0,56	0,61
M_{Els}		0,00	1,52	1,93	2,07	0,00	1,52	1,93	2,07
P1 (MN)		3,48	3,48	3,48	3,48	6,74	6,74	6,74	6,74
P2 (MN)		3,29	3,29	3,29	3,29	6,24	6,24	6,24	6,24
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	6,44	8,19	8,85	0,00	6,44	8,19	8,85
	σ_{inf}	0,00	-7,00	-6,40	-9,73	0,00	-7,00	-8,96	-9,73
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,33	-0,34	-2,41	-3,21	8,39	-0,66	-4,67	-6,22
	σ_{inf}	2,57	12,68	15,01	15,93	4,98	24,55	29,05	30,50
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	4,09	-0,32	-2,28	-3,03	7,76	-0,61	-4,32	-5,75
	σ_{inf}	2,43	11,97	14,16	15,03	4,60	22,71	26,86	28,51
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4,33	6,10	5,78	5,64	8,39	5,78	3,52	2,63
	σ_{inf}	2,57	5,69	8,60	6,20	4,98	17,56	20,08	20,77
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	4,09	6,12	5,91	5,82	7,76	5,83	3,87	3,10
	σ_{inf}	2,43	4,97	7,75	5,30	4,60	15,71	17,90	18,78

Tableau VI. 4 Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,15	0,75	0,89	0,93	0,15	0,75	0,89	0,93
M_{Els}		0,00	2,35	2,98	3,194	0	2,867	6,345	6,76
P1 (MN)		6,57	6,57	6,57	6,57	6,03	6,03	6,03	6,03
P2 (MN)		5,97	5,97	5,97	5,97	5,17	5,17	5,17	5,17
σ_p (MPa)	σ _{sup}	0,00	4,32	5,54	5,93	0,00	5,27	11,77	12,56
	σ _{inf}	0,00	-7,80	-10,03	-10,78	0,00	-9,51	-21,33	-22,82
σ_{P1} (MPa)	σ _{sup}	3,12	-2,08	-3,84	-4,44	2,87	-1,91	-3,53	-4,08
	σ _{inf}	7,37	23,25	26,53	27,66	6,77	21,37	24,38	25,42
σ_{P2} (MPa)	σ _{sup}	2,84	0,92	0,05	-4,04	5,40	1,75	0,10	-3,50
	σ _{inf}	6,70	21,14	24,12	25,15	5,80	18,32	20,90	21,79
σ_{Max} (MPa)	σ _{sup}	3,12	2,25	1,69	1,49	2,87	3,36	8,24	8,48
	σ _{inf}	7,37	15,45	16,49	16,88	6,77	11,85	3,05	2,60
σ_{Min} (MPa)	σ _{sup}	2,84	5,25	5,59	1,90	5,40	7,03	11,87	9,06
	σ _{inf}	6,70	13,34	14,09	14,37	5,80	8,81	-0,43	-1,02

Tableau VI. 21 Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS

VI.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

VI.7.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

$P_0 = 2.35 \text{ MN}$; $\Delta P = 25 \%$; $n = 3$ câbles $\rightarrow P = 5.29 \text{ MN}$

$\alpha_{\text{moy}} = 4.73^\circ = 0.082 \text{ rad}$

$VP = P \cdot \sin \alpha = 0.43 \text{ MN}$; $P \cdot \cos \alpha = 5.27 \text{ MN}$

$V_{\text{ELS}} = 0.928 \text{ MN}$

$\rightarrow V_{\text{red}} = V_{\text{ELS}} - V_P = 0.498 \text{ MN}$

$B_n (\text{poutre} + \text{dalle}) = 1.336 \text{ m}^2$

$\rightarrow \sigma_x = 3.60 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

$\rightarrow \tau_1 = 2.61 \text{ MPa}$

$I_n = 0.72 \text{ m}^4$; $S_n = 0.563 \text{ m}^3$; $b_n = b_0 - 0.5\Phi g = 0.52 \text{ m}$ $\rightarrow \tau = \mathbf{0.78 \text{ MPa}}$

$$\tau < \tau_1$$

✓ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about

VI.8 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

VI.8.1 Vérification des bielles comprimées :

$$V_{ELU} = 1.253 \text{ MN} ; V_P = 0.463 \text{ MN}$$

$$\rightarrow V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 0.79 \text{ MN}$$

$$I_n = 0.43 \text{ m}^4 ; S_n = 0.4 \text{ m}^3 ; b_n = 0.52 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_X = 4.13 \text{ MPa}, \rightarrow \beta_u = 17.34^\circ < 30^\circ \text{ vérifiée}$$

On prend $\beta_u = 30^\circ$

$$\tau_u = 1.43 < f_{c28} / 6 = 35/6 = 5.83 \text{ MPa}$$

✓ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

➤ **Vérification de la résistance des armatures transversales**

$$\tau_u = 1.43 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; b_n = 0.52 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow A_t = 0.72 \text{ cm}^2$$

S_t : L'espacement des armatures tel que : $S_t \leq \text{Min} (1 \text{ m}; 0.8h; 3b_0) \rightarrow S_t \leq 75 \text{ cm}$.

b_0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

✓ On prend un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 cm à mi-travée.

VI.9 ARMATURES PASSIVES DES POUTRES :

VI.9.1 Armatures passives des zones tendues :

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

$$B_t = 0,10 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bt} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Nbt} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 0,05 \text{ MN}$$

B_t : aire de la section du béton en traction ;

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

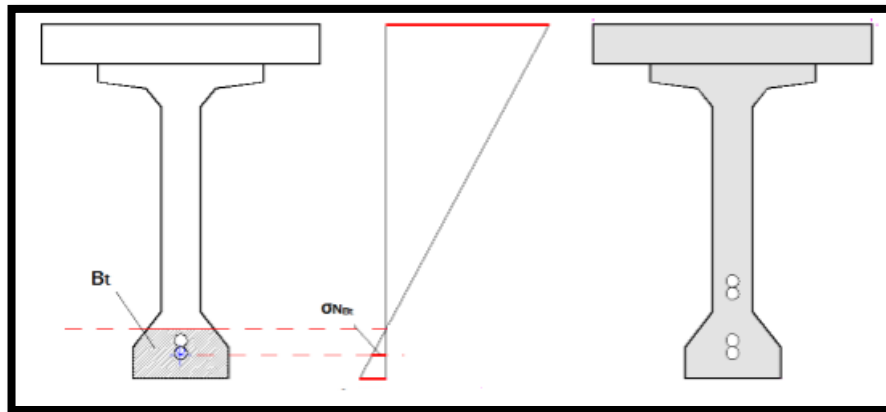


Figure VI. 8 Armatures passives des zones tendues

✓ $A_s = 3.71 \text{ cm}^2$ On prend : 4 HA 12

VI.9.2 Les armatures de peau :

VI.9.2.1 Transversales :

Dans le sens transversal, la section minimale à mettre en place est de 2cm^2 par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

On disposera d'un cadre HA12/ml.

VI.9.2.2 Longitudinale :

Pour les armatures de peau on prend $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de périmètre de section et $A / B > 0,1 \%$.

$A_s =$	22,36	cm^2	On prend 20HA12
---------	--------------	---------------	-----------------

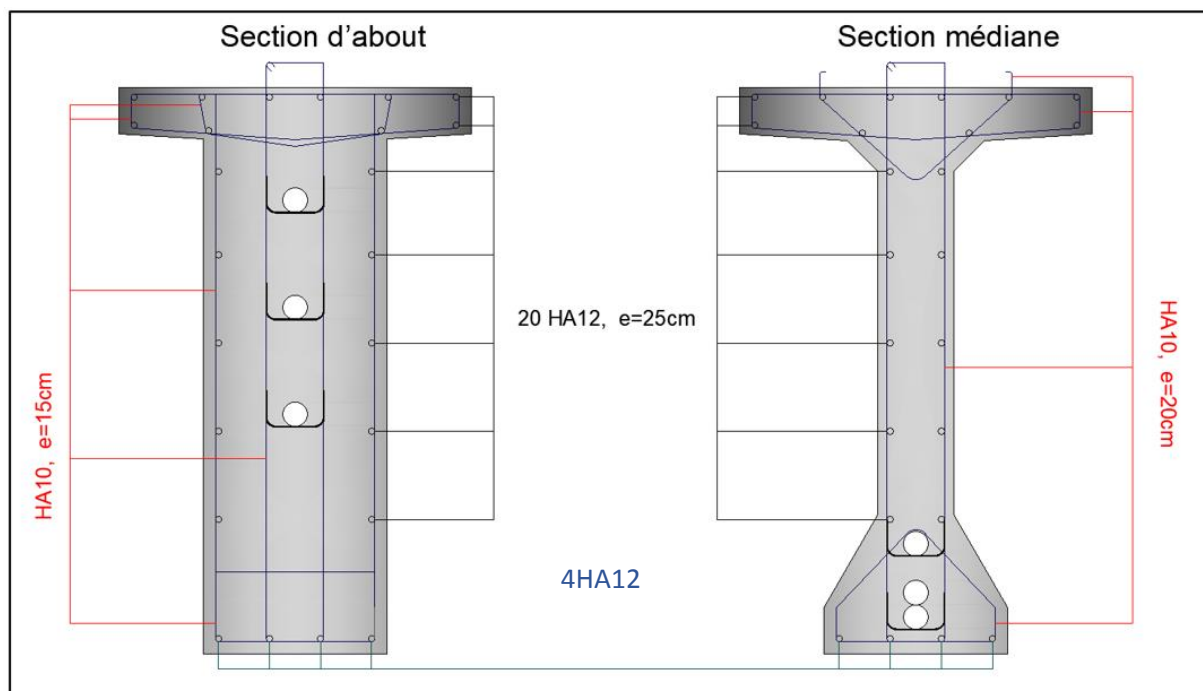


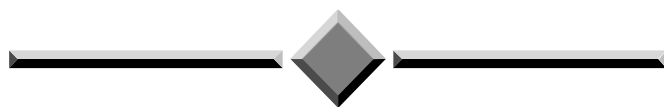
Figure VI. 6 Ferrailage des sections de la poutre

VI.10 Conclusion:

Lors de l'étude de la précontrainte nous avons déterminé le câblage, et vérifié qu'il satisfait la vérification des contraintes tant sur les sections courantes que sur les sections particulières. Le dimensionnement des câbles, doit équilibrer les efforts insupportables par le béton armé seul pour toutes les phases sans créer un excès de compression.

Dans le chapitre suivant nous allons traiter le dimensionnement de la dalle qui permet le placement des équipements sur le tablier.

CAPITRE VII
ETUDE DE TABLIER



VII CHAPITRES VI Etude de tablier

VII.1 INTRODUCTION:

Après avoir calculer la précontrainte dans le chapitre précédent on passe à l'étude du tablier qui est un élément principal du pont constitué d'une dalle, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont aux poutres, Pour cela nous traiterons dans ce chapitre l'étude du tablier et des dispositifs nécessaires à l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification.

VII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES :

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 pour la détermination des différentes flèches.

VII.2.1 Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie. La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G.

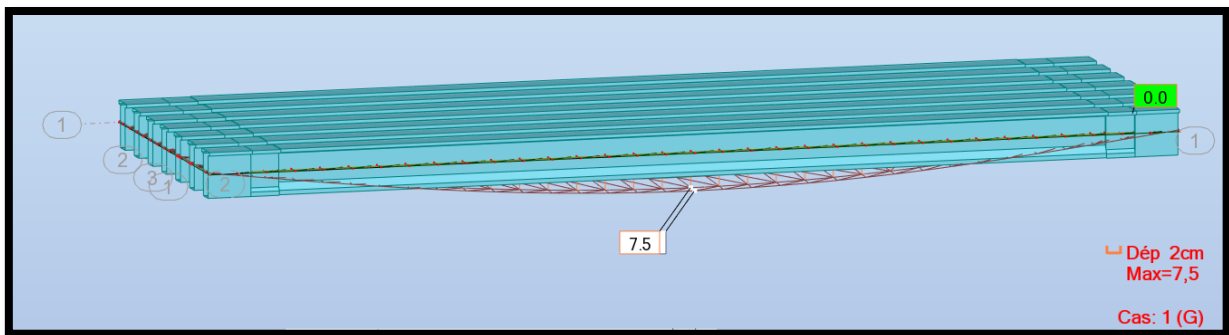


Figure VII. 1 Flèche max de la poutre due à poids propre (G)

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 7.5 cm.

VII.2.2 Contre flèche de précontrainte :

VII.2.2.1 Données de calcul :

$P_{\text{Câble moy}} = 6.74 \text{ MN}$ (mise en tension a 100 %)
 $e_0 = - 7 \text{ cm}$ et $e_1 = 61 \text{ cm}$

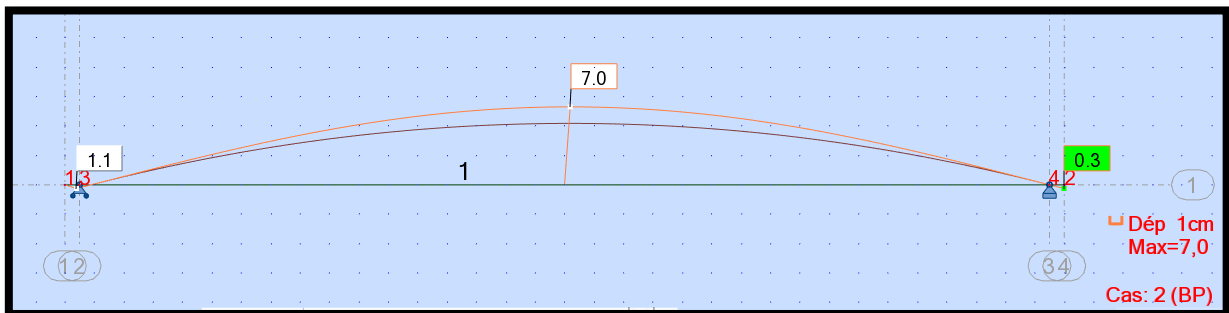


Figure VII. 2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 7.0 cm.

$$f_p = -7.0 \text{ cm.}$$

VII.2.3 Flèche due à la construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G) = 3/4 (|-7.0|-7.5) = -0.375 \text{ cm}$$

$$f_c = -0.375 \text{ cm}$$

VII.2.4 Flèche maximale à ELS :

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G + D_{240} + 0,6 T + 0,5 \Delta \emptyset$$

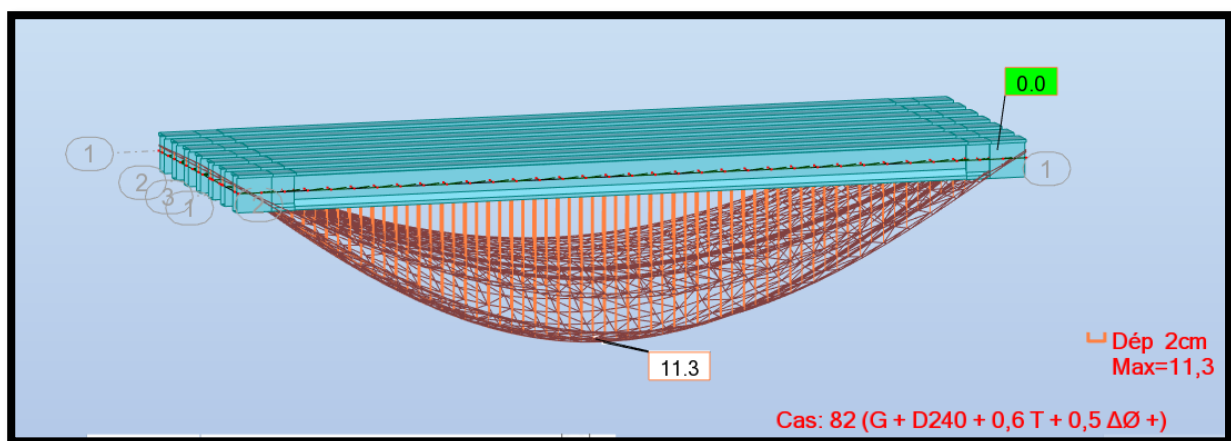


Figure VII. 3 Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 11.3 cm.

$$f_{ELS} = 11.3 \text{ cm}$$

VII.2.5 Flèche totale :

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$f_{tot} = f_{ELS} + f_p + f_c = ((-0.375) + (-7.0) + 11.3) =$$

$$f_{tto} = 3.925 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f_t = 2.375 \text{ cm}$ est inférieur à la flèche admissible : $(f_{adm} = L/500 = 34/500 = 0.068 \text{ m}) \rightarrow f_t < f_{adm}$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VII.3.1 Principe de ferrailage :

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

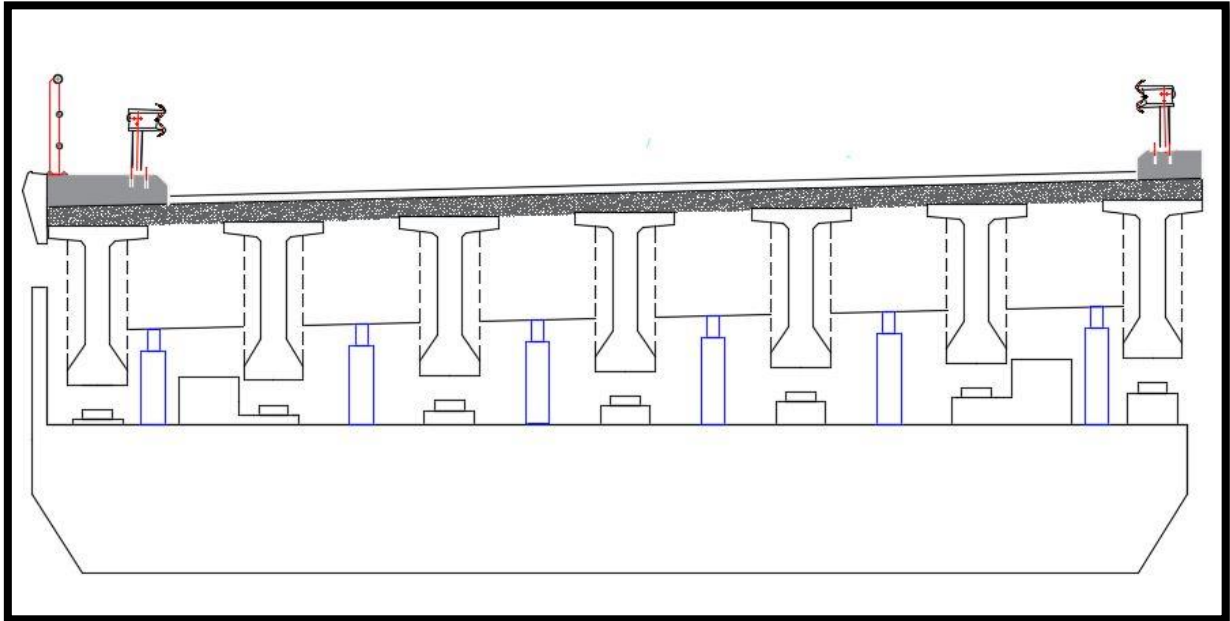


Figure VII.5 Position des vérins

VII.3.2 Évaluation des efforts :

L'entretoise sera considérée comme une poutre de 11.64 mètres de long, soutenue par six appuis et soumise à son propre poids, ainsi qu'au poids des poutres, de la dalle et des charges permanentes supplémentaires. Les charges permanentes concentrées seront calculées en utilisant les réactions sous les charges permanentes, sans prendre en compte le poids de l'entretoise.

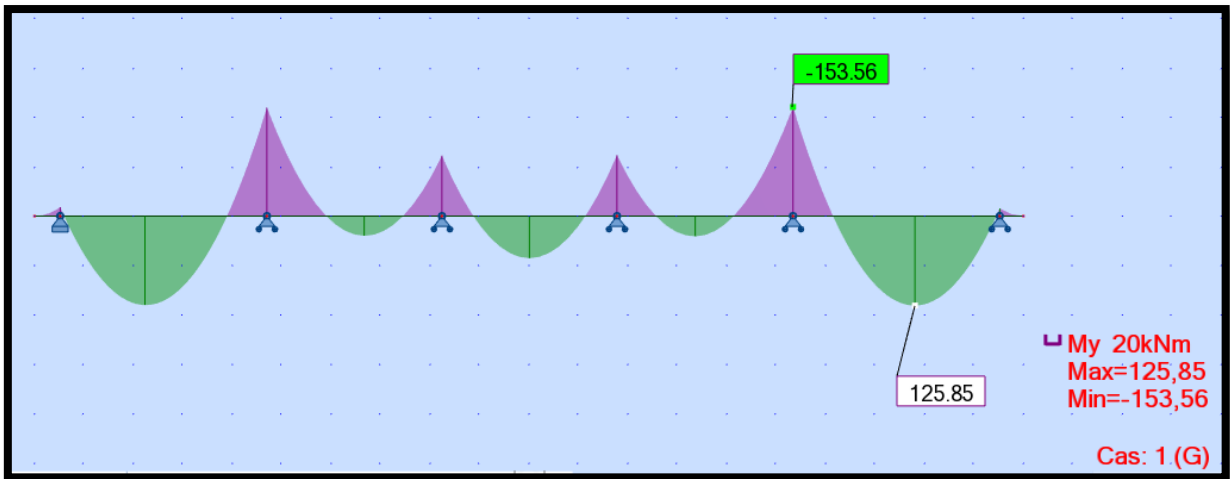


Figure VII. 5 des moments sous G à l'ELS

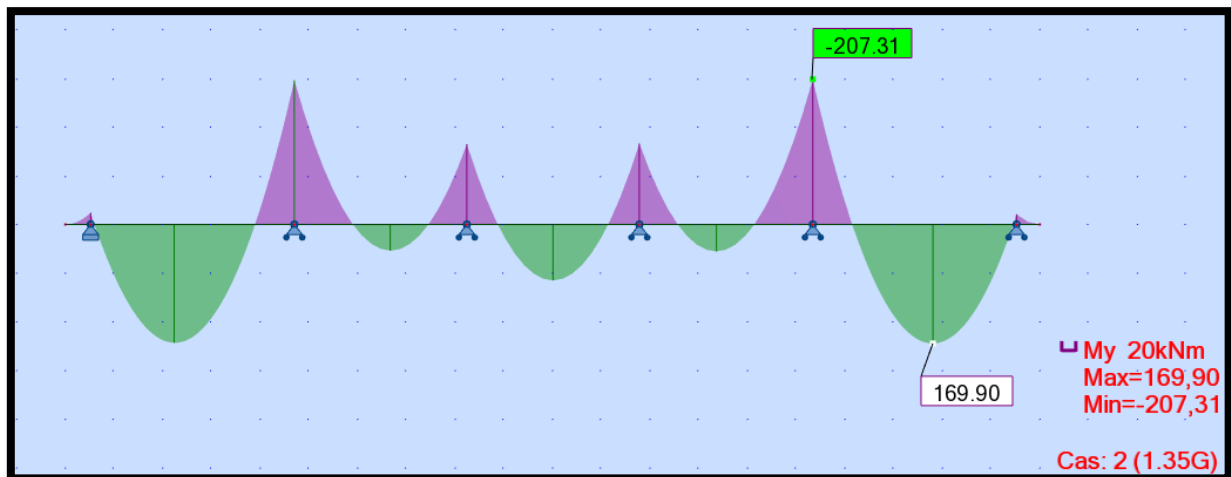


Figure VII.6 : Diagramme des moments sous G à l'ELU

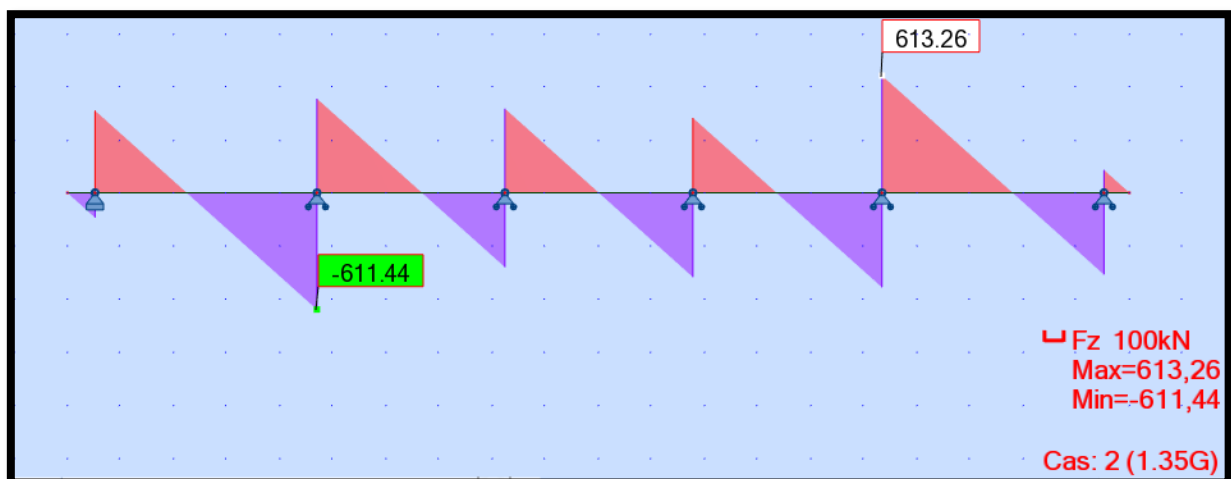


Figure VII.7 Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU

VII.3.2.1 Ferrailage :

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max à ELS sont :

- Fibre supérieure : $M_{\max} = 153.56 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{\max} = 125.85 \text{ KN.m}$

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VII.3.2.2 Ferrailage nappe supérieure (Sur appui) :

Armatures principales $A_s = 7.3 \text{ cm}^2$ Voir Annexe

On opte pour 5 HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$).

Armatures de peau (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

VII.3.2.3 Ferrailage nappe inférieure :

Armatures principales $A_s = 5.59 \text{ cm}^2$ Voir Annexe

On opte pour 4 HA14 + 4 HA 12 ($A_s = 10.68 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

Cadres transversales (Effort tranchant) :

On opte pour des cadres de HA12 ; avec un espacement de 13 cm. **Voir Annexe**

VII.4 ETUDE DE L'HOUDIS

Le hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

VII.4.1 Ferrailage transversal :

Ce type de ferrailage est calculé par rapport au moment fléchissant transversal lorsqu'une charge répartie, partiellement répartie ou ponctuelle est appliquée. La présence de poutres sous la dalle conduit à découper celle-ci en plusieurs panneaux d'une largeur unitaire de 1 m ; ce type de flexion se produit dans une seule direction.

Le dimensionnement des armatures se fait comme suit [BAEL] :

M_{ser} : Moment max obtenu à l'ELS.

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times x \times Z$$

Lorsque $M_{ser} < \overline{M}_1$ la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$Z = d - \frac{x}{3} ; \quad x = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left[0.5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] \right]$$

n : Coefficient de fissuration, qui vaut 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3 donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} [333.33, \text{Max} [250 ; 228.63]] = 250 \text{ MPa}$$

- La section d'acier minimale (condition de non fragilité) est donnée par :

$$A_s = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

VII.5 La modélisation de la dalle :

La dalle est modélisée comme un élément de barre de section ($0.20 \times 11.64 \text{ m}^2$) sur 1 mètre linéaire repose sur 7 appuis

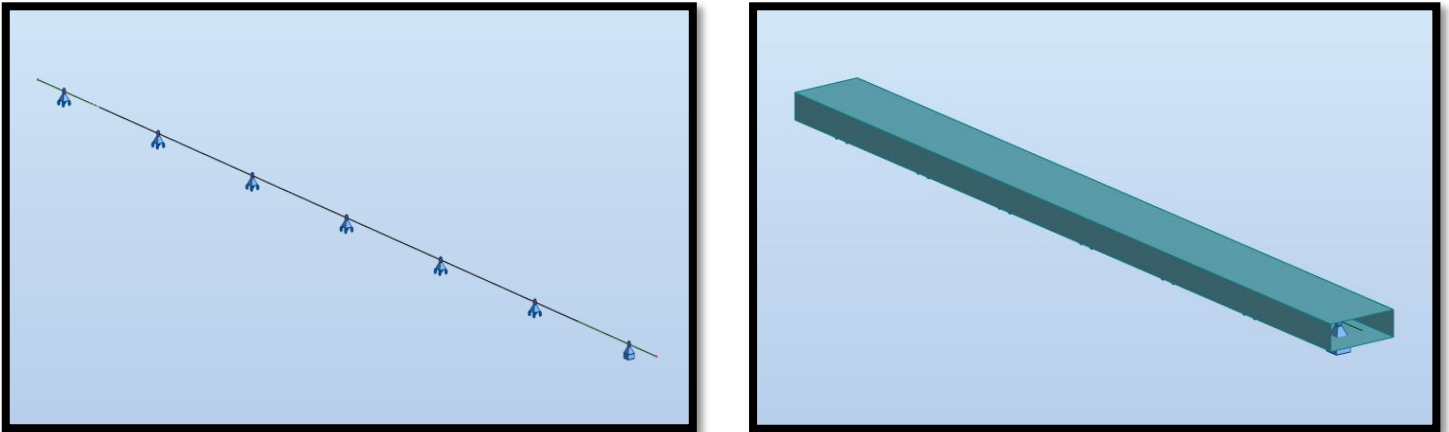
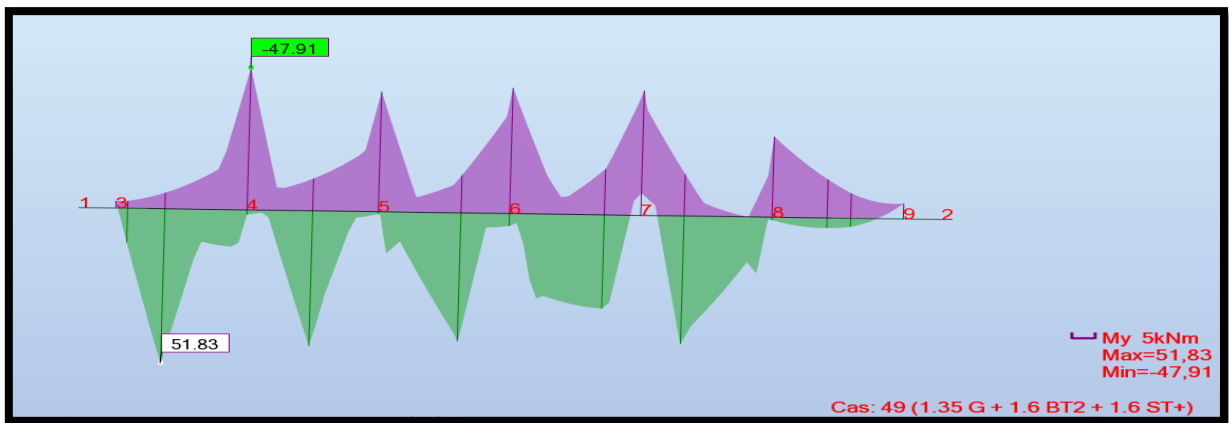


Figure VII.8 La modélisation de l'hourdis

VII.5.1 Evaluation des efforts :

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réelles. Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 3 (poids propre, poids des équipements), ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).



Figures VII.9 Diagramme des à moments sous 1.35G + 1.6 Bt2+1.6ST+ l'ELU.

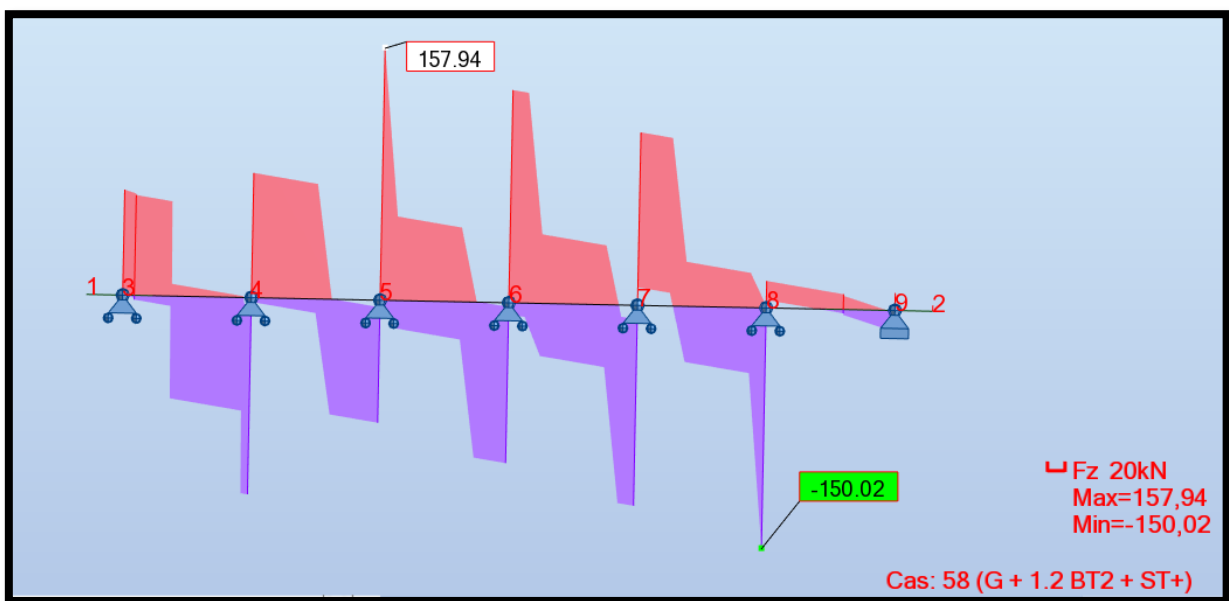


Figure VII.10 Diagramme des Efforts tranchant sous 1.35G + 1.6 Bt2+ST+ l'ELU.

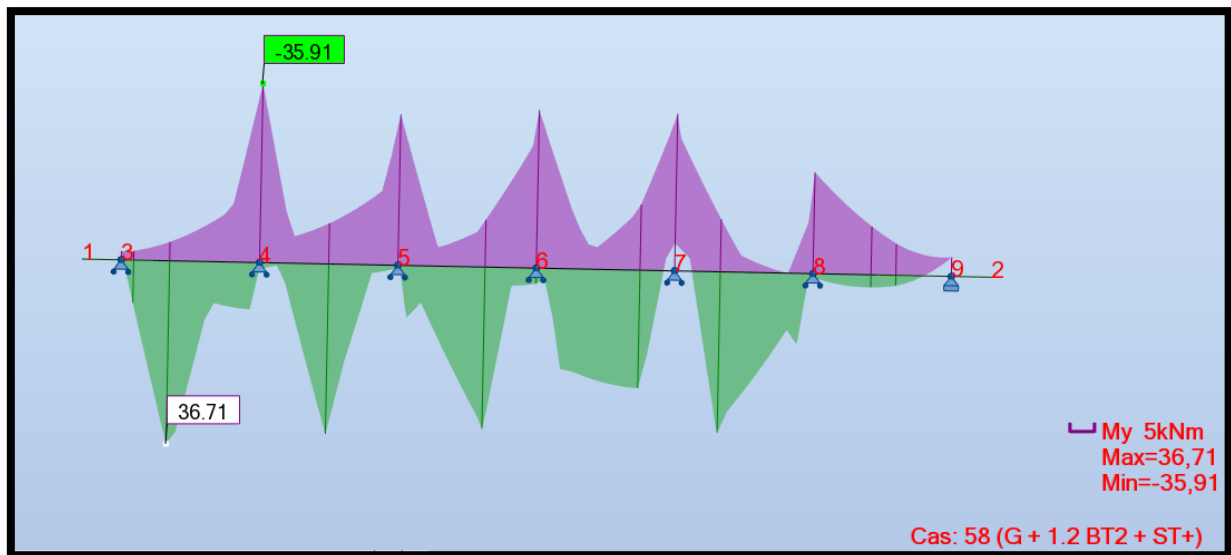


Figure VII.11 Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt₂ + ST+ à l'ELS.

D'après les diagrammes ci -dessus on a les moments max à l'ELU sont :

- ✓ Fibre supérieure : $M_{ELU} = 47.91 \text{ KN.m}$
- ✓ Fibre inférieure : $M_{ELU} = 51.83 \text{ KN.m}$

Les moments max à l'ELS sont :

- ✓ Fibre supérieure : $M_{ELS} = 35.91 \text{ KN.m}$
- ✓ Fibre inférieure : $M_{ELS} = 36.71 \text{ KN.m}$

VII.5.2 Ferrailage de la dalle

La section de ferrailage de dalle est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2018, les résultats sont présentés ci-dessous :

VII.5.2.1 ELU :

Ferrailage nappe supérieure (Sur appui) :

Armatures transversale $A_s = 7.8 \text{ cm}^2$ Voir Annexe

On opte pour 6 HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm ; enrobage = 3 cm.

Armatures longitudinales de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3 \text{ cm}$.

Ferrailage nappe inférieure :

Armatures transversales

- $A_s = 8.5 \text{ cm}^2$ Voir Annexe

On opte pour 6 HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm. ; enrobage = 3cm

Armatures longitudinales de construction (sens des poutres) :

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3\text{cm}$. **Voir Annexe**

VII.5.2.2 ELS :

Armatures transversales

- $A_s = 10.09 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 6 HA16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm ; enrobage = 3 cm.

Armatures longitudinales de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3\text{cm}$.

Ferraillage nappe inférieure :

Armatures transversales

- $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe**

On opte pour 6 HA16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm. ; enrobage = 3cm

Armatures longitudinales de construction (sens des poutres) :

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal : $C = 3\text{cm}$. **Voir Annexe**

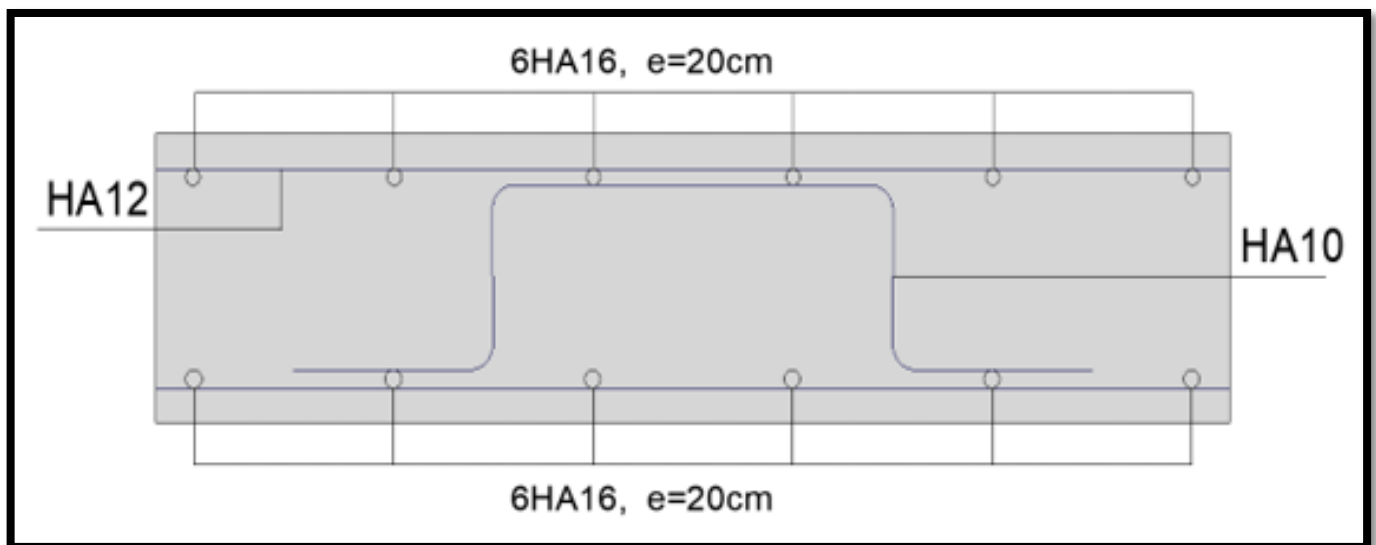
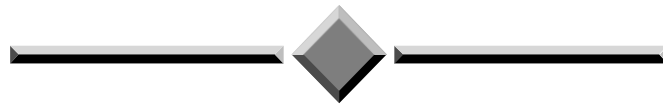


Figure VII.12 Ferraillage de la dalle (coupe transversale)

VII.6 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié le hourdis du pont, nous avons également calculé la flèche totale du tablier et assurés qu'elle était vérifiée. Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.

CAPITRE VIII
ETUDE SISMIQUE



VIII CHAPITRE VIII Etude sismique

VIII.1 INTRODUCTION:

Les premières exigences, lors de la conception d'un pont, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes exigées par le « RPOA » et ayant directement attrait à la construction de ponts en zone sismique.

Ce chapitre sera consacré pour le calcul sismiques et les équipements du pont qu'ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

VIII.2 Classification de pont :

Les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 2.

GROUP DE PONT	IMPORTANCE
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont Importante
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau VIII. 1 : Classification de pont.

VIII.3 Définition de l'action sismiques :

VIII.3.1 Critères de classification :

Ce titre présente un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

VIII.3.2

Classification de zones sismique :

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

ZONE SISMIQUE	NIVEAU DE SISMICITE
Zone 0	Négligeable
Zone I	Faible
Zone IIa	Moyenne
Zone IIb	Élevée
Zone III	Très élevée

Tableau VIII. 2 : Niveau de sismicité.

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de Chlef, d’après la carte de zonage sismique de l’Algérie, le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de sismicité élevée).

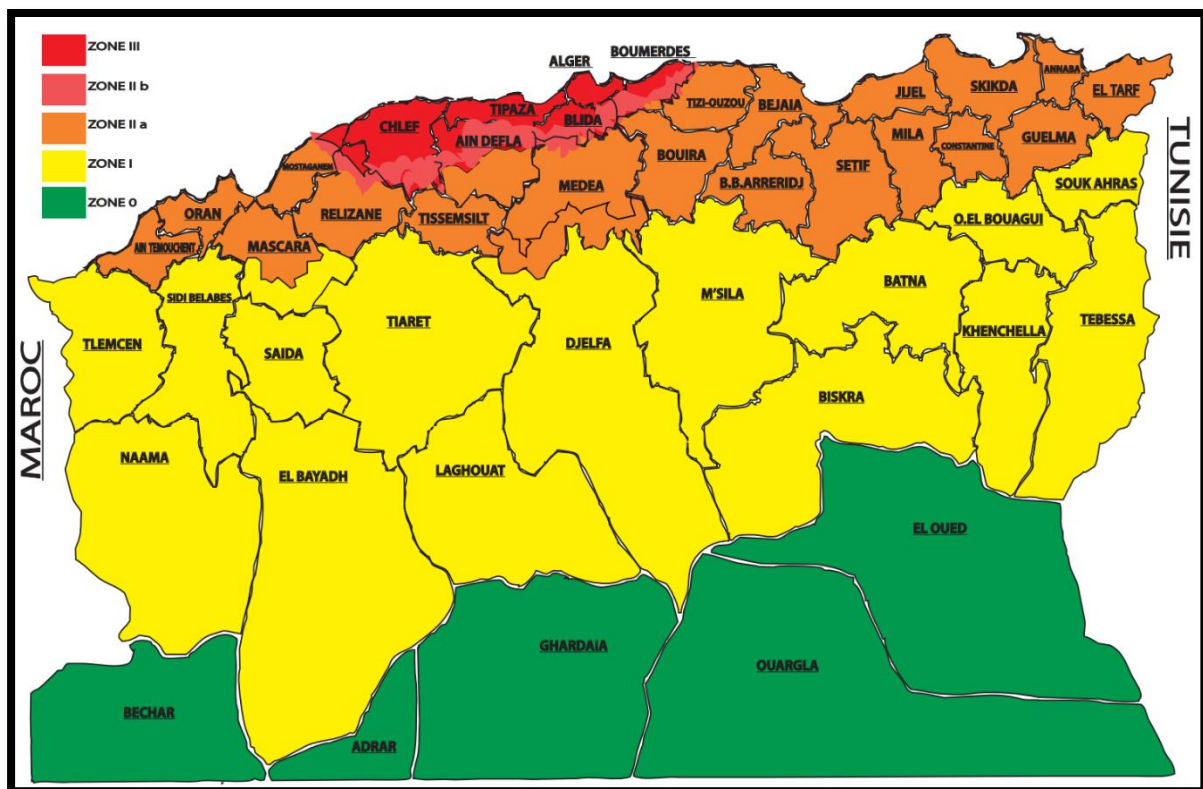


Figure VIII. 1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

VIII.3.3 Coefficient d’accélération de zone :

Le coefficient d’accélération de la zone à prendre en compte est $A=0.30$.

Tableau VIII. 3 : Coefficient d'accélération de zone A.

VIII.3.4 Classification de site :

D’une façon générale, le site sera de la catégorie S3.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

CATEGORIE	NIVEAU DE SISMICITE
S1	Site rocheux
S2	Site ferme
S3	Site meuble
S4	Site très meuble

Tableau VIII. 4 : Classification de site.

VIII.3.5 Spectre de réponse élastique :

Pour les ouvrages du type pont-à-poutres avec des appareils d'appui en élastomère le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

VIII.3.5.1 Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

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

g : accélération de la pesanteur ($=9.81m/s^2$).

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

S : coefficient de site.

A : coefficient d'accélération de zone (=0.30).

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

ξ : taux d'amortissement (en %). Béton armé : 5%.

Tableau VIII. 5 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.

VIII.3.5.2 Composante verticale :

Le

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,20	0,20
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$Sae^V(T, \xi) (m/s^2) = \begin{cases} \alpha \cdot A \cdot g \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \alpha \cdot \eta \cdot A \cdot g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \alpha \cdot \eta \cdot A \cdot g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \cdot \alpha \cdot \eta \cdot A \cdot g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte e l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha=0.70$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et $\alpha=1.00$ pour la zone sismique III.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau VIII. 6 : Valeurs de T1 et T2 pour la composante verticale.

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

VIII.3.5.3 Analyse monomodale spectrale :

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

Pour notre cas, la méthode appliquée c'est la méthode spectrale monomodale (mode fondamental).

VIII.3.5.4 Condition d'application :

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

✓ Critère n°01 :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

Autrement dit, la masse des piles M_p doit être inférieure à 43% de la masse totale $M_T = G + \alpha Q$ ($Q = 0$ car notre ouvrage n'est pas un pont urbain) :

$$M_p = M_{chevêtre} + M_{pille} < 0.43 M_T = 0.43 (G \times Nb.travées)$$

$$M_p = 5166.18 \text{ kN} < 0.43 M_T = 12404.4 \text{ kN (Condition vérifiée).}$$

✓ Critère n°02 :

Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Le biais de pont (95.77 grades) est supérieur à 70 grades (Condition vérifiée).

✓ Critère n°03 :

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

✓ Critère n°04 :

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

N.B : La variation des raideurs avec et sans biais et la symétrie transversal seront vérifiées après le calcul de la rigidité.

VIII.3.5.5 Evaluation des raideurs :

En utilisant les caractéristiques de l'infrastructure, la raideur du système est donnée par :

$$K_{App} \left(\frac{3EI}{h^3} \right)$$

Avec :

$$\text{Sens longitudinal : } K_{pile} = n \times \frac{3.E.I_l}{h^3}$$

$$\text{Sens transversal : } K_{pile} = n \times \frac{3.E.I_t}{h^3}$$

$$K_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

n : Nombre de fûts composant la pile ; **n** = 03

E : Module de déformation instantanée du béton ; **E** = 33000 **MPa**

I_l : Moment d'inertie longitudinale d'un seul fût ; **I_l** = $\pi \times D^4 / 64$

I_t : Moment d'inertie transversale de la pile (**Théorème de Huygens**).

h : hauteur des fûts ;

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui égal à **1,2 MPa** en cas dynamique ;

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

$$a \times b = (400 \times 500) \text{ mm}^2 / T = 80 \text{ mm}$$

NB : Les culées sont considérées comme infiniment rigides, la rigidité totale sera égale à la rigidité des appuis (**K_{A-App}**).

Les résultats obtenus sont inscrits dans les deux tableaux ci-dessous :

Appui	H(m)	K _{fût} (MN/m)	n _{A-App}	K _{App} (MN/m)	K _{A-App} (MN/m)
C1/C2	/	Inf	7	21,00	3,00
P1	19	10,26	14	8,25	3,00
P2	16,74	15,01	14	11,06	3,00
P3	9,2	86,04	14	28,22	3,00

Tableau VIII. 7 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appui	H(m)	$K_{fût}$ (MN/m)	n_{A-App}	K_{App} (MN/m)	K_{A-App} (MN/m)
C1/C2	/	Inf	7	21,00	3,00
P1	19	3,42	14	3,16	3,00
P2	16,74	5,00	14	4,47	3,00
P3	9,2	28,68	14	17,04	3,00

Tableau VIII. 8 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

VIII.3.5.6 Séisme longitudinale :

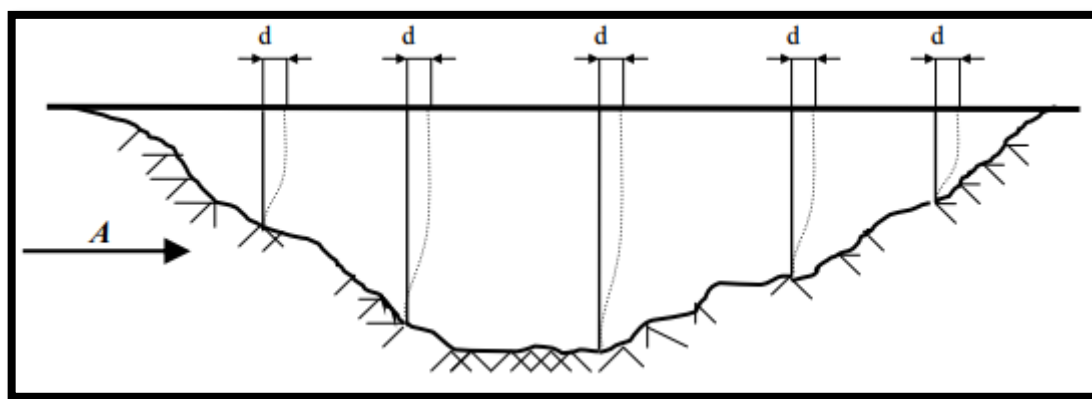


Figure VIII. 2 : Séisme longitudinale.

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée :

$$F = M \cdot Sa(T)$$

M : est la masse effective totale de la structure ; $M = 2884.74 t$

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

$Sa(T) = Sae(T)$ Pour un calcul élastique ($q=1$) ;

$Sa(T) = Sad(T)$ pour un calcul en capacité ($q>1$)

On va utiliser le spectre élastique $Sae(T)$.

T : Période fondamentale de l'ouvrage ;

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

Application numérique :

Nous avons : $T_2 = 0,50 \text{ s} \leq T = 1,14 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$

Donc :

$$Sae(T) = 2,5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S\left(\frac{T_2}{T}\right) = 3,88 \text{ m/s}^2$$

Et :

$$F = M \times Sae(T) = 11183,43 \text{ kN}$$

VIII.4 Déplacement du tablier par rapport au sol :

Le déplacement a pour expression :

$$d_{L-Tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sae(T) = 12,73 \text{ cm}$$

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

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K} \times F$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Appui	$K_{App} \text{ (k/m)}$	$K_T \text{ (kN/m)}$	$F \text{ (kN)}$	$F_{App} \text{ (kN)}$	Dpile (m)
C1	21,00	89,53	11183,4	2623,2	0,000
P1	8,25	89,53	11183,4	1030,1	0,100
P2	11,06	89,53	11183,4	1381,6	0,092
P3	28,22	89,53	11183,4	3525,4	0,041
C2	21,00	89,53	11183,4	2623,2	0,000

Tableau VIII. 10 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

VIII.4.1 Séisme transversal :

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

- Le modèle à tablier rigide.

- Le modèle à tablier flexible.

Nous avons $\frac{L}{B} = \frac{135.29}{11.64} = 11.62 > 5 \rightarrow$ *Modèle à tablier flexible.*

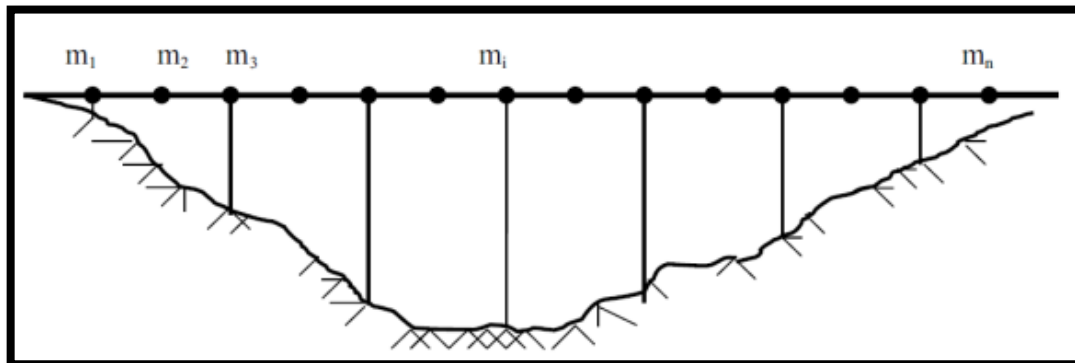


Figure VIII. 3 : Séisme Transversale.

VIII.4.2 Modèle à tablier flexible :

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets d'action sismique agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sa(T_i)$$

M_i : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

T_i : est la période fondamentale de la même pile. $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Appui	K	M	T	Sa	Fi
	(MN/m)	Kg	s	m/s ²	KN
C1	21,00	362 485,00	0,83	5,35	1 938,46
P1	3,16	886 644,30	3,33	1,33	1 176,56
P2	4,47	881 563,76	2,79	1,58	1 395,03
P3	17,04	864 996,77	1,42	3,12	2 697,58
C2	21,00	362 485,00	0,83	5,35	1 938,46

Tableau VIII. 11 : Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

VIII.4.3 Séisme vertical :

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R_i peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Où :

L : est la longueur de la travée principale, et μ est la masse linéique du tablier comprenant les équipements.

a : Il caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet :

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé ".

Application numérique :

Pour : $a = 5.60$; $b_c = 0.25$ et $b_{p1} = b_{p3} = 0.64$; $b_{p2} = 0.9$:

$$R_c = 974.3597 \text{ kN}$$

$$R_{p1} = R_{p3} = 2598.292 \text{ kN}$$

$$R_{p2} = 3653.849 \text{ KN}$$

VIII.5 Combinaisons des composantes de l'action sismique :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

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

$$E_{long} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_{trans} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_{vert} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

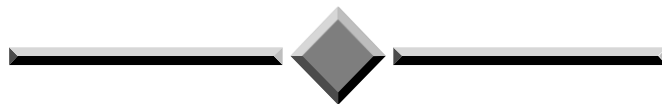
Appui	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	3 497,0	3 017,71	2 342,84
P1	2 162,5	2 265,07	3 260,29
P2	2 579,6	2 589,00	3 431,29
P3	5 114,2	4 534,69	4 465,19
C2	3 497,0	3 017,71	2 342,84

Tableau VIII. 9 : Combinaisons des composantes de l'action sismique.

VIII.6 Conclusion :

En conclusion, l'étude sismique d'un pont est une étape essentielle dans la conception, la construction et la maintenance de structures sûres et résistantes aux séismes. Elle permet d'évaluer les forces sismiques potentielles auxquelles le pont peut être exposé et de déterminer les mesures nécessaires pour renforcer sa résistance. Grâce à une analyse approfondie du risque sismique, il est possible de prendre des décisions éclairées en matière de conception structurale, d'implémentation de technologies sismiques avancées et de planification des mesures d'urgence. L'étude sismique contribue ainsi à assurer la sécurité des usagers du pont et à prévenir les dommages potentiels causés par les tremblements de terre.

CAPITRE IX
ETUDE DES EQUIPEMENTS



IX CHAPITRE IX Etude des équipements

IX.1 INTRODUCTION :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

IX.2 Appareils d'appui :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

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

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

Les appareils d'appuis en élastomère fretté et les appareils d'appuis à pot présentent la majorité des appareils utilisées pour les ponts.

On a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes car ils présentent plusieurs avantages, notamment leur coût relativement modéré.

En effet, en l'absence de point fixe, et compte tenu de la souplesse qu'ils apportent, le comportement global de l'ouvrage sous séisme d'amplitude modéré est meilleur. Sous fort séisme, ils se déchireront, et leur remplacement sera moins coûteux que s'il s'agit d'appareils à pot.

IX.2.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

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

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

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

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

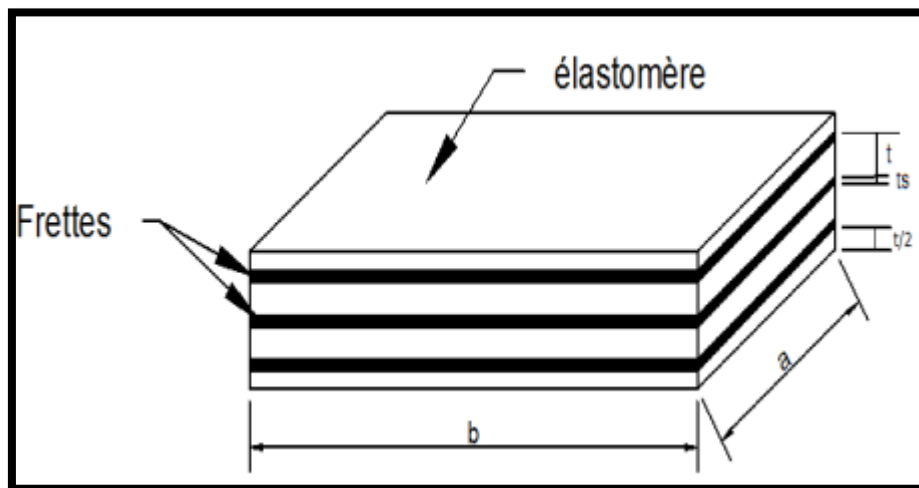


Figure IIX-I Appareil d'appuis en élastomère fretté.

IX.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui :

IX.2.2.1 Aire de l'appareil d'appuis :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$$

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort NMax.

R_{max} : Réaction maximale dans l'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

20 MPa : condition de non écrasement.

On désigne par (a×b) l'aire de l'appareille d'appui d'où :

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

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

La poutre la plus sollicité par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de :

$$N_{max} = R_{max} = 1.253 \text{ Mn}$$

On prend a=500 mm et b=400mm

$$2 \text{ MPa} \leq \frac{1.253}{0.4 \times 0.5} = 6.265 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.2.2 Hauteur nette de l'élastomère :

IX.2.2.3 Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_q \leq \frac{a}{5} \quad \text{D'où : } 50 \text{ mm} \leq T_q \leq 100 \text{ mm}$$

Dimension des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou: } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{axb} \quad \text{Et} \quad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

$$\sigma_m = 6,27 \quad \text{MPa}$$

$$\beta = 12,35$$

Avec : $G = 0.90 \text{ MPa}$ (cas statique).

On prendra :

Feuillets d'élastomère : $t_i = 12 \text{ mm}$

Frettes métalliques : $t_s = 2 \text{ mm}$

Enrobage des chants : $E_c = 4 \text{ mm}$

Enrobage extérieur $E_e = 6 \text{ mm}$

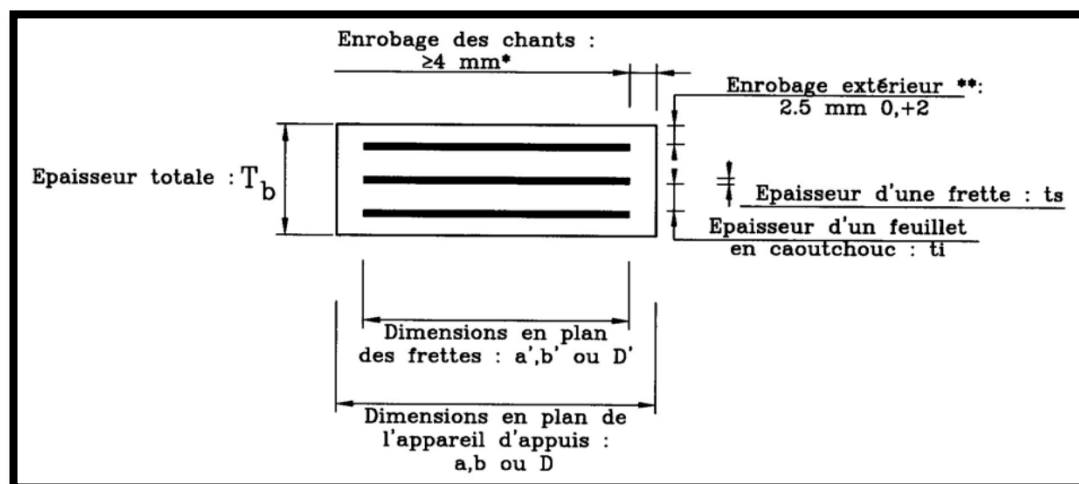


Figure IIX-II Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

Alors :

$$T_b = 4 \times t_i + 5 \times t_s + 2 \times E_e = 96 \text{ mm} \quad ; \text{ Avec : nombre de frettes métalliques} = 5$$

$$T_q = 4 \times t_i + 2 \times E_e = 80 \text{ mm}$$

IX.2.3 Vérification des appareils d'appuis :

IX.2.3.1 Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$$N = 1.253Mn \rightarrow \sigma_m = \frac{1.66}{0.5 \times 0.4} = 6.265 \text{ Mpa} \leq 20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.3.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier que :

$$\gamma_s P_u < P_c$$

Avec :

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité ;

$P_u = 1.253 \text{ MN}$: valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime ;

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = 4GBS^2 d/h$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui ; $B = (40 \text{ cm} \times 50 \text{ cm})$

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ; $d = 12 \text{ mm}$

h : hauteur totale de l'appareil d'appui ; $h = 72 \text{ mm}$

G : module de cisaillement ; $G = 0.9 \text{ MPa}$

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet) ;

$$S = \frac{a \times b}{2t(a + b)}$$

Application numérique :

$$S = 11.11 ; P_c = 14.81 \text{ MN}$$

$$3 \times 1.44 = 4.32 \text{ MN} < 31.25 \text{ MN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

IX.2.3.3 Limitation de la distorsion :

La distorsion δ , rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère des appareils d'appui doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\delta = \frac{d}{T_d}$$

$$\text{Pour } p = P_u/P_c \leq 0,25 : \quad \delta \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - p)$$

$$\delta_0 = \frac{c}{h_c}, \text{ borné par } 0,7 < \delta_0 < 2$$

c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,

h_c : épaisseur totale d'élastomère.

$$\text{Pour } p \geq 0,25 : \quad \delta \leq 1,4(1 - 2p)$$

Application numérique :

$$\delta = \frac{d + 0.4d_t + d_{r+f} + 0.2d_{freinage}}{T_d} = \frac{0.129 + 0.4 \times 0.0049 + 0.0107 + 0.2 \times 0.0114}{0.096} = 1.49$$

$$p = 0.097 < 0.25 \rightarrow \delta_0 = 4.17$$

Donc on prend : $\delta_0 = 2$

$$\delta = 1.49 \leq 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.097) = 1.50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.4 Condition de non glissement :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $H < f N$

Où :

H : est l'effort horizontal,

N : est l'effort de compression vertical,

f : est le coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.60/\sigma_m$ (σ_m exprimée en MPa).

Application Numérique :

IX.2.4.1 Cas de la pile :

La force de freinage du convoi BC est la plus défavorable donc :

a. Pile :

N =	0,86	MN		
σ_m =	4,30	MPa	d'où f =	0,24
0,38	MN	<	0,21	MN

Condition non vérifiée

b. Culée :

N =	0,89	MN		
σ_m =	4,44	MPa	d'où f =	0,24
0,52	MN	<	0,21	MN

Condition non vérifiée

→ Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

Remarque :

Dans la pratique, il est très rare de pouvoir satisfaire cette condition. (« **Ponts courants en zone sismique** » - guide de conception SETRA – T : 4.4.3.4).

IX.2.4.2 Des d'appui :

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

IX.3 Dimensionnement dé d'appui :

$$h \geq \frac{a \times b}{2(a+b)} = 0.125m$$

$$A = a + 0.2 = 0.5 = 0.7m$$

$$B = b + 0.2 = 0.5 = 0.7m$$

IX.3.1 Ferrailage dé d'appui :

Le dé d'appuis et soumis à la compression simple d'où l'effort normale due à la combinaison la plus défavorable de l'effort tranchons de la poutre

$$N = 1,44 MN$$

$$\sigma_s = \max \{0,5 \times f_e; 110\sqrt{n} \times f_{tj}\} = \max \{0,5 \times 500; 110\sqrt{1,6} \times 3\} = 250 MPa$$

IX.3.1.1 Armatures de chainage :

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

Elle est donnée par :

$$A_s = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.44}{250} = 14.4 cm^2 \rightarrow 5 \times HA20(15.71 cm^2)$$

IX.3.1.2 Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures qu'on appelle « armatures de profondeur », devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_s = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.44}{250} = 7.2 cm^2 \rightarrow 5 \times HA14(7.70 cm^2)$$

IX.3.1.3 Armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- **Frettes supérieures :**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.44}{250} = 2.30 cm^2 \rightarrow 5 \times HA8(2.51 cm^2)$$

- **Frettes inférieures :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z Tel que : $h/3 < Z < h$:

$$A_s = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.44}{250} = 5.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \times HA14(6.16\text{cm}^2)$$

IX.4 Plot parasismique :

Les plots parasismiques sont en béton armé, ils sont encastés au chevêtre au niveau des piles et sur mur frontal au niveau des culées, destinés à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal, leur conception consiste à :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversal.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieur ; avec Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismique.

Pour cela on choisit deux plots parasismiques qui prennent les Caractéristiques suivantes :

- une hauteur de 50cm.
- une section de 50x60cm.
- un espacement de 10cm par rapport à la poutre.

IX.4.1 Ferrailage du plot parasismique :

Le ferrailage du plot parasismique se fait en flexion simple sous l'action sismique transversale, pour cela on doit calculer :

$$M=0.1.K_h. G. e$$

Avec :

K_h : coefficient sismique horizontal égal au coefficient de zone A ($K_h=A= 0.3$).

G : Poids total du tablier ($G = 724.97 \text{ t}$).

e : Distance entre la fibre inférieure du plot et le point d'impact de la poutre sur le plot ($e=0.3\text{m}$).

Donc : $M= 6.52 \text{ t.m}$

A l'aide du logiciel ROBOT on prend $7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2$.

Pour l'armature de construction on prend : $A's=As /3$, on prend $4HA10 = 3.14\text{cm}^2$.

Pour l'armature transversale, On prend des cadres HA10 espacés de 15cm.

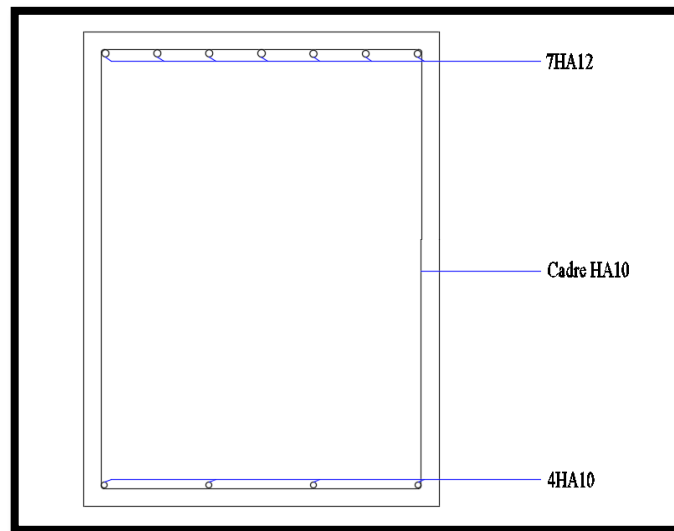


Figure IIX.3 Ferrailage plot parasismique

IX.5 Joint de chaussée :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

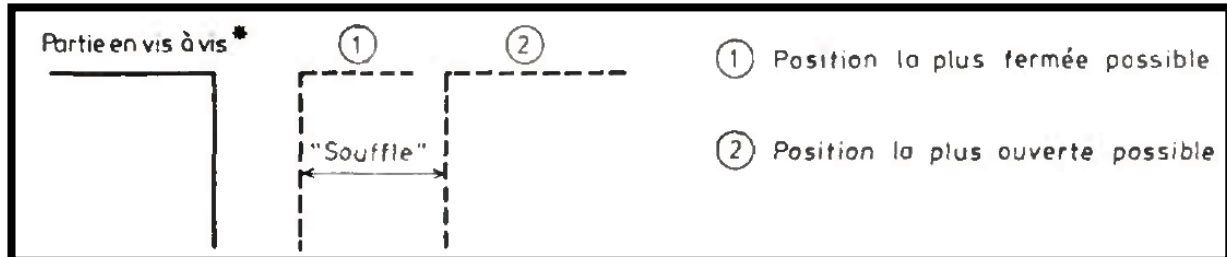


Figure IX-5 Souffle de joint

IX.5.1 Dimensionnement de joint de chaussée :

Conformément aux **RPOA2008**, les joints de chaussée sont dimensionnés selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4W_T + \frac{W_s}{3}$$

Avec :

W : Souffle total du joint,

W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage), $W_D = 1.07 \text{ cm}$

W_T : Souffle thermique ; $W_T = 0.49 \text{ cm}$

W_s : Souffle sismique ; $W_s = 12.89 \text{ cm}$

Application Numérique :

$$W = 1.07 + 0.4 \times 0.49 + + \frac{12.89}{3} = 5.51 \text{ cm}$$

IX.5.2 Type de joint :

Les joints de chaussée sont fortement exposés aux risques d'endommagement en raison du choc directement transmis par la charge des véhicules. Il est donc primordial d'utiliser le type de joint ayant la résistance élevée au choc et la bonne durabilité.

Lors du choix du joint de chaussée, il y a lieu de prendre en compte les diverses conditions, notamment le confort des usagers, la pose simple du joint, l'adaptation facile à la variation de la température et à la déflexion de l'ouvrage, la bonne liaison à la structure, la résistance à la fatigue et la robustesse, la fonction étanchéité, et la facilité d'entretien et de remplacement.

Ayant obtenu un souffle total $W = 55.14 \text{ mm}$, on opte pour un joint de chaussée de type **CIPEC Wd 60**.

IX.6 Evacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- **Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.**
- **Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.**

Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale dite **dévers**. Cette pente ne doit pas être inférieure à 2%. Pour notre projet, on aura une pente transversale double de **2.5%**.

Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles ($\varphi > 10 \text{ cm}$) avec un espacement compris entre 20 et 30 m et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Il est préconisé d'adopter les principes suivants :

- **Rechercher toujours à faire circuler l'eau gravitairement et superficiellement.**
- **Eviter les pentes inférieures à 0,5 % car elles entraînent des risques de stagnation d'eau.**
- **Dimensionner les réseaux au moins pour la pluie d'occurrence décennale (T=10 ans).**

IX.7 Finitions :

Les limites du tablier sont balisées par des barrières de sécurité métallique du type H4BP. La protection de toute la structure métallique sera assurée par une galvanisation à chaud (80µm) ou similaire.

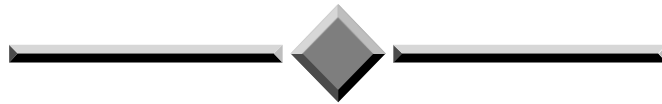
Des garde-corps seront mis en place en bordure du pont pour protéger les piétons.

Les corniches sont préfabriquées en béton armée et elles doivent être posées, chaînées avec les armatures d'attente.

IX.8 Conclusion :

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

CAPITRE X
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



X CHAPITRE X Etude de l'infrastructure

X.1 Introduction :

La transmission des charges appliquées à la superstructure sur le sol, s'effectue par l'intermédiaire de l'infrastructure qui doit être dimensionnée pour répondre aux exigences du franchissement et résister aux forces statiques et dynamiques. Pour cela l'étude de l'infrastructure est considérée comme étape fondamentale pour le projet. Dans ce chapitre, nous allons traiter les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre ouvrage.

X.2 Les dimensions de la pile :

X.2.1 a) Le chevêtre :

Le chevêtre est l'élément sur lequel reposent les poutres, il assure ainsi la transmission des charges de la superstructure vers les fûts.

- Hauteur : $H = 1.50$ m
- Largeur : $B = 2.40$ m
- Longueur : $H = 11.64$ m

X.2.2 b) Les fûts :

Les fûts transmettent les efforts du chevêtre vers la semelle, ils ont une forme cylindrique et sont de diamètre constant. La pile étudiée contient 3 fûts de dimensions suivantes :

- Une hauteur $h_{\text{fut}} = 19.30$ m
- Un diamètre $\varnothing_{\text{fut}} = 1.50$ m

X.2.3 c) La semelle :

Son rôle est de transmettre les efforts appliqués par les fûts vers les pieux, elle a les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 1.80 m
- Largeur : 6.00 m
- Longueur : 10.80 m

d) Les pieux :

Le rôle des pieux est d'ancrer l'ouvrage dans le bon sol, ils sont soumis aux efforts transmis par la semelle. Ils sont caractérisés par leur diamètre :

- $\varnothing_{\text{pieux}} = 1.20$ m

X.3 Etude des éléments de la pile :

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les combinaisons (ELS, ELU) sont mentionnés ci-dessous :

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST+0.9T	20642.94	546.50	12350.96
ELS	G+1.2Bc+0.6T	15297.52	402.63	9099.39

Tableau X.1 Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous semelle).

X.4 Etude des pieux :

Nous avons supposé 02 files de 03 pieux chacune, donc un nombre total : $N = 06$ pieux.

X.4.1 Effort revenant à chaque pieu :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum x^2}$$

Avec :

N : Effort normal maximal ;

n : Nombre de pieux ;

, **M_y** : Moment maximaux dans les sens x et y ;

, **Y** : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

CAS	Rmin	Rmax
ELU	2296.88	4585.10
ELS	1707.05	3392.12

Tableau X.2 Rmax et Rmin pour les combinaisons les plus défavorables sur pile.

X.4.2 Actions sur les pieux :

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4 E I}} \quad \lambda = 0.228 X$$

Avec :

b : diamètre du pieu ; **b** = 1,2 m

C_u : Module de réaction du sol ; **C_u** = 30 MN/m³

E : Module d'élasticité du béton ; **E** = 33000 MPa

I : Moment d'inertie du pieu ; **I** = 0,101 m⁴

$\lambda * L = 5,927$ (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de $X \varphi_P$ et $X \varphi_M$

$$\overline{M} = - \frac{\chi_{eP}}{\chi_{eM}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} \quad \lambda \times L = 5.927 \quad \begin{cases} X \varphi_P = 1.44 \\ X \varphi_M = 1.65 \end{cases}$$

M_{ELS} =	258.1	KN.m
M_{ELU} =	350.31	KN.m

X.4.3 Ferrailage des pieux :

La section d'acier est calculée avec ROBOT EXPERT 2010

Section d'acier :

AS = 113,10 cm²

On prend : 24 HA25 (AS = 117,81 cm²)

X.4.4 Cerces transversales :

1 cerce HA16 avec $St = 15$ cm dans la zone critique et $St = 30$ cm dans la zone courante.

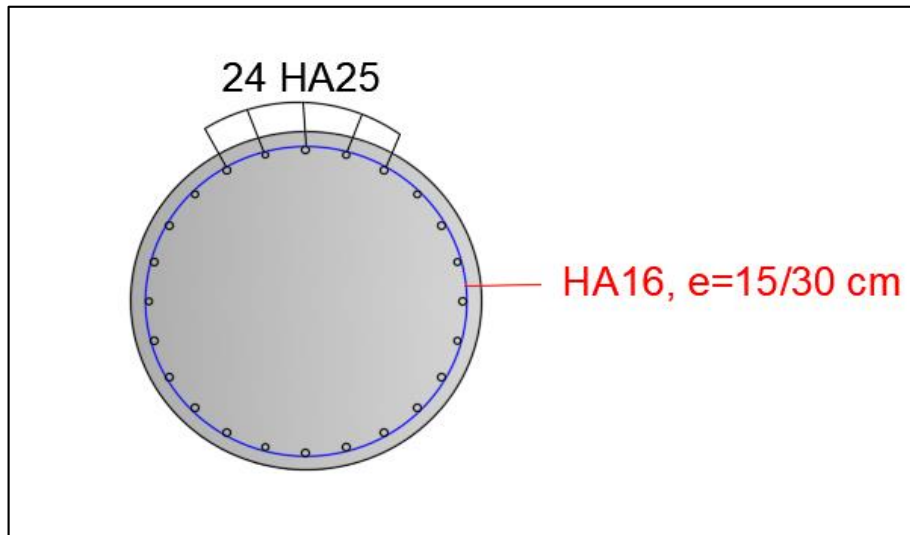


Figure X.2 Ferrailage d'un pieu

X.5.ETUDE DES FUTS :

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST+0.9T	16706.34	546.50	11367.25
ELS	G+1.2Bc+0.6T	12381.52	402.63	8374.66

Tableau X-I Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).

Sollicitations les plus défavorables :

ELS :

$$M_{\max} = 2791.55 \text{ KN.m/fut}$$

$$N_{\text{cor}} = 4127.17 \text{ KN./fut}$$

$$T_{\max} = 134.21 \text{ KN./fut}$$

$$N_{\text{cor}} = 4127.17 \text{ KN./fut}$$

ELU :

$$M_{\max} = 3789.08 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 5568.78 \text{ KN./ml}$$

$$T_{\max} = 182.17 \text{ KN./ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 5568.78 \text{ KN./ml}$$

X.5.1 Ferrailage des fûts :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe.

- **Section d'acier :**

AS = 176.7 cm² On prend : 22 HA32 (AS = 176,93 cm²)

X.5.2 Cerces transversales :

2 cerces H16 avec $St = 12.5$ cm dans la zone critique et $St = 25$ cm dans la zone courante

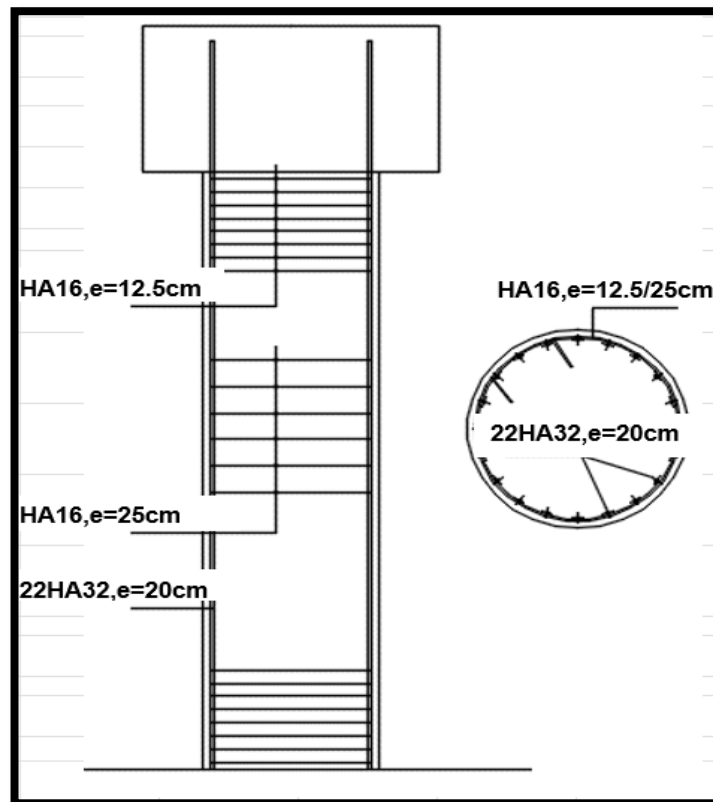


Figure X.3 Ferrailage d'un fût

X.6XI.2.4. Etude du chevêtre :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion. La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

L'analyse de le chevêtres a été élaboré à travers d'un modèle d'élément de barre réalisé sur le logiciel de calcul Robot Structural Analysis .

X.6.1 Dimensionnement à la flexion :

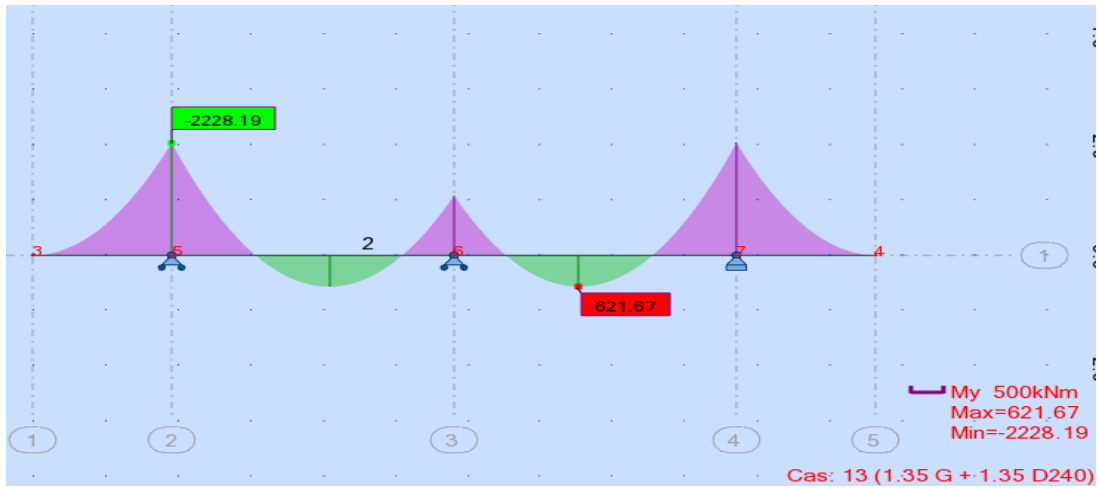


Figure X.4 Moments maximale à l'ELU

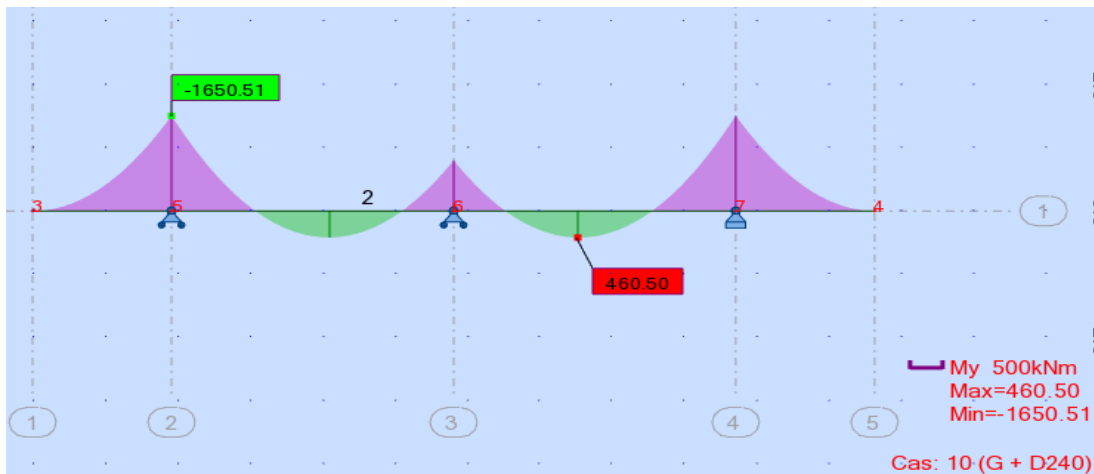


Figure X.5 Moments maximale à l'ELS

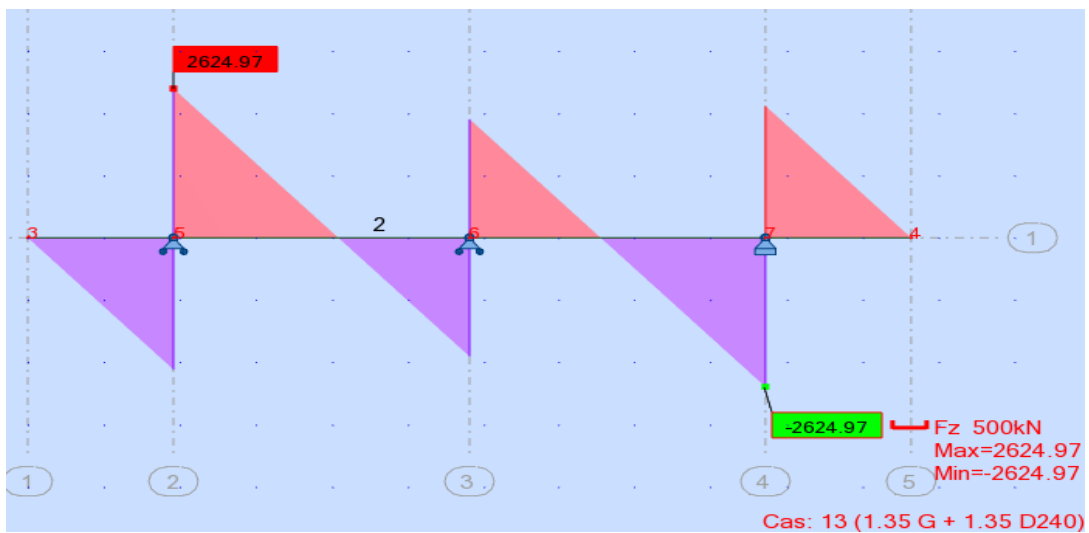


Figure X.6 Effort tranchant maximale à l'ELU

Combinaison	Sur appui (KN.m)	Mi travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELS	1650.51	460.50	/
ELU	2228.19	621.67	2624.97

Tableau X.4 Tableau récapitulatif

Ferraillage du chevêtre :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe.

X.6.2 Section d'acier :

Nappe supérieure : $A_s = 58.9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : 18 HA20

Nappe inférieure : $A_s = 34.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : : 18 HA16

X.6.3 Armatures transversales :

T_{max} à L'ELU = 2624.97 KN on prend 1 cadre HA14 avec $St = 10 \text{ cm}$ dans la zone critique et $St = 15\text{cm}$ dans la zone courante

X.6.4 Dimensionnement à la torsion :

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, dont la largeur L_t est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si} \quad L_c < \phi f_{ut} + H_c$$

$$L_t = L_c + \phi \quad \text{si} \quad L_c > \phi f_{ut} + H_c$$

Nous avons :

$$H_c = 1,50 \text{ m} ; \quad \Phi = 1,50 \text{ m}$$

$$L_c = 2,40 \text{ m} ; \quad L_c + \Phi = 2.8 \text{ m}$$

Donc $L_t = 2,40 \text{ m}$

La contrainte tangentielle de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b n}$$

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; $C = \max (C_1 ; C_2) = R_i \times e$ (C_1 étant le moment de torsion en phase de construction et C_2 le moment de torsion en service).

Ω : Aire de la torsion ; $\Omega = (H_c - b n) \times (L_t - b n)$.

$b n$: Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $b n = H_c / 6$

La section d'acier nécessaire pour reprendre les efforts de torsion est donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

CHAPITRE X Etude de l'infrastructure

Avec :

$$P : \text{Périmètre du chevêtre} ; P = (2 H c - b n) + (2 L t - b n) = 7.30$$

$$\bar{\sigma}_a : \text{Contrainte limite admissible de l'acier} ; \bar{\sigma}_a = 2/3 f_e = 333.33 \text{ MPa} .$$

Application Numérique :

$$C 1 = 91.04 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m l} ; C 2 = 83.16 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m l}$$

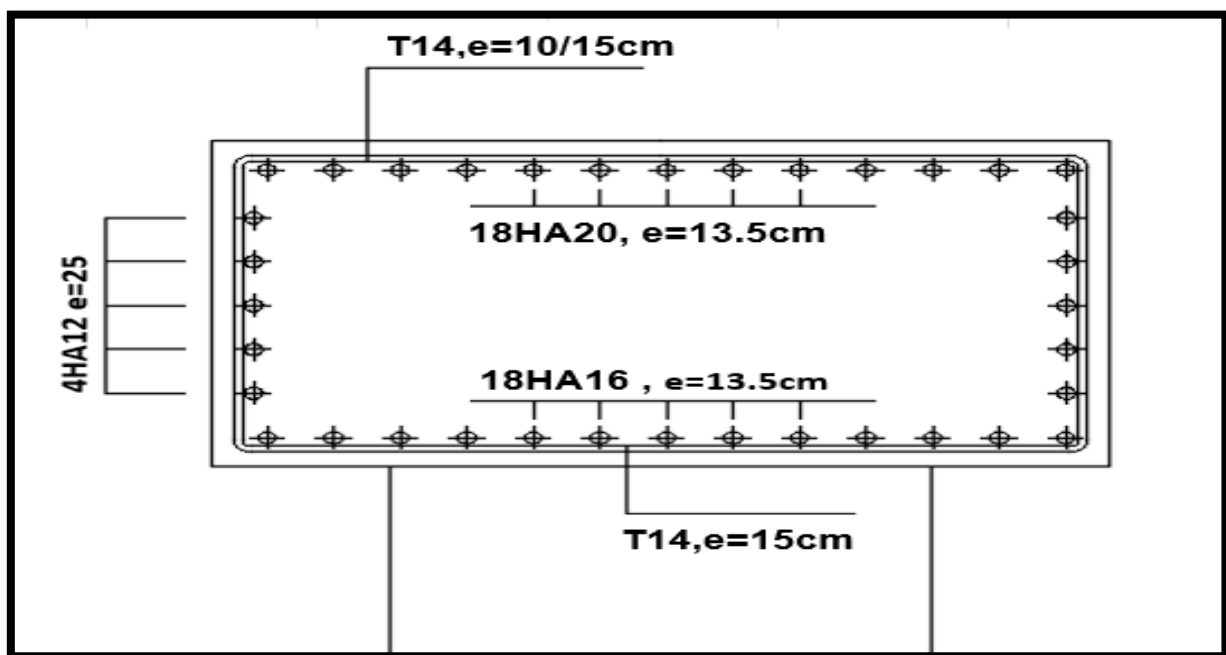
$$\text{D'où} : C = 91.04 \text{ kN.m/ml}$$

Donc : $A_s = 3.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ On opte pour 5 HA10 (3.93 cm^2) avec un espacement de 25 cm.

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 b d f t 28$$

$$f_e = 2.79 \text{ cm}^2 / \text{m l} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



X.7 Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

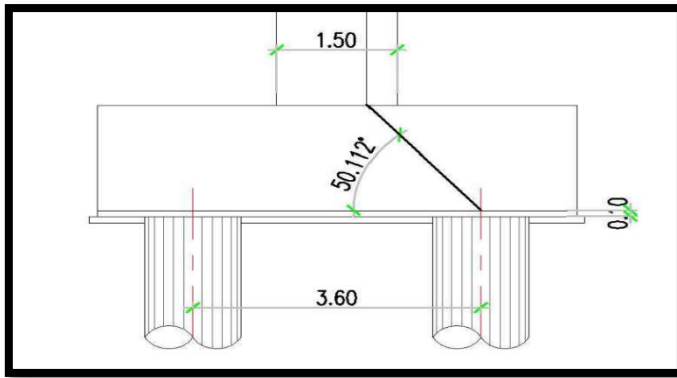
$$\alpha \geq 45^\circ$$

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

L : entraxe entre pieux

B : diamètre de fût

h : l'épaisseur de la semelle - 0.1



$$h = 1.70 \text{ m} \geq 1.425 \text{ h}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L-B}{2} - \frac{B}{4}} \rightarrow \alpha = 51.11^\circ \geq 45^\circ$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Armatures transversale inférieure

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée

par la méthode des bielles est égale à : $A_s = \frac{N_{\text{Max-ELS}}}{\sigma_{a\text{-ELS}}} \times \frac{\frac{L-B}{2} - \frac{B}{4}}{h}$

- **Condition normale**

$$N_{\text{Max-ELS}} = 3.39 \text{ MN}$$

$$\sigma_{a\text{-ELS}} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$A_{s\text{-ELS}} = 85.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = 85.30 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \phi_{\text{pieu}} = 1,70 + 1,20 = 2,90 \text{ m} \rightarrow A_s = 85.30 / 2.90 = 29.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Donc : On prend : 6 HA25/ml ($A_s = 29.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures longitudinales inférieure

$A_{s1} = A_s / 2 = 14.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Soit : **4HA25**, avec un espacement de 25cm.

Armatures transversales supérieure

$A_{s2} = A_s / 3 = 9.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Soit : **6HA16**, avec un espacement de 15cm.

Armatures longitudinales supérieure

$A_{s3} = A_s / 4 = 7.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Soit : **4HA16**, avec un espacement de 25 cm.

Armatures latérales

$A_{s4} = A_s / 10 = 2.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Soit : **4HA12**, avec un espacement de 25 cm.

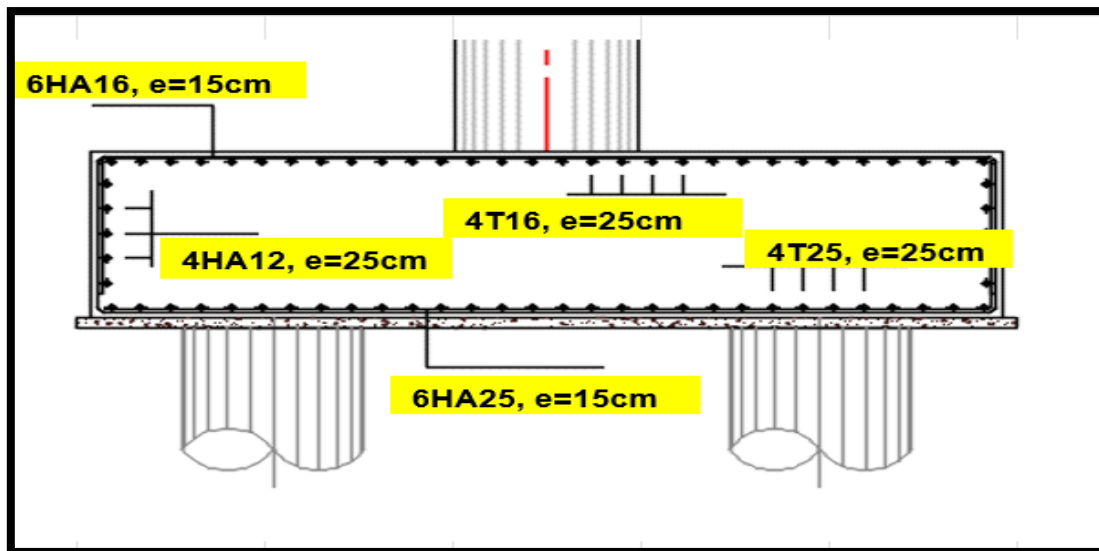


FIGURE X.4 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

X.8 ETUDE DE LA CULEE :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de toute la structure du pont. Elle assure le support vertical et horizontal de la superstructure du pont aux extrémités, mais son rôle principal est d'assurer la liaison de la structure au sol de manière à avoir une continuité entre la chaussée routière et celle portée par le pont.

X.8.1 Conception des culées :

X.8.1.1 Choix de type de culée

En général, on distingue trois types de culées :

Culées enterrées : noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).

Culées remblayées : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).

Culées creuses : se forme d'une boîte renversée.

On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

X.8.1.1 Pré dimensionnement de la culée :

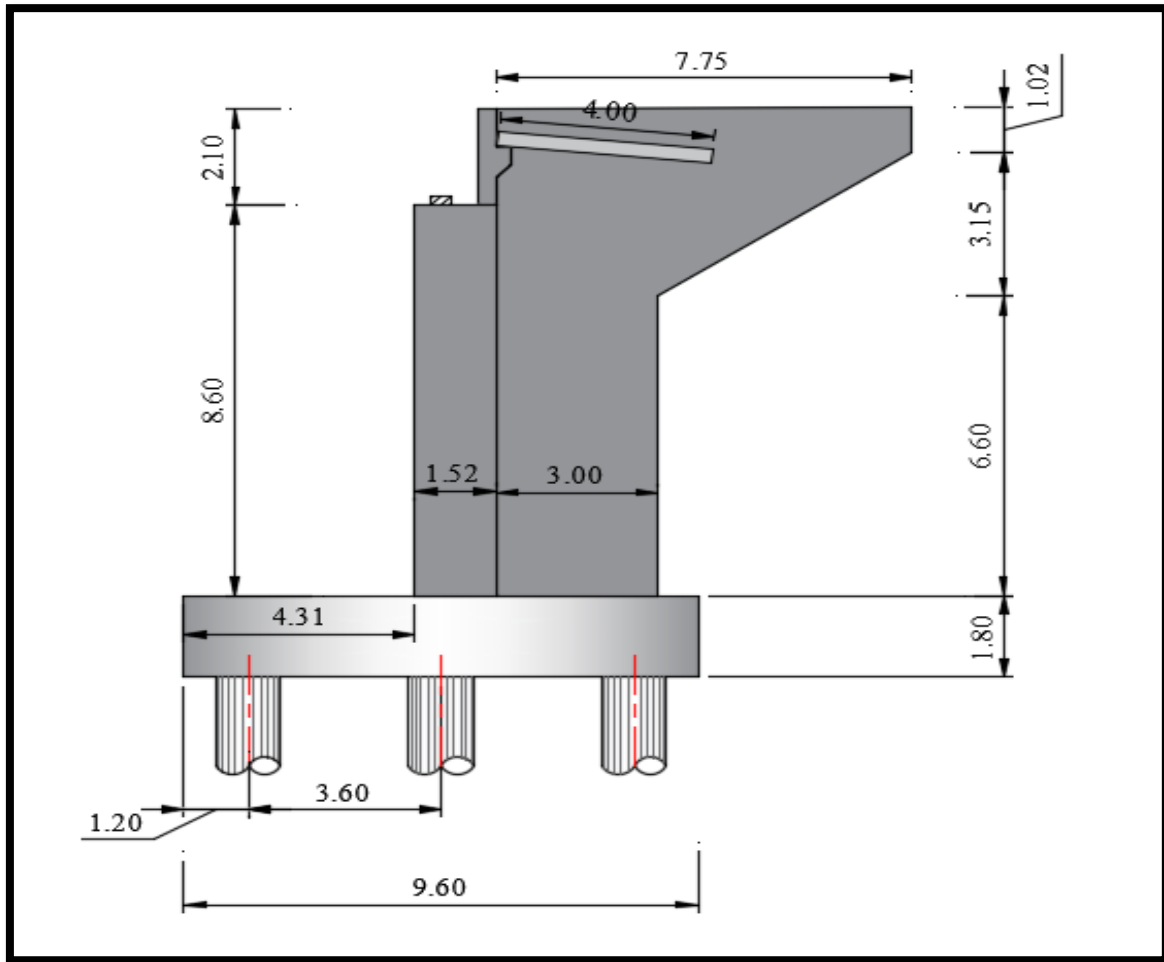


Figure X.5 Dimensions de la culée

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1.80	11.64	9.60
Mur Frontal	8.60	11.64	1.52
DDT	0.30	11.50	4.00
Mur en Retour			0.60
Corbeau		11.50	
MGG	2.10	11.64	0.32

Tableau X.5 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

CHAPITRE X Etude de l'infrastructure

X.8.1 Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	5028.48	/	0.00	0.90	0.00	/
Mur F	3803.95	/	0.26	6.10	989.03	/
DDT	172.50	/	3.05	11.67	526.13	/
Mur en R	665.70	/	3.47	8.23	2309.98	/
Corbeau	43.44	/	1.15	11.42	49.96	/
MGG	241.53	/	0.88	11.32	211.39	/
Poids des Terres Amot	6060.96	/	2.53	6.66	15334.23	/
Poussée des terres	/	3995.09	/	3.58	/	- 14315.73
Poussée Sur 10kN/m ²	/	482.09	/	6.28	/	-3025.09

Tableau X.7 Evaluations des efforts statiques de la culée

Rg	3624.85	/	0.00	/	0.00	/
R(AI)	1205.00	/	0.00	/	0.00	/
Rbc	1118.35	/	0.00	/	0.00	/
RMc120	1089.31	/	0.00	/	0.00	/
RD240	1760.00	/	0.00	/	0.00	/
RST	31.37	/	0.00	/	0.00	/
Hf+r	/	168.92	/	10.40	/	1756.76
HT°	/	77.18	/	10.40	/	802.70
Frein AI	/	57.27	/	10.40	/	595.59
Frein Bc	/	150.00	/	10.40	/	1560.00

Tableau X.8 Efforts dus au tablier

X.8.1.1 Combinaison des efforts

		N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G+0.6T	19641.41	4210.32	-15102.44	19420.70	4318.26
	G+0.6T+1.2Q	19641.41	4788.82	-18732.55	19420.70	688.16
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	21118.78	4279.04	-14387.73	19420.70	5032.98
	G+0.6T+1.2Bc+ST	21014.79	4390.317	-13230.44	19420.70	6190.26
	G+0.6T+Mc120	20730.72	4210.32	-15102.44	19420.70	4318.26
	G+0.6T+D240	21401.41	4210.32	-15102.44	19420.70	4318.26
ELU	1.35G+0.9T	26515.91	5690.87	-16232.19	26217.95	9985.76
	1.35G+0.9T+1.6Q	26515.91	6462.21	-21072.33	26217.95	5145.63
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	28494.10	5782.50	-15279.24	26217.95	10938.71
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	28355.45	5930.87	-13736.19	26217.95	12481.76
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	27986.47	5690.87	-16232.19	26217.95	9985.76
	1.35G+0.9T+1.35D240	28891.91	5690.87	-16232.19	26217.95	9985.76

Tableau X.9 Combinaison des efforts.

X.8.1 Ferrailage des éléments de la culée

X.8.1.1 Mur frontal

Le mur frontal est fixé dans la semelle et subit une flexion composée. Ses principales sollicitations proviennent des charges permanentes, du poids de la superstructure, de la poussée des terres, des surcharges sur les remblais et des surcharges d'exploitation.

- Les sollicitations les plus défavorables

Cas	Combinaison	N(kN/ml)	T(kN/ml)	M(kN.m/ml)
ELS	G+0.6T+1.2Q	725.55	305.16	-902.90
ELU	1.35G+0.9T+1.6Q	914.65	411.96	-1221.26

Tableau X.10 combinaison des efforts

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

- **Ferraillage du mur frontal**

Section d'acier

Avec Robot expert $AS = 16 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 6HA20/ml ($AS1 = 15.71 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15cm.

Armature de constructions

$AS' = AS/3 = 5.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Donc : on opte pour 6HA14 ($As' = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales

$At = As/4 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Donc : on opte pour 6HA12 ($As = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

X.8.1.2 Mur garde grève :

Le calcul du mur garde grève en flexion simple prend en compte les charges horizontales suivantes :

La pression exercée par les terres en mouvement.

L'impact d'une charge locale située à l'arrière du mur garde grève

La force de freinage due à la charge Bc.

- **Calcul des sollicitations**

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 :**

$$M_p = \frac{P \times h}{3} \quad \text{avec } P = 0,5 \times k_a h \times \gamma \times H^2 \times L$$

k_a : Coefficient de poussée des terres ($k_a = 0.33$).

γ : Poids volumique du remblai ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du mur garde grève ($h = 2.10 \text{ m}$).

L : longueur du remblai ($L=1\text{m}$) on fait le calcul par 1ml.

$P = 13.10 \text{ KN/ml}$

$$M_T = 9.17 \text{ KN.m /ml}$$

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc:**

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

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{Avec } \mu : \text{coefficient de pondération, } \mu = 1.6 \text{ à l'ELU et } \mu = 1.2 \text{ à l'ELS ;}$$

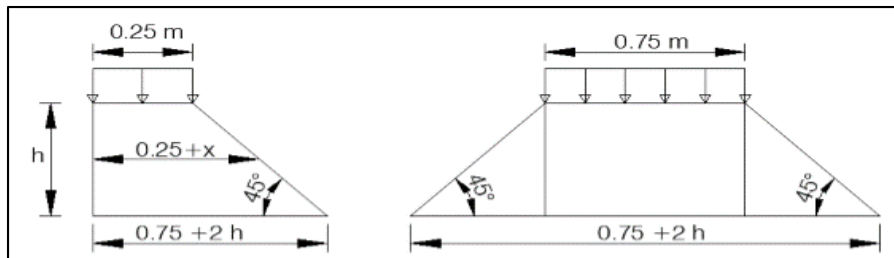
$P = 60 \text{ KN}$.

$M_f - \text{ELS} = 67.96 \text{ KN.m/ml}$.

$M_f - \text{ELU} = 90.61 \text{ KN.m/ml}$.

- Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

$$M_p = \frac{12k}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$



Avec $K = K_a \times b c \times \delta$ Pour : $K_S = 0,51$ à l'ELS , $K_U = 0,68$ à l'ELU

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

B_c : coefficient de pondération du système B_c .

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

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

$$h_1 = 2 \quad M_p/K = 7.45$$

$$h = 2.1 \quad M_p/K = \mathbf{7.67}$$

$$h_2 = 2.5 \quad M_p/K = 8.56$$

MP - ELU = 51.81 KN.m

MP - ELS = 38.86 KN.m

Donc les moments maximaux sollicitant le mur garde-grève à l'ELU et à l'ELS sont :

MELS = MG + 1.2MQ = 115.98 kN.m/ml.

MELU = 1.35MG + 1.6MQ = 154.79 kN.m/ml.

- Ferrailage de mur garde-grève

Section d'acier :

avec logiciel de calcul on trouve

$A_s = 26.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 6 HA25 ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

Armatures de construction :

$A_{s1} = A_s/3 = 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 6HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 6.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 6HA12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

X.8.1.3 Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

- **Evaluation des efforts :**

Remblais : $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$; $h=0.79\text{m}$

Poids propre de la dalle : $\rho_{\text{béton}}=25 \text{ KN/m}^3$; $e=0.3 \text{ m}$

Revêtement : $\rho_{\text{bb}}=24 \text{ KN/m}^3$; $e=0.08\text{m}$

Surcharge d'exploitation : $Q=10\text{KN/ml}$

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	14.22	28.44	28.44
Surcharges	10	20	20

Tableau X.11 Evaluation des efforts de la dalle de transition

- **Combinaison d'action :**

ELS: $MELS = MG + 1.2MQ = 71.28 \text{ kN.m/ml}$.

$VELS = VG + 1.2VQ = 71.28 \text{ kN/ml}$.

ELU: $MELU = 1.35MG + 1.6MQ = 95.83 \text{ kN.m/ml}$.

$VELU = 1.35VG + 1.6VQ = 95.83 \text{ kN/ml}$.

- **Ferraillage de la dalle de transition**

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve

$A_s = 14.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 5HA20; ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures de construction :

$A'_s = A_s/3 = 4.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 5HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversale :

$A_{st} = A_s/4 = 3.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

X.8.1.4 Corbeau d'appui

- **Réaction due au poids des remblais :**

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

$$R_{\text{remb}} = \frac{qL}{2}$$

L : Longueur de la dalle de transition

q = qremblais + qrevêtement + qp dalle.

$$R_{\text{remb}} = 47.28 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{remb-sur}} = \frac{q_{\text{sur}} \times L}{2}$$

qsur : surcharges sur remblais.

$$R_{\text{remb-sur}} = 20,00 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$$\text{RELU} = 1.35\text{RG} + 1.6\text{RQ} = 100.93 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{RELS} = \text{RG} + 1.2\text{RQ} = 75.06 \text{ kN/ml.}$$

- **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

$$A_s = 10.4 \text{ cm}^2/\text{ml},$$

On prend : 6HA16, ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

Armatures de construction :

$$A's = A_s/3 = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml},$$

On prend : 6HA12, avec un espacement de 15 cm.

X.8.1.1 Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, le mur en retour est encastré au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, il est sollicité par :

- Poids propre et poids de la superstructure.
- Poussée des terres.
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t

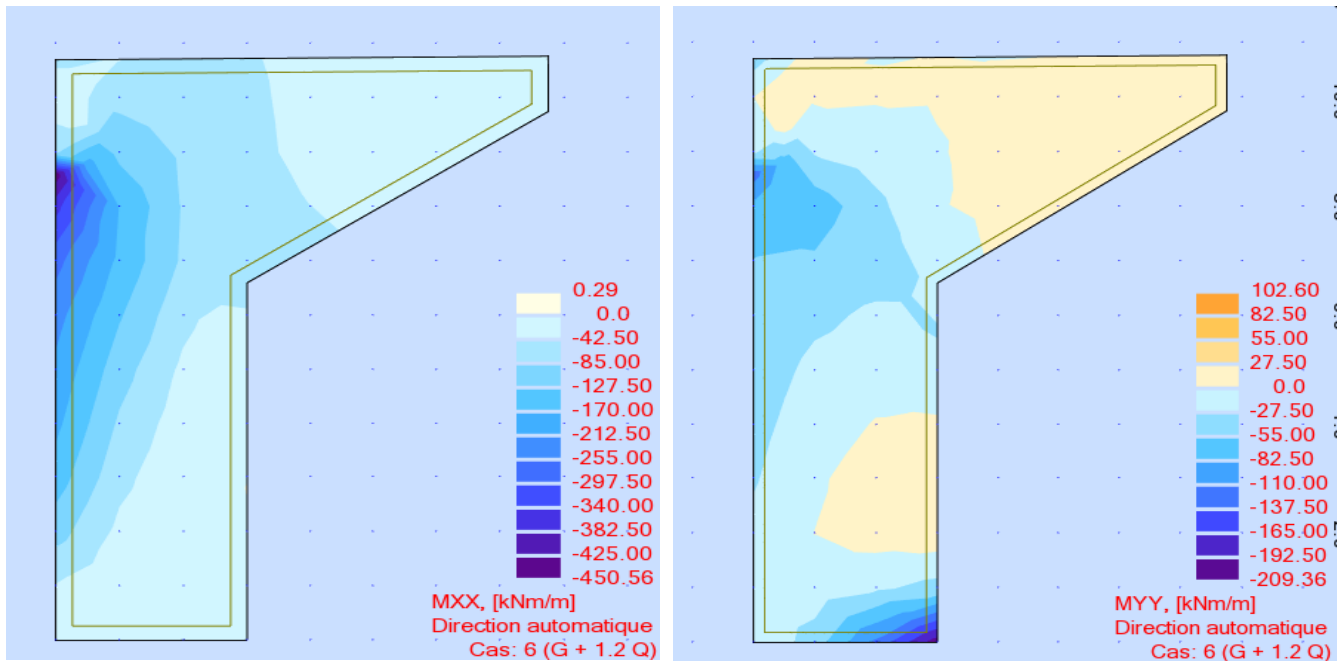


Figure X.7 Les sollicitation des moments dus au mur à L'ELS

Ferrailage du mur en retour horizontal :

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) m en flexion composée. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

MXX = 255.00 kN.m/ml

MYY = 94.05 kN.m/ml

Ferrailage horizontal du mur en retour :

Section d'acier :

Avec Robot expert AS = 24.9 cm²/ml;

On opte pour 6HA25 (AS = 29.45 cm²) / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

Armatures de constructions :

A'S = AS/3 = 8.3 cm²/ml;

On opte pour 6HA14 (A'S = 9.24 cm²) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Ferrailage vertical du mur en retour :

Section d'acier :

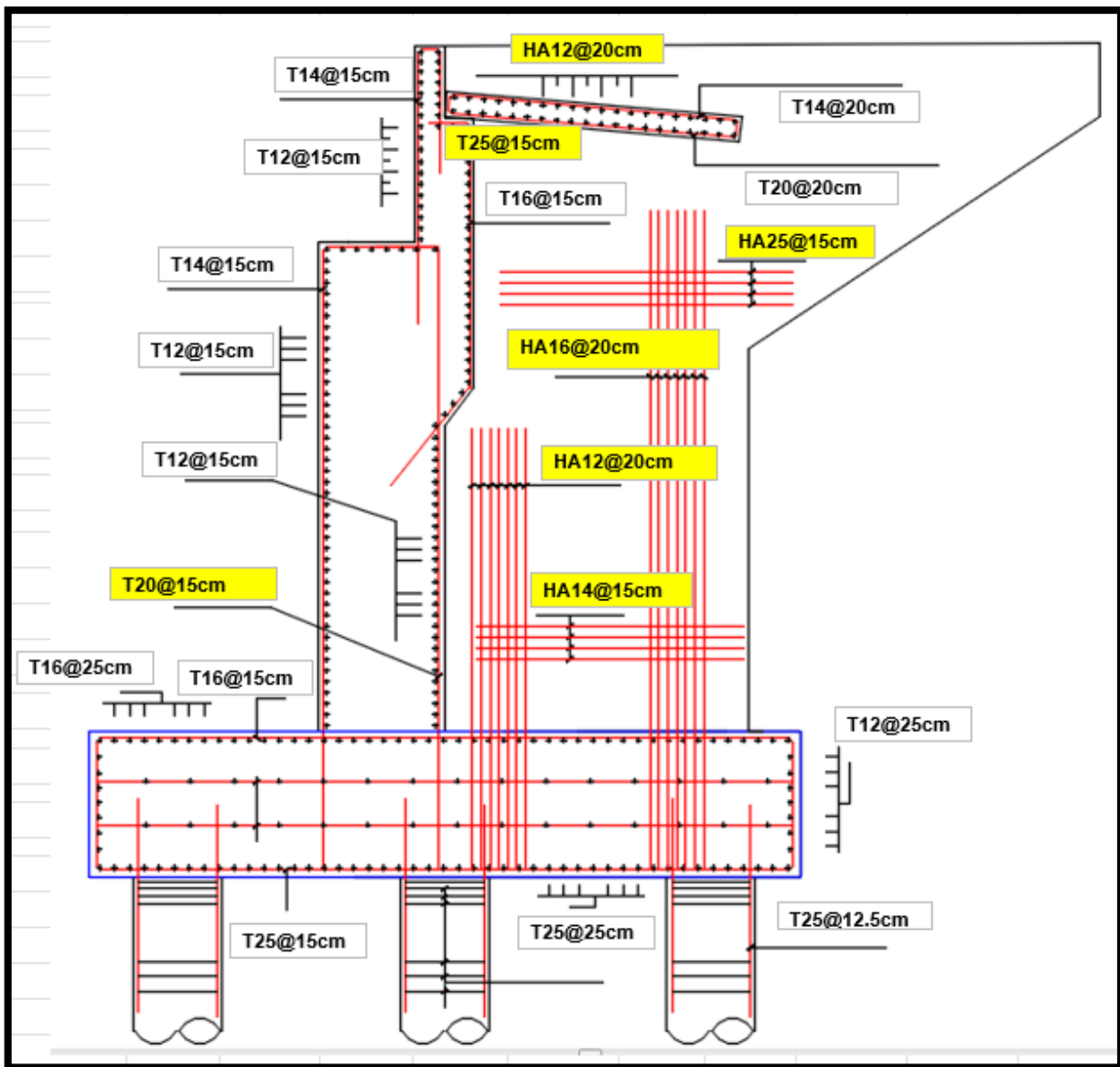
Avec Robot expert AS = 8.8 cm²/ml;

On opte pour 5HA16 (AS = 10.05 cm²) / coté remblai avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions :

A'S = AS/3 = 2.63 cm²/ml;

On opte pour 5HA12 (A'S = 5.65cm²) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.



X.9CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre porte sur le dimensionnement, et la stabilité de la pile et de la culée tout en calculant le ferrailage de leurs éléments, ce qui leur permettra d'avoir un fonctionnement adéquat, et l'ouvrage pourra être exploité en toute sécurité. Il est également important de prendre en compte l'effet sismique qui est très important lorsque l'ouvrage est situé dans une zone de forte sismicité.

Conclusion générale

Nous avons dans le présent travail effectués l'étude d'un pont-route à poutres en béton précontraint, après avoir vérifié les dimensions des principaux éléments de l'ouvrage.

Notre préoccupation majeure s'est penchée surtout sur le calcul de la résistance et la réalisation de cet ouvrage ; ce qui nous a permis de répondre à plusieurs questions importantes notamment :

- **La nécessité d'établir des points de contrôle pour s'assurer du bon fonctionnement, et en permanence de cet ouvrage, son entretien et sa surveillance conformément aux normes réglementaires.**
- **La définition des différents matériaux à utiliser, nous a permis de calculer les contraintes admissibles.**
- **Le passage par une répartition transversale des efforts, nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée.**
- **L'étude de l'hourdis en flexion, nous a permis de ferrailer la dalle.**
- **Enfin, la stabilité au niveau des apports du tablier ainsi que celle des pieux vis-à-vis de la nature du terrain, nous a permis de confirmer la longévité de l'ouvrage**

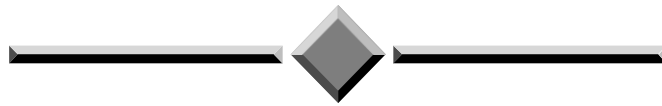
Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances et de les rendre plus accessibles à notre compréhension.

En fin, ce projet de fin d'études a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et aussi une occasion d'entrevoir le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [2] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [3] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France),
- [4] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet
- [5] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA,
- [6] Document SETRA, ponts courants en zone sismique, guide technique, SETRA France, janvier 2000.
- [7] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France,
- [8] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie,
- [9] RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010
- [10] Cours béton armé, ENSTP, Mr BELLAOURA.
- [11] Cours béton précontraint, ENSTP, Mr BELLAOURA.
- [12] Cours mécaniques des sols 4ème année, ENSTP, Mme MERDOUD
- [13] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France),

ANNEXE 1
RESULTATS DE CALCUL
NUMERIQUE

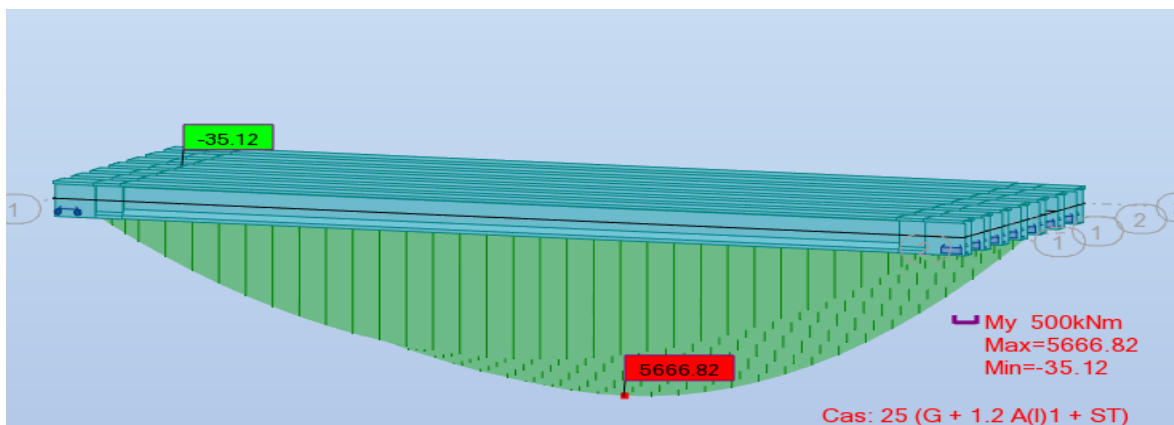
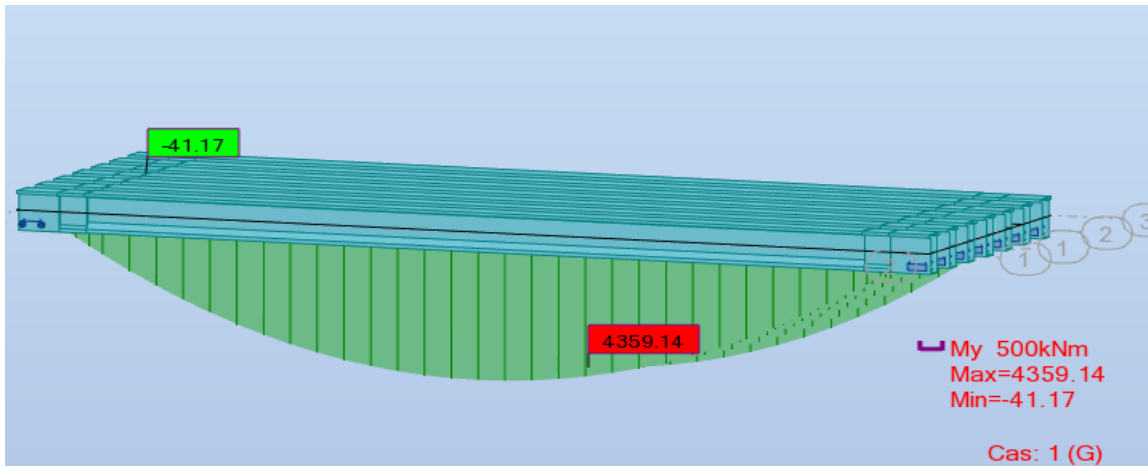


Annexe 1 : Résultats de calcul numérique

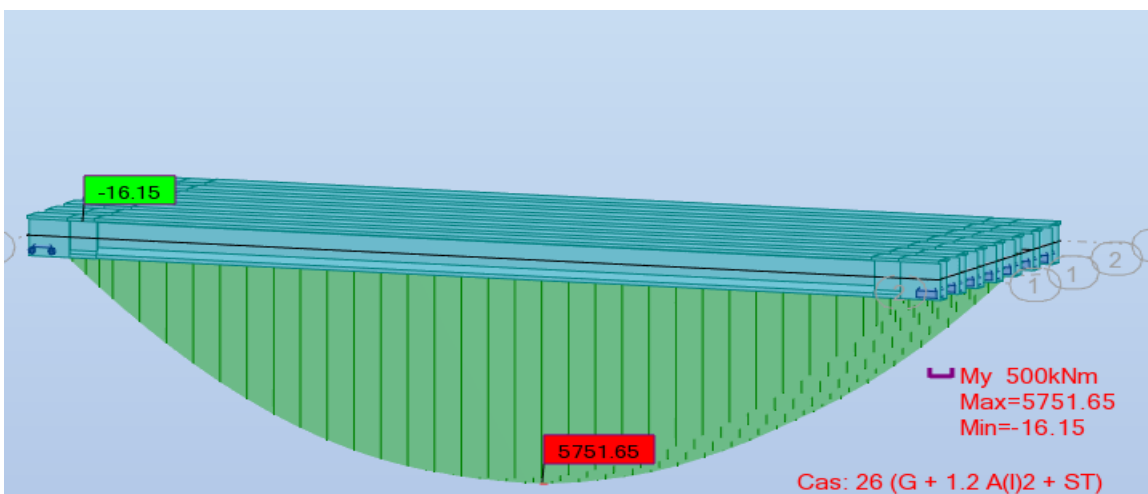
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :

Moments fléchissant au niveau du tablier :

ELS :

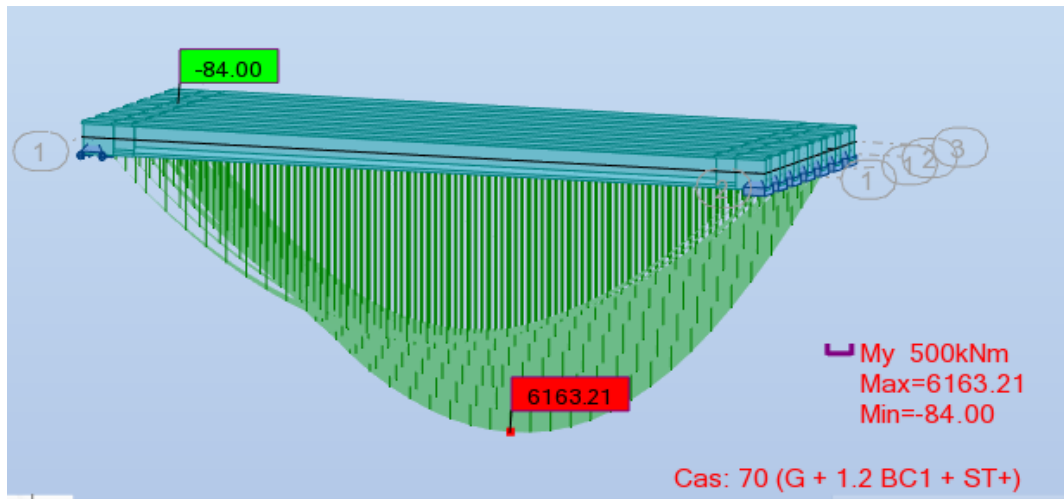


G + 1.2 A(I)1 + ST

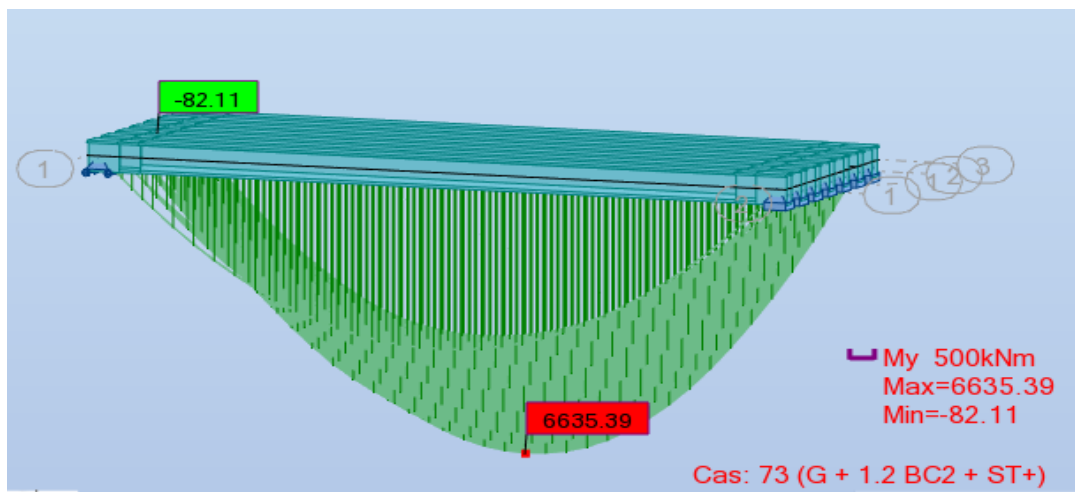


G + 1.2 A(I)2 + ST

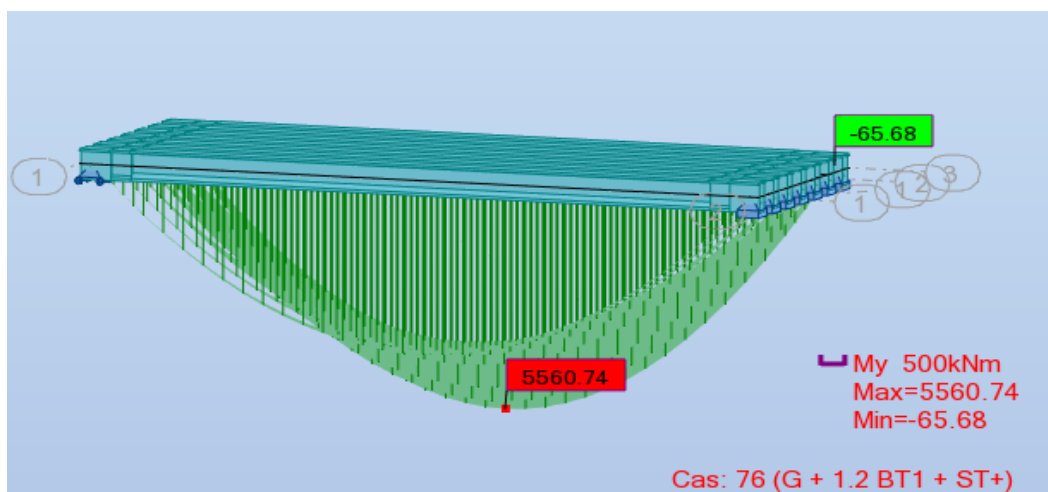
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique



G + 1.2 BC1 + ST

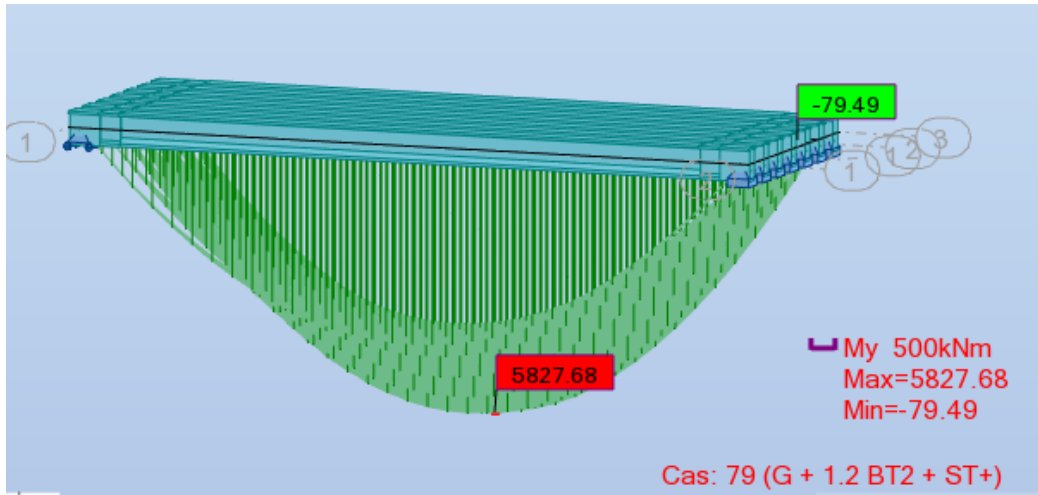


G + 1.2 BC1 + ST

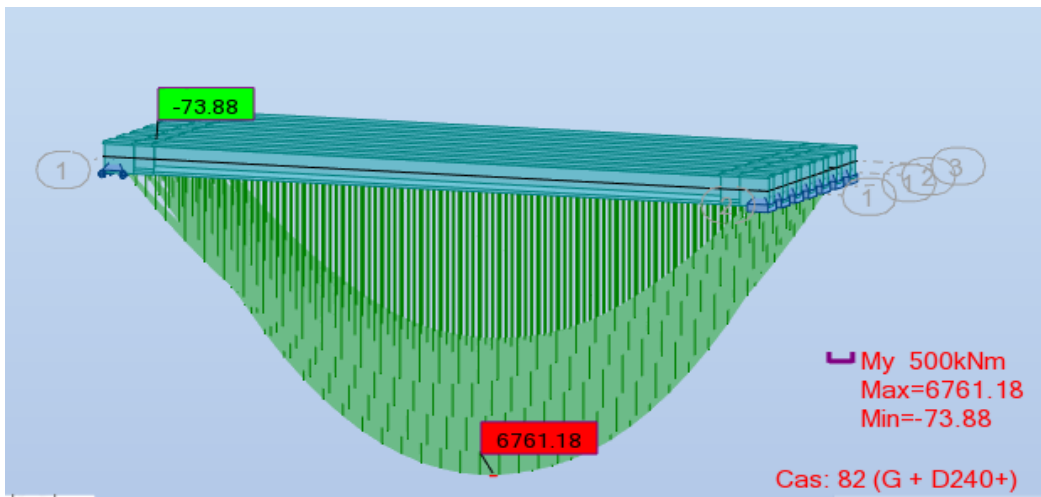


G + 1.2 BT1 + ST

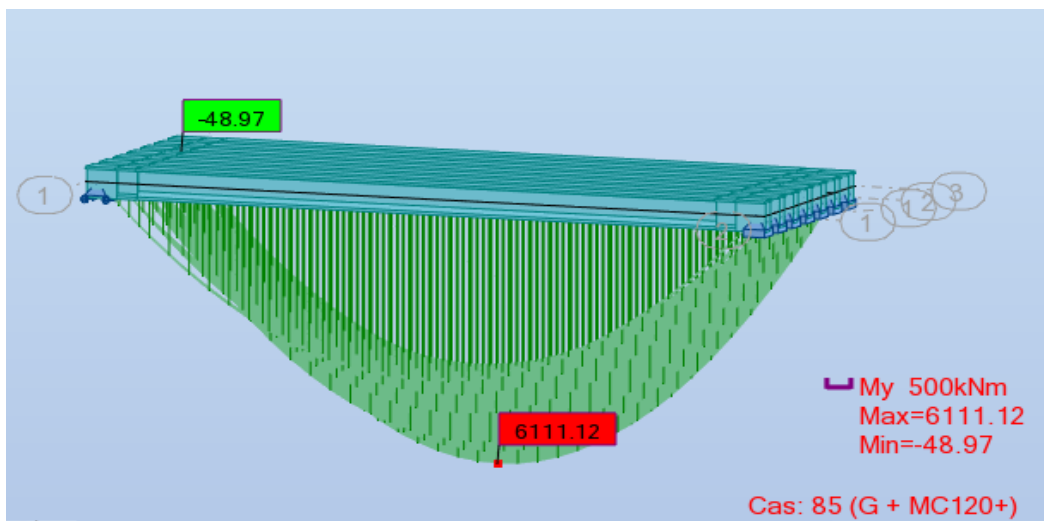
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique



G + 1.2 BT2 + ST



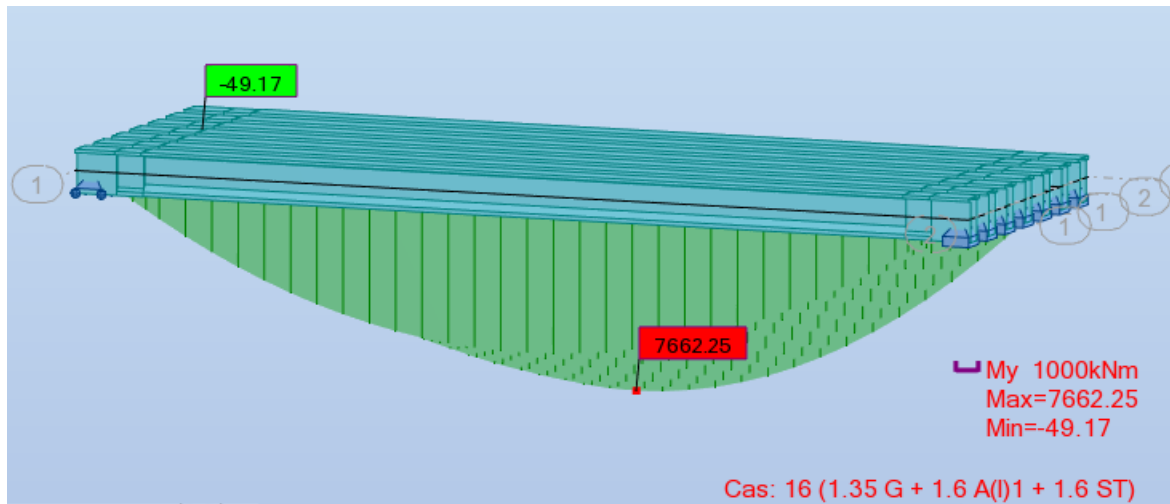
G + D240



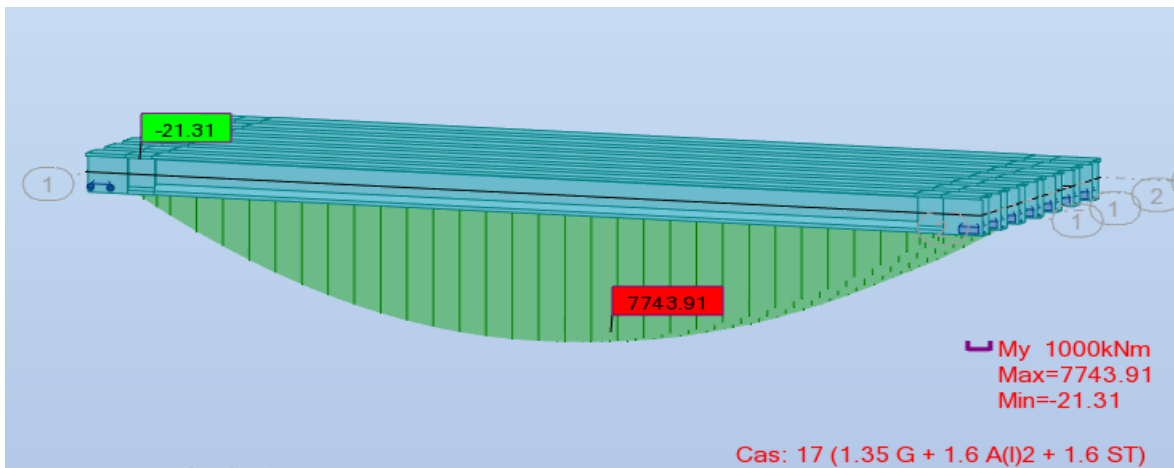
G + MC120

Annexe 1 : Résultats de calcul numérique

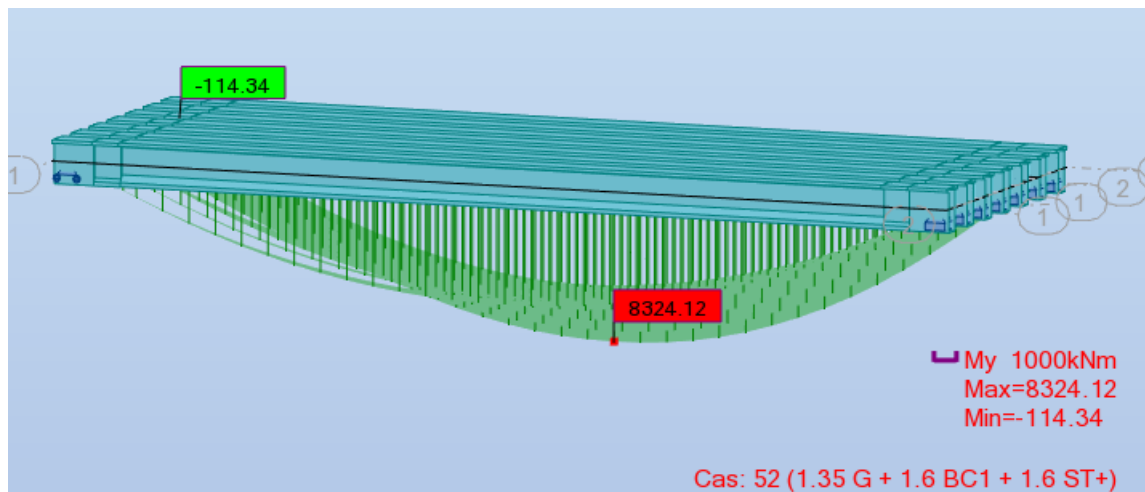
ELU :



1.35 G + 1.6 A(I)1 + 1.6 ST

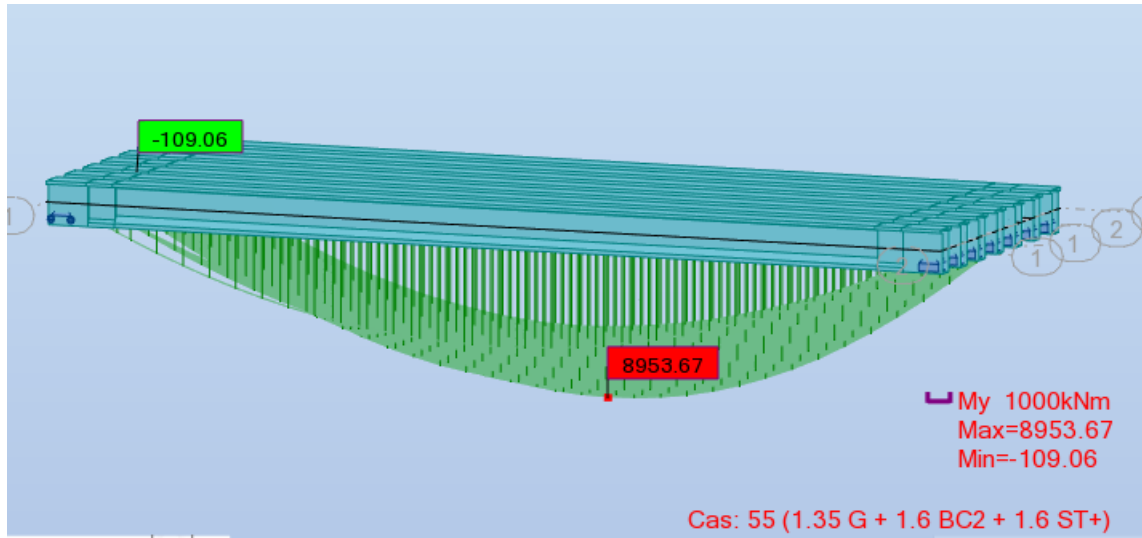


1.35 G + 1.6 A(I)1 + 1.6 ST

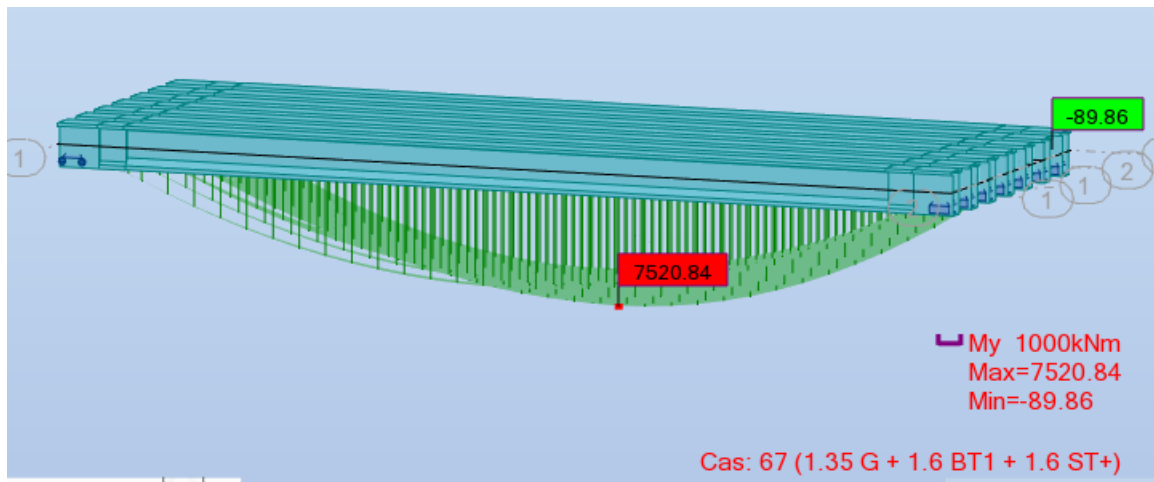


1.35 G + 1.6 BC1 + 1.6 ST

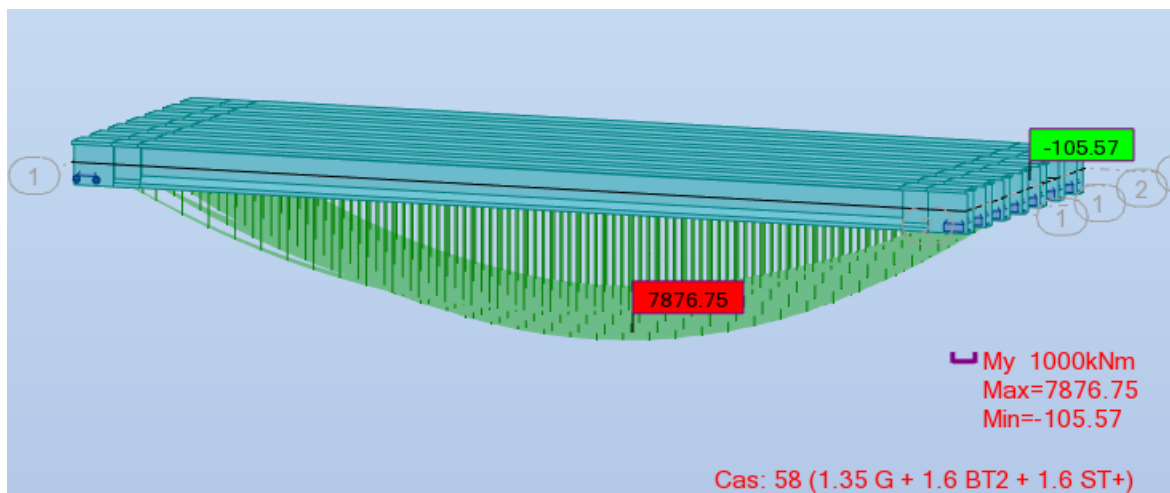
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique



1.35 G + 1.6 BC2 + 1.6 ST

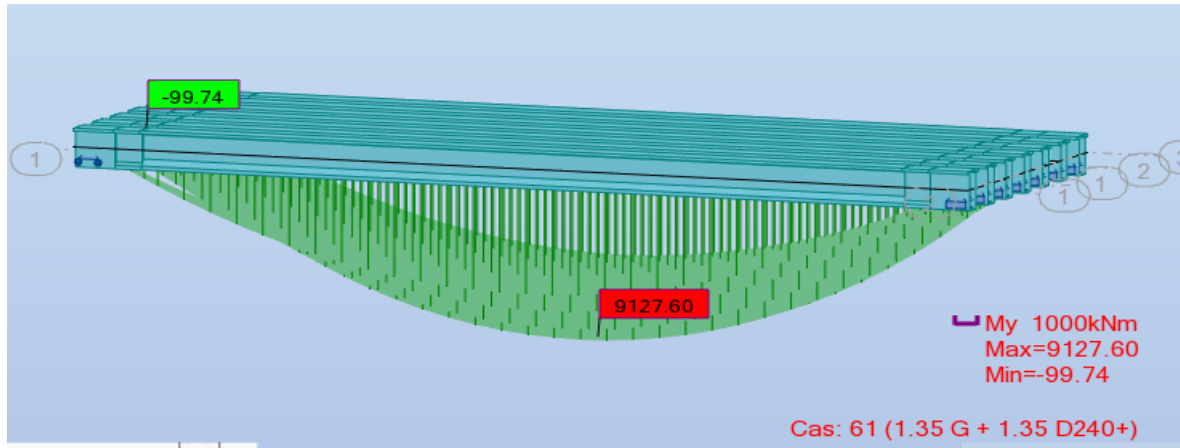


1.35 G + 1.6 BT1 + 1.6 ST

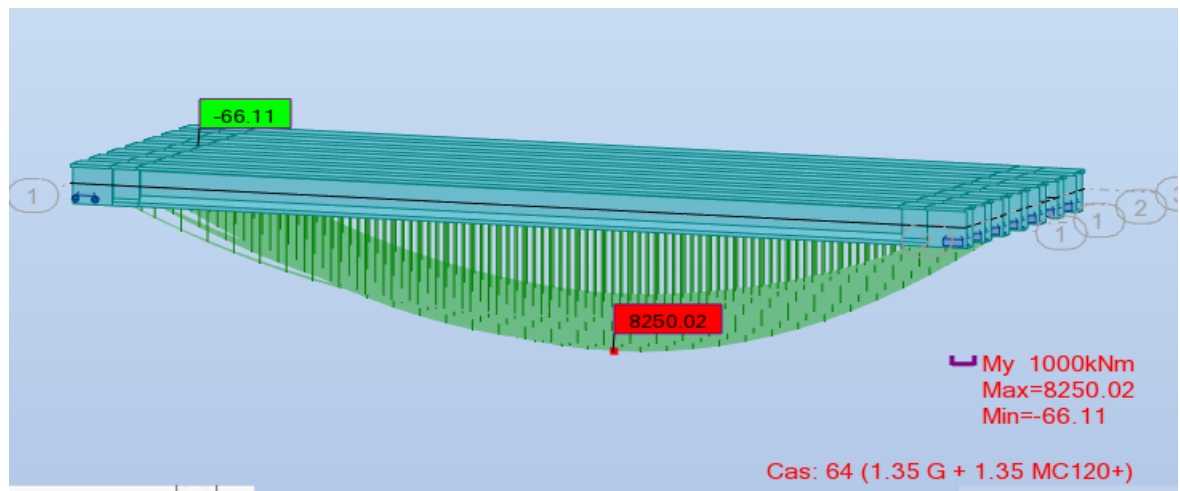


1.35 G + 1.6 BT2 + 1.6 ST

Annexe 1 : Résultats de calcul numérique



1.35 G + 1.35 D240

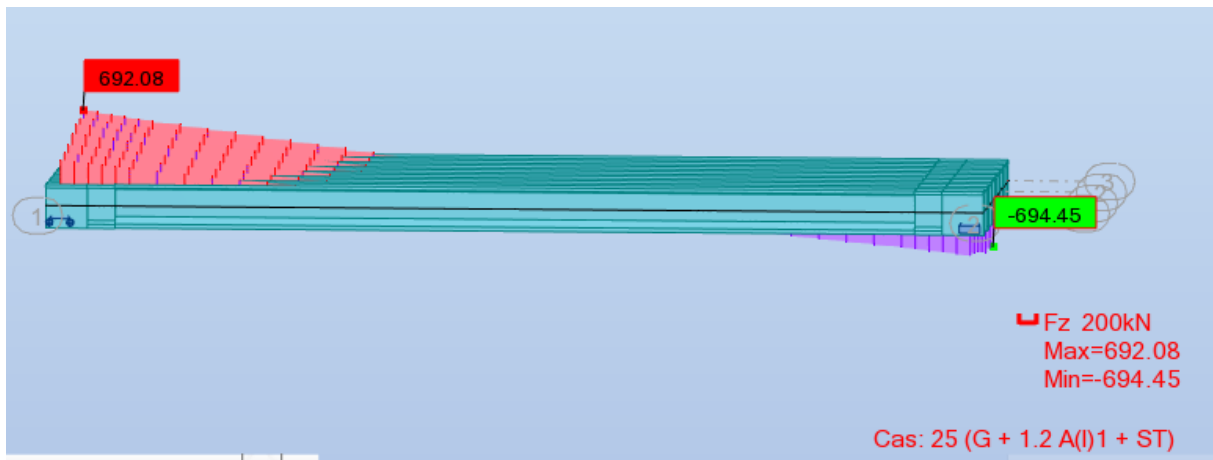
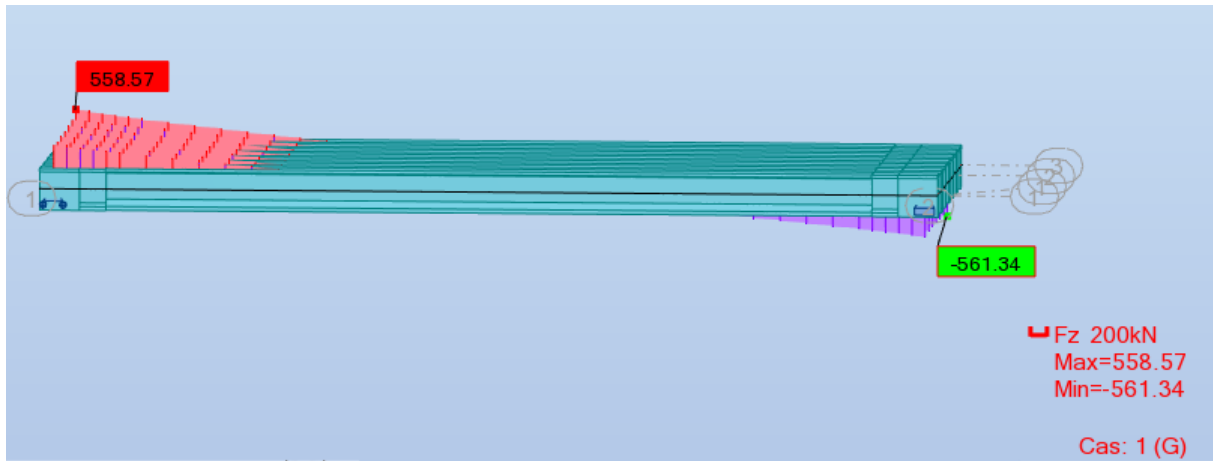


1.35 G + 1.35 MC120

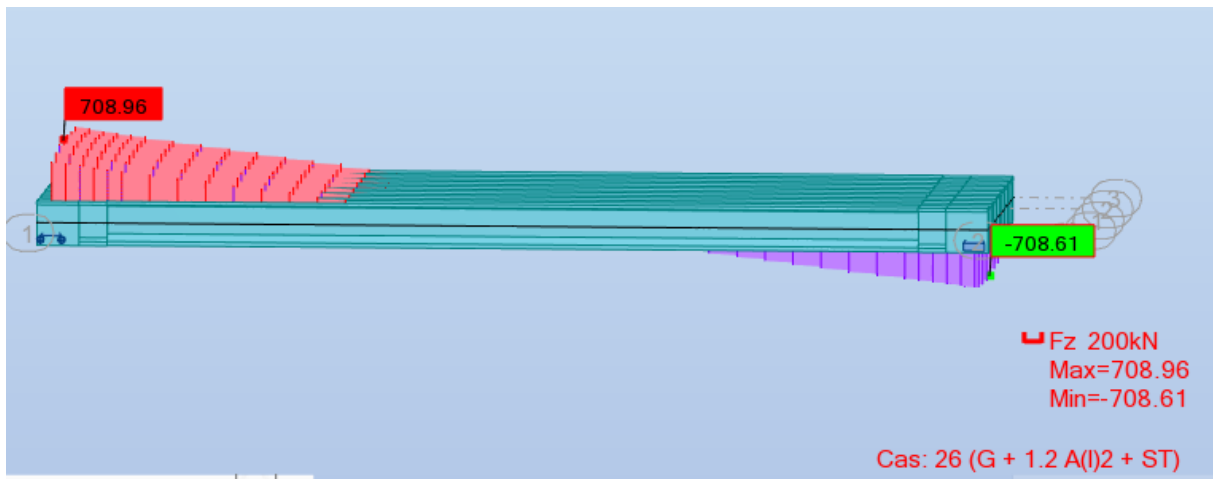
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique

Effort tranchants au niveau du tablier :

ELS :

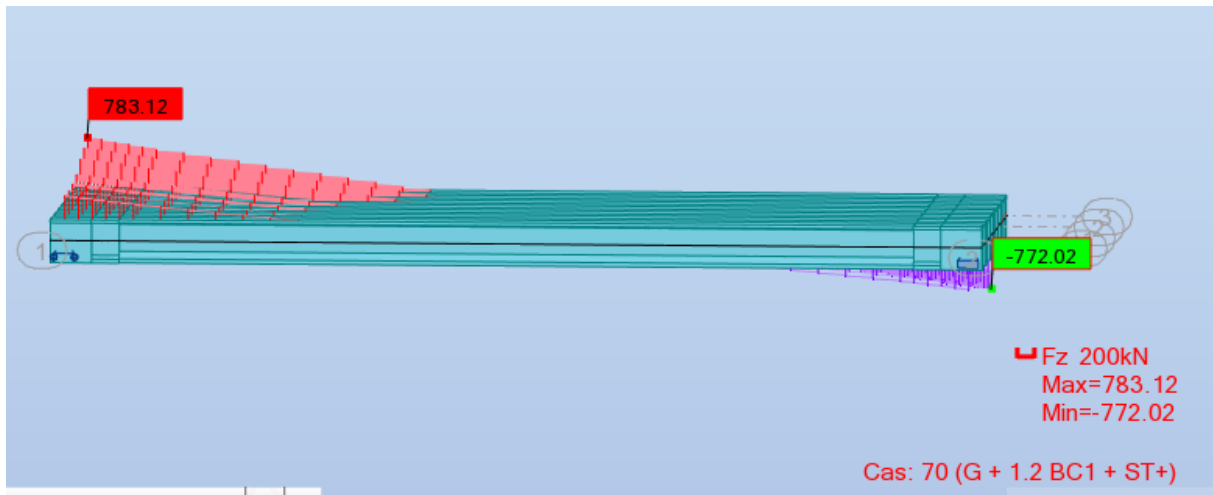


G + 1.2 A(I)1 + ST

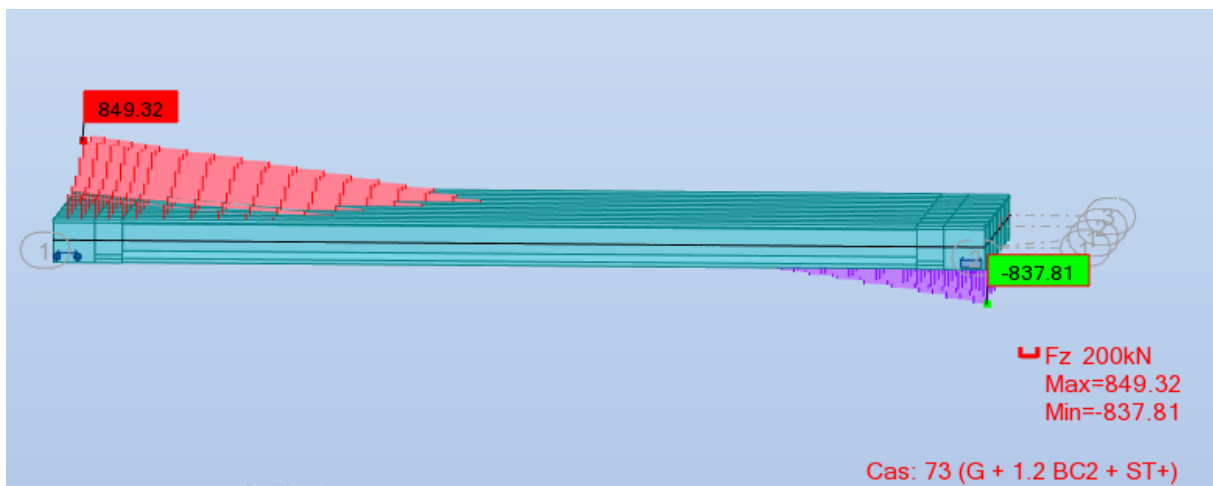


G + 1.2 A(I)2 + ST

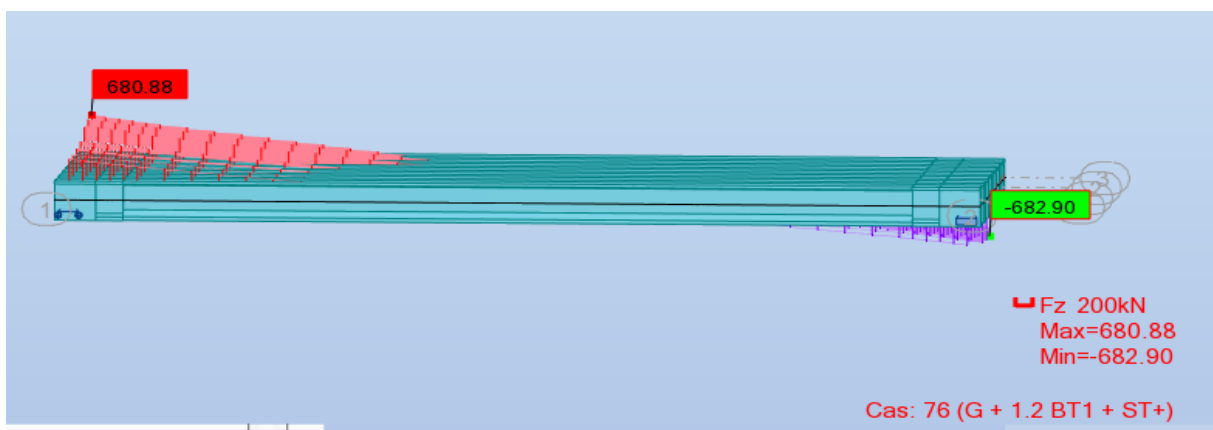
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique



G + 1.2 BC1 + ST

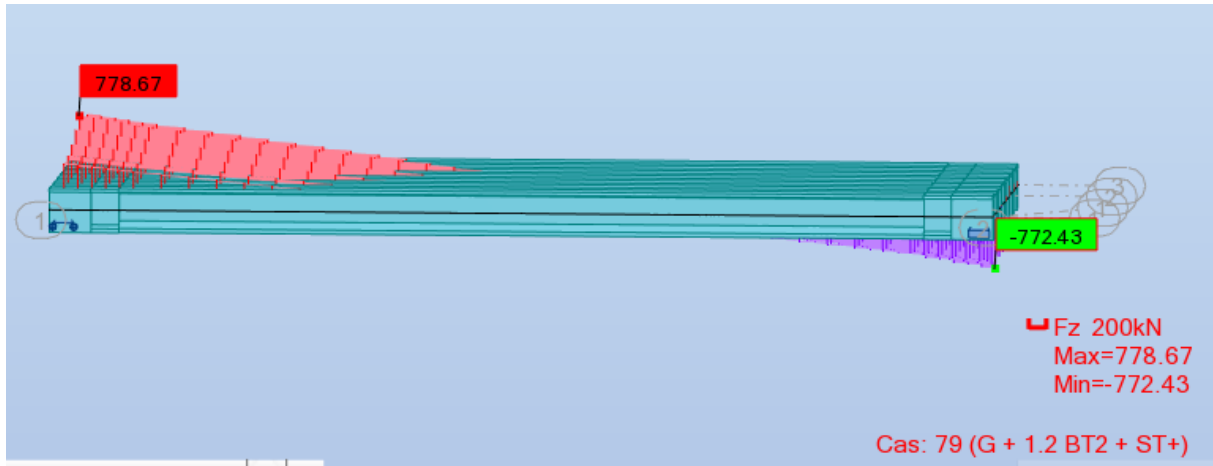


G + 1.2 BC2 + ST

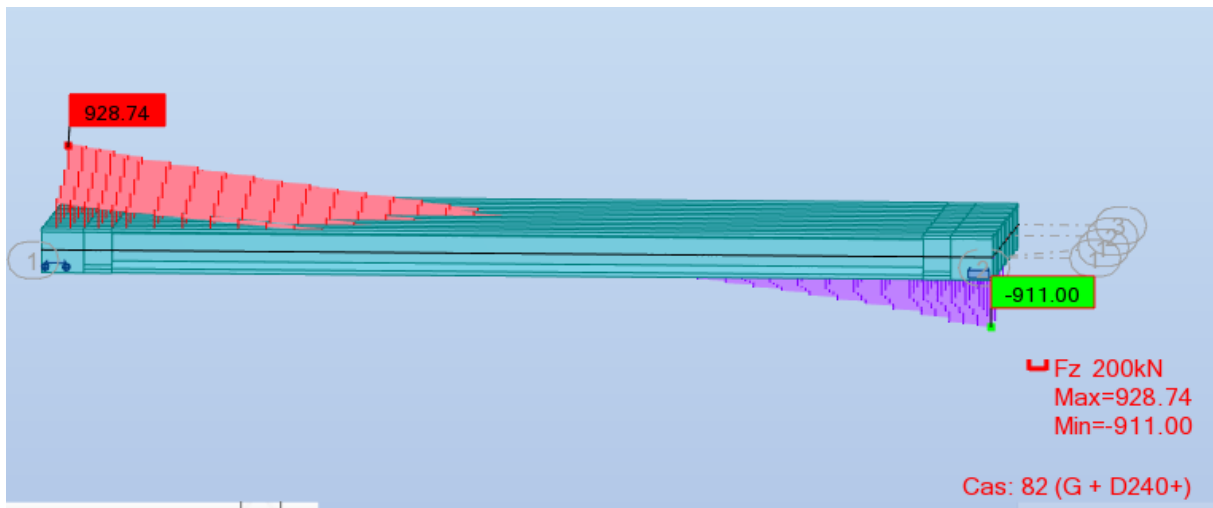


G + 1.2 BT1 + ST

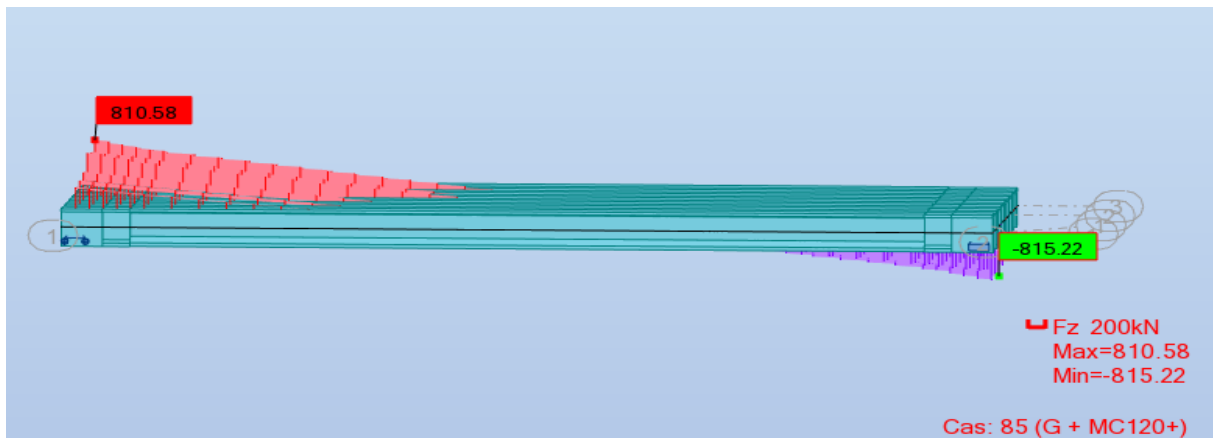
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique



G + 1.2 BT2 + ST



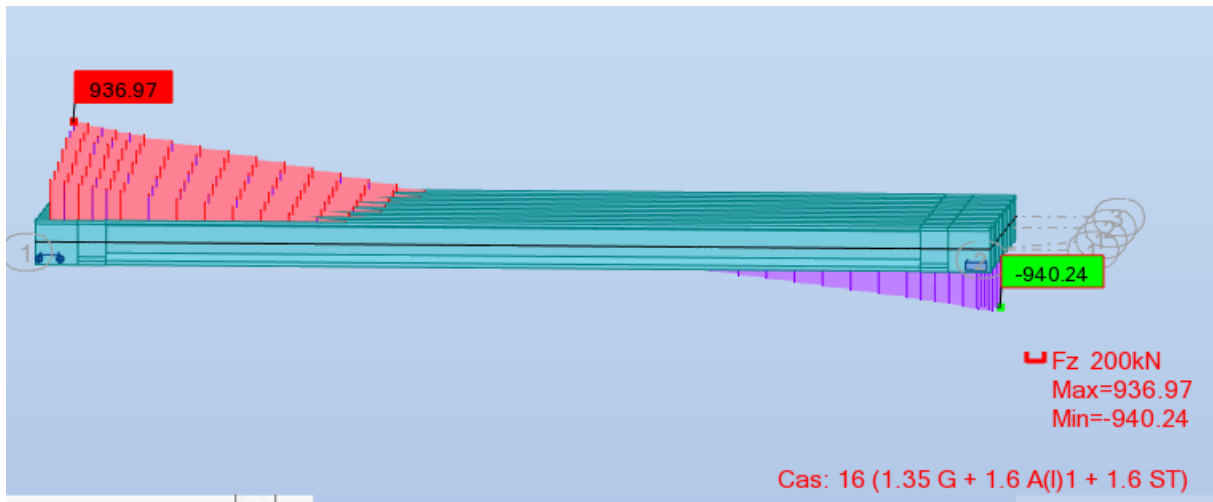
G + D240



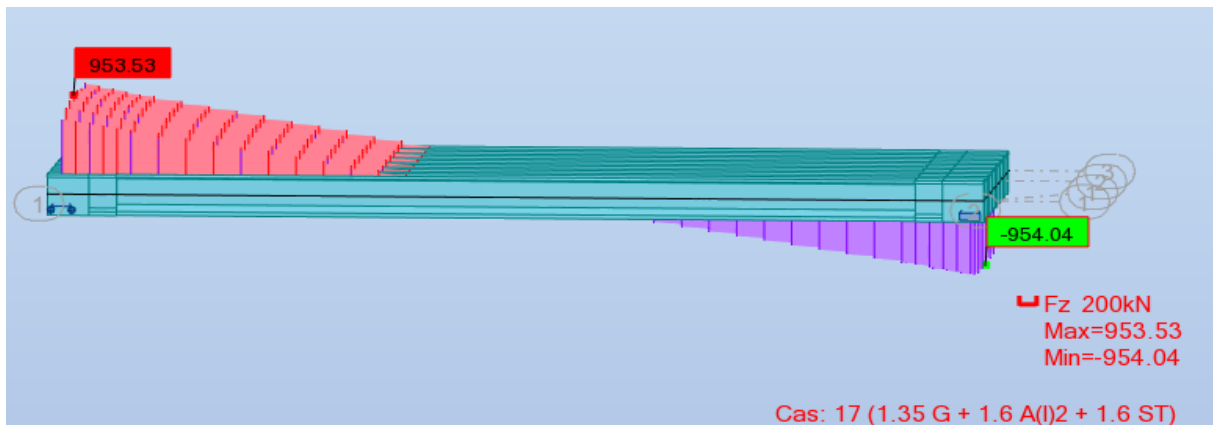
G + MC120

Annexe 1 : Résultats de calcul numérique

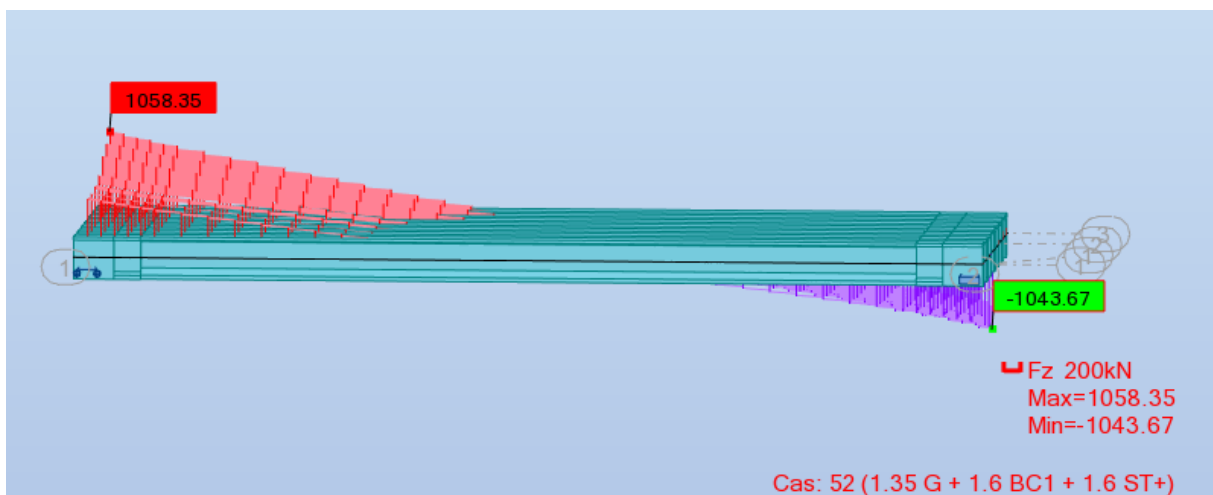
ELU :



1.35 G + 1.6 A(I)1 + 1.6 ST

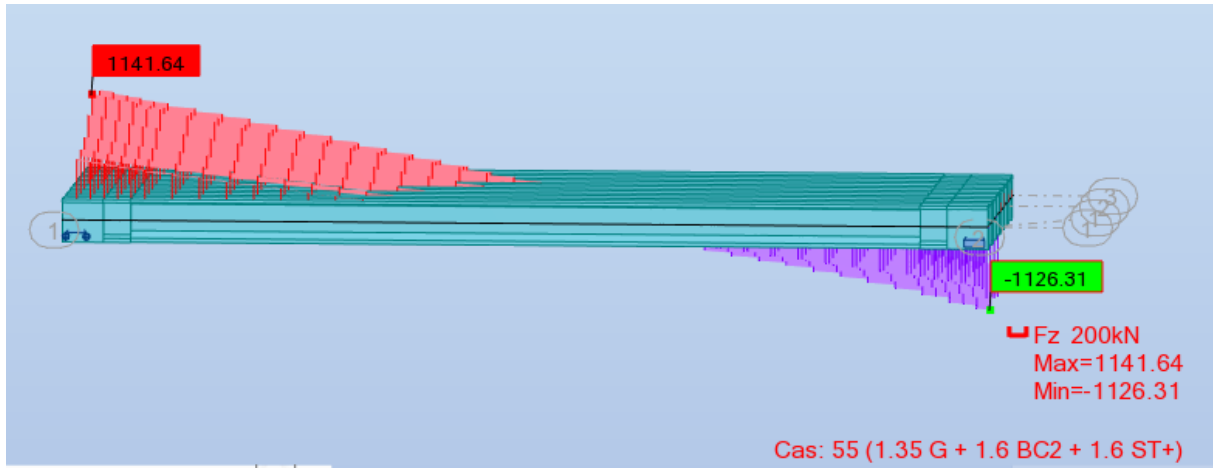


1.35 G + 1.6 A(I)2 + 1.6 ST

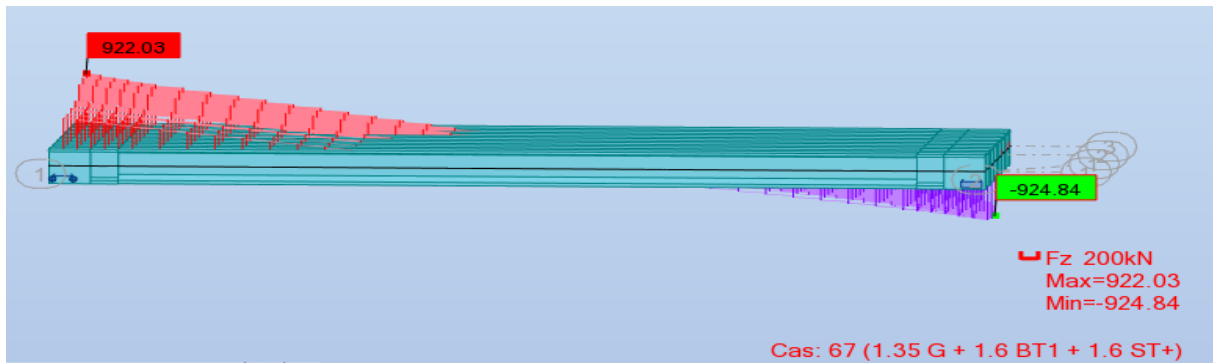


1.35 G + 1.6 BC1 + 1.6 ST

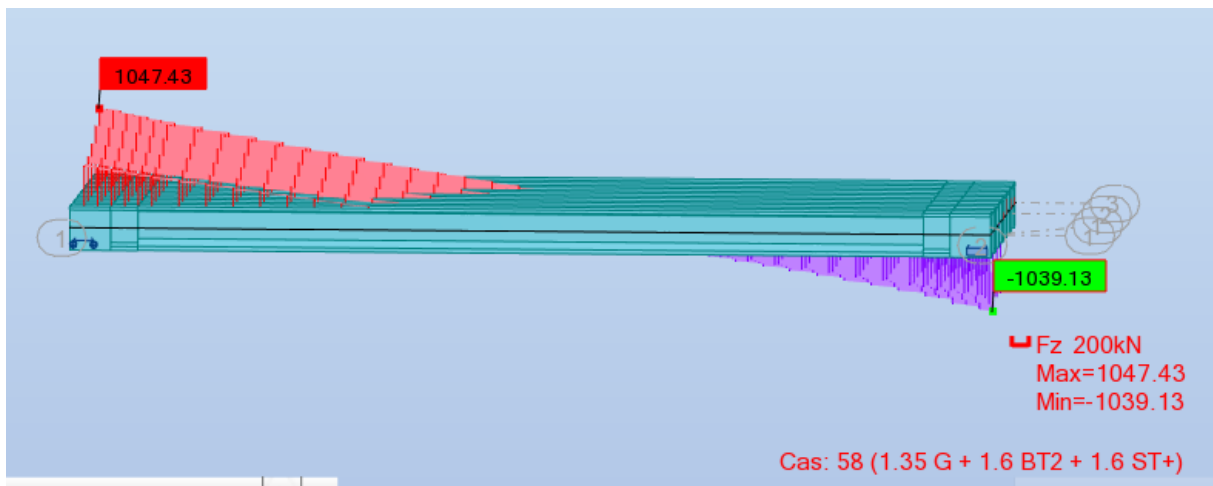
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique



1.35 G + 1.6 BC2 + 1.6 ST

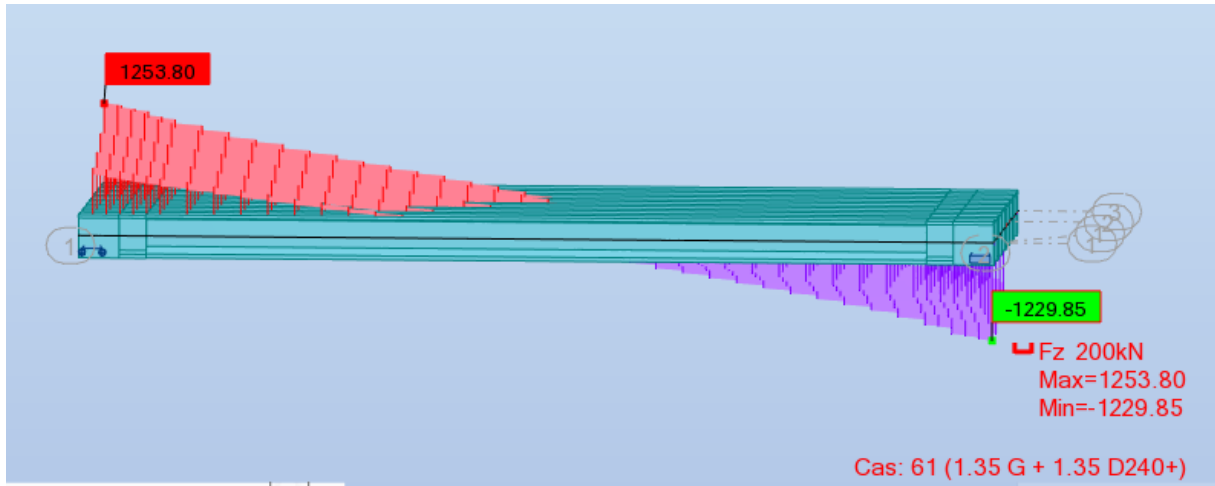


1.35 G + 1.6 BT1 + 1.6 ST

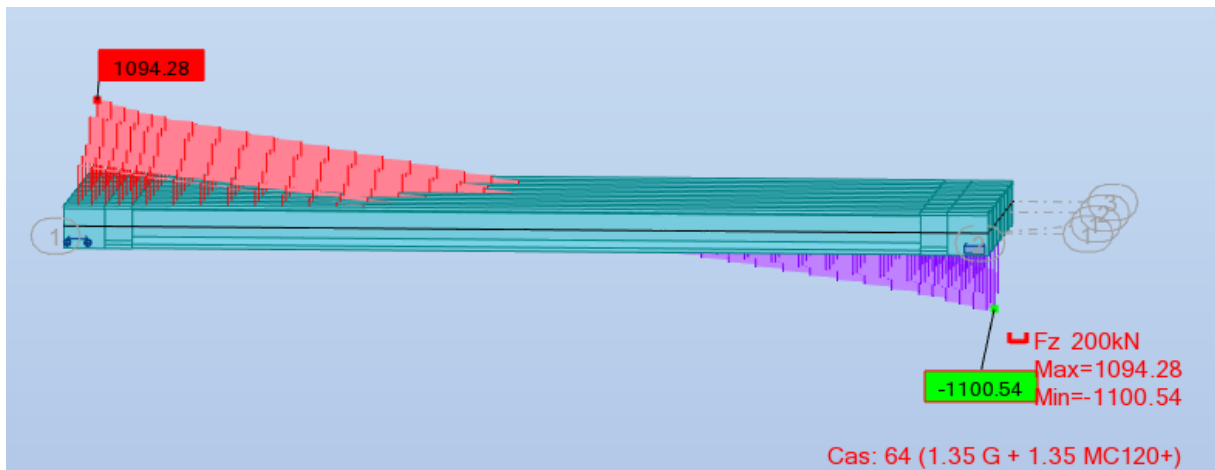


1.35 G + 1.6 BT2 + 1.6 ST

Annexe 1 : Résultats de calcul numérique

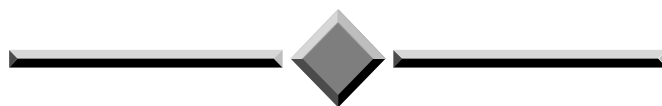


1.35 G + 1.35 D240



1.35 G + 1.35 MC120

ANNEXE 2
TABLEAUX DE CALCUL



Annexe 2 : Tableaux de calcul

Annexe 2 : Tableaux de calcul :

Descente de charge au niveau de la pile :

Axe sous fut :

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	2916.00	/	0.00	0.90	0.00	/
Fûts	2557.94	/	0.00	11.45	0.00	/
Chevetre	1047.60	/	0.00	21.85	0.00	/
G Tablier	7249.70	/	0.00	22.60	0.00	/
Hf+r	/	142.93	/	22.60	/	3230.22
HT°	/	72.83	/	22.60	/	1645.96
Somme	13771.24	186.63	/	/	0.00	4217.79

(Al)	1618.40	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1219.62	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1145.65	/	0.00	/	0.00	/
D240	2125.82	/	0.00	/	0.00	/
ST	62.73	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	73.36	/	22.60	/	1657.94
Bc	/	180.00	/	22.60	/	4068.00

Combinaison a l'ELS :

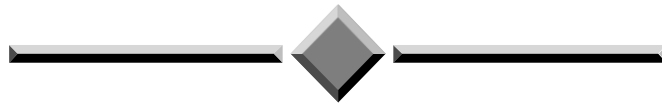
	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R ₁	2ème file R ₂
G	13771.24	186.63	4217.79	0.00	4217.79	1904.67	2685.74
G+1.2Al+0.6T	15776.05	274.66	6207.32	0.00	6207.32	2054.59	3204.09
G+1.2Bc+0.6T	15297.52	402.63	9099.39	0.00	9099.39	1707.05	3392.12
G+Mc120+0.6T	14916.89	186.63	4217.79	0.00	4217.79	2095.61	2876.69
G+D240+0.6T	15897.06	186.63	4217.79	0.00	4217.79	2258.97	3040.05

Annexe 2 : Tableaux de calcul

Combinaison a l'ELU :

						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	Δ M	R₁	R₂
1,35G	18591.18	258.50	5842.16	0.00	5842.16	2557.59	3639.47
1.35G+1.6Al+1.6Qt+0.9T	21280.99	375.88	8494.85	0.00	8494.85	2760.27	4333.39
1.35G+1.6Bc+1.60St+0.9T	20642.94	546.50	12350.96	0.00	12350.96	2296.88	4584.10
1.35G+1.35Mc120+0.9T	20137.81	258.50	5842.16	0.00	5842.16	2815.36	3897.24
1.35G+1.35D240+0.9T	21461.04	258.50	5842.16	0.00	5842.16	3035.90	4117.78

ANNEXE 3
FERRAILLAGE



Annexe 3 : Ferrailage

X.1 Pile :

Ferrailage des pieux :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

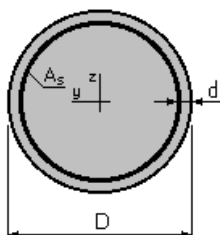
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	1707,05	258,08	0,00
2.	ELU	2296,88	350,31	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 1707,05$ (kN) $M_y = 258,08$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,31

Position de l'axe neutre: $y = 123,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Annexe 3 : Ferrailage

Contrainte de l'acier:

$$\text{comprimée: } \sigma_s' = 35,9 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 2: Type ELU **N = 2296,88 (kN)** **M_y = 350,31 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 6,58 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 106,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,21$ (‰)

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 42,6 \text{ (MPa)}$$

$$\text{comprimée: } \sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section à l'effort Tranchant

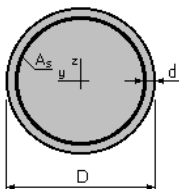
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	91,08	2296,88

4. Résultats :

MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 3 : Ferrailage

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$
Espacement : $S_t = 40,0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

Ferrailage des futs :

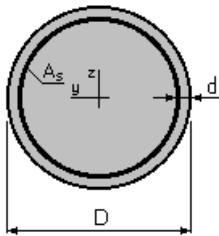
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 150,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	4127,17	2791,55	0,00
2.	ELU	5568,78	3789,08	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 176,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s,min} = 176,7$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s,max} = 883,6$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 3 : Ferrailage

Cas N° 1: Type ELS **N = 4127,17 (kN)** **M_y = 2791,55 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,31

Position de l'axe neutre: $y = 74,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 112,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 158,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 154,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 5568,78 (kN)** **M_y = 3789,08 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,81 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 77,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 106,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,94$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

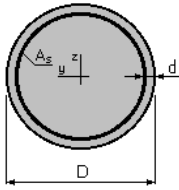
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :

Annexe 3 : Ferrailage



$D = 150,0$ (cm)
 $d = 7,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	167,34	5568,78

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$
Espacement : $S_t = 40,0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

Ferrailage de cheville :

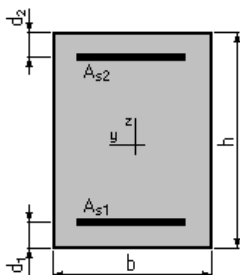
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 240,0$ (cm)

MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 3 : Ferrailage

$h = 150,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1650,51	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 58,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 34,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,17$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 1650,51$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 29,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 135,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 23,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)

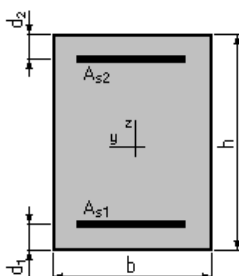
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 3 : Ferrailage

$b = 240,0$ (cm)
 $h = 150,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	460,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 34,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 34,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 460,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,15

Position de l'axe neutre: $y = 23,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 137,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 6,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\ lim} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage des pieux :

Ferrailage de mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

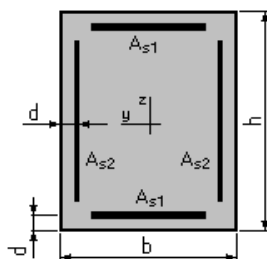
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

Annexe 3 : Ferrailage

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 152,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	914,65	1221,26	0,00
2.	ELS	725,55	902,90	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 30,4$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 760,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,21$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 914,65 (kN) M_y = 1221,26 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,65 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 16,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 138,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,25$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 141,9$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 725,55 (kN) M_y = 902,90 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Annexe 3 : Ferrailage

Position de l'axe neutre: $y = 38,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 132,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 22,7$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 36,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage de mur garde-grève :

Calcul de Section en Flexion Simple

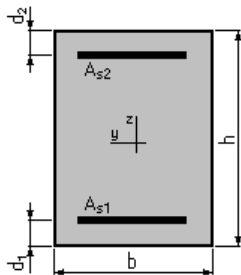
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	154,79	0,00
Etat Limite de Service	115,98	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 3 : Ferrailage

Section théorique	$A_{s1} = 26,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,04 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 154,79 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,56	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 9,3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 21,3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 5,95 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 115,98 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 10,6 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 21,5 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage de mur en retour :

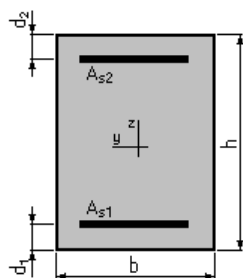
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Annexe 3 : Ferrailage

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	255,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,45$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 255,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 49,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\ lim} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

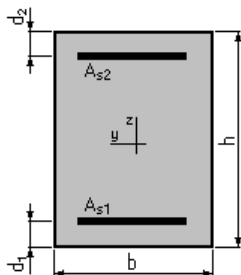
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 3 : Ferrailage

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	94,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,16$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 94,05$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 51,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 18,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 207,3$ (MPa)

Ferrailage de dalle de transition :

Calcul de Section en Flexion Simple

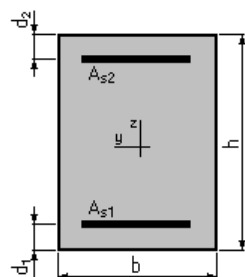
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



Annexe 3 : Ferrailage

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	92,67	0,00
Etat Limite de Service	68,94	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,60$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 92,67$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,61 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 22,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,71$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 68,94$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 8,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 22,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage de corbeau :

Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

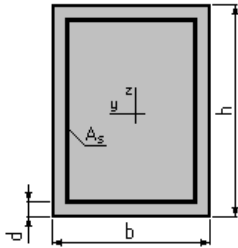
Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte de l'élançement
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Annexe 3 : Ferrailage

- * Charges appliquées après 90 jours
- * Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 30,0 \text{ (cm)}$
 $d = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	97,77
Etat Limite de Service	72,72
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,71$		N_u (béton seul)	$= 3900,60$	(kN)

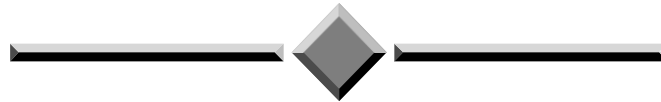
Béton:

$\sigma \text{ (ELS)} = 0,2 \text{ (MPa)}$
 $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Acier:

Section théorique	$A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,52 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}$
maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

ANNEXE 4
RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUE



Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique :

Travaux de reconnaissance géotechnique :

La campagne de reconnaissance géotechnique accompli par ETRHB/3GEOTECH.BTP consistait à l'exécution des 5 sondages (S2 26/01-1, S2 26/01-2, S2 26/01-3, S2 26/01-4 et S2 26/01-5), tous ont été carottés, avec essais SPT et/ou pressiométriques comme indiqué dans le Tableau I. Dans tous les sondages carottés ont été effectués essais de laboratoire sur plusieurs échantillons sélectionnés.

Tableau I

Désignation	Coordonnées UTM	Quota de l'altimétrie (Z)	Profondeur (m)	Essais SPT	Essais Pressiom. (*)	E.I.
S2 26/01-1	X=343103.068; Y=4019754.164	200.559	30.00	-	-	1
S2 26/01-2	X=343082.704; Y=4019722.187	186.850	30.00	19	17	2
S2 26/01-3	X=343051.386; Y=4019711.358	192.569	30.00	-	18	2
S2 26/01-4	X=343036.130; Y=4019676.859	200.373	30.00	19	-	1
S2 26/01-5	X=343001.300; Y=4019666.009	201.739	30.00	-	11	1

(*) Essais de l'enquête avec carottage ou un sondage pressiométrique menées dans les environs.

« La zone étudiée fait partie intégrante du bassin du Moyen Chélif, située dans la partie occidentale de l'Algérie.

D'après le zonage sismique de l'Algérie (Centre National de la recherche parasismique C.G.S.), le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de sismicité élevée).

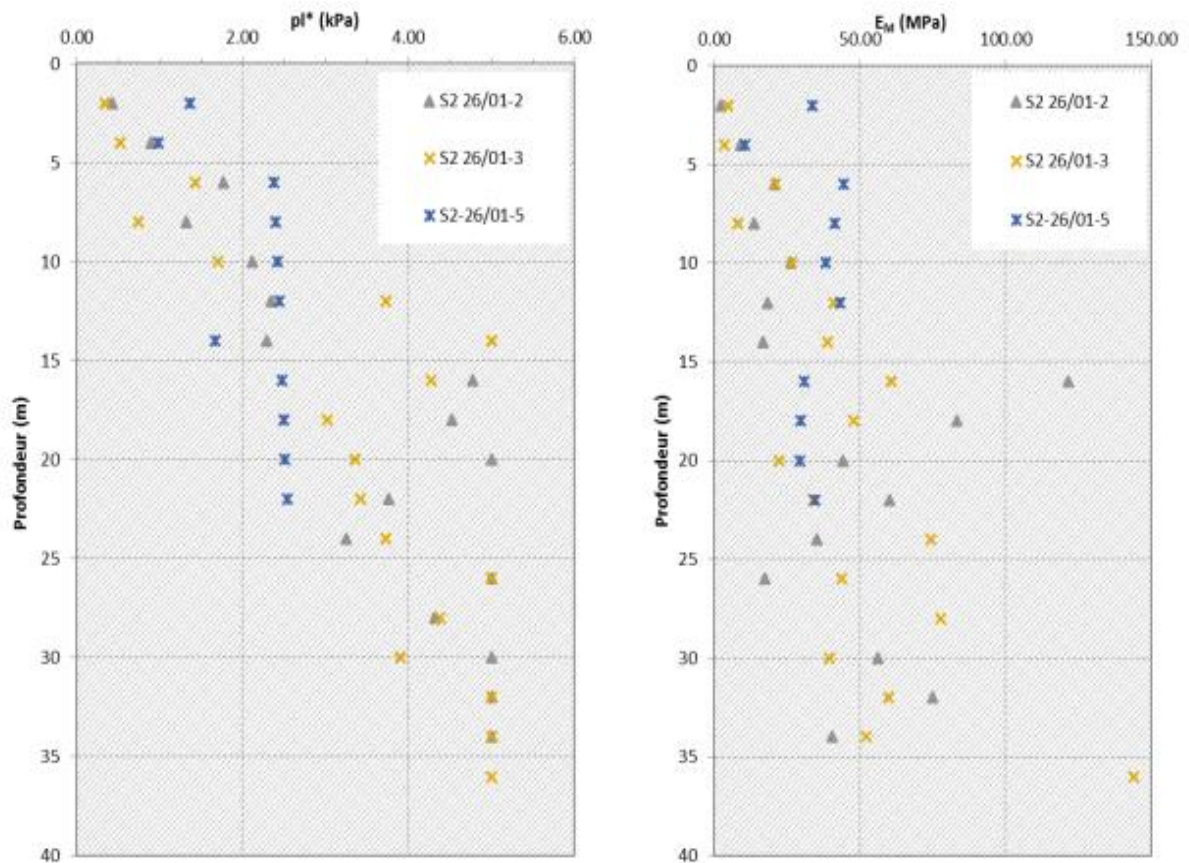
Les sondages carottés réalisés ont permis de mettre en évidence l'existence d'un sol actuel de terre végétale brunâtre, avec des épaisseurs variant entre 0.5 m et 1.5 m, dans les sondages S2 26/01-2, S2 26/01-4 et S2 26/01-5. Ci-dessous se produire sable argileux brunâtre; limon sableux à argileux et sable fin limoneux brun rougeâtre, à des profondeurs variant entre 4.5 m (S2 26/01-1) et 16.5 m (S2 26/01-4), à l'exception du sondage S2 26/01-2. Sur le sondage S2 26/01-5, entre les profondeurs 7.5 et 10.0 m, ont été reconnus une formation alluvionnaire constituée de limon, sable, galets, gravier et rognons calcaire.

Inférieurement ont été reconnus marne grisâtre à gris noirâtre ou gris verdâtre ou gris brunâtre à verdâtre, raide à peu plastique, parfois avec passage limoneux.

Les analyses effectuées sur la totalité des échantillons analysés, traduisent la nature fine des sols en place. Les valeurs des teneurs en eau naturelles mesurées varient entre 16.77% et 26.56%. Les sols identifiés sont des sols moyennement à peu plastiques (IP entre 19 et 32%), avec valeurs des WL entre 36 et 59%. La densité sèche varie entre 1.59 et 1.83 t/m³. Sur ces échantillons ont été réalisés essais de compressibilité a l'oedométrique où ils ont été obtenus coefficients de compressibilité (Cc) à varier entre 12.01 et 13.68. Sur les tests cisaillement rectiligne on été obtenus valeurs de cohésion non drainée entre 21 et 93 kPa e angle de frottement entre 23.24° et 26.17°.

Les valeurs de pourcentage de récupération obtenu dans la carottage étaient entre 70 et 95% pour les formations plus fine, et 50% pour les alluvions grossières. Les valeurs SPT obtenues pendant le forage varie entre 23 et 100. Il n'a pas été détecté la présence du niveau d'eau dans les sondages réalisés.»

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique



Figures 3 e 4 - Evolution en profondeur de p_1^* e E_M , respectivement.

Une analyse des courbes on observe une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques du sol en profondeur. Selon les résultats obtenus, il a été défini dans le zonage géotechnique, en fonction des valeurs enregistrées de p_1^* , comme représenté sur le graphique représenté sur la Figure :

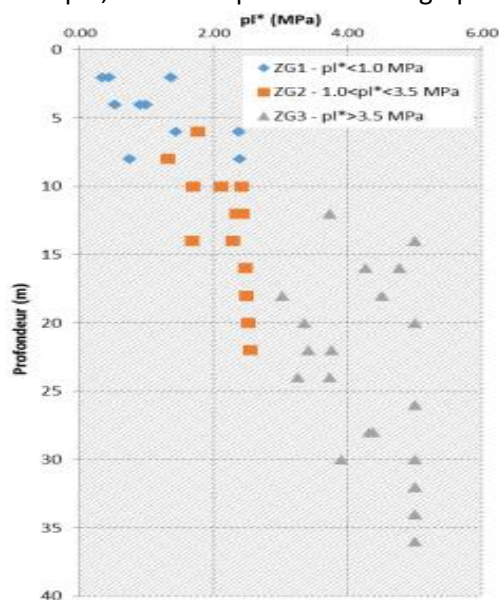
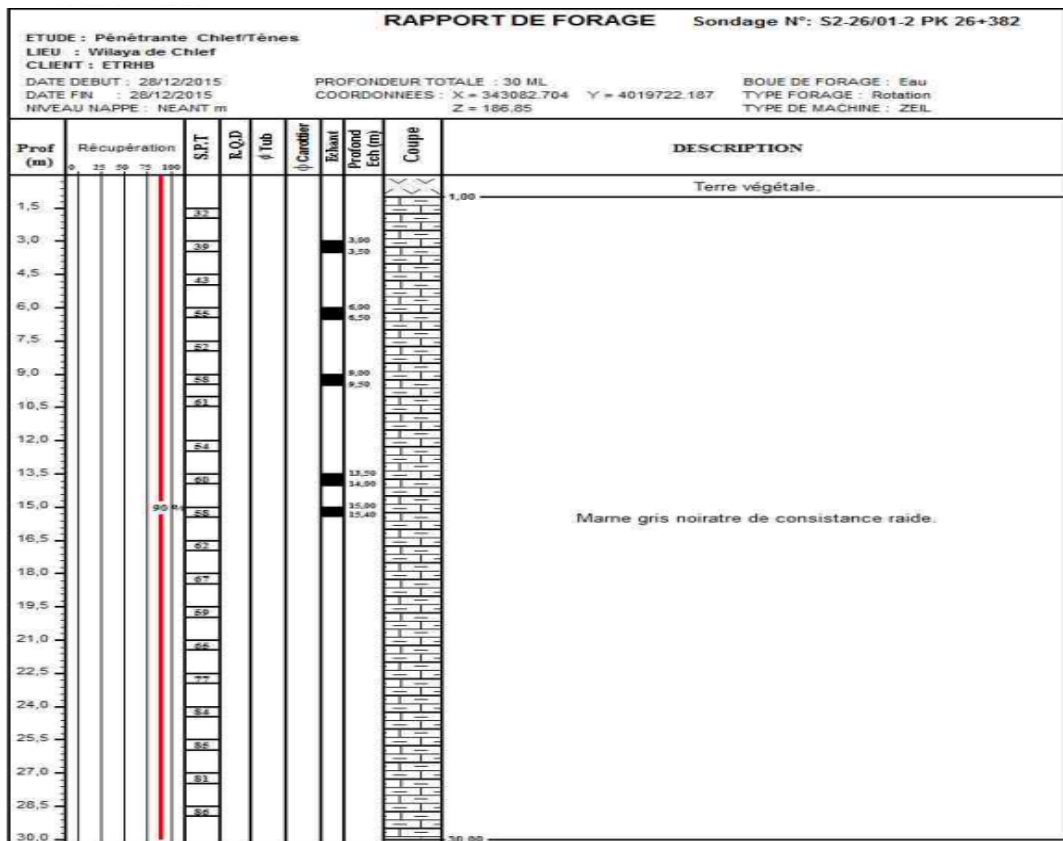
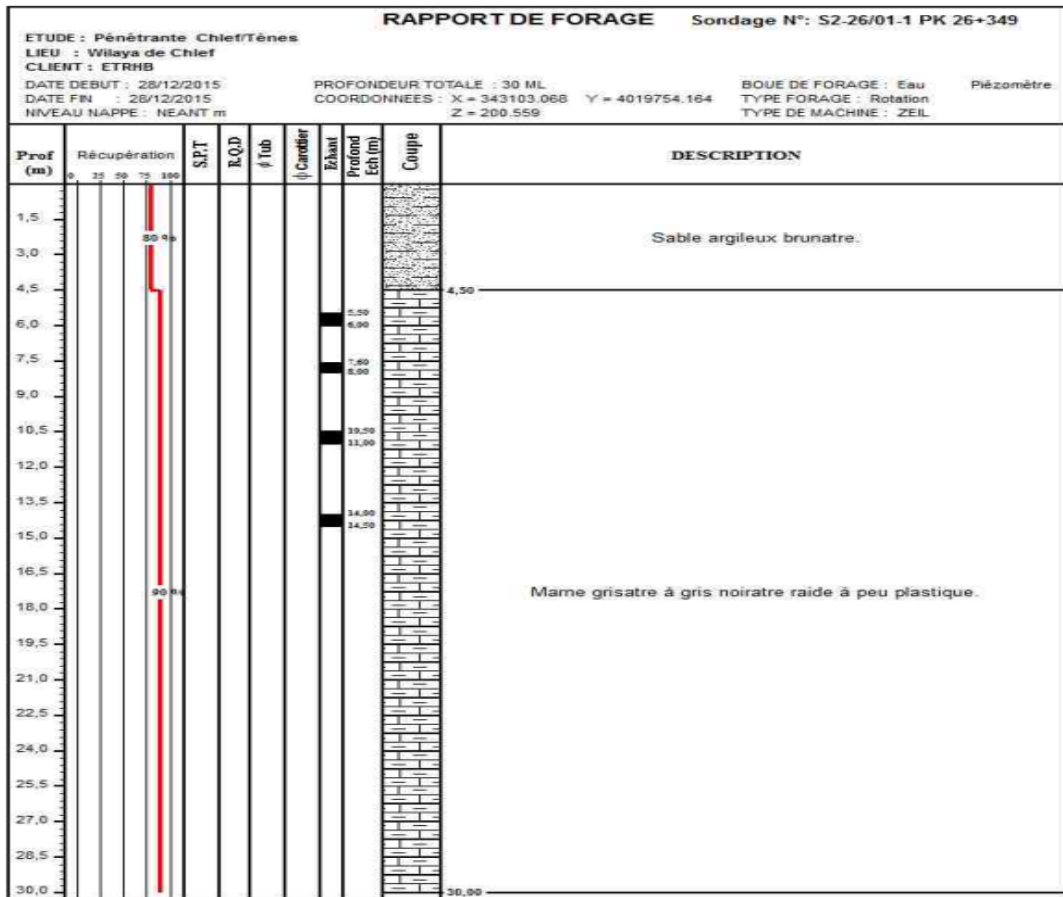


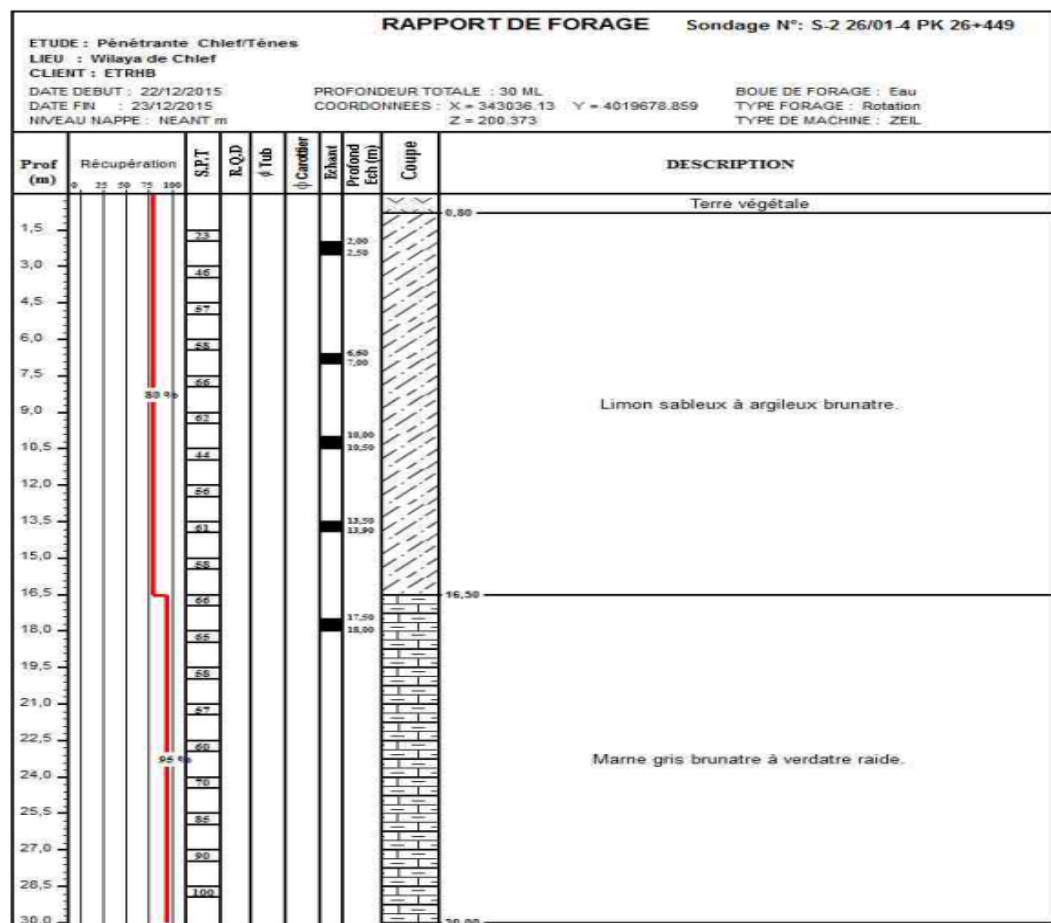
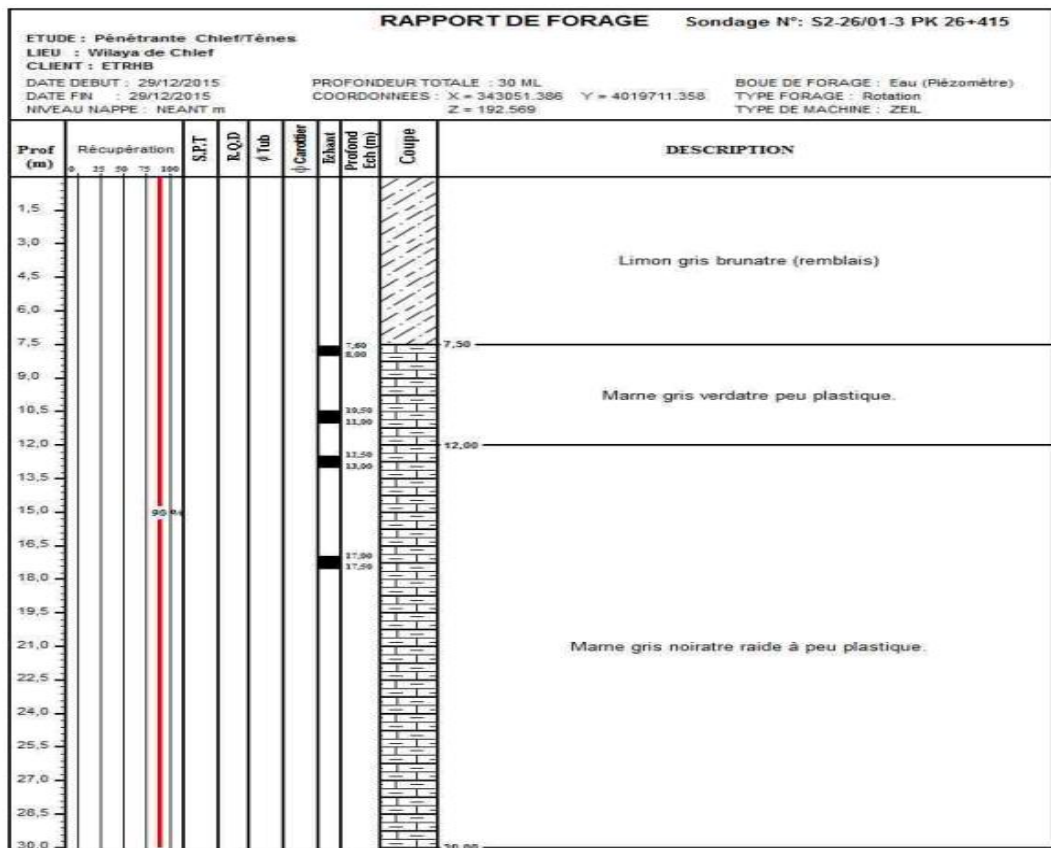
Figure 5 - Variation des valeurs p_1^* obtenues pour des zones géotechniques ZG1, ZG2 et ZG3.

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique



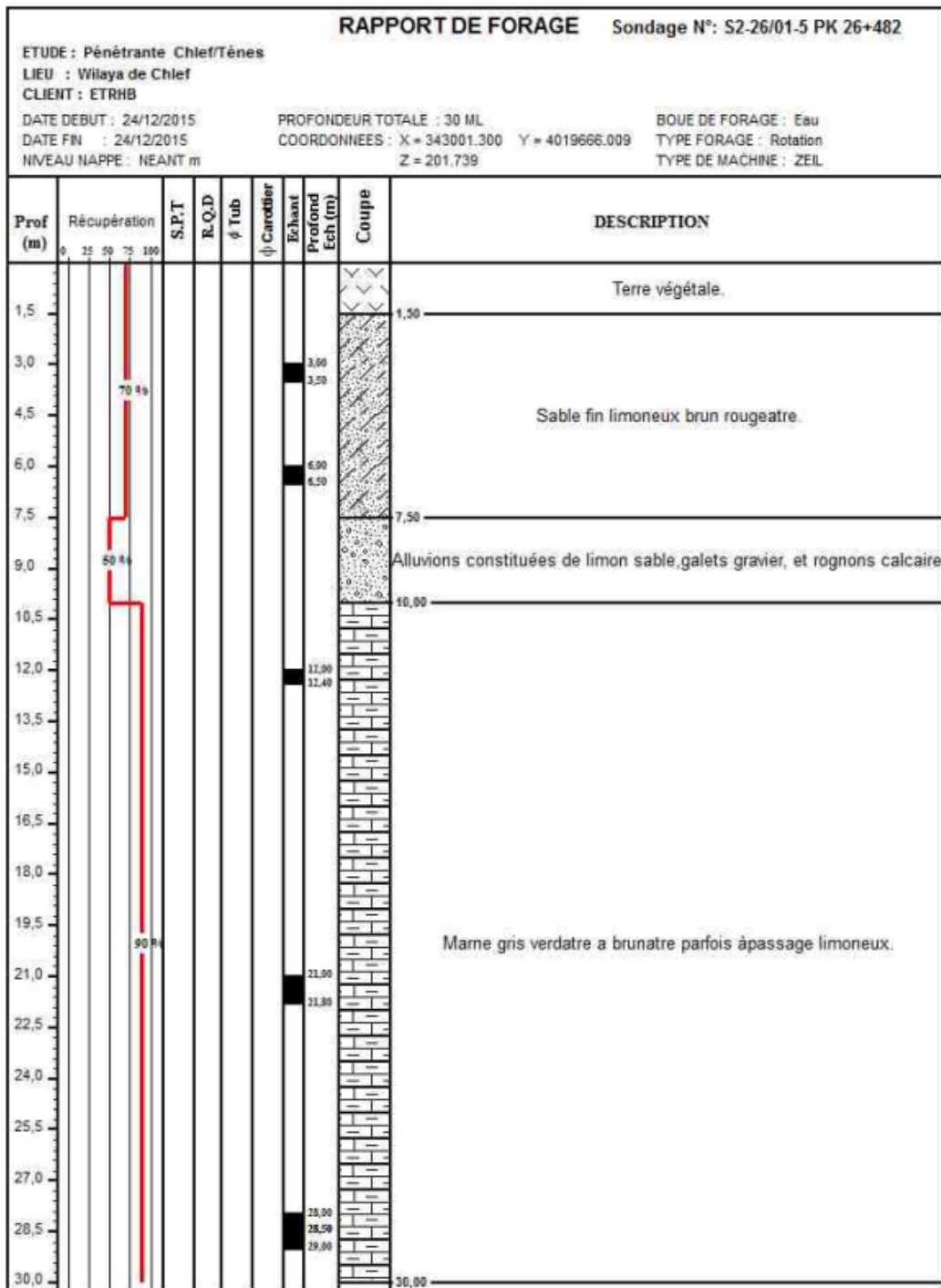
MERROUCHE Adel
 DABOUZ Juba

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique



MERROUCHE Adel
 DABOUZ Juba

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique

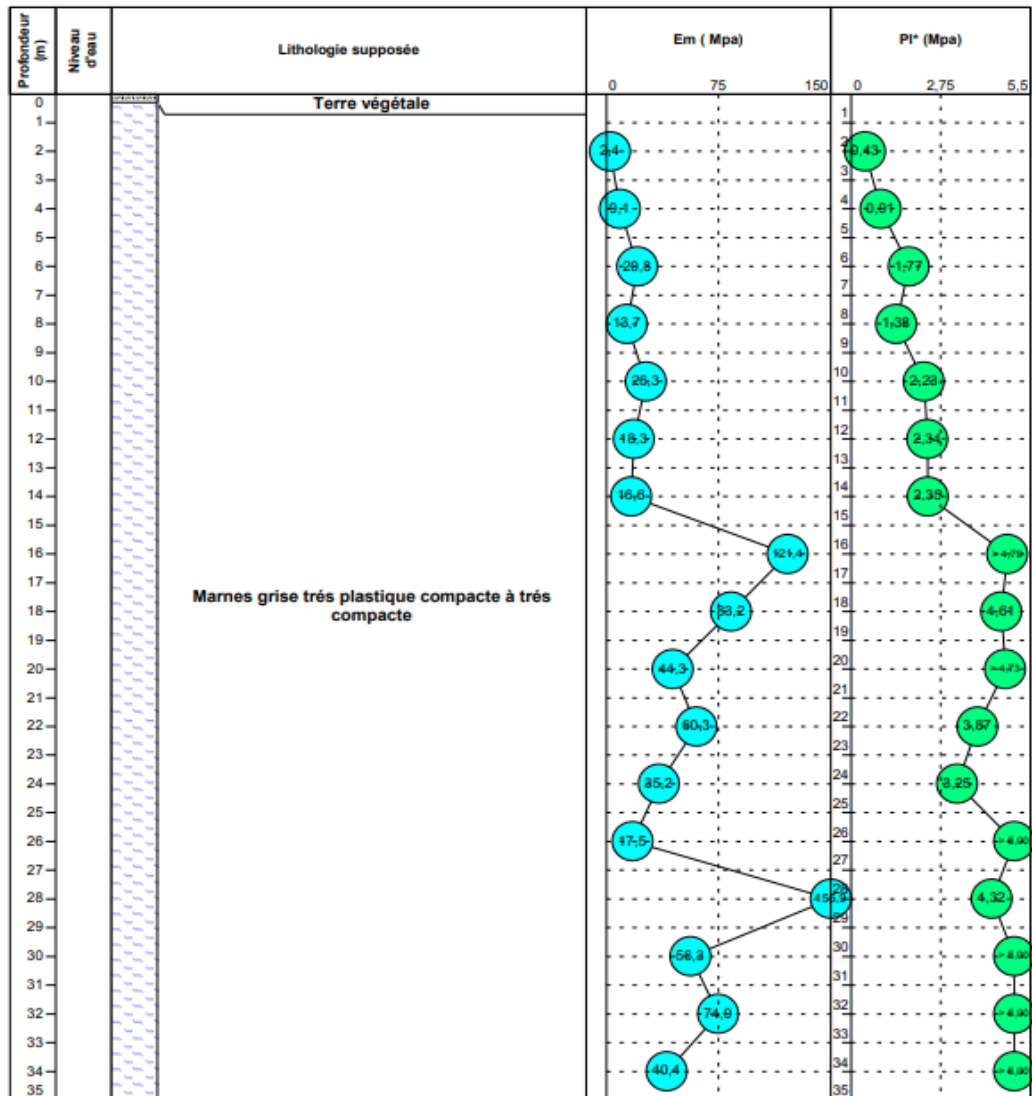


MERROUCHE Adel
 DABOUZ Juba

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique

SONDAGE CAROTTE S2 26/01-1 Pk-26+349

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique



MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique

MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba

Annexe 4 : Résultats des essais géotechnique

MERROUCHE Adel
DABOUZ Juba