

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 des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Public

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V11.1 DU PK
11+198 AU PK 11+303 RELEVANT DE LA 4^{EME}
ROCADE D'ALGER ENTRE KHEMIS MILIANA ET
L'ECHANGEUR HANACHA

Présenté par :

DJAIDJA Mohammed Ilyas

Encadré par :

Mr. Y BABAKHOUYA

Mr. M AMIEUR

Promotion 2021/2022

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à : La mémoire de ma très chère mère Allah yarhemha qui a toujours une place dans mon cœur même s'elle ne semble pas être avec moi.

Mon très chère père, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.

A mes chères sœurs et ses petites familles.

A mes amis et frères Hichem, Zaki, Khier, Abdelhak, Karim, Yacine, Sourakh, Mansouri, Moumen, Ammar, Abdeldjabar, Mamin, Abderahman, Ilyas, Ali, Mounir, Bilel, Raid, Younes, Adel, Mohammed et Oussama.

A mon cousin Djaber

A mes anciens collègues et amis de l'ENSH, Nadir, Mouncef, Dhiaa, Omar, Yazid, Aymen, Akram, Hadj Omar, et Achouri.

A Mr HAMADI Saad qui m'a guidé et encouragé pour choisir cette école et ce domaine

A Mme MAKOUDI Imane et Mehdi pour ses efforts.

A tous les amis et la famille qui ne sont pas mentionnés dans cette page.

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à exprimer mes parfaits remerciements et gratitude à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer cet intéressant travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon cher encadrant Mr BABAKHOUYA Youcef pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Mme MAHIAOUI, qui m'a enseigné et qui, par sa compétence, m'a aidé à réaliser mon projet de fin d'études.

Également au personnel de groupement O.N.E de Tizi Ouzou ; et surtout Mr SEDIKI Mohammed pour leur précieuse aide et confortable accueil.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif, membres de jury de l'école pour la richesse et la qualité de leurs formations et examinations.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, ma famille et mes amis pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous et à toutes.

ملخص :

يهدف هذا المشروع لتصميم و دراسة جسر طوله 105 متر، من مقطع الطريق الاجتياي السريع الرابع للجزائر العاصمة الرابط بين ولايتي عين الدفلى و برج بوعريريج .

حيث بدأنا عملنا باعطاء نظرة عامة عن حساب قوة تحمل الخوازيق، بعد ذلك توجهنا إلى التصميم العام، فقمنا باقتراح 3 خيارات ، و انتقينا الأنسب منها استنادا لتحليل متعدد المعايير أهمها العوامل التقنية و الاقتصادية ، و اخترنا جسر من روافد خرسانية مسبقة الاجهاد ، بعد ذلك أجرينا دراسة متأنية للبنية الفوقية ومختلف عناصرها عن طريق تقييم مختلف الأحمال الثابتة والمتحركة ثم دراسة الاجهاد المسبق ، و أخيرا قمنا بدراسة و تصميم البنية التحتية للجسر، الأعمدة و الدعامات و دراسة تأثير الزلازل عليها. تم الاستعانة ببرنامج حساب الهياكل Robot Autodesk.

الكلمات المفتاحية : جسر، خرسانة مسبقة الاجهاد ، بنية فوقية ، بنية تحتية .

Résumé :

Ce travail consiste à faire une conception et une étude d'un viaduc d'une longueur de 105 m, inscrit dans le projet de la réalisation de la 4^{eme} rocade d'Alger au niveau de la wilaya de Ain Defla.

Nous avons entamé notre travail par des généralités sur le calcul de capacite portante des pieux sous une charge verticale, Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension. Ensuite, nous avons réalisé une étude minutieuse du tablier, à savoir l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude des éléments du tablier. Enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage (les piles – les culés) et son étude sismique. La modélisation a été faite par le logiciel Robot Autodesk.

Mots clés : pont, béton précontraint, post tension.

Abstract: The purpose of this work involves designing and studying a bridge with a length of 105 m located in Ain Defla, included in the project of the 4th bypass of Algiers.

We started our work with some generalities about the bearing capacity of the piles resisting to a vertical force, Next, we moved to the general design, where we proposed 3 variants, then we have chosen the best one based on a multicriteria analysis, we have chosen the post tensioned pre-stressed beams bridge. Then, we carried out a careful study of the deck, namely the evaluation of loads and overloads, the study of the prestressing and the study of the elements of the deck. Finally, we have designed and studied the infrastructure of the bridge (the piers - the abutments).

Key words: Bridge, Post tensioned pre-stressed beams, Superstructure, Infrastructure.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU SOUS UNE CHARGE AXIALE

I.1.	INTRODUCTION	2
I.2.	PROBLEMATIQUE.....	2
I.3.	MISE EN PLACE D'UN PIEUX	3
I.4.	METHODES DE PREVISION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX ...	5
I.4.1.	Frottement latéral.....	6
a.	Méthode des contraintes totales :.....	6
b.	Méthode des contraintes effectives :	8
c.	Méthodes pénétrométriques et pressiométriques.....	11
I.4.2.	Résistance de pointe	13
a.	Méthode des contraintes totales.....	13
b.	Méthode des contraintes effectives.....	13
c.	Méthodes pénétrométriques et pressiométriques.....	13
I.5.	CONCLUSION.....	15

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1.	INTRODUCTION.....	16
II.2.	PRESENTATION DU PROJET	16
II.3.	LES DONNEES DU PROJET	17
II.3.1.	Les données fonctionnelles	17
a.	Tracé en plan	17
b.	Profil en long	17
c.	Profil en travers	17
II.3.2.	Les données naturelles	18
a.	Topographie.....	18

b. Géotechnique	18
II.3.3. Sismicité du site	20
II.3.4. Climatologie.....	20
La température	20
La neige	20
Le vent	20
II.4. CONCLUSION	20

CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION	21
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	21
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	21
III.3.1. Béton	21
III.3.1.1.Caractéristiques mécaniques.....	21
III.3.1.2.Contraintes admissibles à la compression	22
III.3.2. Armatures	23
III.3.2.1.Armatures passives	23
III.3.2.2.Armatures actives	24
III.4. EVALUATION DES ACTIONS	25
III.4.1. Les charges permanentes	25
III.4.2. Les compléments de charges permanentes	25
III.4.3. Les actions dues aux trafics	26
III.4.3.1.Les caractéristiques du pont	26
III.4.3.2.Les systèmes de charge à considérer	27
III.4.3.3.Efforts de freinage	31
III.4.4. Actions climatiques	31
III.4.4.1.Action thermique	31

III.4.4.2. Vent	32
III.4.5. Action sismique	32
III.4.5.1. Coefficient d'accélération de zone	32
III.4.5.2. Classification des sites	32
III.4.5.3. Spectre de réponse	32
III.5. COMBINAISONS D' ACTIONS	34
III.5.1. Combinaisons des composantes de l'action sismique	34
III.5.2. Combinaison des charges	35
III.6. CONCLUSION	35

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

IV.1. INTRODUCTION.....	37
IV.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	37
IV.3. CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	37
IV.4. DEMARCHE DE CONCEPTION.....	38
IV.4.1. Proposition des variantes	38
IV.4.2. Conception et dimensionnement de la variante 1 : pont a poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension.....	38
IV.4.2.1. Conception longitudinale.....	38
IV.4.2.2. Conception transversale.....	39
IV.4.2.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée).....	40
➤ Les piles	40
➤ Culées	41
IV.4.2.4. Modélisation et calcul sismique.....	43
➤ Analyse modale et résultats de calcul.....	44
IV.4.2.5. Analyse spectrale et résultats de calcul	45
IV.4.3. Conception et dimensionnement de la variante 2 : Pont en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs.....	47

IV.4.3.1.	Conception longitudinale.....	47
IV.4.3.2.	Découpage du voussoir.....	47
IV.4.3.3.	Conception transversale.....	47
IV.4.3.4.	Conception de l'infrastructure (pile/culée).....	49
IV.4.3.5.	Modélisation et calcul sismique.....	51
IV.4.4.	Conception et dimensionnement de la variante 3 : pont mixte à bipoutres	55
IV.4.4.1.	Conception longitudinale.....	55
IV.4.4.2.	Conception transversale.....	55
IV.4.4.3.	Conception des poutres principales	56
IV.4.4.4.	Conception des entretoises	56
IV.4.4.5.	Choix de la nuance d'acier	57
IV.4.4.6.	Conception de l'infrastructure (pile/culée).....	57
➤	Les piles.....	57
➤	Culées	58
IV.4.4.7.	Modélisation et calcul sismique.....	59
➤	Prédimensionnement des appareils d'appui	59
➤	Modèle de calcul.....	60
➤	Analyse modale et résultats de calcul.....	61
➤	Analyse spectrale et résultats de calcul	61
IV.5.	ANALYSE MULTICRITERES.....	64
IV.5.1.	L'économie	64
IV.5.2.	L'entretien.....	64
IV.5.3.	L'exécution	64
IV.6.	DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES	65
IV.7.	CHOIX DE LA VARIANTE	68
IV.8.	CONCLUSION	68

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

V.1.	INTRODUCTION.....	69
V.2.	EVALUATION DES ACTIONS	69
V.2.1.	Calcul des charges permanentes	69
V.2.1.1.	Poids propre des poutres	69
V.2.1.2.	Poids de l'hourdis	70
V.2.1.3.	Poids des entretoises	70
V.2.2.	Charges permanentes complémentaires	70
V.2.3.	Les charges dues au trafic	71
V.2.3.1.	Système de charge A(l).....	71
V.2.3.2.	Système de charge B	72
V.2.3.3.	Système Mc120.....	72
V.2.3.4.	Système D 240 « charge exceptionnelles ».....	73
V.2.4.	Efforts de freinage.....	74
V.2.4.1.	Système de charge Bc	74
V.2.4.2.	Système de charge AL	74
V.3.	CONCLUSION	74

CHAPITRE VI : MODELESATION DU TABLIER

VI.1.	INTRODUCTION.....	75
VI.2.	CARACTERISTIQUES DU TABLIER	75
VI.3.	MODELISATION DE L'OUVRAGE.....	76
VI.3.1.	Modélisation des éléments de l'ouvrage	76
VI.3.1.1.	Les poutres.....	76
VI.3.1.2.	L'hourdis	76
VI.4.	LES CHARGES APPLIQUEES	77
VI.4.1.	Affectation des charges statiques.....	77

VI.4.2.	Affectation des charges dynamiques.....	82
VI.4.2.1.	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	82
VI.4.2.2.	Méthode de calcul.....	82
VI.4.2.3.	Modèle dynamique de la superstructure	83
VI.4.3.	Combinaisons d'actions statiques	83
VI.5.	LES RESULTATS	84
VI.6.	CONCLUSION	87

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1.	INTRODUCTION.....	89
VII.2.	DONNEES DE CALCUL.....	89
VII.3.	PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION	90
VII.4.	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	91
VII.4.1.	Valeur minimale de la précontrainte en service.....	91
VII.4.2.	Détermination du nombre de câbles	92
VII.5.	PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES	92
VII.6.	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....	93
VII.6.1.	Principe	93
VII.6.2.	Détermination du tracé.....	94
VII.6.3.	Calcul des pertes	97
VII.6.3.1.	Pertes de tension instantanées	97
VII.6.3.2.	Pertes différées	99
VII.6.3.3.	Pertes totales.....	101
VII.6.4.	Vérification des contraintes	101
VII.6.4.1.	Limitation des contraintes	102
VII.6.4.2.	Caractéristiques nettes des sections.....	102
VII.6.4.3.	Justifications de la poutre a l'ELS.....	103

VII.6.4.4.	Justification des contraintes normales	103
VII.6.4.5.	Justification des contraintes tangentielles	104
VII.6.4.6.	Armatures des zones tendues	106
VII.6.4.7.	Justifications de la poutre a l'ELU	107
VII.6.5.	Armature passif transversale des poutres.....	108
VII.6.5.1.	Armature de peau	108
VII.6.5.2.	Ferraillage de cadre	108
VII.7.	CONCLUSION	110

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

VIII.1.	INTRODUCTION	110
VIII.2.	FLECHES ET CONTRE FLECHES.....	110
➤	Flèche due au poids propre.....	110
➤	La flèche de la précontrainte	110
➤	Flèche de construction.....	111
➤	Flèche maximale à ELS.....	111
➤	Flèche totale	112
VIII.3.	ETUDE DE L'HOUDIS	112
VIII.3.1.	Géométrie de l'hourdis.....	112
VIII.3.2.	Evaluation des efforts.....	112
VIII.3.3.	Ferraillage	113
VIII.3.3.1.	Ferraillage nappe supérieure (sur appui).....	114
VIII.3.3.2.	Ferraillage nappe inférieure (mi- travée)	114
VIII.4.	ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	114
VIII.4.1.	Principe de ferraillage	114
VIII.4.2.	Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier	115
VIII.4.3.	Evaluation des efforts.....	115

VIII.4.4.	Ferraillage d'entretoise	116
VIII.5.	EQUIPEMENTS DU TABLIER	117
VIII.5.1.	Appareil d'appui	117
VIII.5.1.1.	Choix de type d'appareil d'appuis	117
VIII.5.1.2.	Dimensionnement d'appareil d'appuis.....	117
VIII.5.1.3.	Vérification des appareils d'appuis	118
VIII.5.2.	Dé d'appuis	120
VIII.5.2.1.	Dimensionnement du dé d'appuis	120
VIII.5.2.2.	Ferraillage du dé d'appuis	120
VIII.5.3.	Joint de chaussée	121

CHAPITRE IX : L'ETUDE SISMIQUE

IX.1.	INTRODUCTION.....	122
IX.2.	ETUDE SISMIQUE.....	122
IX.2.1.	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique	122
IX.2.2.	L'Analyse sismique	122
IX.2.3.	Analyse spectrale monomodale (mode fondamental).....	122
IX.2.3.1.	Domaine d'application.....	122
IX.2.3.2.	Méthodes d'analyse	123
IX.2.3.3.	Les combinaisons des efforts.....	128
IX.2.3.4.	Calcul des efforts dus à la variation linéaire.....	128
IX.2.4.	L'analyse par spectre de réponse	129
IX.2.4.1.	Logiciel utilisé	129
IX.2.4.2.	Le modèle sismique	129
IX.2.4.3.	Les résultats	129
IX.2.5.	Comparaison entre les résultats obtenus par les deux méthodes	130
IX.3.	CONCLUSION	130

CHAPITRE X : INFRASTRUCTURE

X.1.	INTRODUCTION.....	131
X.2.	ETUDE DE LA PILE.....	131
X.2.1.	Conception de la pile	131
X.2.1.1.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	131
X.2.2.	Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	132
X.2.2.1.	Efforts statiques.....	132
X.2.2.2.	Efforts sismiques.....	133
X.2.2.3.	Combinaisons des efforts	133
X.2.3.	Ferraillage des éléments de la pile	133
X.2.3.1.	Ferraillage du chevêtre.....	134
X.2.4.	Etude de la semelle	137
X.2.4.1.	La méthode de calcul	137
X.2.4.2.	Ferraillage de la semelle	137
X.2.5.	Etude des pieux	138
X.2.5.1.	La méthode de Werner.....	138
X.2.5.2.	Nombre de pieux	139
X.2.5.3.	Ferraillage des pieux	139
X.3.	ETUDE DE LA CULEE	140
X.3.1.1.	Conception de la culée	140
X.3.1.2.	Evaluation des efforts agissants sur les culées.....	141
X.3.1.3.	Détermination des sollicitations en statique.....	141
X.3.1.4.	Détermination des sollicitations sismiques.....	142
X.3.1.5.	Ferraillage des éléments de la culée.....	145
X.4.	CONCLUSION	152

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU SOUS UNE CHARGE AXIALE

Figure I-1 : Chargement d'un pieu.	3
Figure I-2 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation (b) reconsolidation (c) chargement (RANDOLPH, 2003).	4
Figure I-3 : Evolution du facteur en fonction de la résistance au cisaillement non drainée C_u (S_u) (CHOW, 1997).	7
Figure I-4 : Evolution du facteur d'adhérence α en fonction C_u / σ'_{v0} (KARLSRUD et AL, 2005).	8

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II-1 : Location du Viaduc 11.1.	16
Figure II-2 : Axe en plan de la voie portée.	17
Figure II-3 : Profil en long de la voie portée.	17
Figure II-4 : Profil en travers de la voie portée.	18
Figure II-5 : Emplacements des Forages.	19

CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III-1 : Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.	25
Figure III-2 : La largeur roulable et la largeur chargeable.	26
Figure III-3 : Système de charge Bc.	28
Figure III-4 : Système de charge Bt.	29
Figure III-5 : Système de charge Mc 120.	30
Figure III-6 : Système de charge D240.	31
Figure III-7 : Spectre de réponse élastique : composante horizontale.	33
Figure III-8 : Spectre de réponse élastique : composante verticale.	34

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure IV-1 : Le modèle de calcul sismique -Robot Autodesk-	43
Figure IV-2 : Les sollicitations dans le sens longitudinal.	45
Figure IV-3 : Les sollicitations dans le sens transversal.	45
Figure IV-4 : La section transversale du voussoir.	48
Figure IV-5 : Le modèle de calcul sismique variante 2.	52
Figure IV-6 : Les sollicitations sismiques dans le sens longitudinal.	53
Figure IV-7 : Les sollicitations sismiques dans le sens transversal.	53
Figure IV-8 : Coupe transversale d'un tablier bipoutres.	55
Figure IV-9 : Le modèle sismique de la 3eme variante.	60
Figure IV-10 : les sollicitations sismiques dans le sens longitudinal.	62
Figure IV-11 : Les sollicitations sismiques dans le sens transversal.	62

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Figure V-1: Vue longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale.	69
Figure V-2 : Système de charge Mc 120.	73
Figure V-3 : Système de charge D240.	74

CHAPITRE VI : MODELESATION DU TABLIER

Figure VI-1 Vue en travers du tablier.	75
Figure VI-2 Vue en travers du tablier -2-.	75
Figure VI-3 : Modèle 3d de la poutre.	76
Figure VI-4 : Modèle dalle avec un maillage imposé.	76
Figure VI-5 : Modèle dalle + 8 poutres.	77
Figure VI-6 : Moment max sous l'effet du poids propre.	85
Figure VI-7 : Moment max sous l'effet des charges permanentes.	85
Figure VI-8 : Moment max sous la combinaison la plus défavorable (ELU).	85

Figure VI-9 : Moment max sous la combinaison la plus défavorable (ELS).....	86
Figure VI-10 : Effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable (ELU).	86
Figure VI-11 : Effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable (ELS).....	86

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Figure VII-1 : Géométrie des câbles.....	93
Figure VII-2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.	93
Figure VII-3 : Tracé des câbles.	94
Figure VII-4 : L'angle de déviation des câbles.	94
Figure VII-5 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	96
Figure VII-6 : Diagramme des contraintes à mi travée.	105
Figure VII-7 : ferrailage de la poutre médiane.....	108
Figure VII-8 : Ferrailage de la poutre d'about.....	109

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

Figure VIII-1: Flèche max de la poutre due à poids propre.	110
Figure VIII-2 : La flèche max de la précontrainte de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.....	111
Figure VIII-3 : Flèche max de la poutre à ELS.	111
Figure VIII-4 : Moment -Dalle ELS.....	113
Figure VIII-5 : Moment -Dalle ELU.	113
Figure VIII-6 : Ferrailage de la dalle.....	114
Figure VIII-7 : Modélisation de l'entretoise.....	115
Figure VIII-8 : Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise.	115
Figure VIII-9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.	116
Figure VIII-10 : Ferrailage de l'entretoise.	116
Figure VIII-11 : Le vue en plan de ferrailage du dé d'appuis.....	121

Figure VIII-12 : La coupe longitudinale de ferrailage du dé d'appuis.	121
Figure VIII-13 : Souffle de joint de chaussée.....	122

CHAPITRE IX : L'ETUDE SISMIQUE

Figure IX-1 : Séisme longitudinal.	124
Figure IX-2 : Spectre de réponse horizontale Sae/g.	125
Figure IX-3 : Le modèle sismique.....	129

CHAPITRE X : INFRASTRUCTURE

Figure X-1 : Ferrailage des fûts.....	134
Figure X-2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison $G+1.2A(l)$	135
Figure X-3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(l)$	135
Figure X-4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison $G+1.2A(l)$	135
Figure X-5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(l)$	136
Figure X-6 : Ferrailage transversal du chevêtre.	136
Figure X-7 : Le ferrailage de la semelle.....	138
Figure X-8 : Ferrailage des pieux.....	140
Figure X-9 : Le moment fléchissant selon YY.....	150
Figure X-10 : Le moment fléchissant selon XX.....	151
Figure X-11 : Le ferrailage de la culée.....	152

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITE I : CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU SOUS UNE CHARGE AXIALE

Tableau I-1 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux.	9
--	---

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II-1 : Profondeurs et positions des forages.	19
---	----

CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III-1 : Les caractéristiques mécaniques du béton.	21
Tableau III-2 : Les contraintes admissibles du béton.	22
Tableau III-3 : Les déformations de béton.	23
Tableau III-4 : Les contraintes admissibles des armatures passives.	24
Tableau III-5 : Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanentes.	26
Tableau III-6 : Le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées.	27
Tableau III-7 : Coefficients b_c	29
Tableau III-8 : Coefficients b_t	29
Tableau III-9 : Le gradient thermique selon le type de tablier.	32
Tableau III-10 : Les combinaisons des charges.	35

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau IV-1 : Prédimensionnement de la 1ère variante.	38
Tableau IV-2 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.	40
Tableau IV-3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.	41
Tableau IV-4 : Les dimensions des appareils d'appui retenus.	42
Tableau IV-5 : Les résultats de l'analyse modale.	43

Tableau IV-6 : Les sollicitations à la base de la pile et les déplacements maximaux.	44
Tableau IV-7 : prédimensionnement du voussoir.....	48
Tableau IV-8 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.	50
Tableau IV-9 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.....	50
Tableau IV-10 : Les dimensions des appareils d'appui retenus.....	51
Tableau IV-11 : Les résultats de calcul d'analyse modale.....	52
Tableau IV-12 : Les déplacements et les sollicitations à la base de la pile.	53
Tableau IV-13 : Prédimensionnement de la poutre en charpente métallique.....	56
Tableau IV-14 : Prédimensionnement des entretoises.	57
Tableau IV-15 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.	58
Tableau IV-16 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.....	59
Tableau IV-17 : Les résultats de l'analyse modale de la 3eme variante.....	61

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V-1 : Calcul du poids de la poutre.	69
Tableau V-2 : Les valeurs des charges permanentes.....	70
Tableau V-3 : Les charges A(l).	71
Tableau V-4 : Les coefficients de majoration dynamique Bc.	72
Tableau V-5 : Les coefficients de majoration dynamique Bt.....	72
Tableau V-6 : Le coefficient de majoration dynamique Mc 120.	73
Tableau V-7 : Les résultats de l'effort de freinage du système A(l).....	74

CHAPITRE VI : MODELESATION DU TABLIER

Tableau VI-1 : Affectation des charges.....	77
Tableau VI-2 : Les combinaisons d'actions.....	83

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII-1 : Les données de l'ouvrage.....	89
---	----

Tableau VII-2 : Les caractéristiques du béton.....	89
Tableau VII-3 : Les caractéristiques des sections.	89
Tableau VII-4 : Les caractéristiques des câbles 12T15.....	90
Tableau VII-5 : Les sollicitations calculées par logiciel.	90
Tableau VII-6 : Calcul de PMIN.	91
Tableau VII-7 : Détermination du nombre de câble.....	92
Tableau VII-8 : Tableau Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.	92
Tableau VII-9 : Disposition des câbles sur les deux sections.....	95
Tableau VII-10 : Caractéristiques du tracé des câbles.	96
Tableau VII-11 : L'angle de déviation β	96
Tableau VII-12 : Valeurs des pertes dues aux frottements.....	98
Tableau VII-13 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	98
Tableau VII-14 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.	99
Tableau VII-15 : Valeur des Pertes par fluage.	100
Tableau VII-16 : Pertes par relaxation.	101
Tableau VII-17 : Pertes totales.	101
Tableau VII-18 : Limitation des contraintes.....	102
Tableau VII-19 : Caractéristiques nettes des sections.	102
Tableau VII-20 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.	103
Tableau VII-21 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.....	103
Tableau VII-22 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.....	104
Tableau VII-23 : Effort de précontrainte.....	105
Tableau VII-24 : Contrainte tangentielle « τ ».	106
Tableau VII-25 : Détermination l'angle β_u	107

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

Tableau VIII-1 : Le ferrailage d'entretoise	116
Tableau VIII-2 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	118

CHAPITRE IX : L'ETUDE SISMIQUE

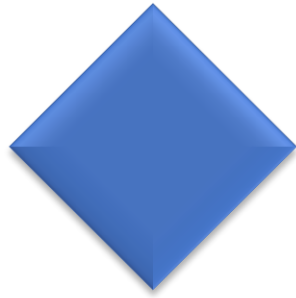
Tableau IX-1 : La rigidité longitudinal des fûts.	124
Tableau IX-2 : La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles.	124
Tableau IX-3 : La rigidité des appareils d'appuis des culées.....	124
Tableau IX-4 : La répartition des efforts.	126
Tableau IX-5 : La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles.	126
Tableau IX-6 : La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des culées.	127
Tableau IX-7 : La répartition des efforts.	127
Tableau IX-8 : Les combinaisons de calcul sismique.	128
Tableau IX-9 : Les résultats de calcul sismique.	130

CHAPITRE X : INFRASTRUCTURE

Tableau X-1 : Les hauteurs des piles.....	131
Tableau X-2 : Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées.	132
Tableau X-3: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.	133
Tableau X-4 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.....	133
Tableau X-5 : le ferrailage des fûts.	133
Tableau X-6 : ferrailage du chevêtre.	136
Tableau X-7 : Evaluation des efforts et ferrailage de la semelle.....	137
Tableau X-8 : Les efforts et le ferrailage des pieux	139
Tableau X-9 : Les dimensions de la culée	141
Tableau X-10 : Détermination des sollicitations en statique.....	141
Tableau X-11 : Les actions transmises par le tablier.....	141
Tableau X-12 : Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique.....	143

Tableau X-13 : Coefficient de calcul de la poussée dynamique.....	144
Tableau X-14 : Calcul des poussées dynamiques.....	144
Tableau X-15 : L'évaluation des actions sismiques de la culée.....	144
Tableau X-16 : La détermination de R_{max}	145
Tableau X-17 : Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée.	145
Tableau X-18 : Les sollicitations du mur frontal.....	145
Tableau X-19 : Moment MPc /K dû à une charge locale en fonction de h.	147
Tableau X-20 : Evaluation des efforts de la dalle de transition.....	148

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,), artificiel (barrages, ...) ou une autre voie de circulation.

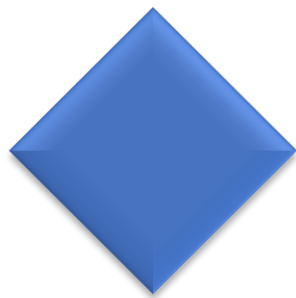
Le thème de mon projet de fin d'étude est la conception et l'étude d'un pont situé entre le 11+192 à 11+311,213 d'une longueur de 105 m, de la 4^{ème} rocade d'Alger au niveau de la ville de Khemis Meliana. Ce thème a été choisi car il nous permettra d'acquérir un peu de ce que doit savoir un nouvel ingénieur du domaine, manipuler les critères de conception et de prédimensionnement et se familiariser avec les logiciels de calcul.

On discutera dans ce mémoire de fin d'étude de différents points très importants ; de la conception à la réalisation, tout en passant par les calculs et les vérifications. Nous débuterons ce mémoire par le 1er chapitre qui est des généralités sur le calcul de la capacité portante des pieux.

On passera ensuite à la présentation de l'ouvrage, ainsi que le prédimensionnement de 3 variantes, pour ensuite dédier les autres chapitres à l'ouvrage définitif, c'est-à-dire la variante retenue, ainsi qu'aux calculs, aux modélisations sur logiciels et aux vérifications.

On conclura ce travail, par une conclusion générale qui englobera et fera un point sur tout ce qu'on aura pu citer dans ce mémoire, donner des commentaires, et déduire tout ce qu'on a pu apprendre pour ainsi l'utiliser dans la vie professionnelle.

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LE
CALCUL DE LA CAPACITE
PORTANTE D'UN PIEU SOUS
UNE CHARGE AXIALE



I.1. INTRODUCTION

Lorsque le terrain sur lequel repose une fondation est de mauvaise qualité et qu'il ne peut résister aux efforts qui lui sont transmis, impliquant soit une rupture du sol en place ou un tassement trop important, il arrive de devoir avoir recours à d'autres systèmes de fondation que celle dite « superficielle ». Le but est donc d'utiliser des fondations qui iront chercher en profondeur des sols tels que leurs caractéristiques permettent de résister (que cela soit en pointe de pieu ou par frottement latéral) aux charges qui leur sont communiquées. Ces fondations sont appelées fondations profondes ou semi-profondes.

Il existe différents types de fondations profondes. Elles sont généralement classées en deux catégories :

- Les pieux préfabriqués,
- Les pieux coulés en place.

I.2. PROBLEMATIQUE

La problématique des pieux est directement liée aux caractéristiques du sol en place. L'étude de ces sols permet d'obtenir la capacité portante des pieux. Ces études sont menées via différents types d'essais. On parle d'essais au pénétromètre et au pressiomètre réalisés « in situ » ou bien d'analyse des propriétés du sol en laboratoire. Notons également qu'il est possible de déterminer la capacité limite d'un pieu via des formules dynamiques issues des essais de battage ou encore via des formules statiques basées sur la théorie des fondations superficielles » mais aussi via un essai de chargements.

Le comportement des pieux installés dépend de la méthode d'installation, de son mode de chargement, de ses caractéristiques géométriques et les propriétés du sol. Lorsque l'on applique progressivement une charge en tête d'un pieu isolé, on constate un enfoncement progressif de la fondation dans le sol. En traçant la courbe de chargement, on constate qu'au-delà d'une certaine charge appliquée, la fondation s'enfonce rapidement dans le sol pour chaque incrément de charge. Cette charge est appelée résistance limite à la compression ou portance limite de la fondation profonde, est notée R_c , et est définie conventionnellement comme étant l'effort appliqué en tête de pieu produisant un déplacement en tête égal à :

$$D = \max (0.1 \times \text{diamètre du pieu} ; 20 \text{ mm})$$

Cette résistance limite totale peut être séparée en deux composantes qui sont la résistance limite de pointe R_b et la résistance au frottement latéral R_s . Notons par ailleurs que la résistance

de frottement axiale pour une profondeur donnée croit progressivement avec le déplacement. On note donc de façon générale que la capacité portante d'un pieu est définie comme suit :

$$R_c = R_b + R_s$$

Avec :

- R_c : est la résistance totale du pieu en [kN].
- R_b : est la résistance de pointe du pieu en [kN].
- R_s : est la résistance de frottement latéral du pieu en [kN].

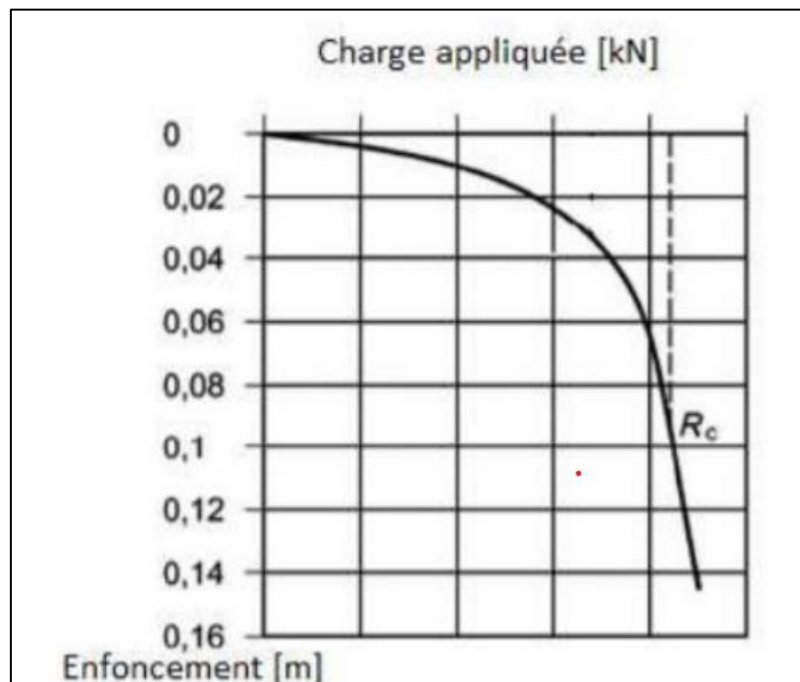


Figure I-1 : Chargement d'un pieu.

I.3. MISE EN PLACE D'UN PIEUX

La méthode d'installation d'un pieu peut avoir un effet significatif sur la capacité portante du pieu. En effet, cette capacité est influencée par le changement d'état de contraintes et de paramètre d'état du sol environnant qui se produisent pendant l'installation, pendant la reconsolidation (équilibrage de la surpression interstitielle générée par l'installation) et pendant le chargement du pieu.

Lorsqu'un pieu est enfoncé ou battu dans le sol, ce dernier subit des déformations et remaniements (changement structurels) dans la zone autour du pieu. Cette installation provoque alors une dégradation du frottement ou « fatigue » du frottement qui est un mécanisme souvent lié à la dégradation des paramètres de sol au niveau de l'interface (angle de frottement et contrainte radiale effective).

Cette dégradation résulte en partie des changements de contrainte au cisaillement du sol et principalement des augmentations des contraintes totales puisque le sol a été forcé vers l'extérieur durant l'enfoncement du pieu (LEHANE et JARDINE, 1994).

- Dans l'argile, à la fin de l'installation, un champ de surpression interstitielle est formé autour du pieu ainsi qu'un remaniement du sol (BOND & JARDINE, 1991 ; TOMLINSON 1994). Dans cette zone autour du pieu, qui peut être étendue à plusieurs fois le diamètre du pieu, le champ « ressemble » à celui généré par l'expansion cylindrique de cavité.

Cette analogie a été utilisée pour modéliser l'effet de l'installation des pieux sur le déplacement et le changement de contrainte (RANDOLPH et AL, 1979).

Comme schématisé sur la figure, il n'y a que le temps qui permet de dissiper cette surpression interstitielle et augmenter la résistance au cisaillement.

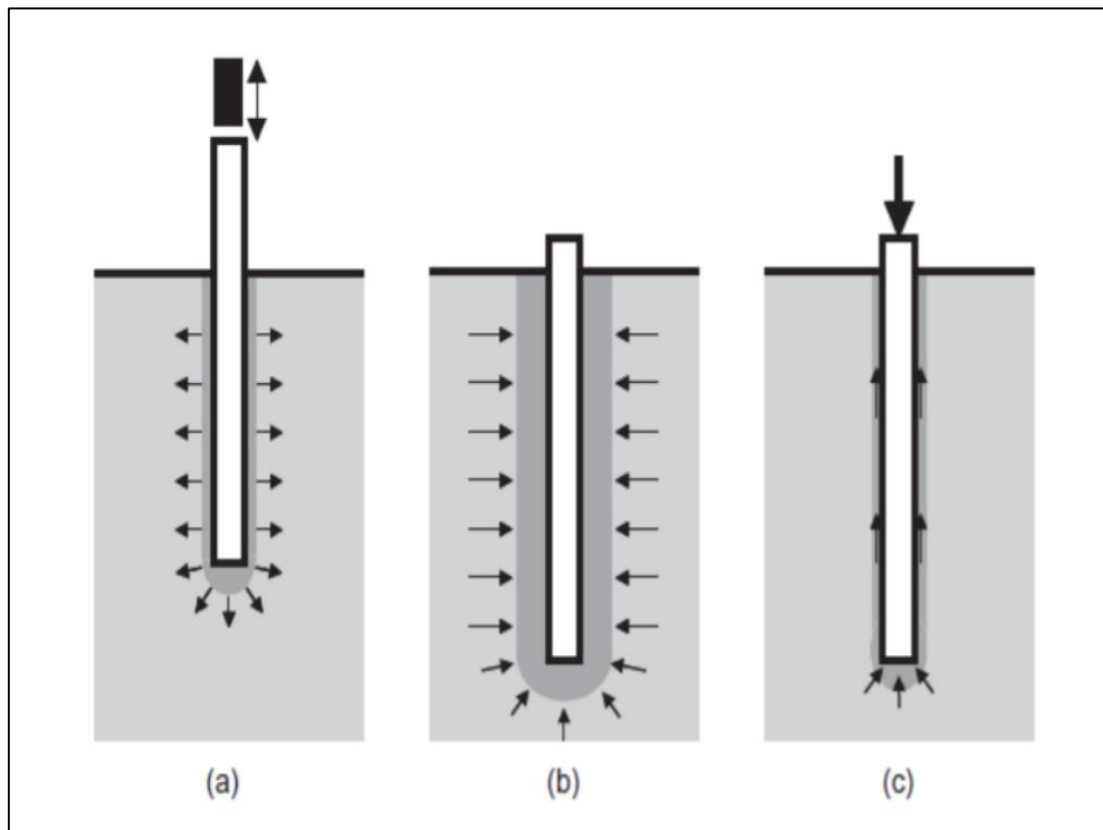


Figure I-2 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation (b) reconsolidation (c) chargement (RANDOLPH, 2003).

- Dans le sable, l'influence de battage des pieux dépend de l'indice de densité et se traduit par la densification du sol au voisinage du pieu. ROBINSKI and MORRISON (1964) ont constaté, sur des modèles des pieux foncés dans un sable lâche, qu'il y a des déplacements

importants et une densification du sol sous la pointe qui sont suivis par un déplacement du sol vers le bas (direction de fonçage) à proximité du fût.

Ces observations ont été confirmées par certains chercheurs qui ont instrumenté des pieux modèles enfoncés dans le sable, (CHAN et HANNAH, 1980 ; SABAGH, 1984 et LEUNG, 1985).

De même, pour étudier l'effet de l'installation de pieu dans le sable, WHITE et LEHANE (2004) ont effectué trois différents types d'installation des pieux modèles instrumentés en centrifugeuse. Après le battage du pieu, ils ont constaté des contraintes résiduelles qui restaient dans le système pieu/sol.

Ces contraintes se composent d'un effort de compression dans la région de la pointe du pieu et un frottement latéral négatif à l'extrémité du pieu.

En ce qui concerne la mise en place par forage (non refoulant), celle-ci provoque un moindre degré de perturbation du sol environnant. EHLERS & ULRICH (1977) ont indiqué que les problèmes posés par le forage sont essentiellement le relâchement des contraintes autour du trou au moment du forage et l'état de l'interface après bétonnage (mélange de particules de sol et béton, diamètre réel du pieu, état de la pointe, etc.).

En termes de capacité portante, en comparant deux pieux de mêmes caractéristiques installés dans le même sol, il semble que le pieu mis en place avec refoulement a une capacité portante supérieure au pieu installé sans refoulement.

I.4. METHODES DE PREVISION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX

L'estimation de la capacité portante des pieux sous chargement axial passe par une estimation séparée du frottement latéral et de la résistance de pointe. Les méthodes sont souvent empiriques ou semi-empiriques et dérivées soit de résultats d'essais de laboratoire soit de mesures in situ. Dans ce qui suit, on passe en revue l'évolution de la pratique en matière de conception pour estimer la capacité portante des pieux. On peut distinguer trois familles de méthodes :

- Calculs en contraintes totales : méthodes du coefficient d'adhérence (α).
- Calculs en contraintes effectives : méthodes du coefficient (β).
- Calculs basés sur les essais in situ : essai pénétrométrique (CPT) et essai pressiométrique (PMT).

I.4.1. Frottement latéral

a. Méthode des contraintes totales

La méthode des contraintes totales demeure l'approche la plus communément utilisée dans la pratique afin d'estimer le frottement latéral des pieux installés dans l'argile.

La formulation de base lie le frottement mobilisable à la rupture du pieu τ_f à la résistance au cisaillement non drainé du sol le long du pieu C_u par un facteur d'adhérence α :

$$\tau_f = \alpha \cdot C_u$$

Historiquement, les premières corrélations proposées (Figure) ont montré que le rapport entre τ_f et C_u était non linéaire et que le coefficient α décroissait lorsque la résistance au cisaillement non drainée du sol augmentait (TOMLINSON, 1957 ; PECK, 1958 ; WOODWARD et AL. 1961 ; KERISEL, 1965 ; API RP2A, 1975).

Plusieurs de ces corrélations initiales ont été développées à partir d'essais de chargements statiques de pieux non instrumentés qui étaient mis en place dans des sols ayant des résistances au cisaillement non drainé variées, sans tenir compte de l'histoire des contraintes subies par l'argile.

Les formulations plus récentes introduisent l'effet de la sur-consolidation. Par exemple, l'API RP 2GEO (2011) recommande d'utiliser les formules pour déterminer le facteur α .

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0.5} \text{ Si } \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1$$

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0.25} \text{ Si } \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} > 1$$

Avec :

- α : coefficient adimensionnel ≤ 1 .
- C_u : résistance au cisaillement non drainée.
- σ'_{v0} : contrainte verticale actuelle.

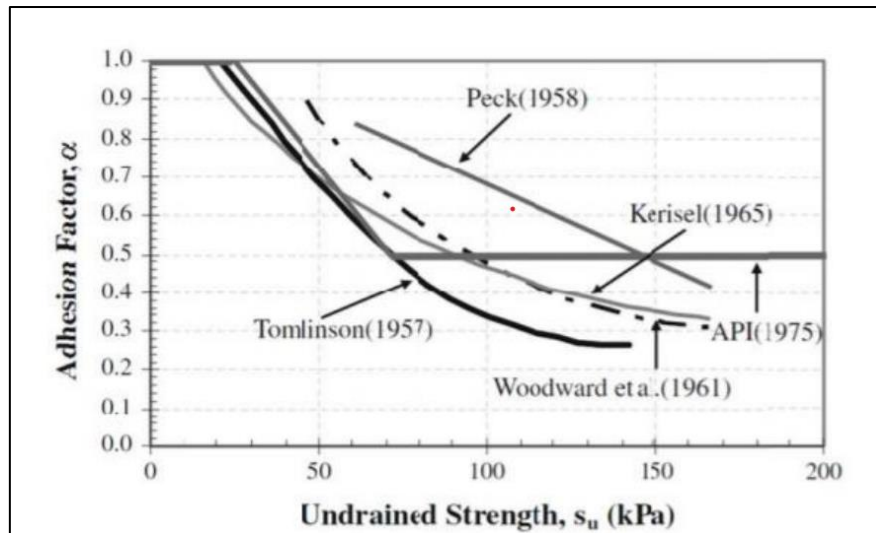


Figure I-3 : Evolution du facteur en fonction de la résistance au cisaillement non drainée C_u (S_u) (CHOW, 1997).

L'API RP2 GEO (2011) suggère d'utiliser les travaux de MURFF (1980), RANDOLPH and MURPHY (1985) et SEMPLE and RIGDEN (1984) pour prendre en compte l'effet de la rigidité du pieu sur le frottement latéral.

Suite au résultat d'essais de pieux de PENTRE (KARLSRUD et al 1992) qui ont montré que les capacités très faibles pouvaient être obtenue dans des sols fins de faible plasticité, (KARSRUD et al 2005) ont proposé une nouvelle méthode dite NGI-99. Cette méthode synthétise les résultats des essais de pieux instrumentés battus dans les argiles de PENTRE (Angleterre) et de LIERDTRANDA et ONSOY (Norvège).

Dans cette méthode, le facteur α est calculé selon la relation :

$$\alpha = 0.32 (I_p - 10)^{-0.3} \quad Si \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 0.25$$

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0.3} \cdot F_{tip} \quad Si \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} > 1$$

Elle suppose que le facteur α est constant avec le ratio $C_u / \sigma'_{v0} \leq 0.25$ (sol normalement consolidé) dépendant uniquement de l'indice de plasticité I_p ensuite celui-ci varie selon une relation log-linéaire jusqu'à $C_u / \sigma'_{v0} = 1$.

Pour un ratio $C_u / \sigma'_{v0} > 1$ (sol fortement sur consolidé), le calcul de α prend en compte le mode d'installation avec le coefficient F_{tip} qui réduit le frottement latéral dans le cas des pieux battus.

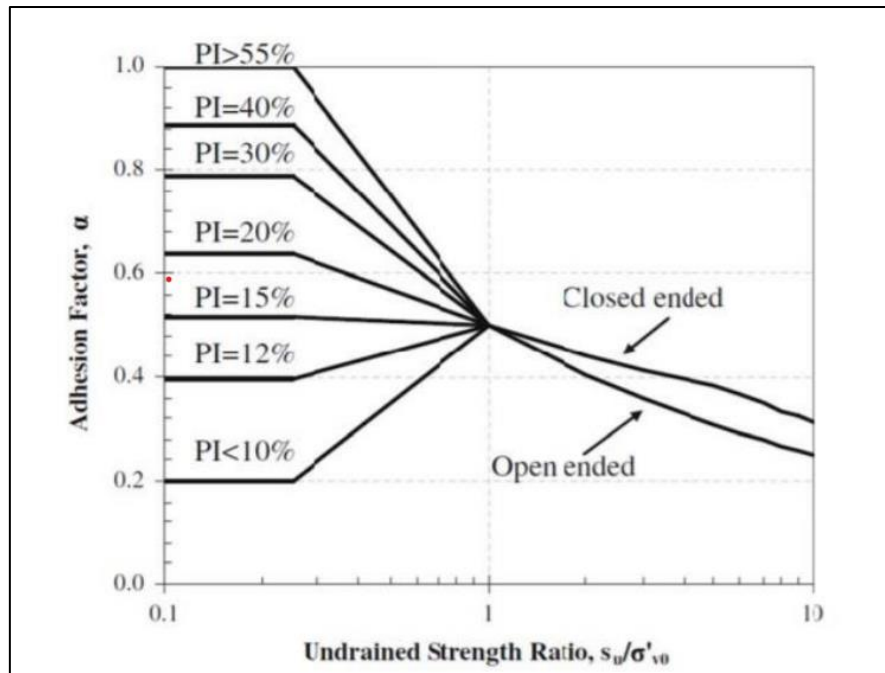


Figure I-4 : Evolution du facteur d'adhérence α en fonction C_u / σ'_{v0} (KARLSRUD et AL, 2005).

b. Méthode des contraintes effectives

Les méthodes des contraintes effectives se sont développées pour proposer des modélisations plus réalistes du comportement du sol autour du pieu. Ces méthodes sont connues sous le nom de méthodes du coefficient β , lequel exprime une relation directe entre le frottement limite τ_f et la contrainte effective vertical σ'_{v0} .

$$\tau_f = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

Le coefficient β est donné par différents auteurs. (BURLAND 1973) a préconisé la relation :

$$\beta = K_f \cdot \tan \delta$$

Avec :

- K_f : coefficient de pression horizontale des terres à la rupture.
- δ : angle d'interface sol-pieu.

Cette relation a été modifiée par (Meyerhof, 1976) qui a incorporé le degré de surconsolidation OCR :

$$\beta = (1.5 \mp 0.5) K_f \cdot \tan \delta \sqrt{OCR}$$

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU SOUS UNE CHARGE AXIALE

(FLAATE & SELNES 1977) ont noté, à partir d'essais de chargements de pieux battus que β décroissait avec l'augmentation de la pénétration des pieux. Ils ont suggéré un facteur de correction empirique de la longueur (L) :

$$\beta = \frac{L + 20}{2L + 20} (0.4 \mp 0.1) \sqrt{OCR}$$

(BURLAND 1993) a proposé que le degré de sur-consolidation puisse être considéré par le rapport C_u / σ'_{v0} avec β croissant de 0,2 pour un sol normalement consolidé et légèrement sur-consolidé ($C_u / \sigma'_{v0} < 0,4$) jusqu'à 0,5 pour un sol fortement sur consolidé ($C_u / \sigma'_{v0} > 1$).

Tableau I-1 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux.

Densité relatif	Description du sol	Facteur de frottement β	Limiteur du facteur de frottement (KPa)	Facteur de capacité portante N_q	Limitation du facteur de capacité portante (MPa)
Très lâche	Sable	Non Applicable	Non Applicable	Non Applicable	Non Applicable
Lâche	Sable				
Lâche	Sable argileux				
Densité moyenne	Argile				
Dense	Argile				
Densité moyenne	Sable argileux	0.29	1.40	12	60
Densité moyenne dense	Sable Sable argileux	0.37	1.70	20	100
Dense Très dense	Sable Sable argileux	0.46	2.00	40	200
Très dense	Sable	0.56	2.40	50	250

Les définitions de la description du pourcentage relatif sont les suivantes :

- Très lâche : 0-15
- Lâche : 15-35
- Densité moyenne : 35-65
- Dense : 65-85
- Très dense : 85-100

Sable - limon comprend les sols avec une fraction significative de sable et de limon.

Les valeurs de résistance augmentent généralement avec l'augmentation de la fraction de sable diminution avec l'augmentation de la fracturation du limon.

Les paramètres de conception donnés dans l'édition précédente de l'API 2A-WSD pour ces combinaisons sol / densité relative peuvent ne pas être conservateurs. Par conséquent, il est recommandé d'utiliser des méthodes basées sur le CPT

L'équipe de l'Imperial College de Londres (JARDINE et AL. 2005) a développé une méthode - dite méthode ICP - pour estimer le frottement latéral en utilisant le même principe.

La méthode ICP est basée sur les résultats d'un grand nombre d'essais de pieux sondes métalliques battus et instrumentés permettant la mesure de la contrainte radiale σ'_r au fût (BOND 1989 ; LEHANE 1992 ; CHOW 1997 ; JARDINE et CHOW 1996).

Le coefficient des terres à la rupture K_c est donné par la relation :

$$K_c = [2.2 + 0.016.YSR - 0.870 \log (St)].YSR^{0.42} \left(\frac{h}{R}\right) - 0.2$$

Avec :

- YSR : degré de sur-consolidation apparent.
- St : sensibilité du sol.
- h : distance entre la profondeur dans le sol et la position de la pointe au-delà de ce point.
- R : rayon du pieu (pour les pieux ouverts $R = \sqrt{(R_{ext}^2 - R_{int}^2) / 0.5}$).

De plus, puisque la valeur du frottement n'augmente pas obligatoirement de façon linéaire en fonction de la profondeur, des valeurs limites du frottement au fût ont été établies notamment pour les pieux longs.

Il est à noter que la méthode ne prévoit pas une différence pour la direction du chargement (compression, traction).

En ce qui concerne le sable, API RP2 GEO (2011) préconise d'utiliser la même équation :

$$\tau_f = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

Pour les pieux battus ouverts, les valeurs de β sont prises dans le Tableau qui montre les différents paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans un sable siliceux. Pour les pieux battus fermés, on prend des valeurs de β plus grandes de 25% que celle présentées dans le Tableau.

c. Méthodes pénétrométriques et pressiométriques

Adopté par le ministère de l'équipement en 1993, le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), donne des règles pour la détermination de la capacité portante des pieux à partir des résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT).

L'effort de frottement latéral total Q_s est exprimé par l'équation (I-17) :

$$Q_s = P \int_{L_0}^{L_p} q_s(z) dz$$

- L_p : longueur du fût du pieu
- L_0 : longueur à partir de laquelle le frottement est mobilisé (= 1,5 D)
- P : périmètre du pieu,
- q_s : frottement axial unitaire limite. Dans l'approche pressiométrique (essais PMT), le frottement axial unitaire limite q_s est donné directement par des abaques en fonction de :
 - La pression limite pl.
 - Le type du sol (argile, sable).
 - La nature du pieu (acier, béton).
 - Le mode de mise en place (avec ou sans refoulement).
 - Dans l'approche pénétrométrique (essais CPT) q_s peut être calculé par l'expression :

$$q_s(z) = \min \left(\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{smax} \right)$$

Où :

- $q_c(z)$: résistance de pointe d à la profondeur z.
- q_{smax} et β : deux paramètres dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Dans le sable, JARDINE et AL. (2005) utilisent le profil q_c du CPT pour déterminer le frottement latéral d'un pieu battu. Le principe de cette méthode se base sur les équations qui

traduisent que la contrainte radiale à la rupture σ'_{rf} est différente de la contrainte radiale au début du chargement σ'_{rc} .

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta'_f$$

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}$$

Où :

- δ'_f : angle de cisaillement d'interface (sol-pieu).
- σ'_{rf} : contrainte radiale finale.
- σ'_{rc} : contrainte radiale initiale.
- $\Delta\sigma'_{rd}$: variation de la contrainte due au chargement.

Ils suggèrent comme expression de la contrainte radiale au début du chargement σ'_{rc} :

$$\sigma'_{rc} = 0.016 qc \left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa} \right) 0.13 \left(\frac{h}{R} \right) - 0.38$$

Où :

- qc : résistance de pointe du CPT.
- h : distance verticale à partir de la pointe.
- R : rayon du pieu (pour les pieux ouverts $R = (R_{ext}^2 - R_{int}^2)^{0,5}$).
- σ'_{v0} : contrainte verticale initiale in situ.
- Pa : pression atmosphérique.

Pendant le chargement, la différence $\Delta\sigma'_r$ rend compte des déformations volumiques (contractance, dilatance) autour du pieu. Ce terme peut être négligé pour les pieux de grand diamètre. Il est donné par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2G \frac{\delta_h}{R}$$

Où :

- δ_h : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement
- R : Rayon de pieu.
- G : module de cisaillement.

I.4.2. Résistance de pointe

a. Méthode des contraintes totales

La résistance unitaire limite en pointe mobilisable d'un pieu installé dans l'argile est estimée par l'équation suivante (API RP 2GEO, 2011) :

$$q_p = 9 \cdot C_u$$

D'où :

- C_u : cohésion non drainée

b. Méthode des contraintes effectives

Dans le sable, la résistance unitaire limite en pointe mobilisable est égale à (API RP 2GEO, 1993) :

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

- σ'_{v0} : est la contrainte verticale effective en pointe du pieu et N_q est un facteur de capacité portante qui varie en fonction de l'angle de frottement interne du sol Φ' et de la densité du sable. Le Tableau 1 montre un exemple des paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux.
- Les valeurs de N_q ainsi que des valeurs limites de la résistance de pointe sont présentées dans le Tableau 1.

c. Méthodes pénétrométriques et pressiométriques

Dans le Fascicule 62 les résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT) sont directement utilisés pour calculer la résistance limite en pointe mobilisable :

- PMT: $Q_p = A k_p \cdot p_{le}^*$
- CPT: $Q_p = A k_c \cdot q_{ce}^*$

Avec :

- A : section de la pointe.
- p_{le}^* : pression limite nette équivalente.
- q_{ce}^* : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.
- k_p : facteur de portance par la méthode pressiométrique.
- k_c : facteur de portance par la méthode pénétrométrique.
- (k_p et k_c sont déterminés en fonction du type de pieu et du type de sol).

Il est important de mentionner que les résistances équivalentes sont déterminées à partir des équations suivantes :

$$P_{le} * = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l * dz$$

Et

$$P_{ce} * = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_{cc} * dz$$

Avec :

- $b = \min (a ; h)$.
- $a = B/2$ si $B > 1$ m sinon $a = 0,5$ m avec B largeur de la fondation.
- h : hauteur d'ancrage dans la couche de sol porteuse.
- D : hauteur totale de la fondation.

La méthode de JARDINE et AL. (2005) est basée sur les données de l'essai CPT en calculant la résistance de pointe du pieu à partir de la résistance développée sous la pointe d'un pénétromètre. CHOW (1997) a démontré une relation entre le rapport $\frac{q_p}{q_c}$ du diamètre du pieu et celui du pénétromètre dans les sables. Elle a tracé à partir des données expérimentales, le rapport $\frac{q_p}{q_c}$ en fonction du diamètre du pieu et établi une méthode de prévision confirmée par Jardine et Chow (1996) et Jardine et al (2005).

$$\frac{q_p}{q_c} = 1 - 0.5 \log \left(\frac{D}{D_{CPT}} \right)$$

Avec :

- D : diamètre du pieu en m.
- $D_{CPT} = 0.036$: diamètre du CPT en m.
- q_c : résistance de cône au CPT.
- q_p : résistance de pointe du pieu.

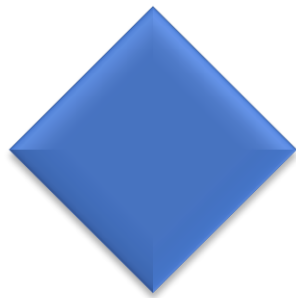
Pour la résistance de pointe d'un pieu installé dans l'argile, JARDINE et AL. (2005) ont proposé des relations qui dépendent du type de pieu (ouvert ou fermé) et des conditions de drainage. Par exemple, la résistance de pointe des pieux battus fermés est calculée à partir des relations :

$$q_p = 0.8 q_c - \text{condition non drainées} \quad \text{Et} \quad q_p = 1.3 q_c - \text{condition drainées}$$

I.5. CONCLUSION

Cette petite recherche m'a montré que la connaissance du sol (la compréhension de son comportement lors de la mise en place ou chargement) est la clé pour une meilleure évaluation de la portance d'un pieu.

CHAPITRE II
PRESENTATION
DU
PROJET



II.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage en élévation portant une voie de circulation permettant de franchir un obstacle naturel (cours d'eau, vallée) et/ou artificiel (route, chemin de fer) et ce en toute sécurité de ses usagers, pour cela il faut prendre en considération les différents paramètres qui influent sur l'ouvrage, en commençant par les exigences fonctionnelles passant par l'objectif de cet ouvrage jusqu'aux exigences naturelles.

L'ensemble de ces paramètres sera explicité tout au long de ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

Le viaduc objet de mon projet de fin d'études rentre dans le cadre du projet d'autoroute 4^{ème} Rocate d'Alger qui passe à près de 80 km au sud de la capitale algérienne qui doit permettre la traversée du pays d'ouest en est sans passer par l'agglomération algéroise. Cette autoroute fait partie des principaux axes structurants du schéma directeur routier et autoroutier 2005/2025.

Le viaduc se trouve entre les kilomètres 11+192 à 11+311,213 de l'itinéraire. La location Via 11.1 est affichée dans la Figure II-1 ci-dessous.

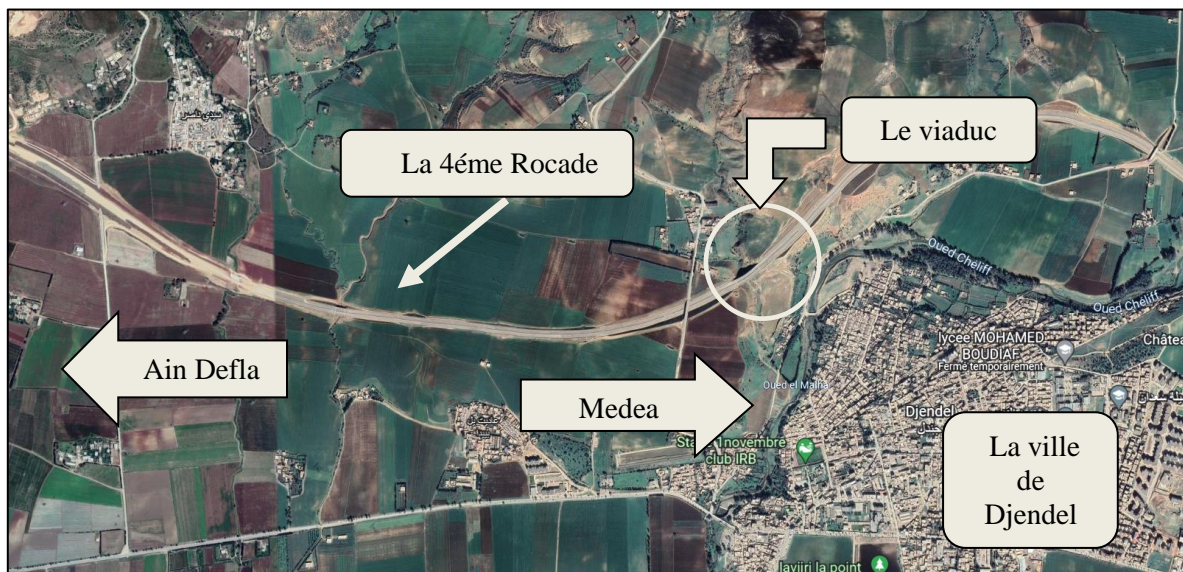


Figure II-1 : Localisation du Viaduc 11.1.

Le tracé imposé nécessite un viaduc prenant place au travers d'une vallée ayant une profondeur maximale de 23.30 m.

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

a. Tracé en plan

L'ouvrage étudié présente une longueur totale de 105 m et un rayon de 1300 m .

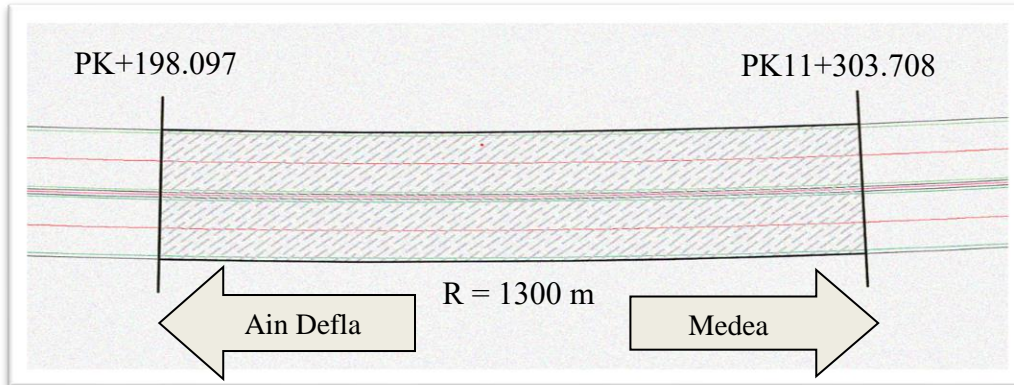


Figure II-2 : Axe en plan de la voie portée.

b. Profil en long

Longitudinalement, la voie portée présente les particularités suivantes :

- Début du projet au PK 11+198.097.
- Fin du projet au PK 11+303.708.
- Une pente longitudinale de 3.5%.

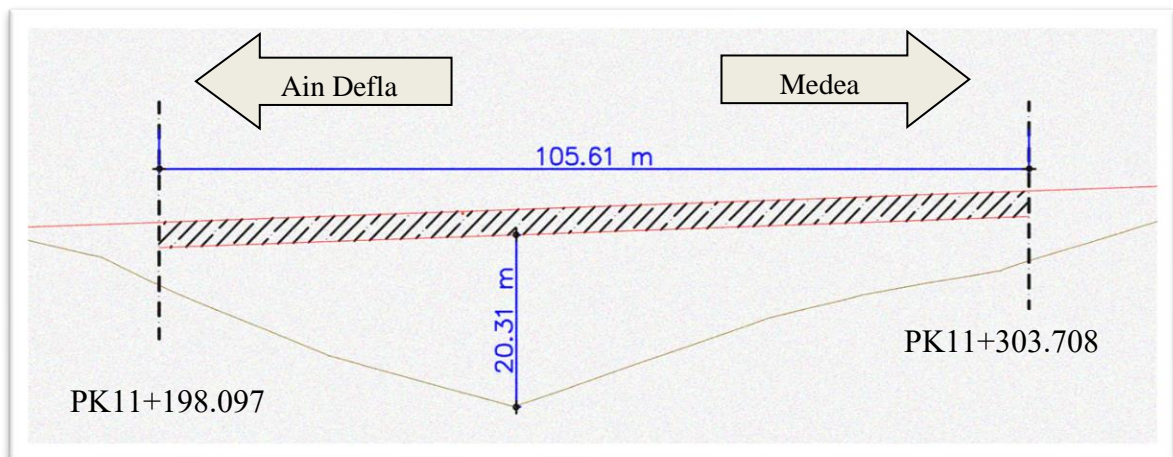


Figure II-3 : Profil en long de la voie portée.

c. Profil en travers

Transversalement, la voie portée présente les particularités suivantes :

- Un divers de 2.5%.
- 2 chaussées unidirectionnelles de 3 voies.

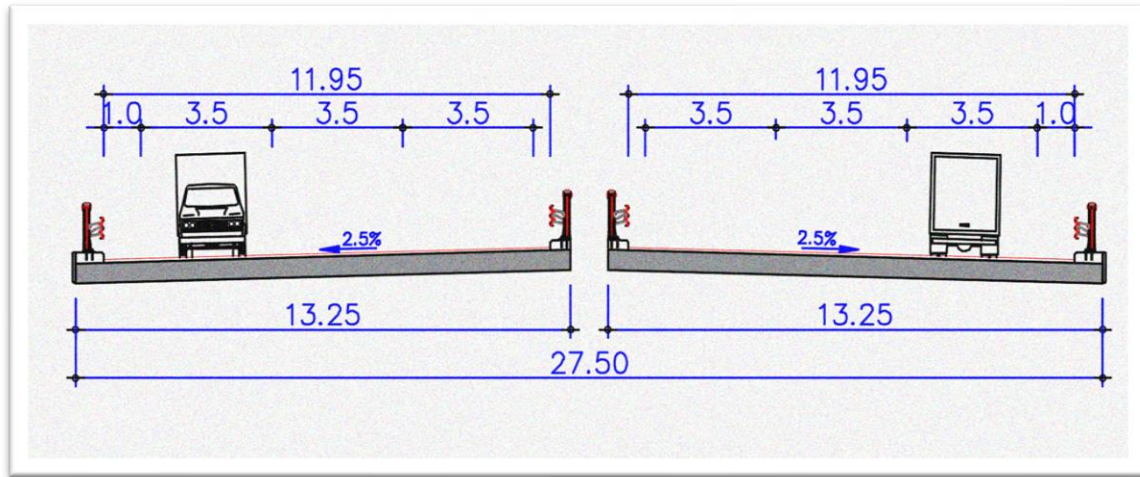


Figure II-4 : Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

La quête des données naturelles est essentielle afin de déterminer les spécificités de conception qui s'adaptent au terrain traversé.

a. Topographie

Suite au données topographiques et la visite du site, on peut conclure que l'ouvrage est inséré dans une zone à caractère vallonné.

b. Géotechnique

L'étude géotechnique est primordiale pour tout projet d'ouvrage d'art car elle permet d'obtenir l'épaisseur des différentes couches lithologiques, leurs caractéristiques physiques, mécaniques ainsi que chimiques. Dans le but d'adapter le projet aux conditions du site pour choisir une solution optimale de franchissement, le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (agressivité, gonflement, stabilité...).

Les données géotechniques sont obtenues suite à des reconnaissances donnant des renseignements sur le terrain naturel rencontré, le niveau de la nappe phréatique et des indications quantitatives sur la nature des terres rencontrées tels que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité et Perméabilité.

➤ Essais in situ :

Sur le site, le laboratoire chargé de l'étude a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- Essai de pénétromètre standard SPT.
- Essai de pressiomètre PMT.

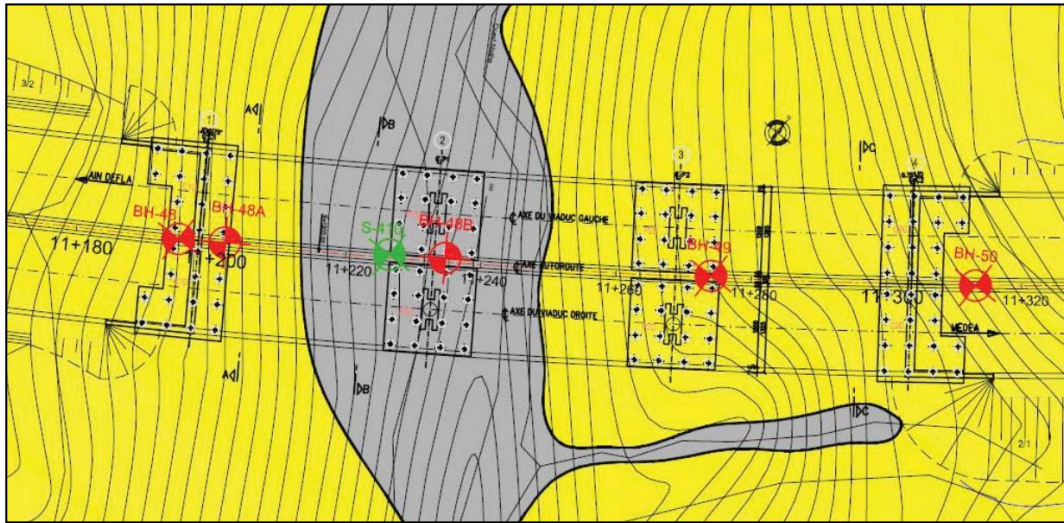


Figure II-5 : Emplacements des Forages.

- voir les résultats des sondages à l'annexe

Tableau II-1 : Profondeurs et positions des forages.

Forage N°	Profondeur (m)	PK
BH-48	25.00	11+195
BH-48A	30.00	11+202
S-410	12.00	11+226
BH-48B	30.00	11+236
BH-49	30.00	11+274
BH-50	25.00	11+313

- Essais au laboratoire :

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés, selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés au niveau du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche γ_d (t/m^3).
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Limites d'Atterberg, Granulométrie.

II.3.3. Sismicité du site

Selon le RPOA 2008, la région de KHEMIS MILIANA est située dans la zone II b, de sismicité élevée. Sachant que la présente étude porte sur la réalisation d'un ouvrage d'art donc appartient au Groupe 2 (pont important) ce qui signifie que le coefficient d'accélération à conférer pour le dimensionnement de cette architecture sera de $A = 0,25$.

II.3.4. Climatologie

La température : Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis. Cette variation est entre 35°C et -15°C .

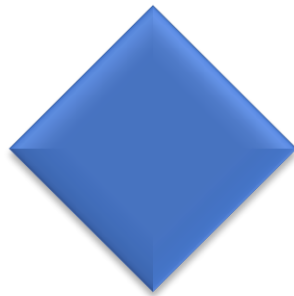
La neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs de ce pont (région non neigeuse).

Le vent : Ces actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes $2\text{kN}/\text{m}^2$).

II.4. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, on peut conclure que la reconnaissance du sol est primordiale pour la conception d'un ouvrage de rendement optimal, la connaissance des données fonctionnelles est une information importante pour le choix du type d'ouvrage à prévoir et enfin l'acquisition des informations sur les caractéristiques du site joue un rôle majeur pour la détermination du mode de fonctionnement du tablier.

CHAPITRE III
EVALUATION DES ACTIONS
ET HYPOTHESES DE
CALCUL



III.1. INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage. Ces facteurs seront exposés dans le chapitre ci-dessous.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Règles BAEL 91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- Règles de BPEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- RPOA 2008 : pour déterminer les actions sismiques.
- RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers), pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques.
- D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013) : Document Technique Réglementaire C 2-4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1. Béton

III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques

Béton est un terme générique qui désigne un matériau monolithique de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, graves) agglomérés par un liant.

Tableau III-1 : Les caractéristiques mécaniques du béton.

	Elément	Type	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
Superstructure	Tablier	C 35/45	35	2.7
Infrastructure	Propreté	C 16/20	16	1.56
	Pieux	C 25/30	25	2.1
	Fondations	C 25/30	27	2.22
	Elévations	C 25/30	27	2.22

Remarque :

- La densité du béton est de 25 kN/m³.
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$.

III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression

❖ **ELU :**

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b) \text{ (MPa)}$$

Il est à noter que le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{en situation transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

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

Tableau III-2 : Les contraintes admissibles du béton.

Etat	Contraintes limites		Tablier	Elévations & Fondations	Pieux
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.50$	19.83	17	14.17
		$\gamma_b = 1.15$	30.43	26.09	21.74
ELS	$f_{bc} (\overline{\sigma}_{bc})$ (MPa)		21.00	16.20	15.00

❖ **Longitudinalement :**

Le module de déformation longitudinale du "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

Tableau III-3 : Les déformations de béton.

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, un module de déformation instantanée du béton de :</p> $E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :</p> $E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$

❖ **Transversalement :**

Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est :

$$G = E/2 (1 + \nu)$$

Avec :

- ν : le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale, tel que :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service.} \\ \nu = 0.3 \text{ à l'état limite ultime (plasticité).} \end{cases}$$

III.3.2. Armatures

III.3.2.1. Armatures passives

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance Fe E500 qui présente les caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa.
- Module de déformation plastique : $E_s = 200\,000$ MPa.

❖ **Contraintes admissibles :**

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des contraintes admissibles selon le B.A.E.L :

Tableau III-4 : Les contraintes admissibles des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$ n = 1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$ n = 1.6		20	200

III.3.2.2. Armatures actives

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance dont la fabrication nécessite différents traitements thermomécaniques ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu'il s'agit d'un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons T15 TBR (très basse relaxation) qui présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\ 770$ MPa.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\ 593$ MPa.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\ 000$ MPa.
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron} = 140$ mm².
- Diamètre du gain : $\Phi = 80/100$ mm.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5$ %.
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 6$ mm.

❖ Classe de justification de la précontrainte :

Classe II : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

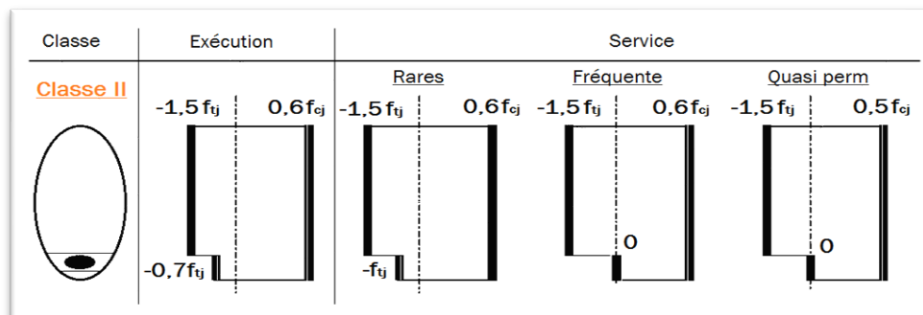


Figure III-1 : Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.

III.4. EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1. Les charges permanentes

Les charges permanentes sont les charges appliquées par les éléments porteurs de la structure, elles se définissent par leur poids propre. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul de structures.

Sachant que les poids volumiques des matériaux donnés par les normes sont :

- Béton armé : 25 kN/m^3 .
- Acier : 78.5 kN/m^3 .

III.4.2. Les compléments de charges permanentes

Les compléments de charges permanentes représentent le poids propre des installations fixes et équipements de la plateforme de la voie portée par l'ouvrage définies dans le chapitre précédent.

Les actions dues aux compléments de charges sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-5 : Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanentes.

L'élément	La densité γ (kN/m^3)	La charge répartie (kN/ml)	La charge surfacique (kN/m^2)
Béton de revêtement	25.00	/	2.00
Trottoirs	25.00	/	6.50
Garde-corps	/	1.00	/
Corniche	25.00	1.40	/

III.4.3. Les actions dues aux trafics

III.4.3.1. Les caractéristiques du pont

➤ Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre cas : $L_R = 11.95$ m.

➤ Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe. Dans le cas contraire, on garde la largeur roulable. Pour notre cas : $L_c = 10.95$ m.

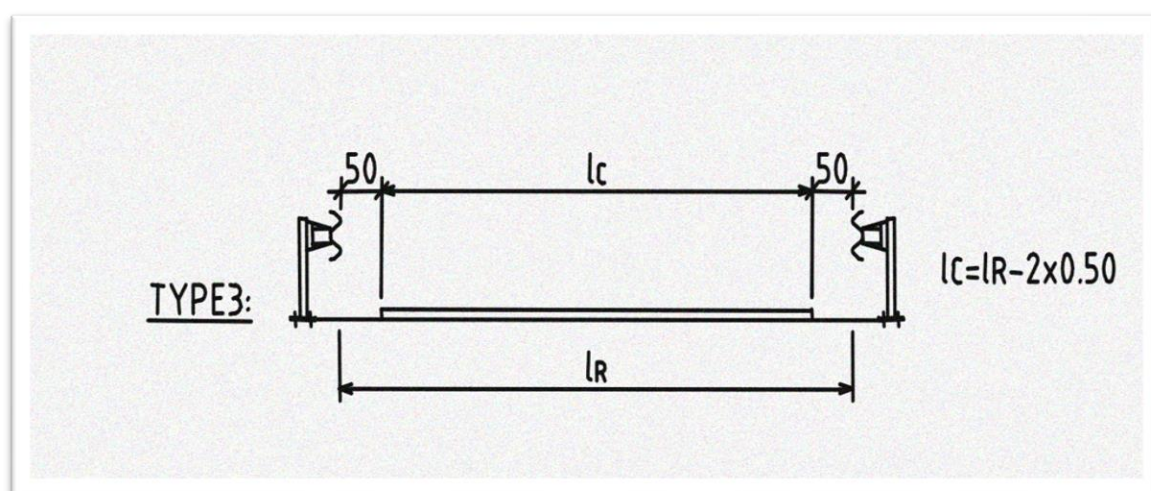


Figure III-2 : La largeur roulable et la largeur chargeable.

➤ Nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable. $N = [L_c/3] = [10.95/3] = [3.65] = 3$ On va prendre : $N = 3$ voies.

➤ Largeur d'une voie

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies. $L_v = L_c/3 = 10.95/3 = 3.65$ m

➤ Classe du pont

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

D'après RCPR, tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe.

III.4.3.2. Les systèmes de charge à considérer

On va prendre en considération les systèmes de charges suivants :

- Système de charge routière type A(l) ;
- Système de charge routière type B (Bc, Bt) ;
- Système de charge militaire Mc 120 ;
- Convoi exceptionnel D240.

III.4.3.2.1. Système de charge A(l)

La charge A(l), exprimée en (KN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

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

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies la valeur de la charge A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau 4.1-RCPR.

Tableau III-6 : Le coefficient a1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées

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	-	-	-

III.4.3.2.2. Système de charge B

a) Système Bc

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

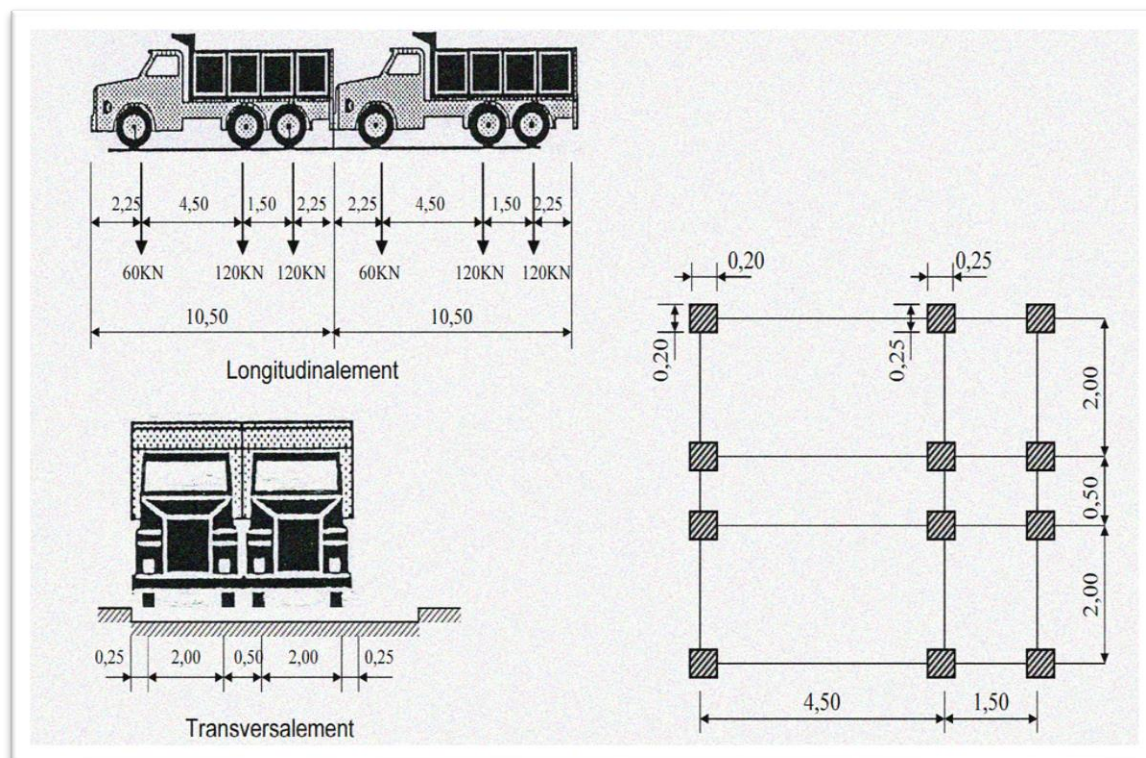


Figure III-3 : Système de charge Bc.

- Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statiques, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tel que :

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G : sa charge permanent.
- S : sa charge maximale de Bc.

Tableau III-7 : Coefficients Bc.

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

b) Système Bt :

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

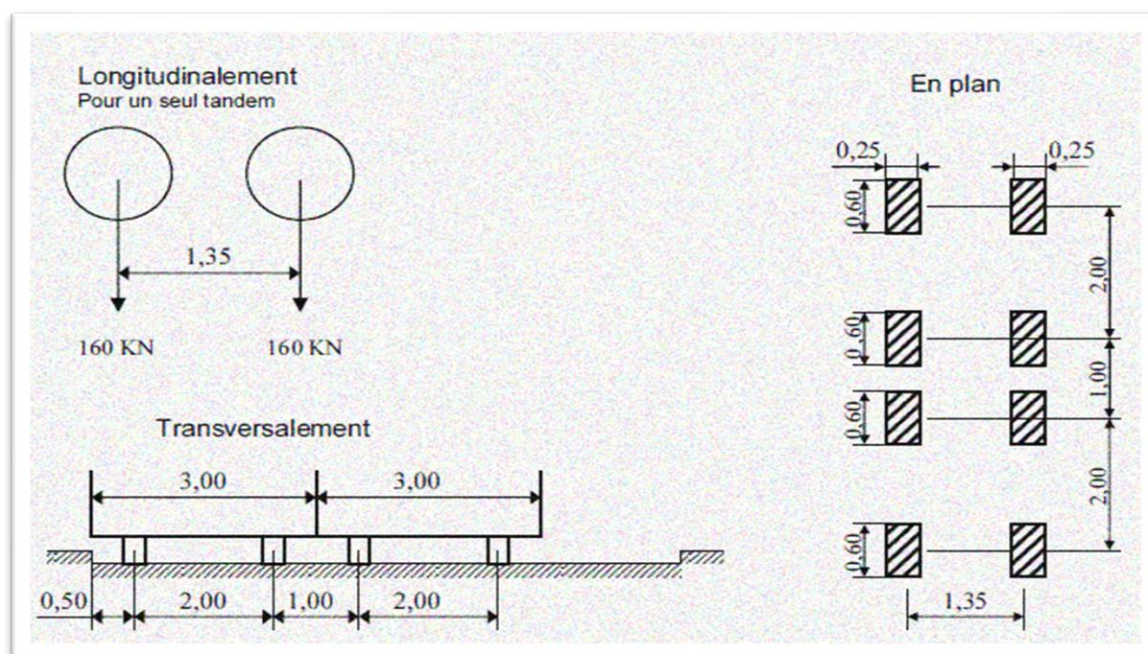


Figure III-4 : Système de charge Bt.

Tableau III-8 : Coefficients bt.

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

III.4.3.2.3. Système Mc120

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110t.
- Longueur d'une chenille : 6.10m.
- Largeur d'une chenille : 1.00m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m.
- Le rectangle d'impacts de chaque chenille est supposé uniformément répartie.

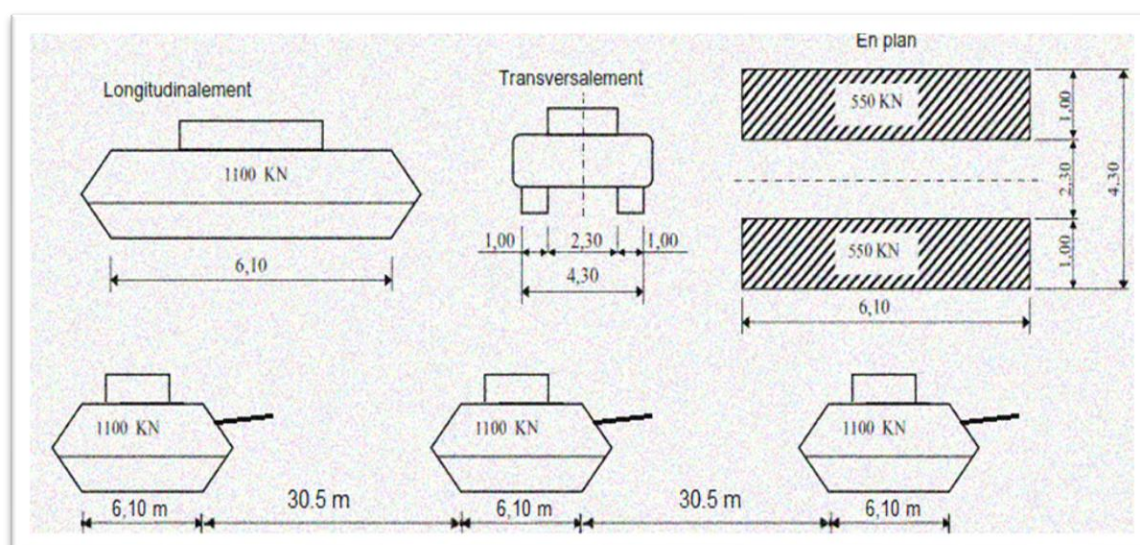


Figure III-5 : Système de charge Mc 120.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

III.4.3.2.4. Système D240 « charge exceptionnelle »

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé être reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long.

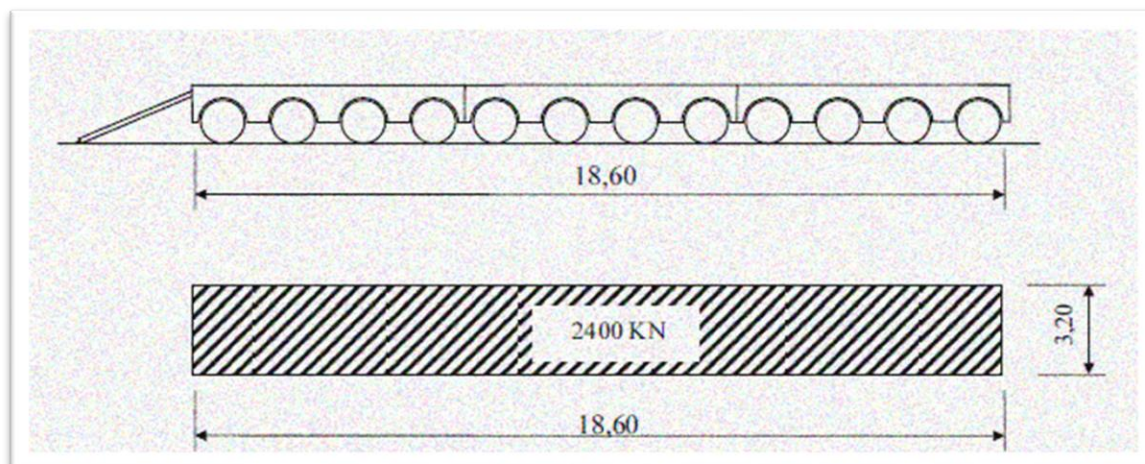


Figure III-6 : Système de charge D240.

III.4.3.3. Efforts de freinage

III.4.3.3.1. Système de charge Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système BC se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

III.4.3.3.2. Système de charge AL

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A.S}{20+0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

Avec :

- S : la surface chargée en (m²).

III.4.4. Actions climatiques

III.4.4.1. Action thermique

❖ Variation uniforme de la température

Selon le RCPR, pour une zone du nord de l'Algérie (climat tempéré), la variation uniforme des températures est entre + 35 °C et – 15 °C.

La loi fixant la variation linéaire de la température est :

$$\Delta l = \alpha \times \Delta T \times L$$

Sachant que :

- α : le coefficient de dilatation thermique, $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour le béton est $1.22 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

- Dans le cas de l'acier :
- ΔT : la variation de température, tel que $\Delta T = \pm 15^\circ \text{C}$
- L : longueur de l'ouvrage en mètre.

❖ Gradient thermique

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure. Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-9 : Le gradient thermique selon le type de tablier.

	En construction	En service
Tablier mixte	± 15	± 8
Tablier en béton	± 12	± 7

III.4.4.2. Vent

L'action du vent agit horizontalement sur les surfaces du tablier et des sous-structures exposées au vent, elle est considérée égale à une pression constante de 2.00 kN/m².

III.4.5. Action sismique

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédant (zone IIb : sismicité élevée).

III.4.5.1. Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone défini en fonction de la zone sismique IIb et de l'importance du pont (Groupe de pont 2), d'où : $A = 0.25$.

III.4.5.2. Classification des sites

D'après l'étude géotechnique, le site est de classe S3 (site meuble).

III.4.5.3. Spectre de réponse

➤ 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 la formule :

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

Sachant que :

- A : coefficient d'accélération.
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).
- S : coefficient de site ($S = 1.2$).
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées au site ($T1 = 0.20 \text{ s}$, $T2 = 0.50 \text{ s}$).
- η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7} / (2 + \xi)$).
- ξ : taux d'amortissement ($\xi = 5 \%$).
- T : période fondamentale de l'ouvrage ($T = \sqrt{M/K}$).
- M : masse totale du système.
- K : rigidité totale du système.

D'où on obtient la courbe ci-dessous :

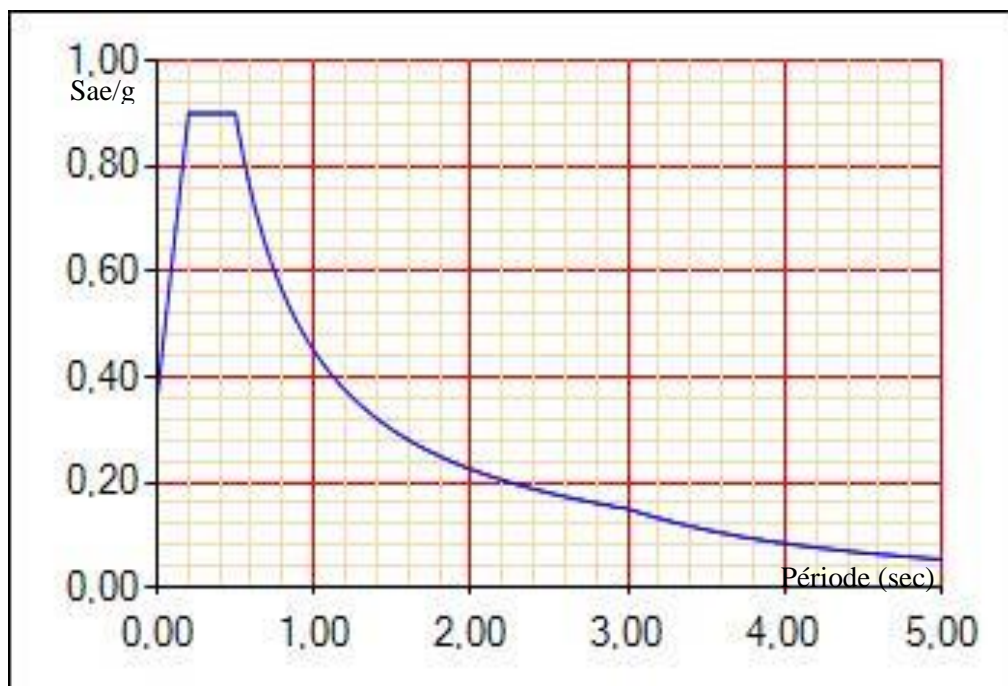


Figure III-7 : Spectre de réponse élastique : composante horizontale.

➤ **Composante verticale**

Le 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 la formule :

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

Sachant que :

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité ($\alpha = 0.7$).

T1, T2 : périodes caractéristiques associées au site (T1 = 0.20 s, T2 = 0.40 s).

On obtient pour cette composante la courbe ci-après :

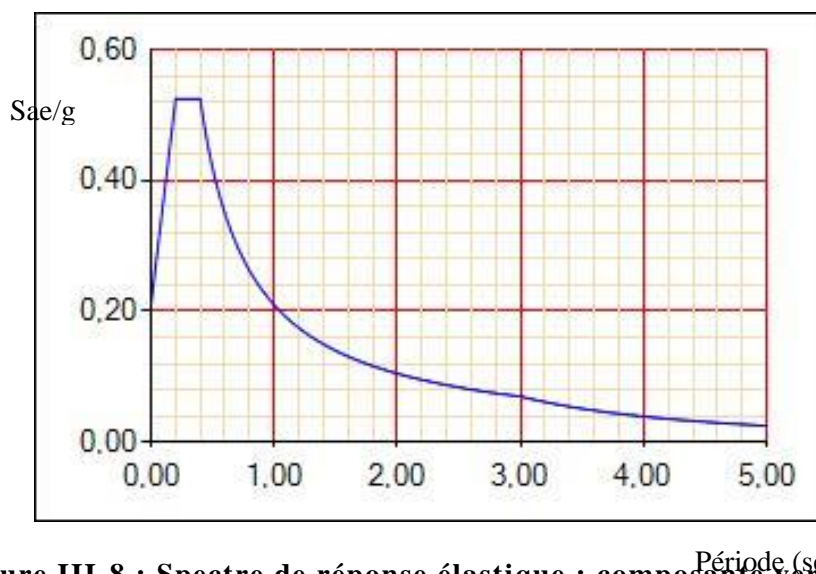


Figure III-8 : Spectre de réponse élastique : composante verticale.

III.5. COMBINAISONS D' ACTIONS

III.5.1. Combinaisons des composantes de l'action sismique

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

$$E1 = Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$$

Ex, Ey et Ez : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

III.5.2. Combinaison des charges

Afin de déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment suivant le RCPR et le RPOA, et on aura les combinaisons aux états limites suivantes :

Tableau III-10 : Les combinaisons des charges

Type de charge	ELU	ELS	ELA
Charges permanentes G	1.35	1	1
Charges à caractère civil Q (A(I), B)	1.6	1.2	0 (zone non urbaine)
Mc120 et D240	1.35	1	0
T	0.9	0.5	0.4
W	0.9	0.5	0
E	0	0	1

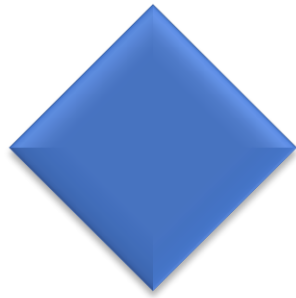
Avec :

- G : action permanente.
- Q : action variable d'exploitation (charge roulante).
- T : action de température.
- W : action du vent.
- E : action sismique.

III.6. CONCLUSION

Les charges évaluées dans ce chapitre vont être introduites avec le logiciel « Autodesk RobotStructural Analysis Professional 2019 – Version étudiant » afin de déterminer les efforts maximaux sur lesquels est basé le dimensionnement de la structure qui sera abordé dans les chapitre suivants.

CHAPITRE IV
CONCEPTION
ET
PREDIMENSIONNEMENT



IV.1. INTRODUCTION

La conception est l'étape clé qui permettra l'optimisation d'un ouvrage projeté d'un point de vue technique, économique et esthétique. Divers paramètres sont pris en compte pour aboutir à La conception qui répondra au mieux aux besoins et exigences déterminées en amont du projet.

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

IV.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

L'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement se base le plus souvent sur des critères techniques et économique, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

IV.3. CRITERE DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique (réalisation et entretien), économique et esthétique. Il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

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.

IV.4. DEMARCHE DE CONCEPTION

IV.4.1. Proposition des variantes

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

Les ponts : 1- en béton armé 2- métalliques 3- mixtes 4-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 technico-économique.
- 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 :

- ✓ **1ère Variante** : Pont à poutres précontraintes préfabriquées.
- ✓ **2ème Variante** : Pont Voussoirs construit par encorbellements successives.
- ✓ **3ème Variante** : Pont mixte bipoutre métallique a entretoise.

IV.4.2. Conception et dimensionnement de la variante 1 : pont a poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres supportant une dalle en béton armé.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, elles sont souvent parallèles et équidistantes et sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur.

Ces poutres comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure d'atteindre des portées allant de 30 à 50 mètres.

IV.4.2.1. Conception longitudinale

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle de portée possible pour la gamme des ponts VIPP.

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 3 travées équidistantes avec des poutres de 35 m de longueur, pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 105 m.

IV.4.2.2. Conception transversale

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA VIPP.

Tableau IV-1 : Prédimensionnement de la 1ère variante.

Elément	Formule	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	$0.16 \text{ m} \leq e \leq 0.25 \text{ m}$	$e = 0.25 \text{ m}$
Hauteur de la poutre	$L/20 \text{ m} \leq h \leq L/17 \text{ m}$ L : portée de la poutre.	$h = 1.85 \text{ m}$
Entraxe entre les poutres	$1.3 \text{ m} \leq \lambda \leq 2 \text{ m}$	$\lambda = 1.69 \text{ m}$
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres.	$L_a = 11.83 \text{ m}$
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 h$	$b = 1.15 \text{ m}$
Epaisseur de la table de compression	$e \geq 0.1 \text{ m}$	$e = 0.15 \text{ m}$
Largeur du talon	$bt = Bt/N$ Avec :	$b_t = 0.55 \text{ m}$

	$B_t = \frac{l \times L^2}{H_t^2 \times K}$ $1100 \leq K \leq 1300$	
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	$e_t = 0.20 \text{ m}$
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.55 \text{ m}$
	Section à mi- travée	$b_0 = 0.25 \text{ m}$
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan } \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 5.72^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan } \theta \leq 1.5$	$\text{Tan } \theta = 1.48$ $\theta = 56^\circ$
Entretoise d'about	/	$0.30 \times 1.35 \text{ m}^2$

IV.4.2.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

➤ Les piles

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encasté ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes).

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations, et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau IV-2 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	19.00 m	
	P2	13.70 m	
Chevêtre	Dimensions	3.2 × 13.25 × 1.65 (m×m×m)	
Section	Forme	Futs	
	Dimensions	3 futs de 2m de diamètre avec un entraxe de 4 mètres	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	9.60 × 13.50 × 2.80 (m×m×m)	

➤ **Culées**

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier de part le fait qu'elle soit soumise aux mêmes efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l'effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Vu les résultats géotechniques, et les données naturelles du site, le recours à des culées remblayées semblent être la meilleure solution pour notre pont. La conception et l'exécution de ce type de culée sont réputées pour être relativement simples.

En règle générale, une culée remblayée est toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retour ou en ailes (murs latéraux).

Ce type de culée se compose des éléments suivants :

- Le mur de front sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage.

- Deux murs en retour servant à assurer le soutènement des terres de remblais qui sont substitué par des murs de soutènement.
- Un mur garde-grève qui protège l'about du tablier en retenant les terres d'une part et qui assure la fixation du joint de chaussée d'autre part.
- Une dalle de transition destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage tout en assurant le confort de l'utilisateur.

Tableau IV-3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	6.94 m	
	Epaisseur	1.60 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.34 m	
	Epaisseur	0.35 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.60 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profondeur sur : 8 pieux $\Phi = 1.20 \text{ m}$	
	Dimensions semelle	$6.00 \times 13.50 \times 1.80$ (m×m×m)	

IV.4.2.4. Modélisation et calcul sismique.

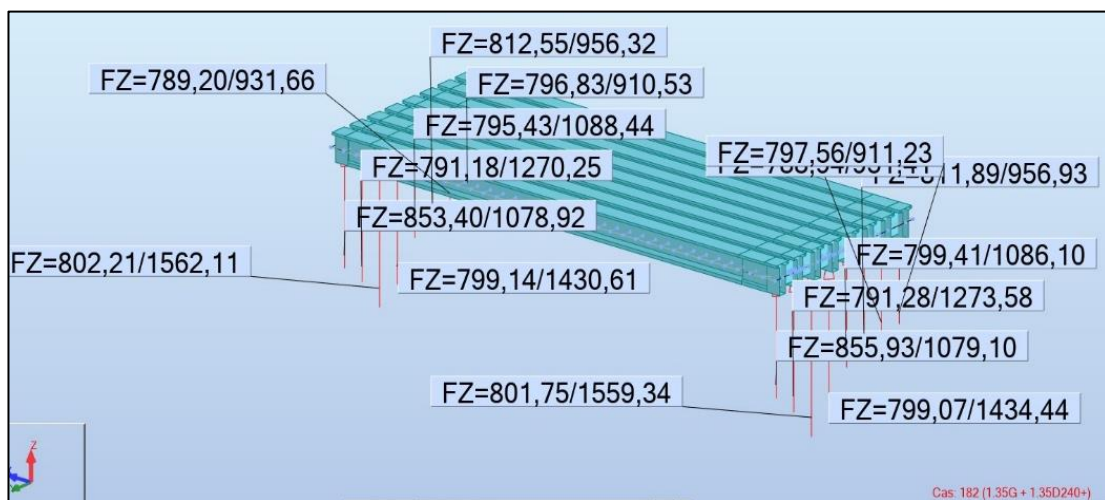
➤ **Prédimensionnement des appareils d'appui**

Chaque poutre repose sur l'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Compte tenu de l'intensité relativement faible des réactions transmises par les poutres et du grand nombre de ces appareils, on utilise habituellement des appareils d'appuis de type B en élastomère fretté.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-4 : Les dimensions des appareils d'appui retenus.

	Appareil d'appui de la pile
R_{max} (MN)	1.56
$a \times b$ (mm ²)	300 × 300
T (mm)	52
Détails	3 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm 4 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm Enrobage extérieur = 5 mm Enrobage des chants = 4 mm



Les réactions des appareils d'appuis en kN.

➤ **Modèle de calcul**

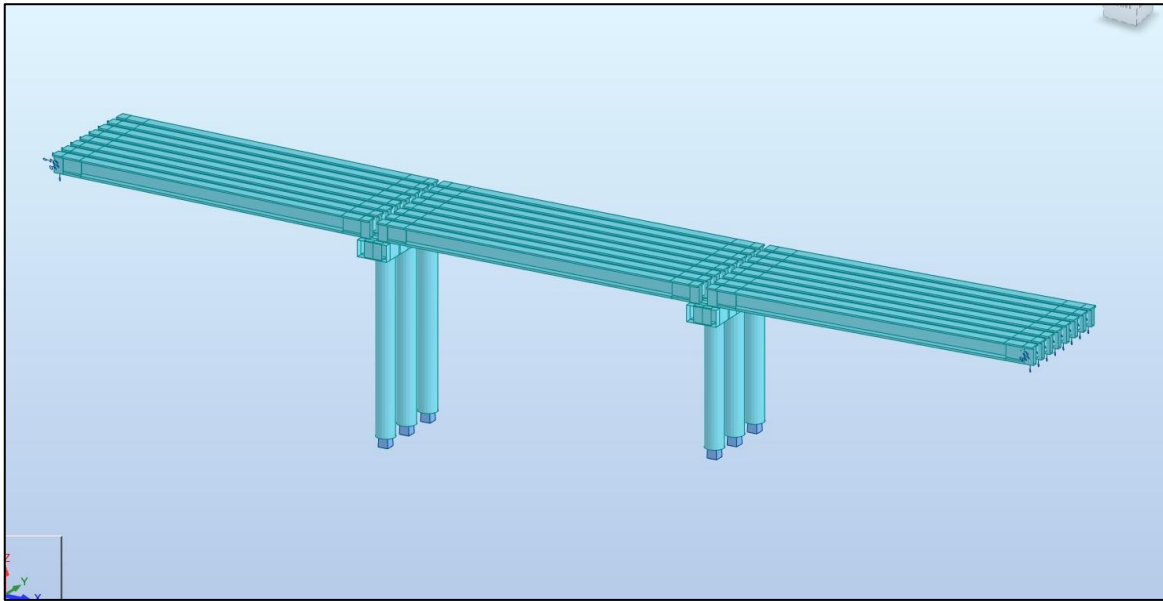


Figure IV-1 : Le modèle de calcul sismique -Robot Autodesk-.

Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

➤ **Analyse modale et résultats de calcul**

Tableau IV-5 : Les résultats de l'analyse modale.

Mode	Fréquence	Période	Participation modale UX	Participation modale UY
1	0.87	1.14	75.91	0.00
2	0.95	1.05	0.09	45.28
3	1.10	0.91	10.09	0.00
4	1.11	0.90	0.13	0.13
5	1.18	0.85	0.00	34.27

Après le calcul des modes propres à l'aide du logiciel, on obtiendra :

Une période $T = 1.14$ s dans le sens longitudinal avec une participation de 75.91 % de la masse modale.

Une période $T = 1.05$ s dans le sens transversal avec une participation de 45.28% de la masse modale.

IV.4.2.5. Analyse spectrale et résultats de calcul

Tableau IV-6 : Les sollicitations à la base de la pile et les déplacements maximaux.

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile (kN)	
Longitudinal	12,60	P1	$M_y = 4993.74$ $F_y = 1308.65$ $M_x = 12722.93$ $F_x = 281.93$
		P2	$M_y = 3818.05$ $F_y = 1136.93$ $M_x = 8010.59$ $F_x = 292.97$
Transversal	13,50	P1	$M_y = 15212.80$ $F_y = 400.52$ $M_x = 3884.99$ $F_x = 806.33$
		P2	$M_y = 11789.37$ $F_y = 356.78$ $M_x = 2598.24$ $F_x = 864.79$

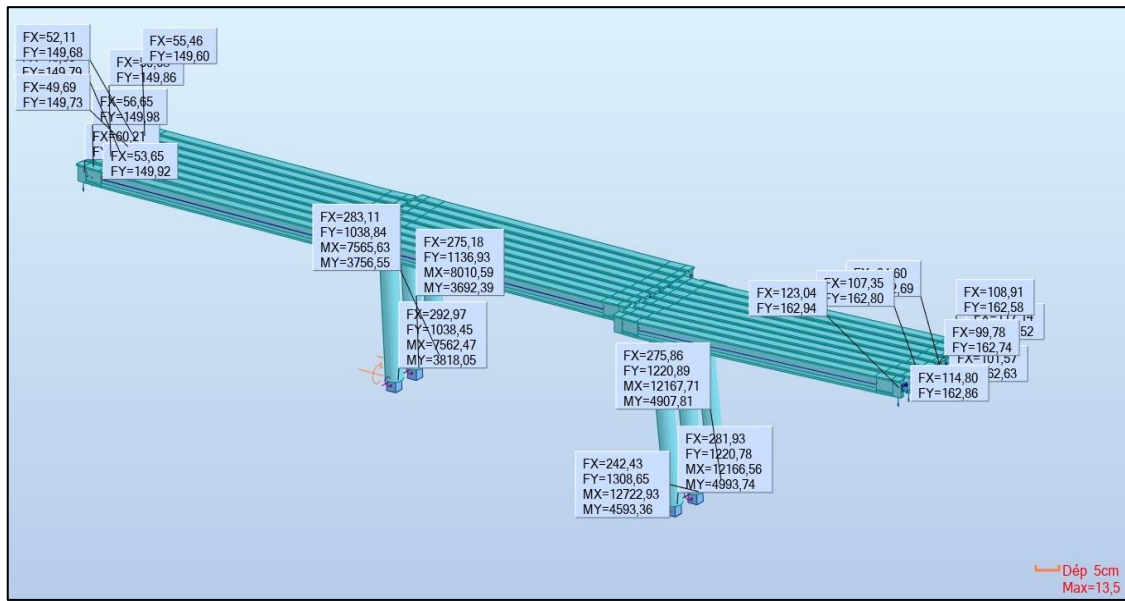


Figure IV-2 : Les sollicitations dans le sens longitudinal.

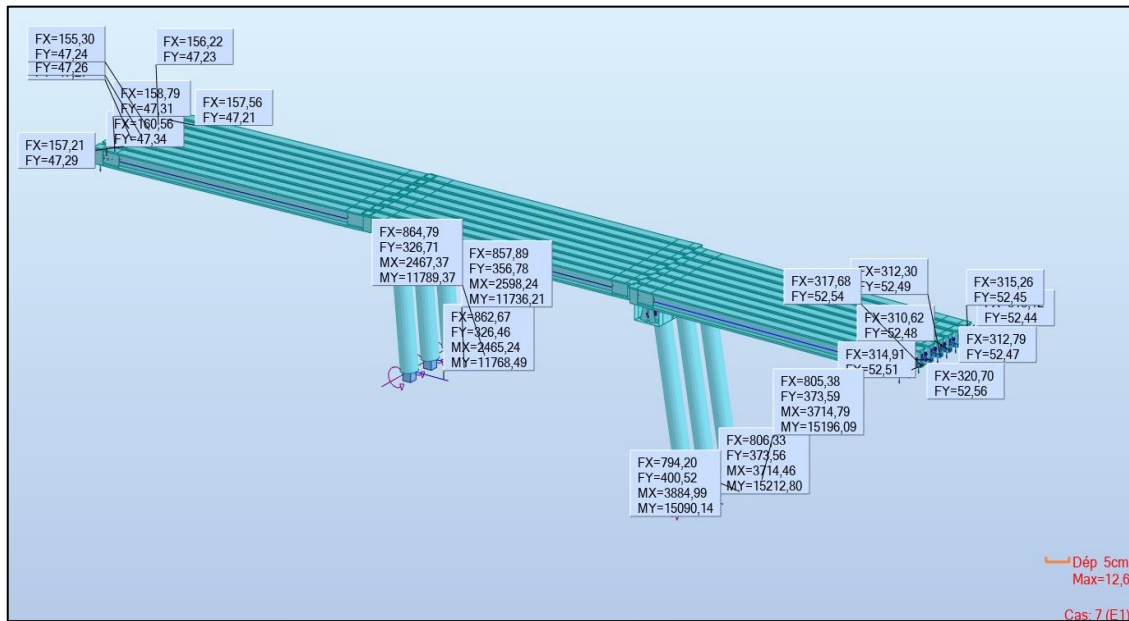
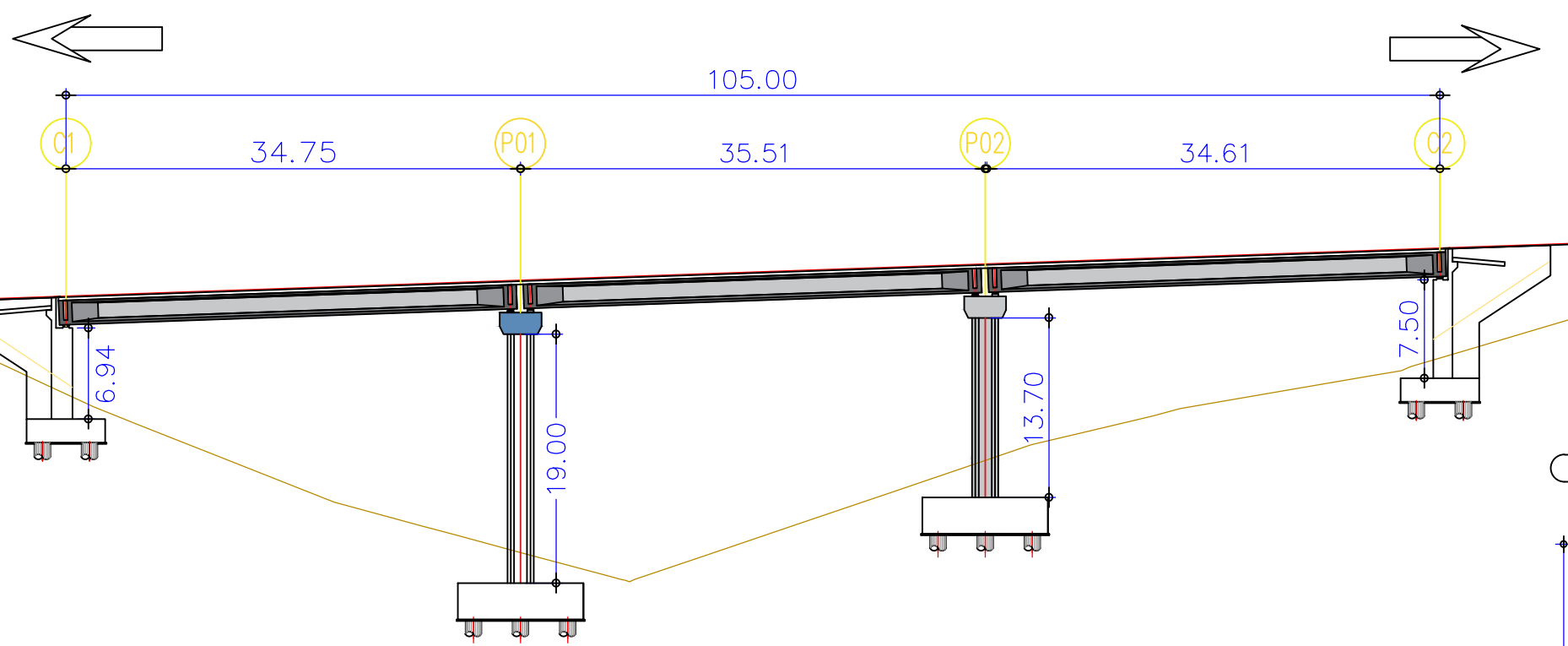


Figure IV-3 : Les sollicitations dans le sens transversal.

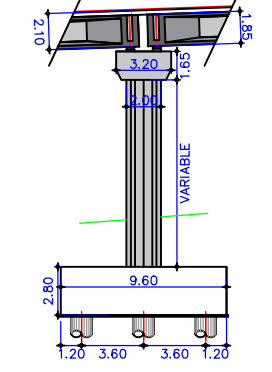
AIN DEFLA

PROFIL EN LONG ECH:1/500

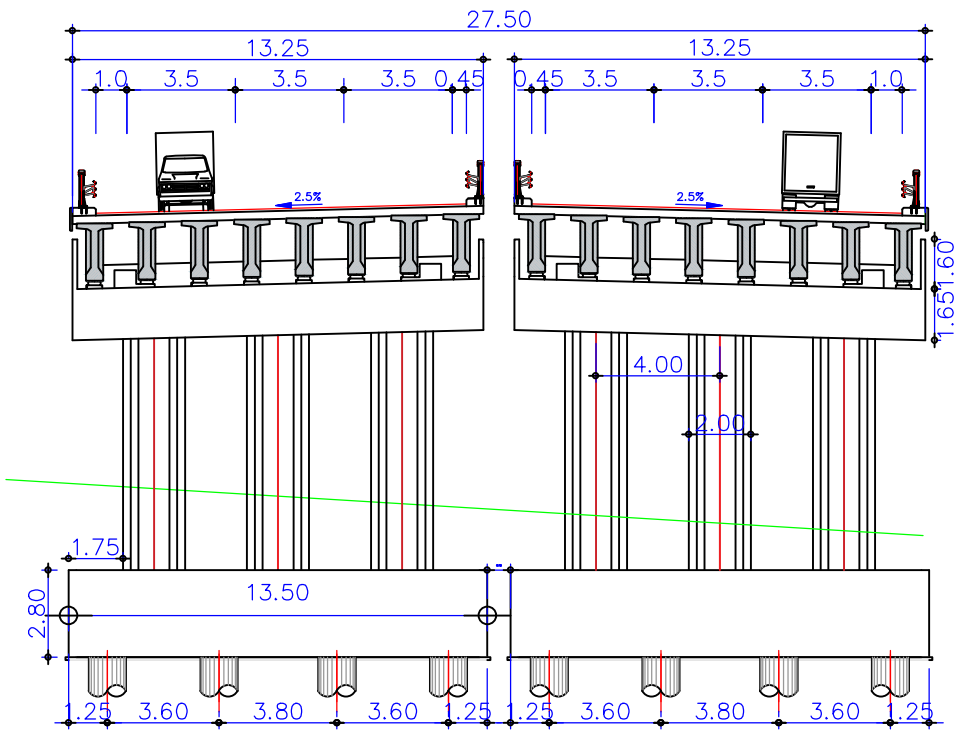
VERS MEDEA



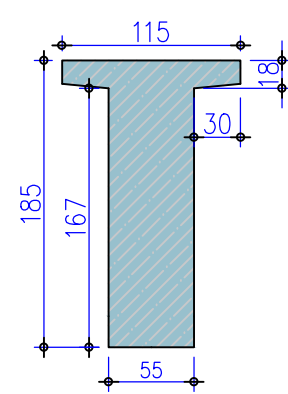
COUPE LONG PILE ECH:1/450



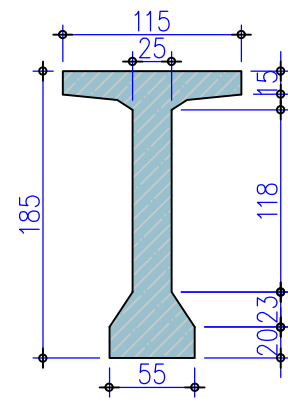
COUPE SUR PILE ECH:1/250



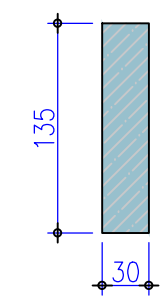
S-ABOUT ECH:1/50



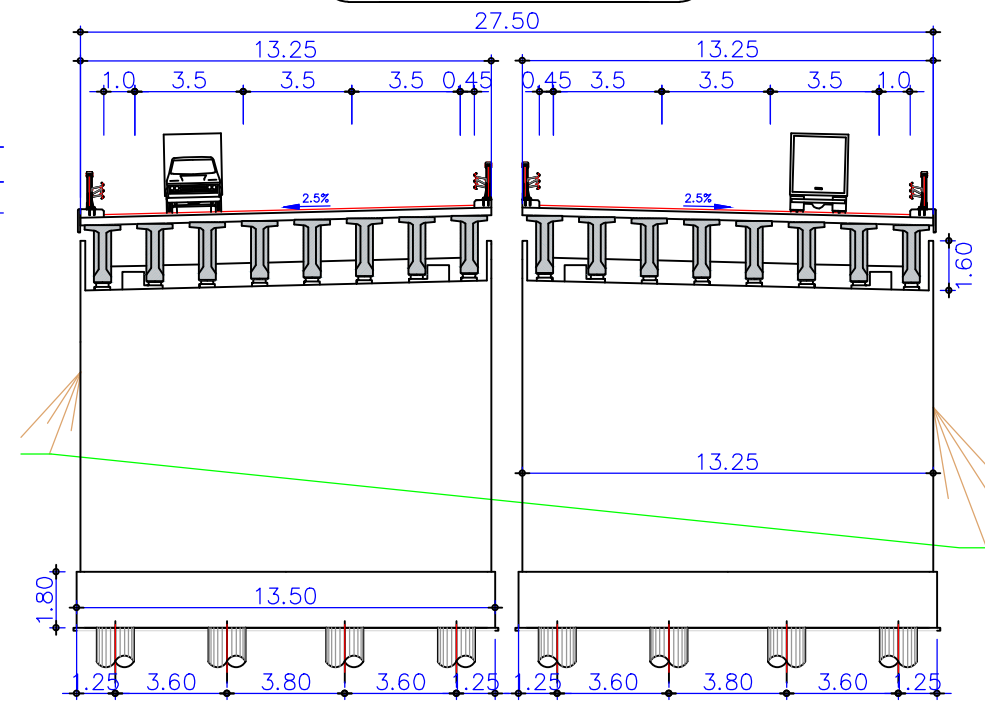
S-MEDIANE ECH:1/50



ENTERTOISE ECH:1/50



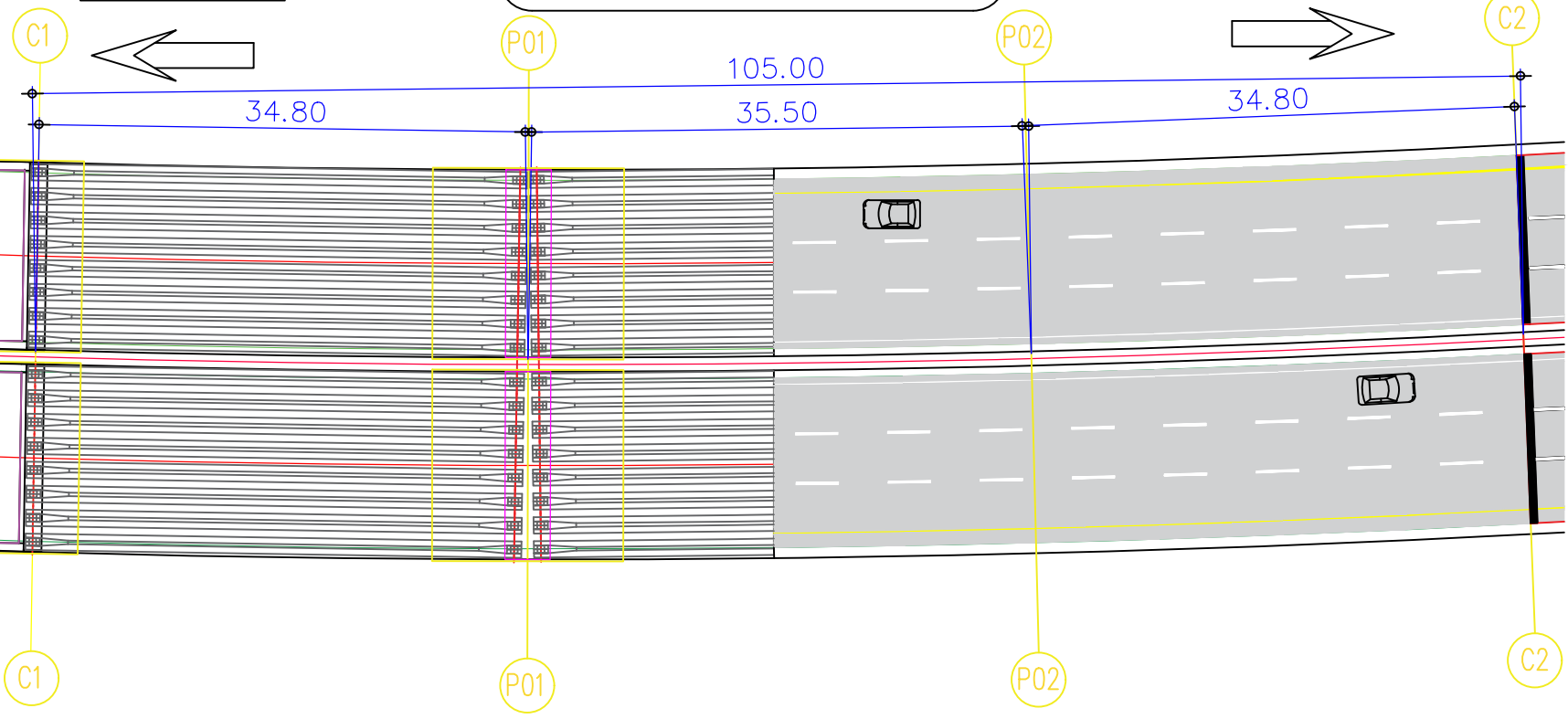
COUPE SUR CULEE ECH:1/250



AIN DEFLA

VUE EN PLAN ECH:1/500

VERS MEDEA



IV.4.3. Conception et dimensionnement de la variante 2 : Pont en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs

La méthode de construction par encorbellement successif est très utile pour des portées moyennement grandes où on peut atteindre les 150 m. Elle est très avantageuse dans les sites urbains où on doit toujours assurer la fluidité du trafic des voies avoisinantes.

Cette méthode consiste à construire le tablier du pont à partir des piles soit en coulant les voussoirs sur place ou en utilisant des voussoirs préfabriqués, choix pour lequel on a opté pour cette variante.

IV.4.3.1. Conception longitudinale

Pour cette deuxième variante on propose une coupe longitudinale composée d'une travée principale de 44 m et deux travées de rives de 30.8 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 105.6 m.

IV.4.3.2. Découpage du voussoir

Le découpage dépend du matériel de levage et manutention disponible, on peut atteindre généralement des longueurs de voussoirs courants entre 2 et 2.6 m.

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 2.5 m de longueur, des voussoirs sur pile de 2 m et des voussoirs de clavage de 2.02 m, ce qui nous donne :

- 34 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 3 voussoirs de clavage.

IV.4.3.3. Conception transversale

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui nous conduisent à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également.

Un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

Un hourdis supérieur est essentiellement conditionné par sa résistance à la flexion transversale et par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux.

Deux âmes pleines qui sont conditionnées par leurs résistances à l'effort tranchant et la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinale. Nous examinons dans ce qui suit, le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un voussoir. La figure ci-dessous précise les notations utilisées :

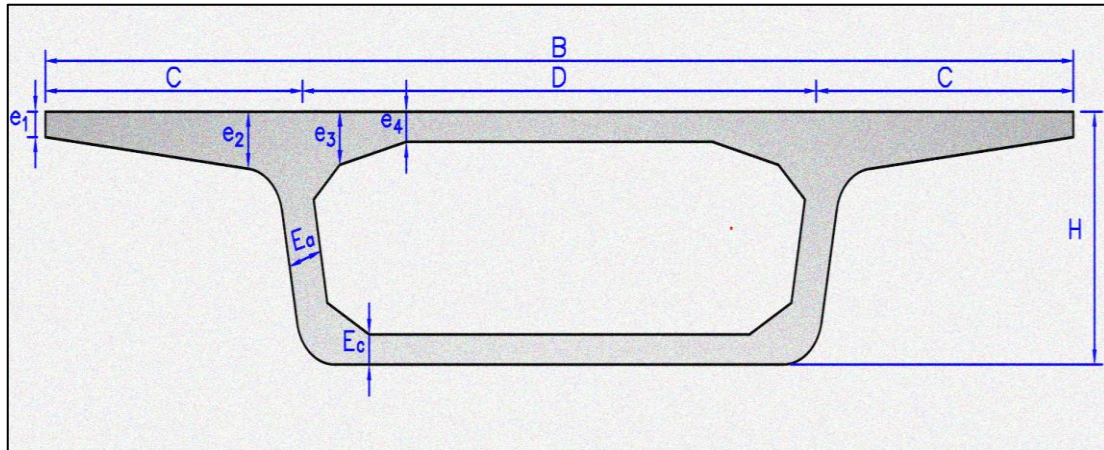


Figure IV-4 : La section transversale du voussoir.

La figure précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont listées dans le tableau ci-après :

Tableau IV-7 : prédimensionnement du voussoir.

Elément	Formule	Valeur retenue
H : Hauteur du voussoir	$L/16$ à $L/18$	$H = 2.50$ m
B : Largeur du voussoir	Largeur de voussoir est égale à la largeur de voie.	$B = 13.25$ m
C	$C = B/4$	$C = 3.3125$ m
D	$D = B - 2 \times C$	$D = 6.625$ m

e_1	$e_1 > 16 \text{ cm}$	0.25 m
e_2	Entre C/7 à C/8	0.76 m
e_3	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ à $1.5 \times e_4$	0.53 m
e_4	D/25 à D/30	0.30 m
Inclinaison de l'âme	10 à 30 %	17.7%
E_a : épaisseur de l'âme	$E_a > 0.26 + L/500$	0.42 m
E_c : épaisseur de l'hourdis inférieur	$E_c > 18 \text{ cm}$	0.30 m
Gousset supérieur	30 à 45 degré	45 degré
Gousset inférieur	30 à 45 degré	30 degré

IV.4.3.4. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

➤ Les piles

Les piles sont des appuis qui travaillent essentiellement à transmettre les charges de la structure aux fondations.

Pour cette variante, on a choisi des piles de type voile qui ont une section répondant aux exigences du rendement mécanique ainsi que pour leur esthétique.

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau IV-8 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.

Élément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	18.70 m	
	P2	13.20 m	
Chevêtre	Dimensions	3.50 × 13.25 × 1.20 (m×m×m)	
Section	Forme	Pille évidée	
	Dimensions	Largeur total 2,65 m Largeur vide 1,25 m Longueur total 6,5m Longueur vide 5,1m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	9.60 × 13.5 × 2.80 (m×m×m)	

➤ **Les culées**

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1.

Tableau IV-9 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

Élément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	5.87 m	
	Epaisseur	2.20 m	
	Longueur	13.25 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profonde sur : 8 pieux Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	6.00 × 13.50 × 1.80 (m×m×m)	

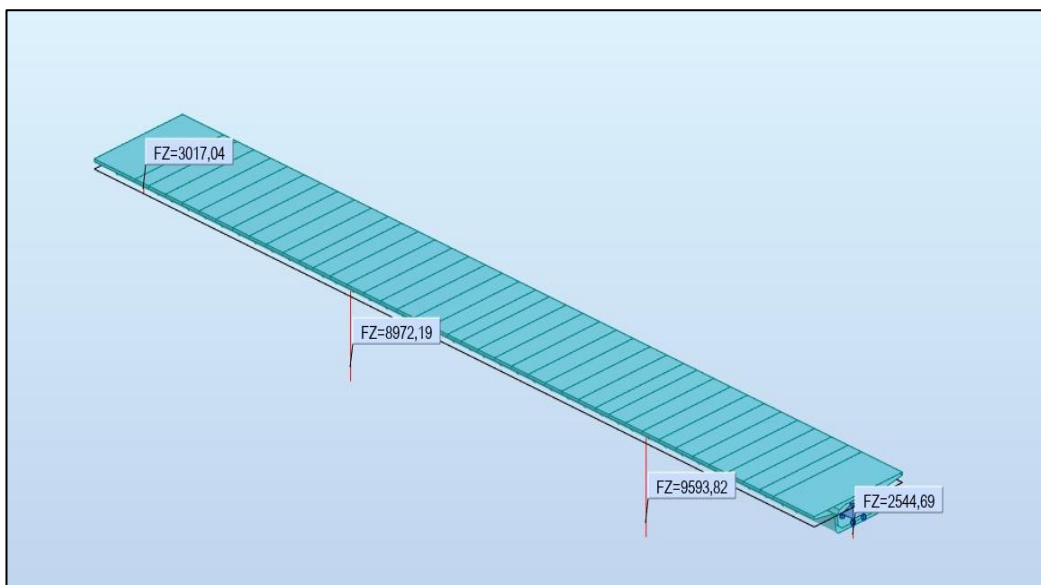
IV.4.3.5. Modélisation et calcul sismique

➤ **Prédimensionnement des appareils d'appui**

Un pont vousoir est posé sur l'appui par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis de type B en élastomère fretté, les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Les dimensions des appareils d'appui retenus.

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la pile culée
R_{max} (MN)	7.5	2.36
$a \times b$ (mm ²)	600×700	400×400
T (mm)	95	65
Détails	4 feuilles d'élastomère : $t_i = 16$ mm. 5 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. Enrobage extérieur = 8mm. Enrobage des chants = 4mm.	4 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm. 5 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. Enrobage extérieur = 4mm. Enrobage des chants = 5mm.



➤ **Modèle de calcul**

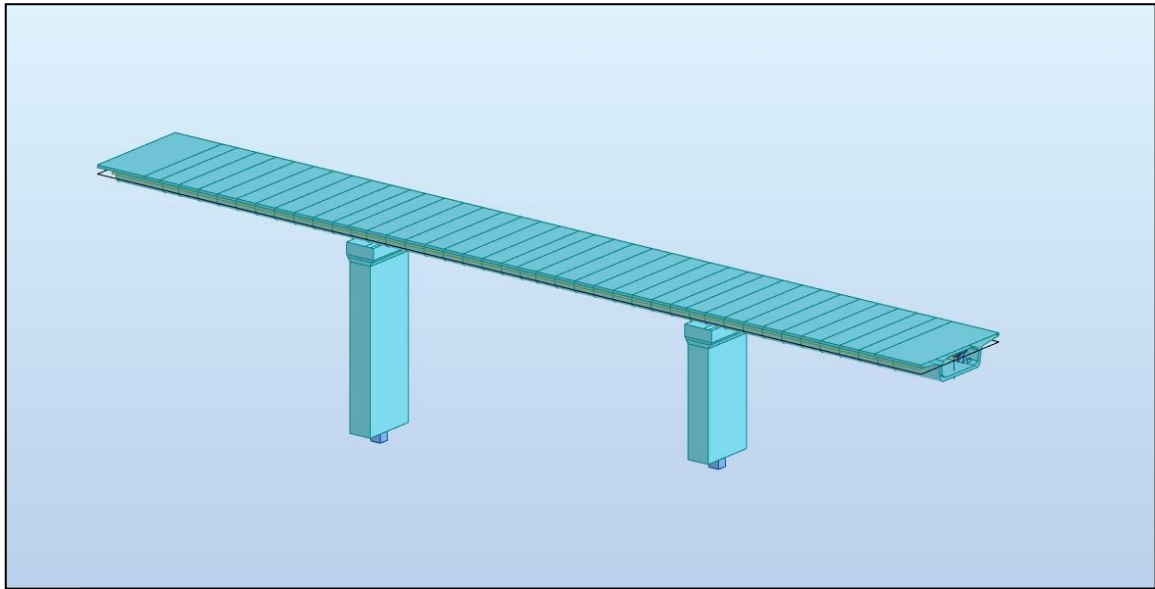


Figure IV-5 : Le modèle de calcul sismique variante 2.

Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

➤ **Analyse modale et résultats de calcul**

Tableau IV-11 : Les résultats de calcul d'analyse modale.

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY
1	0.59	1.67	84.68	0.00
2	0.60	1.68	0.00	84.39
3	0.71	1.40	0.00	0.00
4	3.74	0.27	0.00	0.01
5	4.06	0.25	8.28	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

Une période $T = 1.67$ s dans le sens longitudinal avec une participation de 84.68 % de la masse modale.

Une période $T = 1.68$ s dans le sens transversal avec une participation de 84.39 % de la masse modale.

➤ **Analyse spectrale et résultats de calcul**

Tableau IV-12 : Les déplacements et les sollicitations à la base de la pile.

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	14.6	My = 50208.44 Fy = 838.85 Mx = 14895.84 Fx = 2847.82
Transversal	14.6	My = 15062.53 Fy = 2796.16 Mx = 49652.78 Fx = 854.35

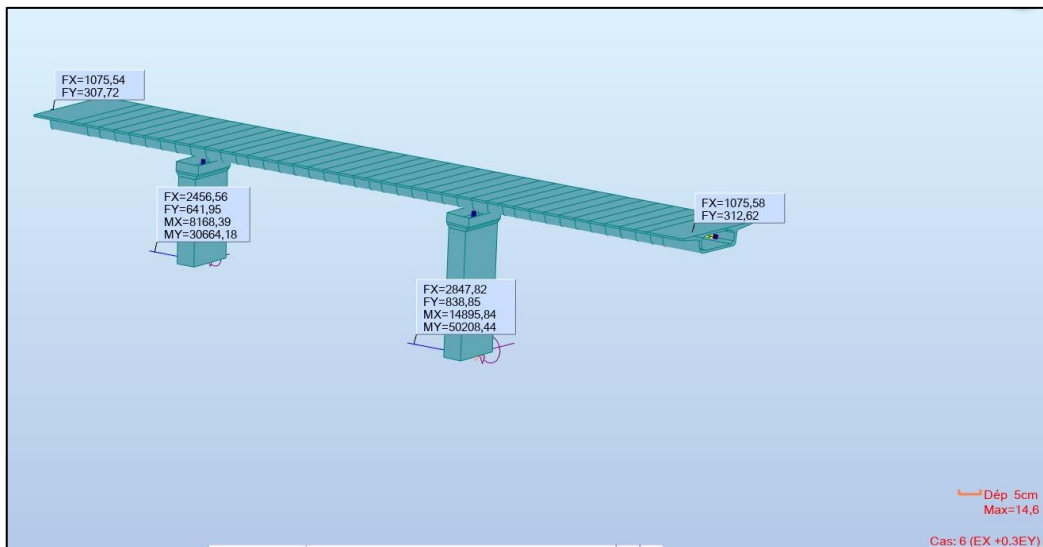


Figure IV-6 : Les sollicitations sismiques dans le sens longitudinal.

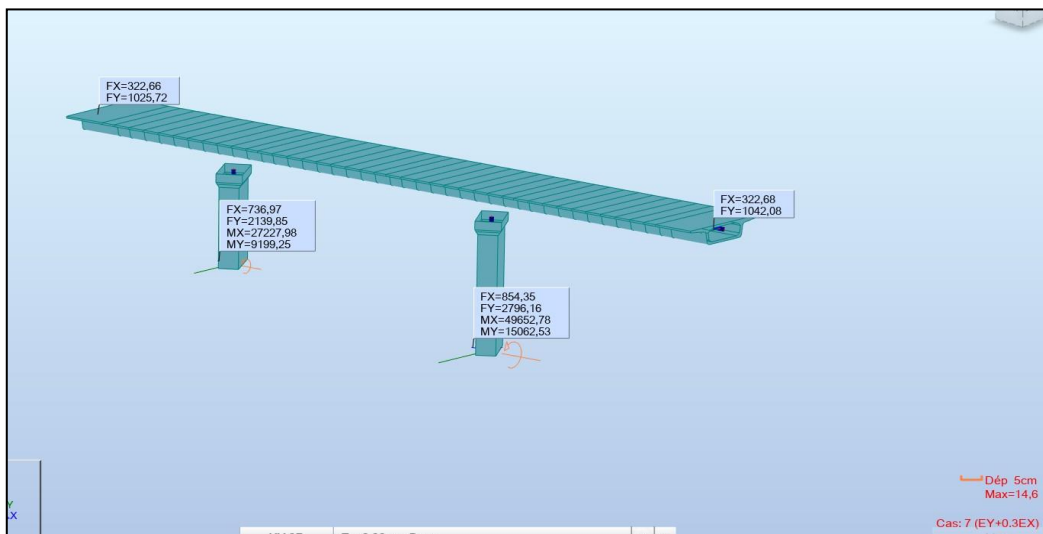
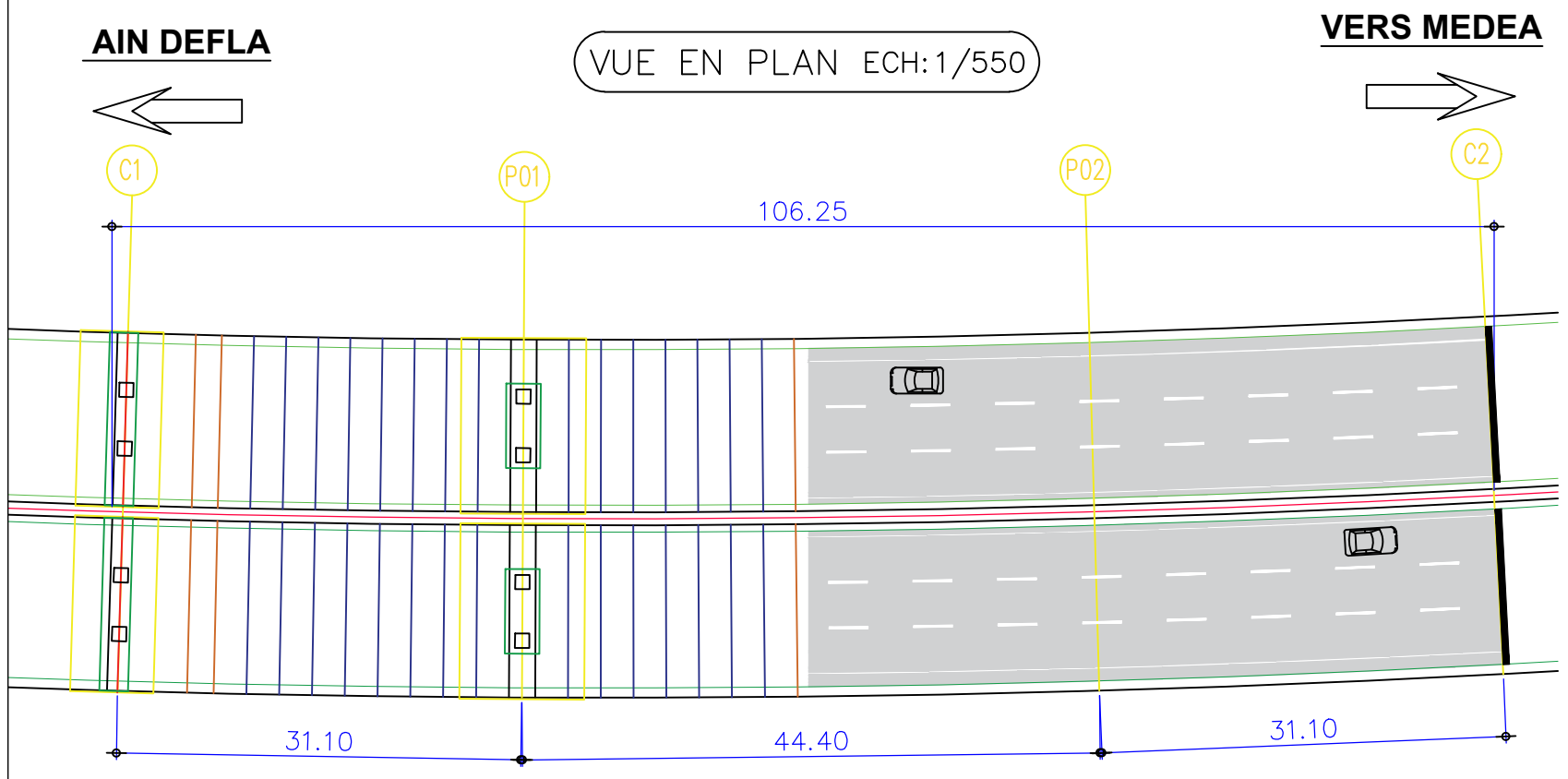
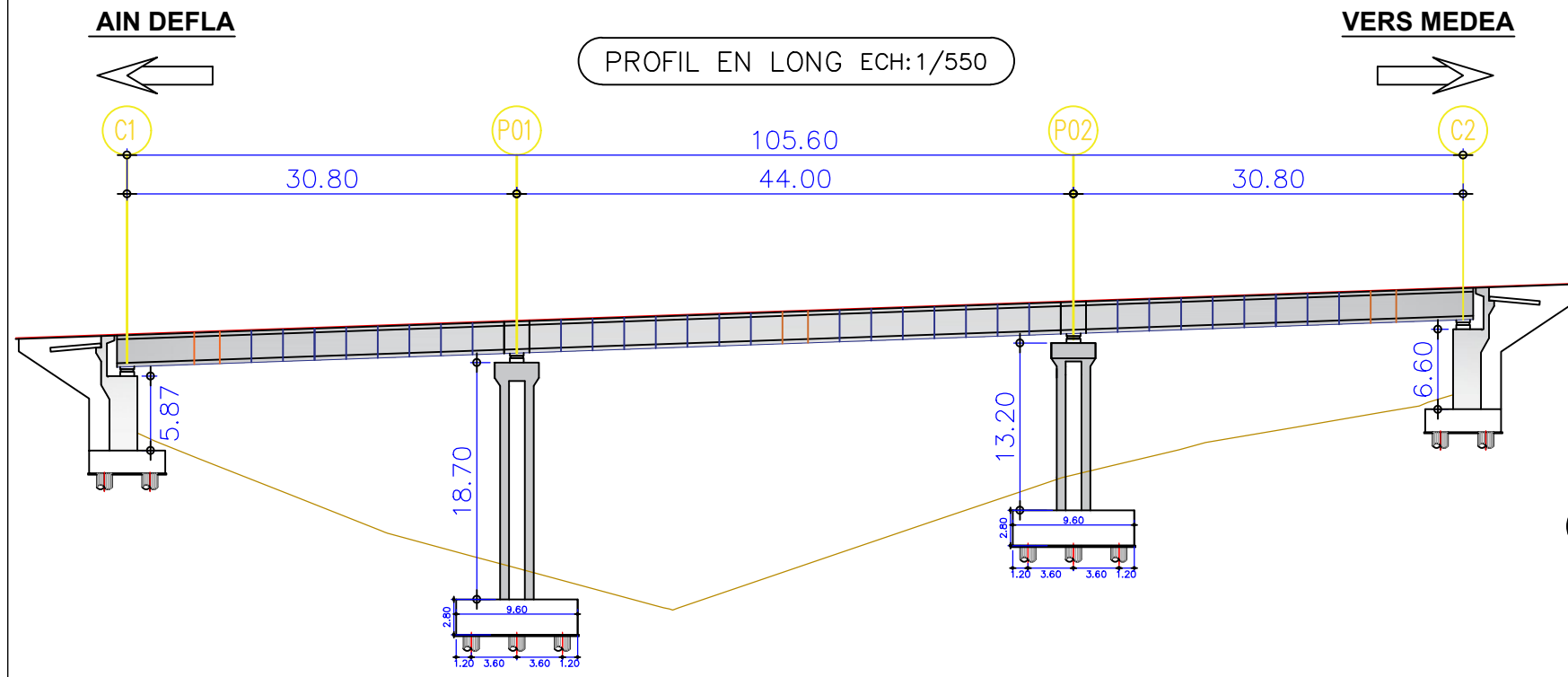
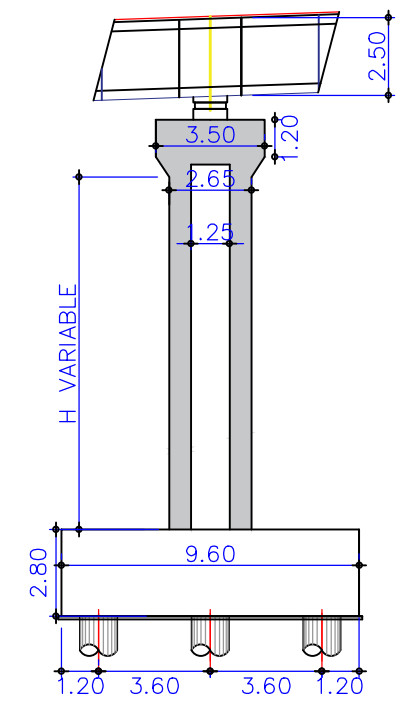


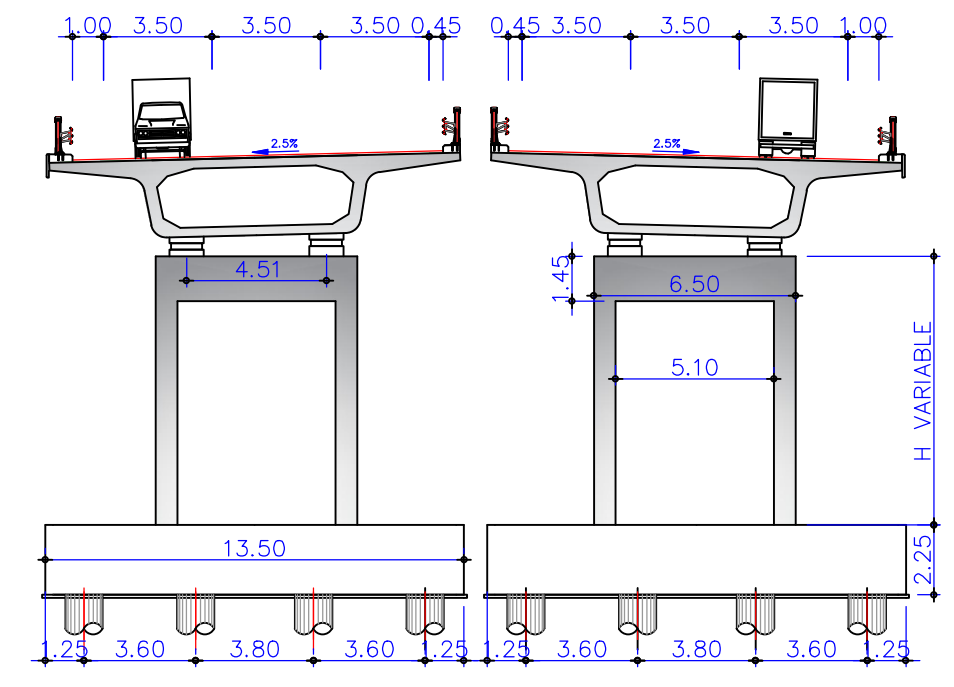
Figure IV-7 : Les sollicitations sismiques dans le sens transversal



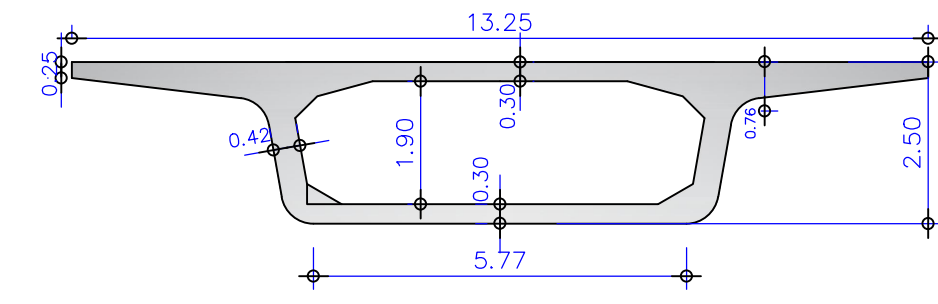
COUPE LONG PILE ECH:1/250



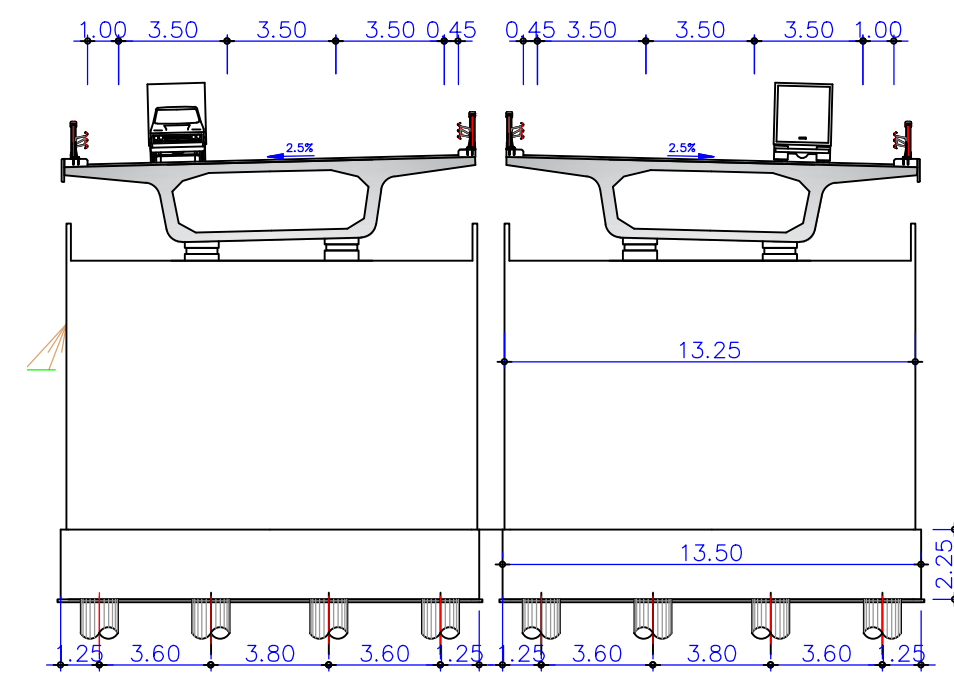
COUPE SUR PILE ECH:1/250



COUPE SUR VSC ECH:1/120



COUPE SUR CULEE ECH:1/250



IV.4.4. Conception et dimensionnement de la variante 3 : pont mixte à bipoutres

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

La conception des ponts mixtes est principalement liée au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ces ponts est guidée par :

- Le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique.
- Le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique.
- Les critères d'élançement : Les critères de résistance à la torsion.

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est actuellement la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages coûteux en temps d'usinage.

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

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va environ 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m pour les travées indépendantes.

IV.4.4.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé d'une travée principale de 44 m de longueur et deux travées de rives de 30.8 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 105.6 m.

IV.4.4.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

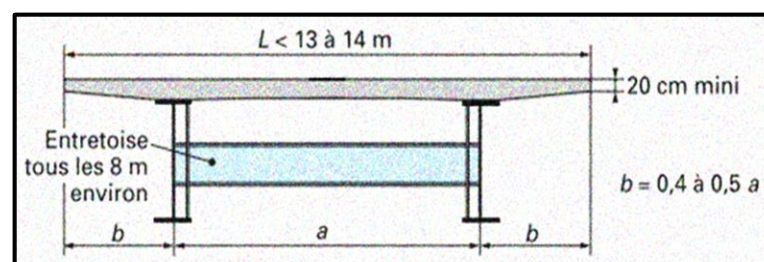


Figure IV-8 : Coupe transversale d'un tablier bipoutres.

$$0.5 L \leq a \leq 0.55 L \rightarrow a = 7.25 \text{ m, par conséquent : } b = 3.00 \text{ m.}$$

IV.4.4.3. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau IV-13 : Prédimensionnement de la poutre en charpente métallique.

Elément	Formule	Valeur retenue	Figure
Epaisseur de la dalle	$e > 20 \text{ cm}$	0.36 m	
Hauteur de la poutre	$H = L/28$ L : portée de la poutre	1.8 m	
Entraxe entre les poutres	$0.5 L \leq a \leq 0.55 L$	7.25 m	
Largeur de la semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	0.6 m	
Epaisseur la semelle supérieure	$20 \text{ mm} \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$	30 mm	
Largeur de la semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1\ 200 \text{ mm}$	700 mm	
L'épaisseur de la semelle inférieure	$20 \text{ mm} \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$	35 mm	
Epaisseur d'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	25 mm	

IV.4.4.4. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement d'environ $e = 7.5 \text{ m}$, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV-14 : Prédimensionnement des entretoises.

Eléments	Valeur (mm)	Figure
Hauteur de l'entretoise	600	
Largeur de la semelle b	200	
Epaisseur de la semelle t_f	20	
Epaisseur de l'âme t_w	10	

IV.4.4.5. Choix de la nuance d'acier

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

IV.4.4.6. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

➤ Les piles

Une pile est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres : Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères :

- Critères géométriques.
- Critères économique.
- Critères esthétiques.
- Critères mécaniques.

Pour le choix définitif du type de fondation on peut se faire dans un deuxième temps, en fonction du tassement admissible.

Dans les argiles, une fondation superficielle peut fournir une assise suffisante à un ouvrage pour repousser tout risque de rupture par cisaillement, ce qui n'empêchera pas le tassement produit par la charge d'être excessif. Dans un tel cas, les pieux sont plus efficaces

Tableau IV-15 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	19.20 m	
	P2	13.80 m	
Section	Forme	Voile plein	
	Dimensions	2×10 (m×m)	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux : $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	9.6 × 13.5 × 2.8 (m×m×m)	

➤ **Culées**

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1 et 2.

Tableau IV-16 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	7.14 m	
	Epaisseur	1.35 m	
	Longueur	13.25 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profonde sur : 8 pieux $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	$6.4 \times 13.50 \times 1.6$ (m×m×m)	

IV.4.4.7. Modélisation et calcul sismique

➤ **Prédimensionnement des appareils d'appui**

Un pont mixte est posé sur l'appui par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis de type B en élastomère fretté, les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau IV-17 : Les dimensions des appareils d'appui retenus.

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
R_{max} (MN)	1.56	2.85
$a \times b$ (mm ²)	300 × 300	400 × 400
T (mm)	52	65
Détails	<ul style="list-style-type: none"> - 4 feuilles d'élastomère : $t_i = 16$ mm. - 5 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. - Enrobage extérieur = 8 mm. - Enrobage des chants = 4 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> - 4 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm. - 5 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. - Enrobage extérieur = 4 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.

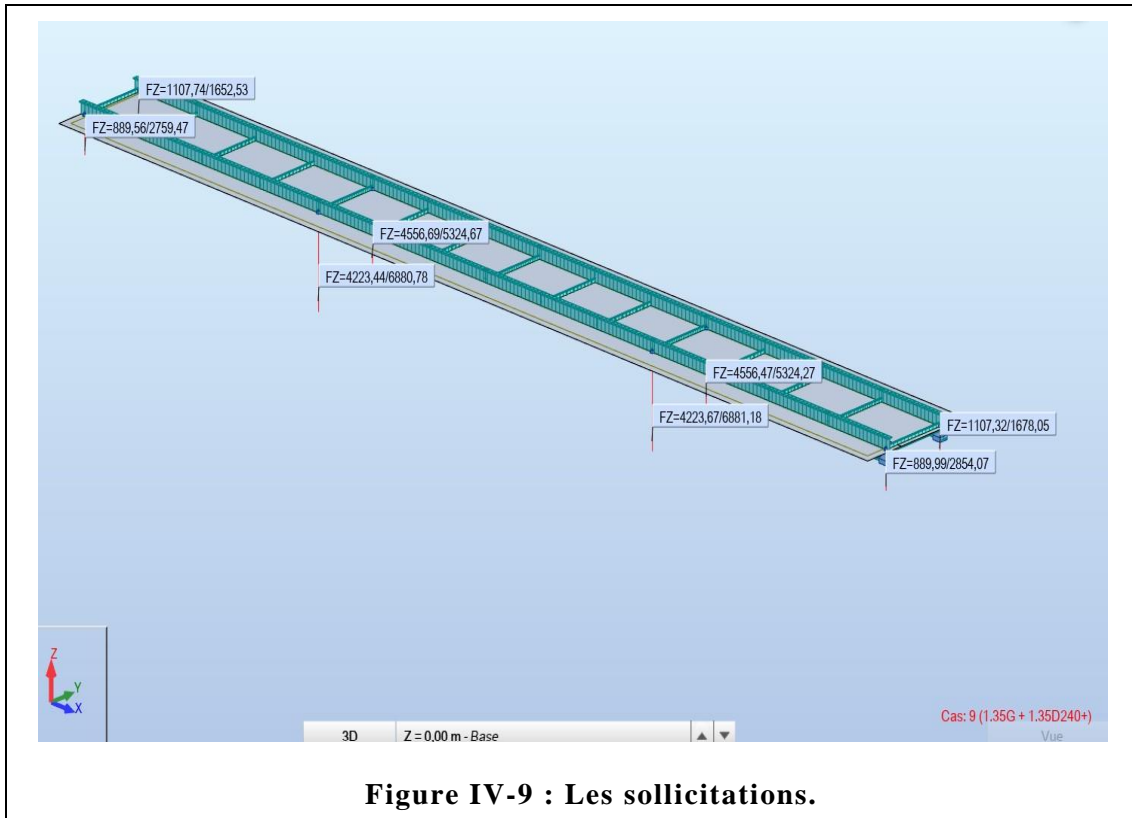


Figure IV-9 : Les sollicitations.

➤ **Modèle de calcul**

Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

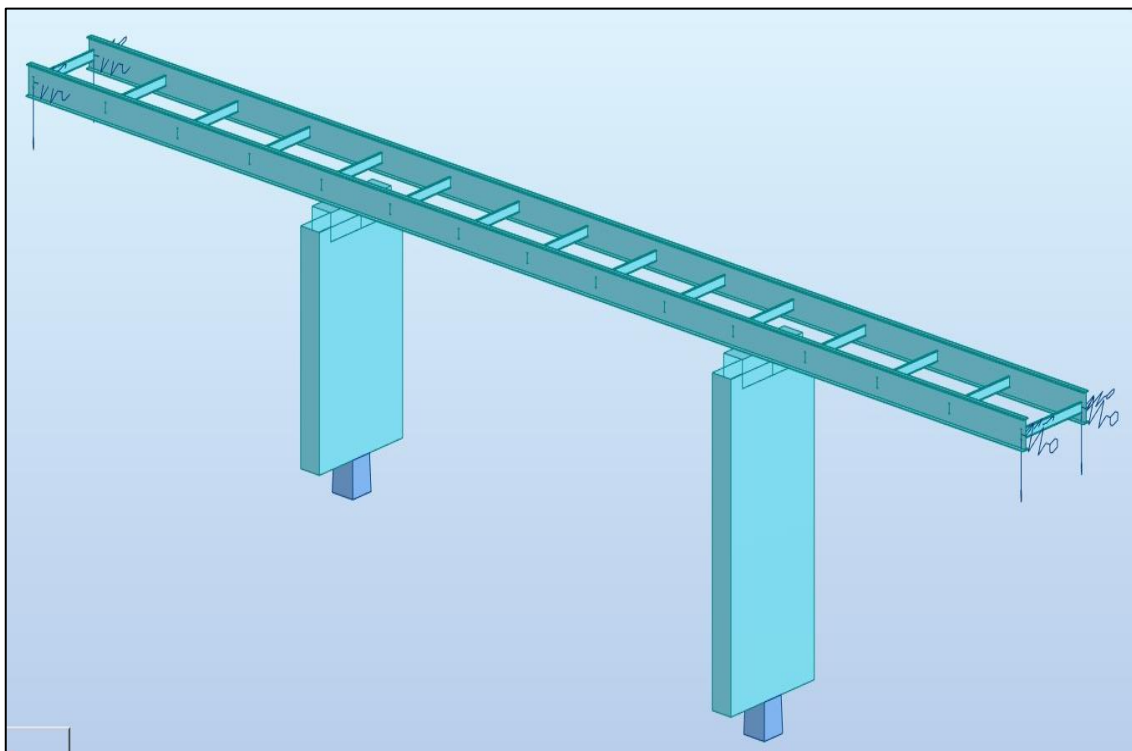


Figure IV-10 : Le modèle sismique de la 3eme variante.

➤ **Analyse modale et résultats de calcul**

Tableau IV-18 : Les résultats de l'analyse modale de la 3eme variante.

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY
1	0.50	1.98	0.00	35.36
2	0.67	1.50	0.00	0.00
3	0.68	1.47	0.00	24.96
4	0.73	1.36	70.06	0.59
5	1.06	0.94	3.83	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

Une période $T = 1.36$ s dans le sens longitudinal avec une participation de 70.06 % de la masse modale.

Une période $T = 1.98$ s dans le sens transversal avec une participation de 35.56 % de la masse modale.

➤ **Analyse spectrale et résultats de calcul**

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	15.5	$M_y = 26596.92$ $F_y = 1084.83$ $M_x = 20827.24$ $F_x = 1385.26$
Transversal	22.6	$M_y = 26596.92$ $F_y = 1084.83$ $M_x = 20827.24$ $F_x = 1385.26$

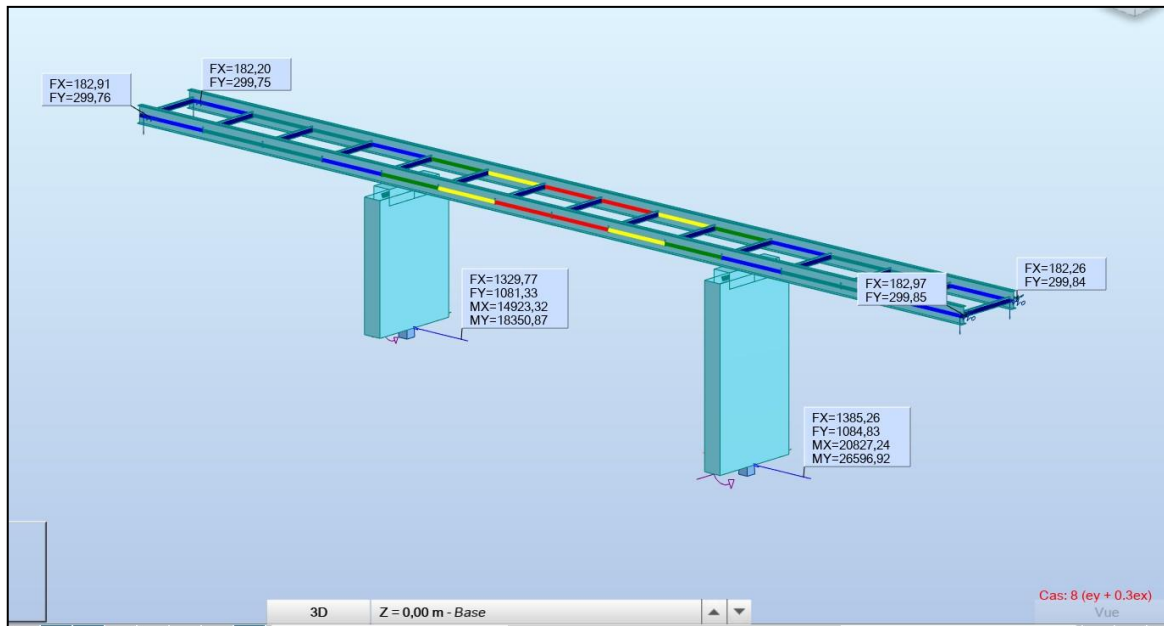


Figure IV-11 : les sollicitations sismiques dans le sens longitudinal.

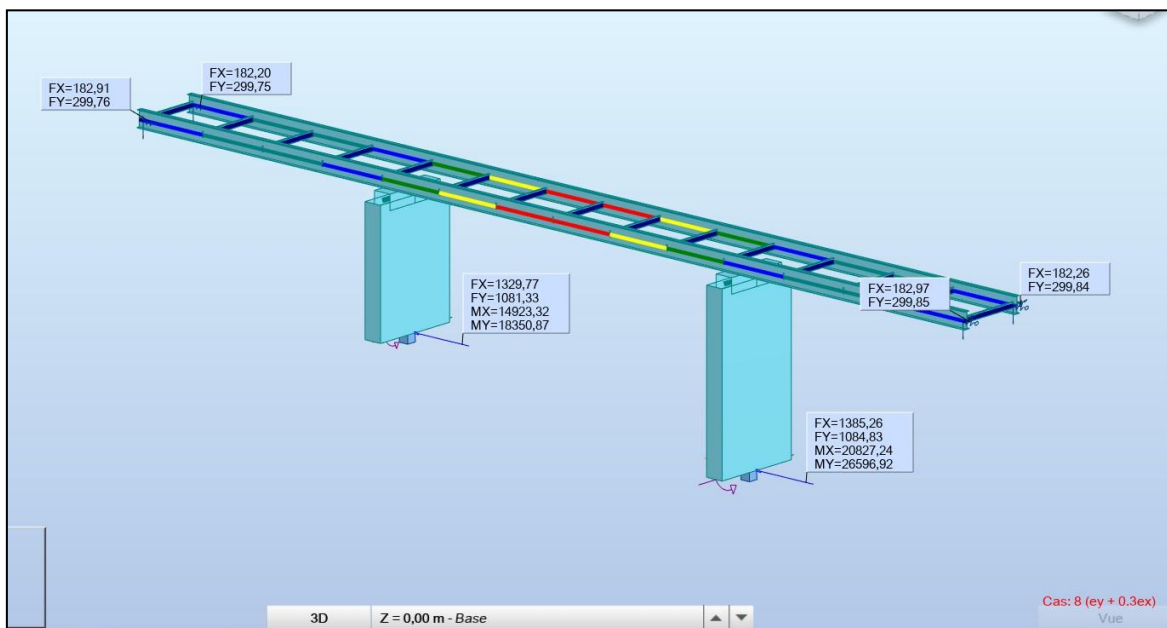
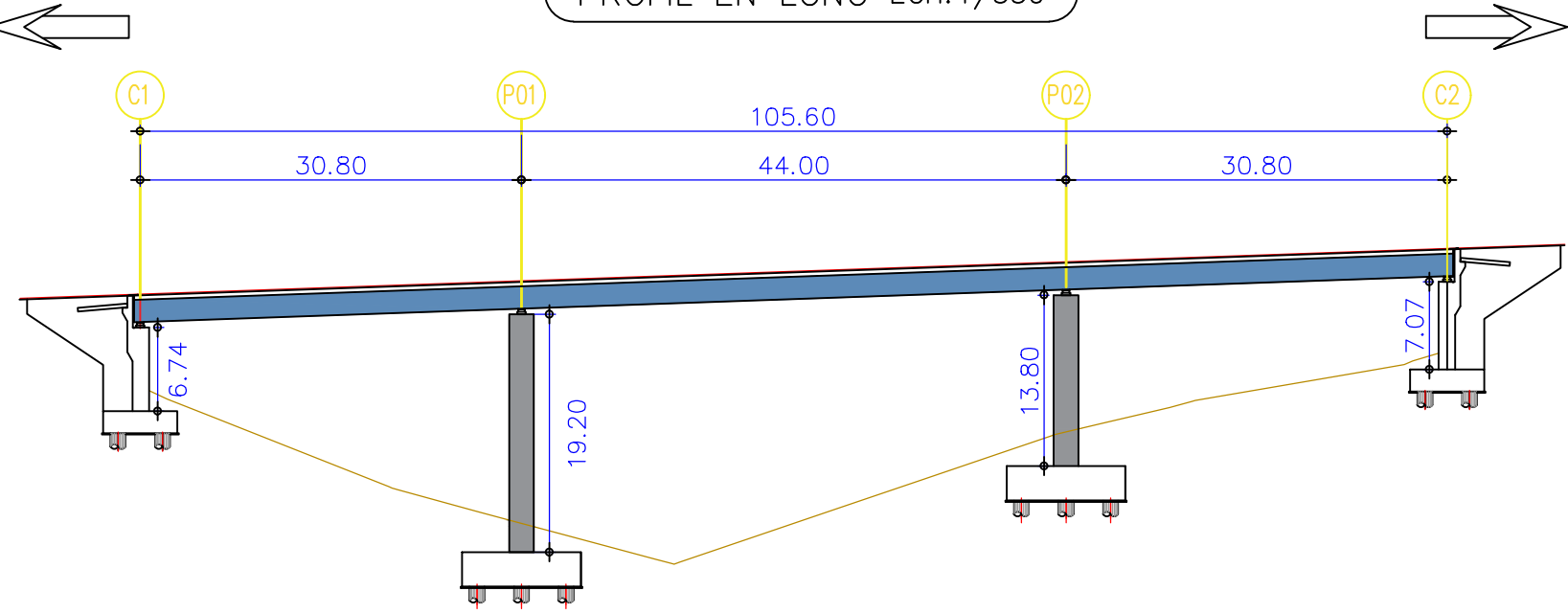


Figure IV-12 : Les sollicitations sismiques dans le sens transversal.

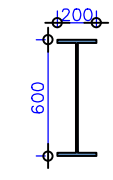
AIN DEFLA

VERS MEDEA

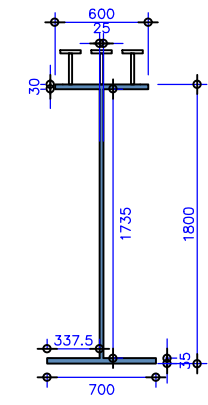
PROFIL EN LONG ECH:1/550



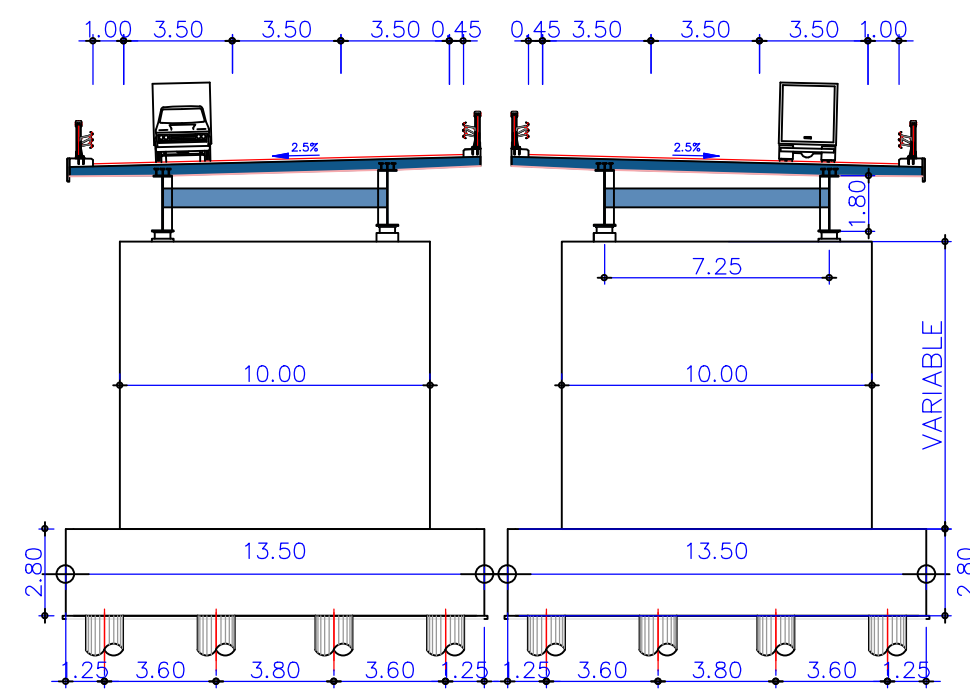
S-IP600 ECH:1/20



S SUR PRS ECH:1/20



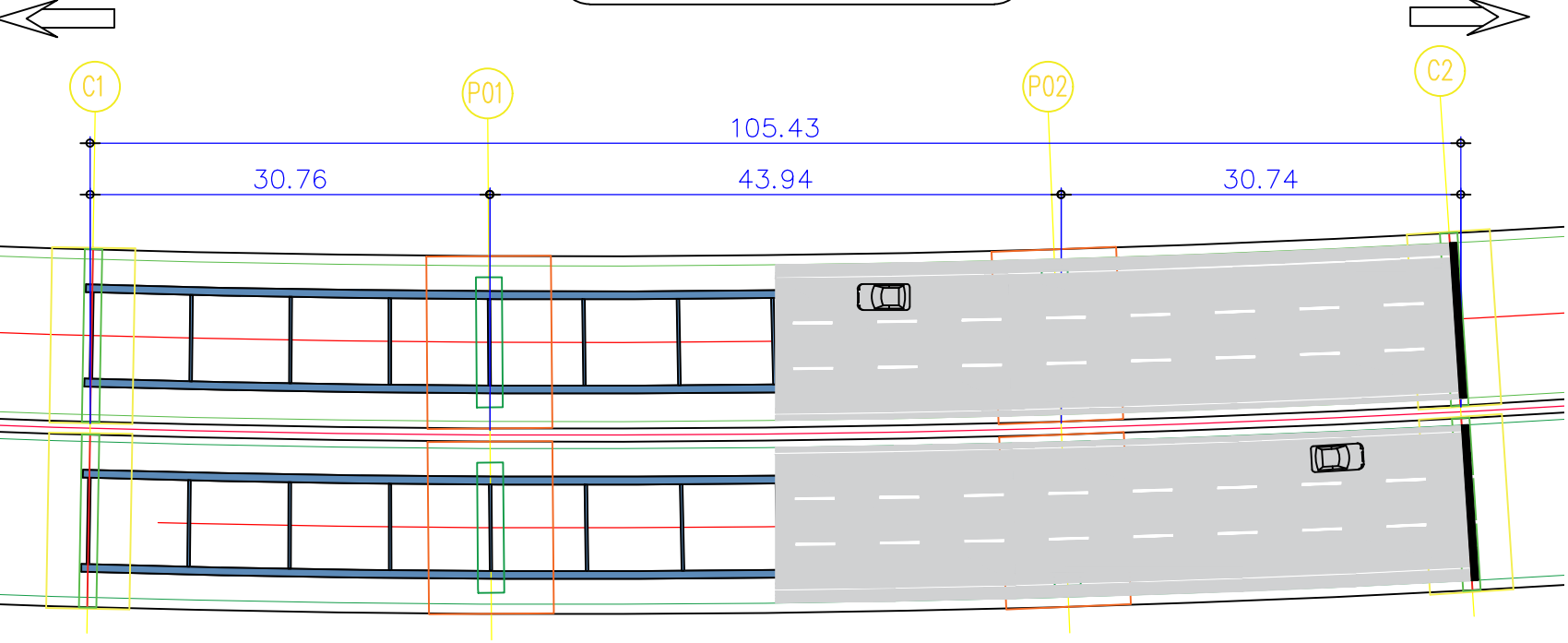
COUPE SUR PILE ECH:1/250



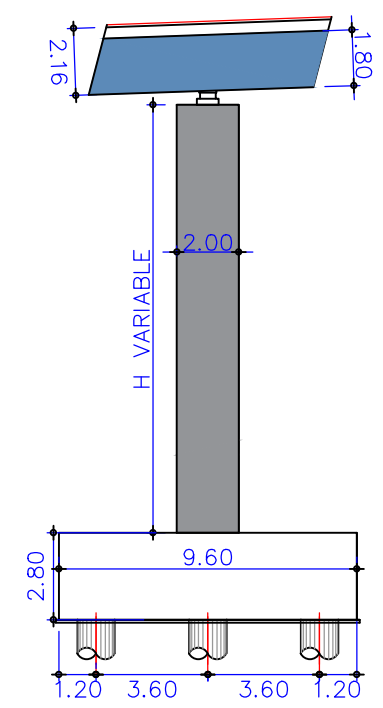
AIN DEFLA

VERS MEDEA

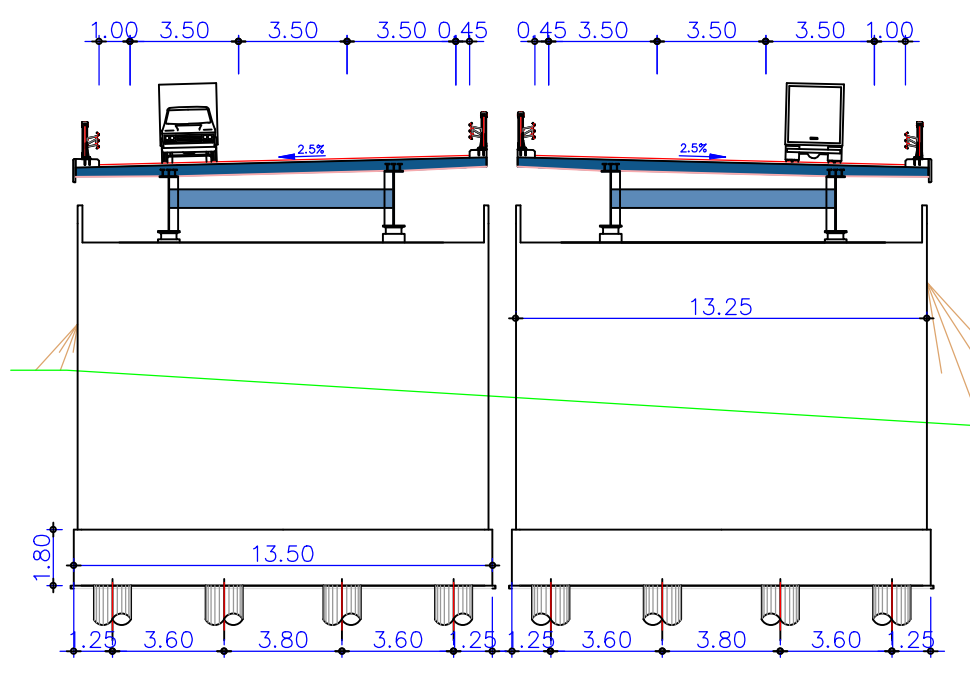
VUE EN PLAN ECH:1/550



COUPE LONG PILE ECH:1/250



COUPE SUR CULEE ECH:1/250



IV.5. ANALYSE MULTICRITERES

Dans cette phase, on fait une comparaison entre les trois variantes sur la base des critères qui relient aux avantages et inconvénients de chaque variante afin de choisir le type de pont qui répond au mieux aux besoins, en tenant compte dans cette analyse les facteurs suivants :

- L'économie. - L'exécution. - L'entretien.

IV.5.1. L'économie

➤ La variante 1

- Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
- Le cout est plus élevé (le cout d'1 mètre linéaire est plus élevée par rapport de celle de béton armée).

➤ La variante 2 :

- La procédure de réalisation est nettement couteuse (préfabrication, transport, mise en place...).
- Consommation importante des matériaux (béton, acier.....etc.).

➤ La variante 3 :

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.
- La présence d'une unité de fabrication des poutres pas loin du site de l'ouvrage.

IV.5.2. L'entretien

➤ La variante 1 :

- La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion (l'humidité à cause de barrage) et fatigue dans assemblages.
- Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.

➤ La variante 2 :

- L'absence totale de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.

➤ La variante 3 :

- L'absence totale d'une pathologie grave.

IV.5.3. L'exécution

➤ La variante 1 :

- Demande une main d'œuvre très qualifiée.

- Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.

➤ **La variante 2 :**

- Demande d'une main d'œuvre très qualifiée et des moyens importants.
- Le délai est très long par rapport aux autres variantes.

➤ **La variante 3 :**

- Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.
- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes

IV.6. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Devis estimatif variante 1 : Pont à poutres				
Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant (DA)
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M ²	430.00	6 700.00	2 881 000.00
Béton RN 27 pour fondations	M ³	2200.00	16 000.00	35 200 000.00
Béton RN 27 pour piles	M ³	450.00	16 000.00	7200 000.00
Béton RN 27 pour culées	M ³	450.00	16 000.00	7200 000.00
Béton RN 35 pour superstructure	M ³	1010.00	18 000.00	18 180 000.00
			TOTAL	70 661 000.00
Acier HA Fe E50 A pour infrastructure	T	450.00	160 000.00	72 000 000.00
Acier HA Fe E50 A pour superstructure	T	200.00	160 000.00	32 000 000.00
Acier de précontrainte par post-tension	T	35.00	550 000.00	19 250 000.00
			TOTAL	123 250 000.00
TOTAL HORS TAXES				193 911 000.00
T V A 19 %				36 843 090.00
TOTAL EN TTC				230 754 090.00
Deux-cents-trente-millions et sept-cents-cinquante-quatre-milles et quatre-vingt-dix Dinars				

Devis estimatif variante 2 : Pont voussoir				
Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant (DA)
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M ²	430.00	6 700.00	2 881 000.00
Béton RN 27 pour fondations	M ³	2 200.00	16 000.00	35 200 000.00
Béton RN 27 pour piles	M ³	500.00	16 000.00	8 000 000.00
Béton RN 27 pour culées	M ³	450.00	16 000.00	7 200 000.00
Béton RN 35 pour superstructure	M ³	1 000.00	35 000.00	35 000 000.00
			TOTAL	88 281 000.00
Acier HA Fe E50 A pour infrastructure	T	500.00	160 000.00	80 000 000.00
Acier HA Fe E50 A pour superstructure	T	200.00	1600 000.00	40 000 000.00
Acier de précontrainte par post-tension	T	50.00	600 000.00	30 000 000.00
			TOTAL	150 000 000.00
TOTAL HORS TAXES				238 281 000.00
T V A 19 %				45 273 390.00
TOTAL EN TTC				283 554 390.00
Deux-Cents-quatre-vingts-trois-millions et cinq-cents-cinquante-quatre-milles et trois-cents-quatre-vingts-dix Dinars				

Devis estimatif variante 3 : Pont mixte				
Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant (DA)
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M ²	430.00	6 700.00	2 881 000.00
Béton RN 27 pour fondations	M ³	2 200.00	16 000.00	35 200 000.00
Béton RN 27 pour piles et culées	M ³	1 100.00	18 000.00	19 800 000.00
Béton RN 35 pour superstructure	M ³	500.00	20 000.00	10 000 000.00
			TOTAL	67 881 000.00
Fourniture et poses Acier laminé pour Poutres et entretoises	T	155.00	600 000.00	93 000 000.00
Acier pour fondations	T	440.00	16 000.00	70 400 000.00
Acier pour superstructure	T	100.00	16 000.00	16 000 000.00
Acier pour piles et culées	T	200.00	16 000.00	32 000 000.00
			TOTAL	211 400 000.00
TOTAL HORS TAXES				279 281 000.00
T V A 19 %				53 063 390.00
TOTAL EN TTC				332 344 390.00
Trois-cents-trente-deux millions et trois-cents-quarante-quatre milles et trois-cents-quatre-vingt-dix Dinars				

IV.7. CHOIX DE LA VARIANTE

Les ponts en béton précontraint construit par encorbellement successifs sont plus beaux esthétiquement, mais notre pont n'est pas situé dans une zone urbaine, alors l'aspect technique et économique est plus important que l'esthétique.

Economiquement, la première variante est la meilleure solution puisqu'elle n'est pas très couteuse par rapport les autres variantes.

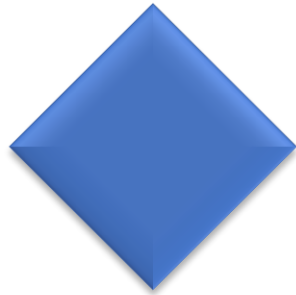
Et d'autres part d'un côté technique, lorsque on est dans une zone d'une séismicité élevée, et d'après les résultats d'analyse sismique, la première variante est très avantageuse que les autres variantes.

Alors, on opte pour la variante 01 : pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents facteurs de comparaison.

IV.8. CONCLUSION

Le choix de la variante que nous avons fait reste toujours théorique en raison des conditions non prises en compte (des moyens de l'entreprise de réalisation, de la difficulté d'accès au chantier...etc.). Mais généralement on peut dire que c'est la meilleure variante à réaliser, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans les chapitres suivants.

CHAPITRE II
CHARGES
ET
SURCHARGES



Poids propre des poutres : $P_{poutres} = 2 \times n \times \sum P_i$

Sachant que :

- n : représente le nombre des poutres par travée et égale à 8 poutres.
- ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé = 25 KN/m³.
- P_i : le poids de chaque section.

Donc : $P_{poutres} = 2 \times 8 \times (28 + 46 + 261)$

$$P_{poutres} = 5360 \text{ KN}$$

V.2.1.2. Poids de l'hourdis

$$P_{hourdis} = L \times l \times e \times \rho_{ba}$$

Sachant que :

- L : longueur de l'hourdis, égale à 35 m.
- l : largeur de l'hourdis, égale à 13.25 m.
- e : épaisseur de l'hourdis, égale à 0.25m.
- ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé: 25 KN/m³

Donc :

$$P_{hourdis} = 2900 \text{ KN/m}^3$$

V.2.1.3. Poids des entretoises

$$P_{entretoises} = 2 \times n \times S \times e' \times \rho_{ba}$$

Sachant que :

- n : nombre des entretoises dans l'about des poutres : 7 entretoises.
- S : l'aire de l'entretoise qui situe entre les poutres égale 1.44 m².
- e' : épaisseur de l'entretoise égale à 0.3 m.
- ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé : 25 KN/m³

$$\text{Donc : } P_{entretoises} = 151.2 \text{ KN}$$

V.2.2. Charges permanentes complémentaires

Tableau V-2 : Les valeurs des charges permanentes.

Les éléments	Poids (KN)
Les poutres	5360
L'hourdis	2900
Les entretoises	151.2
Les équipements	1251.25

Donc, la charge permanente totale pour une travée égale : $G = 9662.45 \text{ KN}$.

V.2.3. Les charges dues au trafic

Toutes les formules utilisées pour le calcul sont mentionnées en chapitre III.

V.2.3.1. Système de charge A(l)

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

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

l : la longueur chargée du tablier en (m)

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{35+12} = 9.96 \text{ KN}/\text{m}^2$$

- **1er cas : une voie chargée**

D'après le tableau : $a_2 = V_0 / V$.

V_0 : dépend de la classe, on a la classe 1.

Donc pour : $V_0=3.5\text{m} \Rightarrow a_2=3.5/3.65=0.96$

$A_1 = A(l) \times a_1 \times a_2 = 9.96 \times 1 \times 0.96 = 9.55 \text{ KN}/\text{m}^2$ avec $a_1 = 1$

- **2ème cas : deux voies chargées**

D'après le tableau : $a_1 = 1$

$A_2 = A(l) \times a_1 \times a_2 = 9.96 \times 1 \times 0.96 = 9.55 \text{ KN}/\text{m}^2$

- **3ème cas : trois voies chargées**

D'après le tableau : $a_1 = 0.9$

$A_3 = A(l) \times a_1 \times a_2 = 9.96 \times 0.9 \times 0.96 = 8.60 \text{ KN}/\text{m}^2$

Tableau V-3 : Les charges A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (KN/m ²)	a1	a2	A(l) x a1 x a2 (KN/m ²)	L _v (m)	A(l) (KN/ml)
1	35	9.96	1	0.96	9.55	3.65	34.86
2	35	9.96	1	0.96	9.55	7.30	69.72
3	35	9.96	0.9	0.96	8.60	10.95	94.12

V.2.3.2. Système de charge B

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

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

Les deux premiers systèmes B_c , B_r s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe (RCPR).

➤ **Système B_c**

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-4 : Les coefficients de majoration dynamique B_c .

Système de charge	L(m)	G(KN)	S(KN)	Δ
Bc1	35	9628.8	720	1.27
Bc2			1320	1.18
Bc3			1720	1.02

➤ **Système B_t**

Tableau V-5 : Les coefficients de majoration dynamique B_t .

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	Δ
Bt1	35	9628.8	384	1.27
Bt2			768	1.27

V.2.3.3. Système Mc120

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110 t.

- 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'impacts de chaque chenille est supposé uniformément réparti.

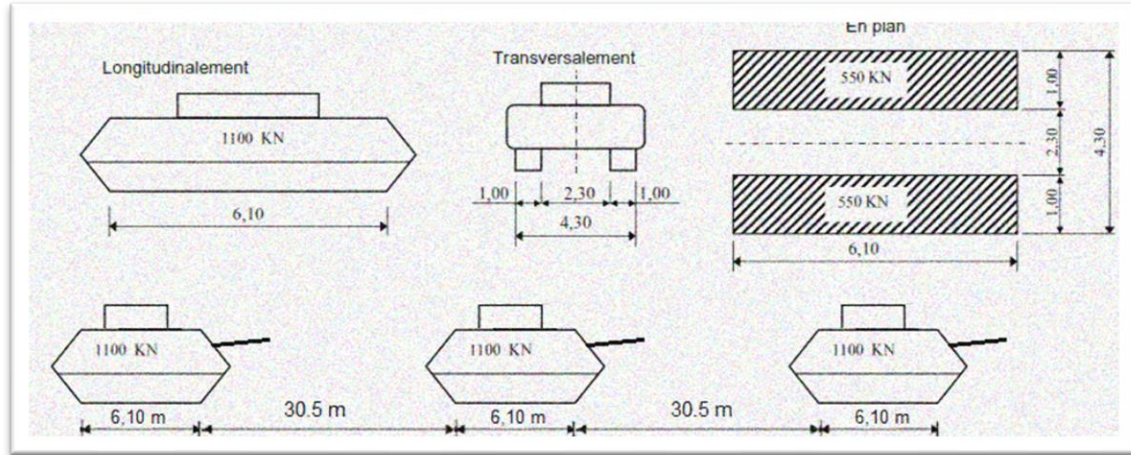


Figure V-2 : Système de charge Mc 120.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-6 : Le coefficient de majoration dynamique Mc 120.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Mc120	35	9628.8	1100	1.067

V.2.3.4. Système D 240 « charge exceptionnelles »

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de longe.

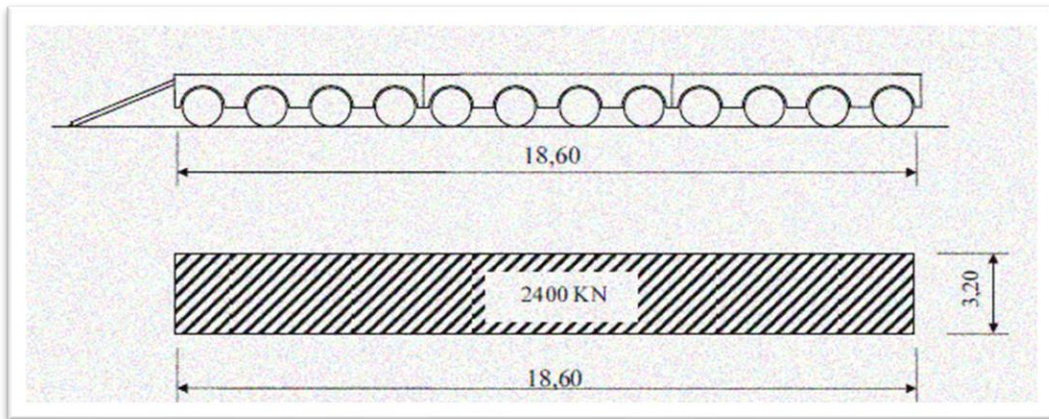


Figure V-3 : Système de charge D240.

V.2.4. Efforts de freinage

V.2.4.1. Système de charge Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système BC se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

V.2.4.2. Système de charge AL

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A.S}{20+0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

Avec : S : la surface chargée en (m²).

Les résultats de l'effort de freinage pour les trois voies sont résumés dans le tableau suivant :

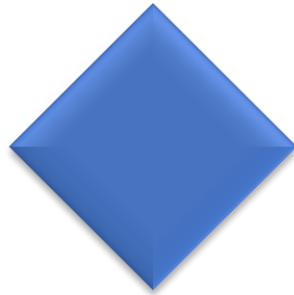
Tableau V-7 : Les résultats de l'effort de freinage du système A(I).

N des Voies	S (m2)	A(I) (kN/m ²)	F(kN)
1	127.75	9.55	59.67
2	255.50	9.55	116.78
3	383.25	8.60	154.35

V.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a évalué et défini toutes les charges et les surcharges dynamiques et statiques qu'on va utiliser pour le calcul des sollicitations dans les chapitres suivants.

CHAPITRE VI
MODELESATION
DU
TABLIER



VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va déterminer les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) dus aux actions permanentes et d'exploitations évoquées dans le chapitre précédent, pour cela, on a opté le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis 2019 pour modéliser notre structure

VI.2. CARACTERISTIQUES DU TABLIER

- Largeur totale : 13.25 m
- Largeur roulable : 11.95 m
- Largeur chargeable : 10.95 m
- Largeur de trottoir à droite : 0.55 m
- Largeur de trottoir à gauche : 0.75 m
- Largeur d'une voie : 3.5 m
- Nombre des voies : 3
- Nombre des poutres : 8 poutres
- Entre axes : 1.69 m

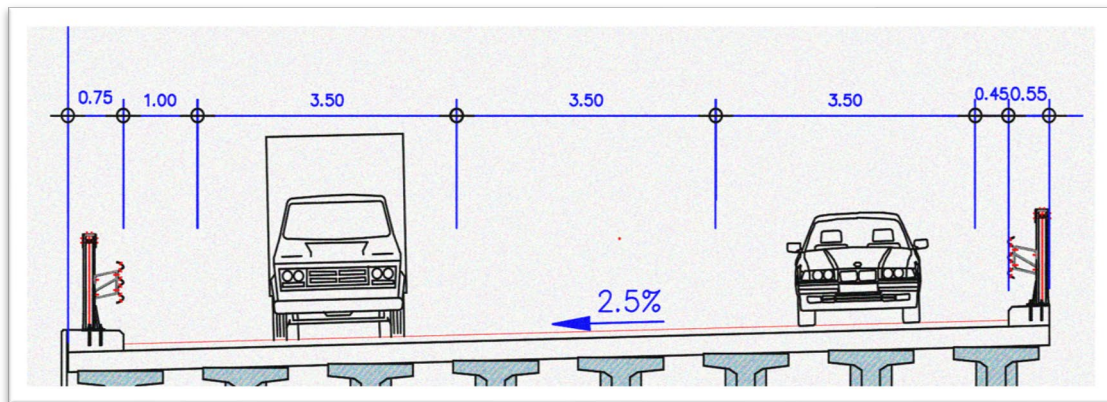


Figure VI-1 Vue en travers du tablier.

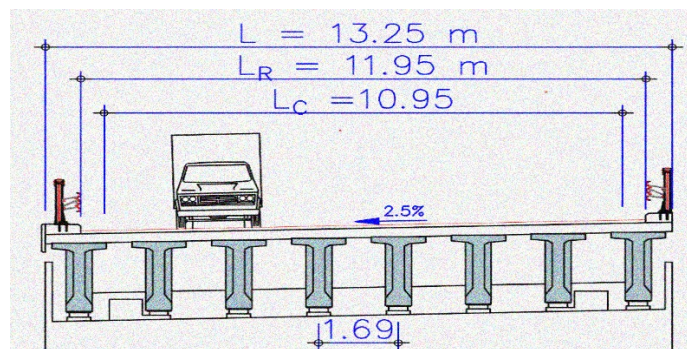


Figure VI-2 Vue en travers du tablier -2-.

VI.3. MODELISATION DE L'OUVRAGE

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis permet de modéliser la structure de l'ouvrage, de définir les matériaux, d'appliquer les charges et d'effectuer les calculs sur des modèles complexes, avec une visualisation graphique, grâce d'un maillage qui nous permet d'obtenir une précision suffisante. Le tablier qu'on va modéliser est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 25 cm, qui repose sur 8 poutres solidarises par des entretoises au l'about, l'ensemble reposit sur des appuis.

VI.3.1. Modélisation des éléments de l'ouvrage

VI.3.1.1. Les poutres

La poutre est modélisée en élément 'barre', et on introduit les trois sections de la poutre 'section d'about', 'section intermédiaire', et 'section médiane' avec le choix de matériau de construction (béton35).

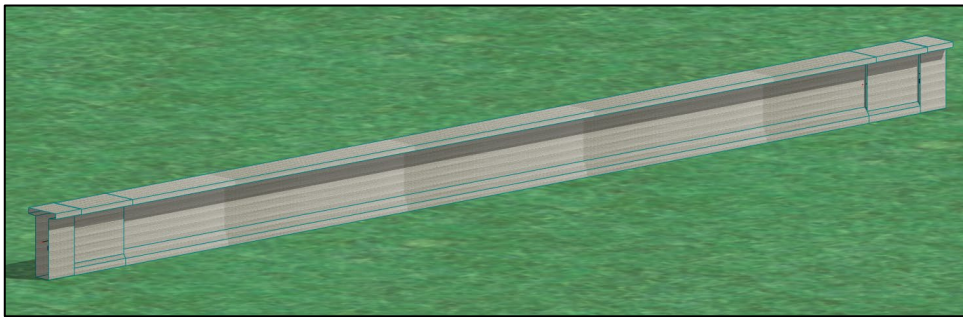


Figure VI-3 : Modèle 3d de la poutre.

VI.3.1.2. L'hourdis

On a utilisé l'élément 'Panneau' pour la modélisation de la dalle puis on a introduit le matériau de construction correspondant (béton35) avec une épaisseur de 25cm.

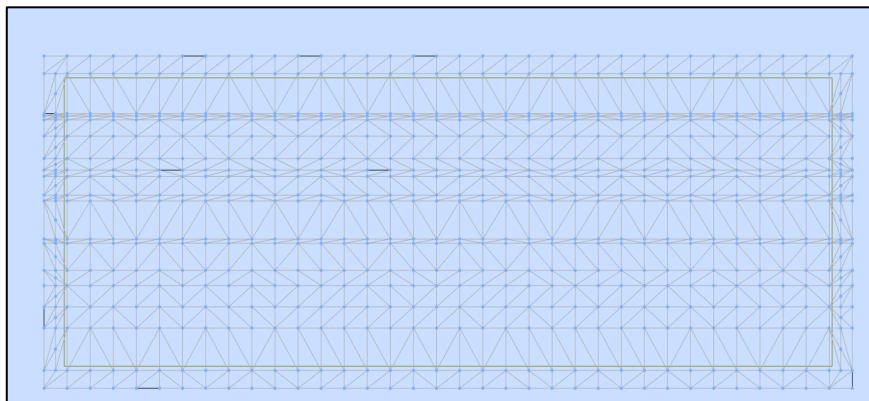


Figure VI-4 : Modèle dalle avec un maillage imposé.

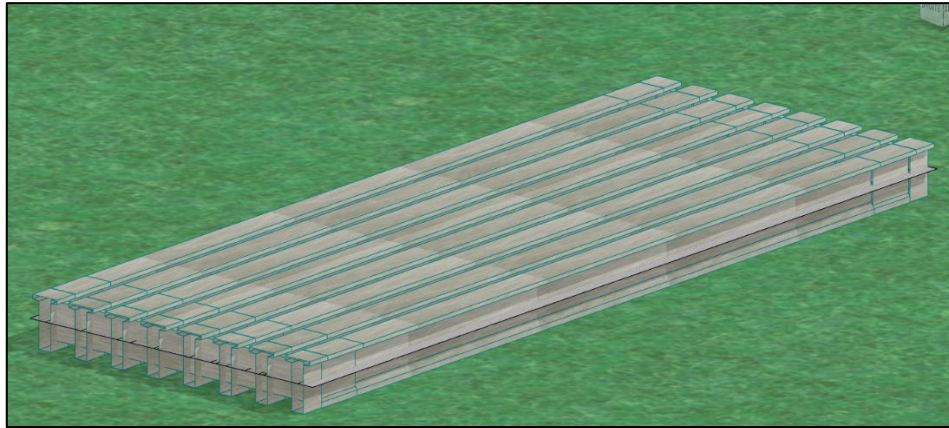


Figure VI-5 : Modèle dalle + 8 poutres.

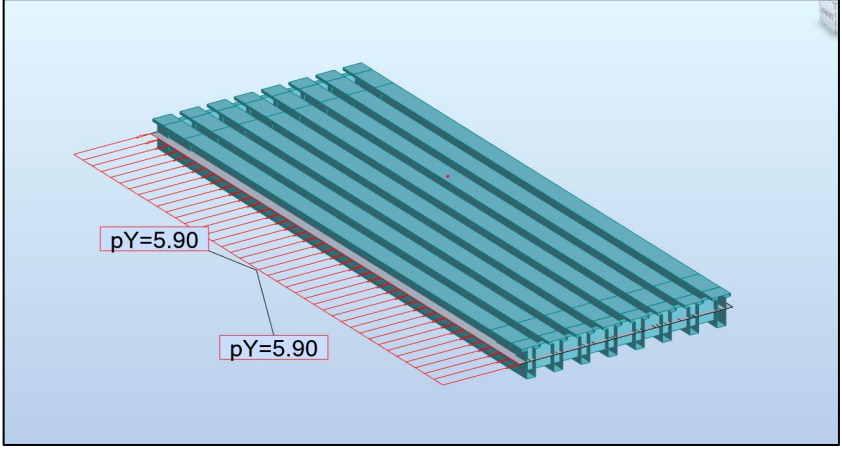
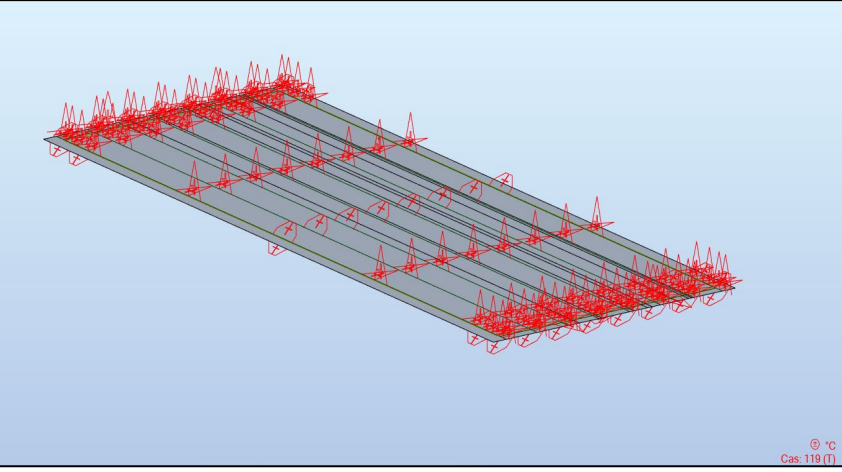
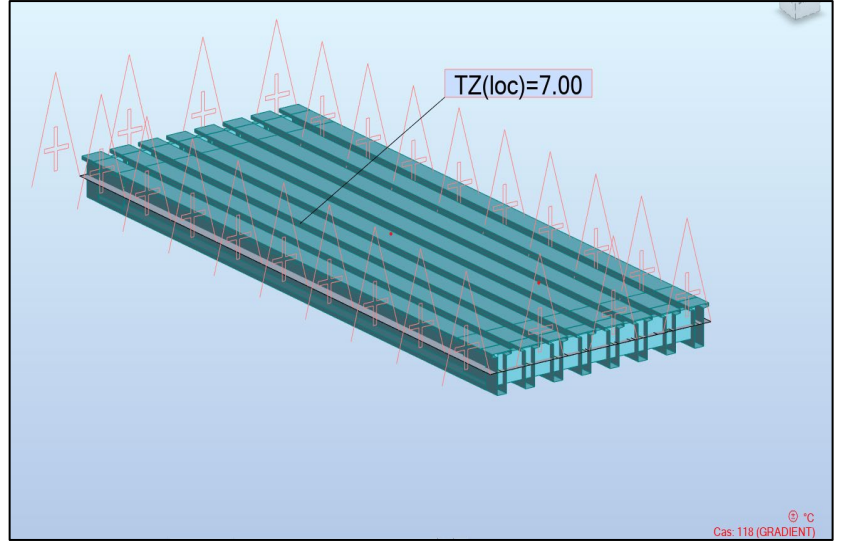
VI.4. LES CHARGES APPLIQUEES

VI.4.1. Affectation des charges statiques

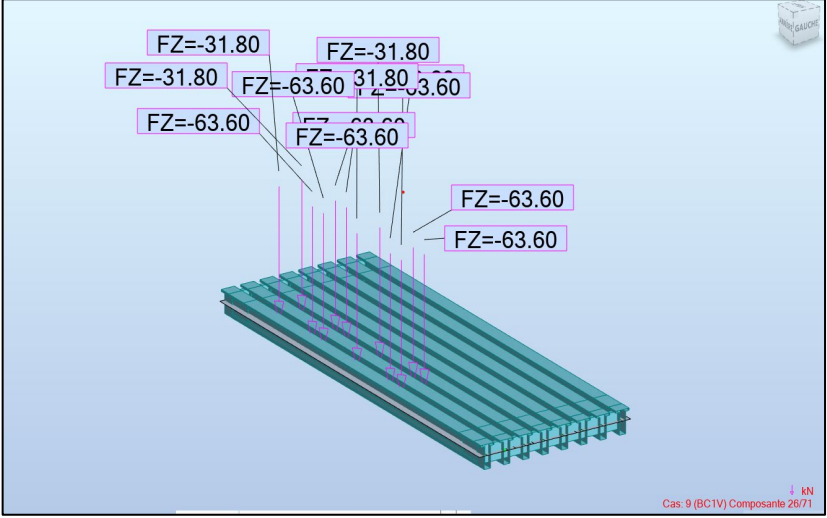
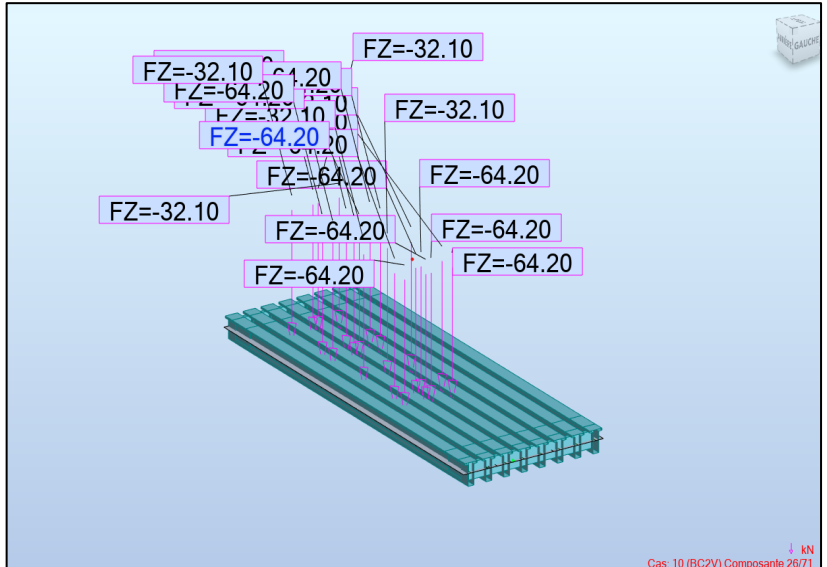
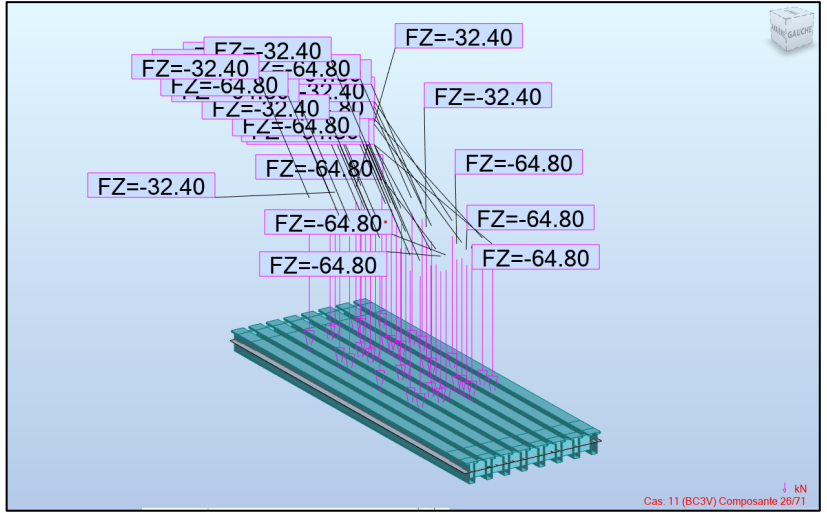
Concernant les charges appliquées sur l’ouvrage, le poids propre de la structure est calculé automatiquement par le logiciel, alors que les autres charges qui sont mentionnées au chapitre III sont introduites par l’utilisateur comme suit :

Tableau VI-1 : Affectation des charges.

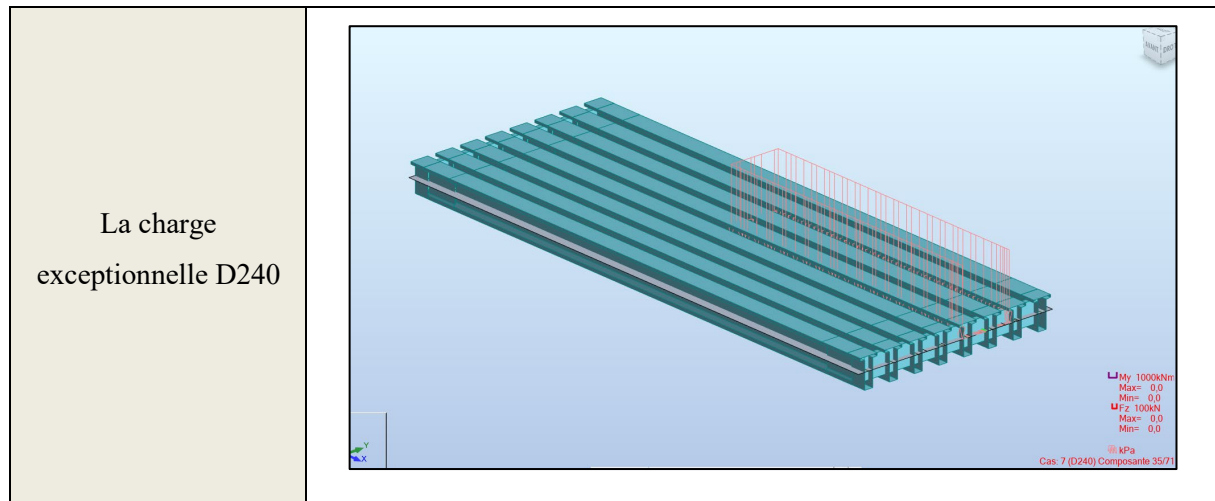
Charges	Affectation
Les compléments de charges permanentes (béton de revêtement, trottoirs, corniche, garde-corps)	A 3D perspective view of the same slab and beam structure, but with various load zones highlighted in red. Labels indicate the following load assignments: <ul style="list-style-type: none"> $p\ 3pZ=-6.50$ (top surface) $p\ 3pZ=-2.00$ (top surface) $pZ=-1.00$ (side surfaces) $pZ=-1.40$ (bottom surface) $pZ=-1.00$ (bottom surface) A legend in the bottom right corner indicates: <ul style="list-style-type: none"> kPa (red square) kNm/m (blue square) Case: 5 (CCSI)

<p>Le vent avec une pression de 2 kN/m^2 Ce qui nous donnera une force de 2.4 kN/ml à appliquer sur les arcs et sur les poutres latérales.</p>	
<p>La température (20°C ; 30°C) appliquée sur tous les éléments de la structure</p>	 <p style="text-align: right; font-size: small;">Cas: 118 (T)</p>
<p>Le gradient thermique de 7°C à appliquer sur la dalle.</p>	 <p style="text-align: right; font-size: small;">Cas: 118 (GRADIENT)</p>

<p>Les charges A(l)</p>	<p>AL1</p>	
	<p>AL2</p>	
	<p>AL3</p>	

	Bc1	
Les charges Bc	Bc2	
	Bc3	

Les charges Bt	Bt1	
	Bt2	
La charge militaire MC120		



VI.4.2. Affectation des charges dynamiques

L'effort sismique résulte d'une translation d'ensemble : tous les points du sol se déplacent en phase.

Cette action est fonction de l'accélération de la zone. Donc, un spectre de réponse horizontal et vertical, sont utilisés pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

VI.4.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Comme on a vu précédemment et d'après le RPOA 2008, on rappelle que :

- L'ouvrage est de groupe 2.
- La zone sismique IIb avec une accélération : $A = 0.25$.
- Site de classe S3 (sol meuble).
- Un taux d'amortissement : $\xi = 5\%$.
- Pour le spectre de réponse élastique horizontale : $S = 1.2, T1 = 0.2, T2 = 0.5$.
- Pour le spectre de réponse élastique vertical : $T1 = 0.2, T2 = 0.4$

VI.4.2.2. Méthode de calcul

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure, elle se base sur un calcul dynamique multimodal spectral où la réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales. Quant aux modes significatifs, tous les modes qui ont une distribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte, autrement dit, la somme des masses modales effectives atteint pour les modes considérés au moins 90 %

de la masse totale du pont, ou bien 70 % à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

VI.4.2.3. Modèle dynamique de la superstructure

L'analyse du comportement dynamique de la superstructure est effectuée avec le logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant », sous les effets de l'action sismique dans ses trois directions Ex, Ey et Ez (spectre horizontal et vertical) et en introduisant les combinaisons d'action sismique tel que définie dans le chapitre III, afin de déterminer les périodes et les déplacements de la structure.

Remarque : Les appareils d'appuis introduits dans ce modèle seront dimensionnés aux chapitres suivants et ils sont caractérisés par une rigidité dynamique égale à 2.8 MN/m.

Le déplacement maximal de la superstructure a été inscrit pour la combinaison :

$$G + Ey + 0.3 Ex + 0.4 T$$

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, on obtiendra :

- Une période $T = 1.14$ s dans le sens longitudinal avec une participation de 75.91 % de la masse modale.
- Une période $T = 1.05$ s dans le sens transversal avec une participation de 45.28 % de la masse modale.

VI.4.3. Combinaisons d'actions statiques

Toutes les combinaisons avec les différents groupes de charge à considérer pour notre cas sont mentionné dans le tableau ci-dessous, ces dernières seront introduites manuellement une par une dans le logiciel de calcul

Tableau VI-2 : Les combinaisons d'actions.

Etat limite	Combinaisons
ELU	$1.35 G + 1.6 BC 1 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$
	$1.35 G + 1.6 BC 2 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$
	$1.35 G + 1.6 BC 3 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$
	$1.35 G + 1.6 BC 1 + 0.9 W$
	$1.35 G + 1.6 BC 2 + 0.9 W$
	$1.35 G + 1.6 BC 3 + 0.9 W$

	$1.35 G + 1.6 BT 1 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$ $1.35 G + 1.6 BT 2 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$ $1.35 G + 1.6 BT 1 + 0.9 W$ $1.35 G + 1.6 BT 2 + 0.9 W$ $1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$ $1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 W$ $1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$ $1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9 W$ $1.35 G + 1.6 Al 1 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$ $1.35 G + 1.6 Al 2 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$ $1.35 G + 1.6 Al 3 + 0.9 T + 0.75 \Delta\theta$ $1.35 G + 1.6 Al 1 + 0.9 W$ $1.35 G + 1.6 Al 2 + 0.9 W$ $1.35 G + 1.6 Al 3 + 0.9 W$
ELS	$G + 1.2 BC 1 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + 1.2 BC 2 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + 1.2 BC 3 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + 1.2 BT 1 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + 1.2 BT 2 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + 1.2 Al 1 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + 1.2 Al 2 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + 1.2 Al 3 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + MC120 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + D240 + 0.6 T + 0.5 \Delta\theta$ $G + W$ $G + T$ $G + \Delta\theta$

VI.5. LES RESULTATS

Les résultats obtenus par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2013 sont présentés dans les figures suivantes :

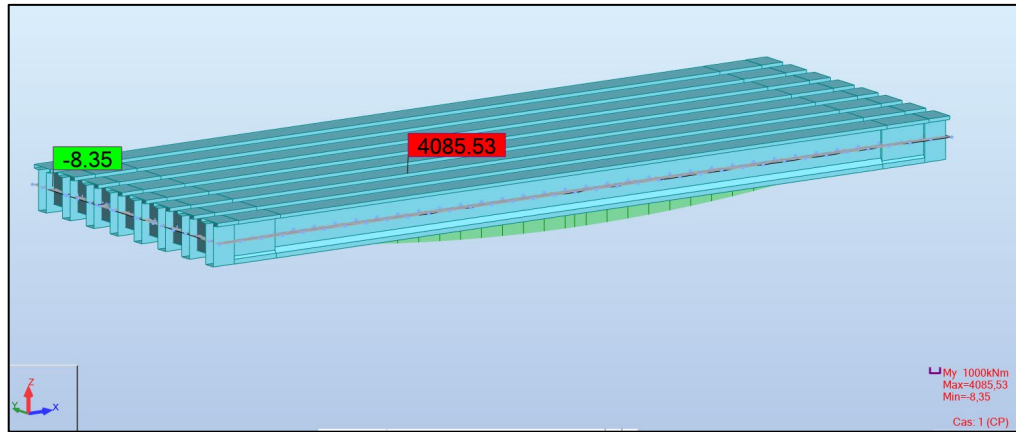


Figure VI-6 : Moment max sous l'effet du poids propre.

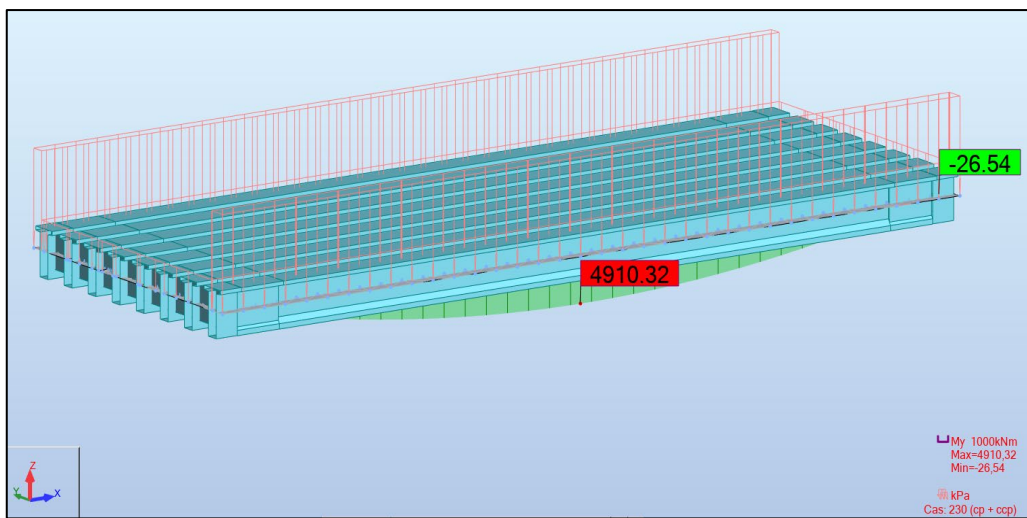


Figure VI-7 : Moment max sous l'effet des charges permanentes.

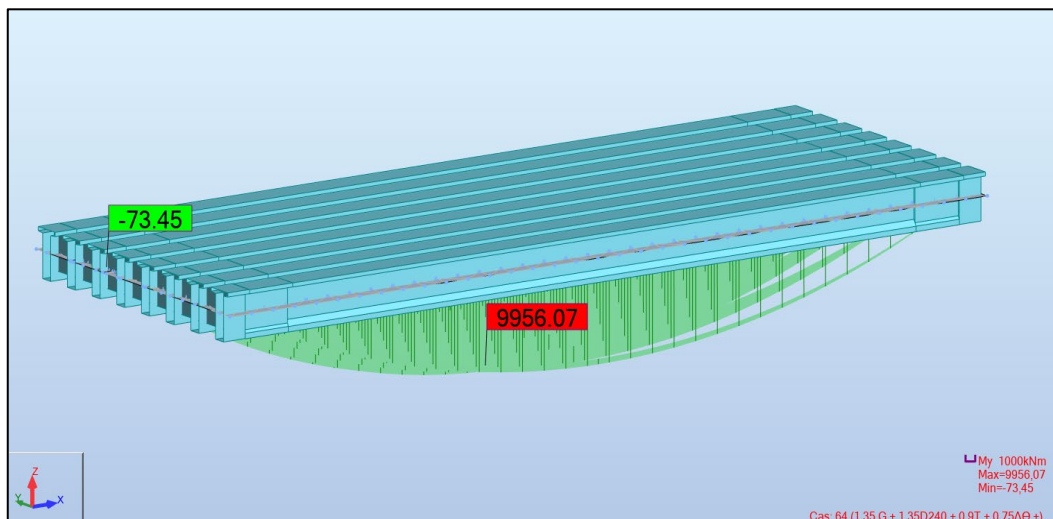


Figure VI-8 : Moment max sous la combinaison la plus défavorable (ELU).

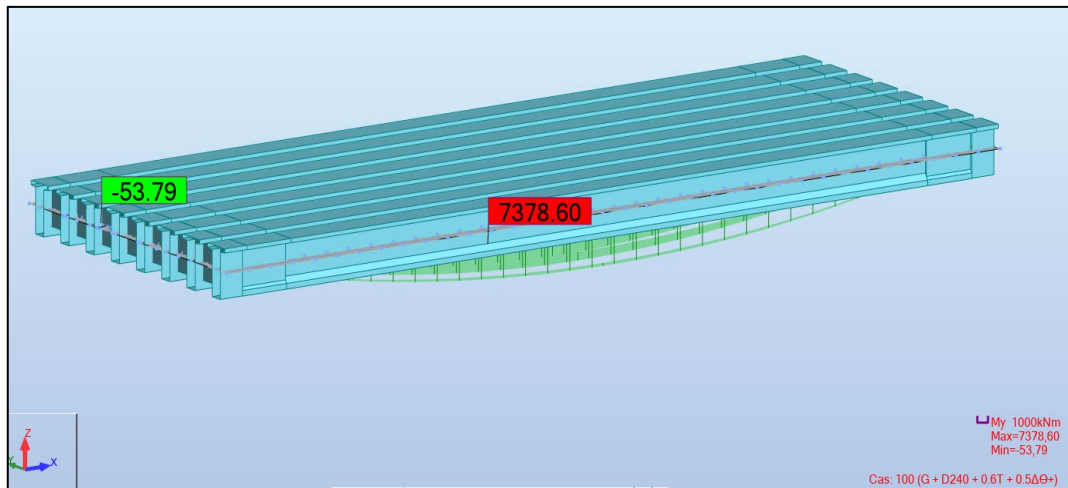


Figure VI-9 : Moment max sous la combinaison la plus défavorable (ELS).

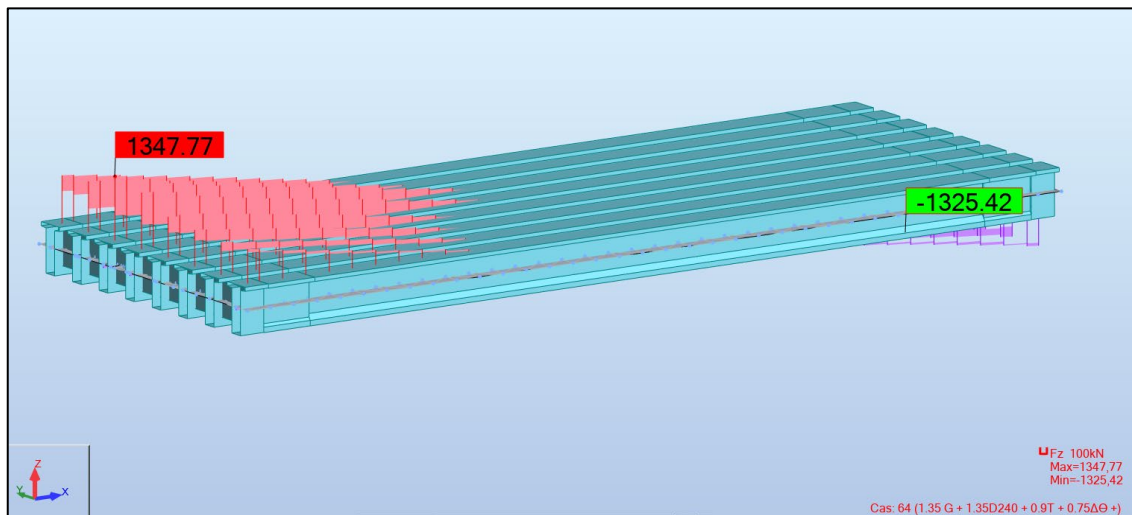


Figure VI-10 : Effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable (ELU).

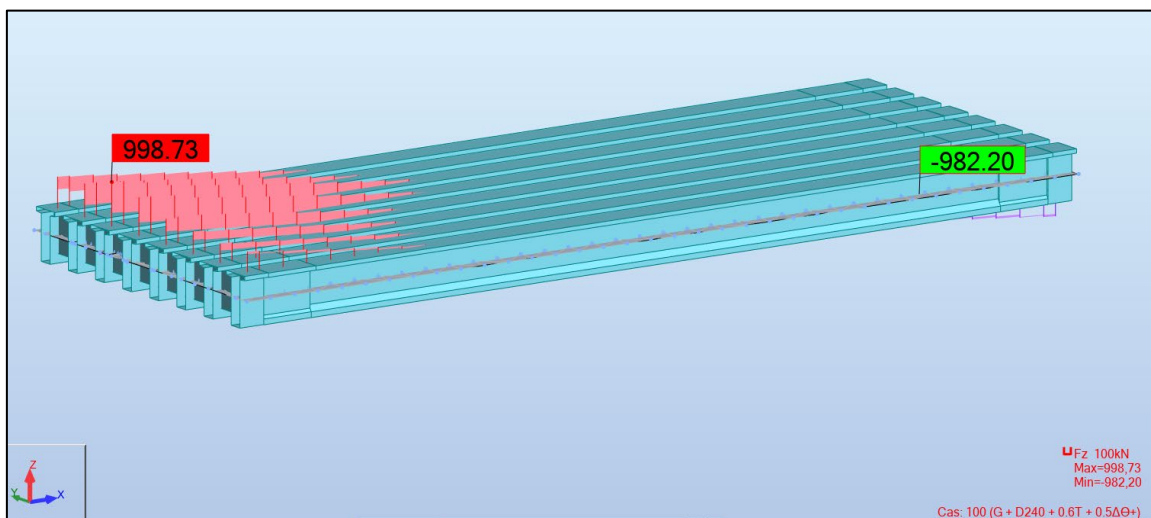


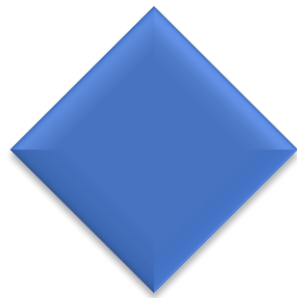
Figure VI-11 : Effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable (ELS).

VI.6. CONCLUSION

On est arrivé à déterminer les sollicitations agissant sur l'ouvrage grâce à la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

La modélisation numérique est devenue indispensable pour permettre de calculer les sollicitations agissant sur des structures complexes de manière rapide et exacte. Néanmoins, il faut garder a l'esprit que ce n'est qu'un outil de travail qui donne des résultats rapides que l'ingénieur doit toujours interpréter et analyser.

CHAPITRE VII
ETUDE
DE
LA PRECONTRAINTE



VII.1. INTRODUCTION

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles). Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

VII.2. DONNEES DE CALCUL

Tableau VII-1 : Les données de l'ouvrage.

H_{poutre}	$H_{\text{poutre+dalle}}$	L_{poutre}	$L_{\text{porté}}$	N_{poutres}	E_{dalle}	E_c	λ	$LT_{.cm}$	B_{About}
1.85 m	2.1 m	35 m	34 m	8	0.25 m	0.03 m	1.69 m	1.15 m	0.55 m

Tableau VII-2 : Les caractéristiques du béton.

	$F_{c\text{sup}}$	$F_{c\text{inf}}$	F_{t28}	σ_{bc}	σ_{bt}
La résistances (MPa)	35	27	2.7	21	-4.05

Tableau VII-3 : Les caractéristiques des sections.

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
$B \text{ (m}^2\text{)}$	1.12	1.54	0.72	1.14
$v' \text{ (m)}$	1.00	1.27	1.01	1.37
$v \text{ (m)}$	0.85	0.83	0.84	0.73
$I_G \text{ (m}^4\text{)}$	0.35	0.65	0.29	0.54
$i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	0.35	0.42	0.41	0.48
P	0.37	0.40	0.48	0.48

Tableau VII-4 : Les caractéristiques des câbles 12T15.

Cable	T15
Nbr Toron	12
Ap 1 Toron	140 mm ²
Ap 1 Toron (m ²)	0,00014 m ²
Ap (mm ²)	0,00168 m ²
Fprg	1770 MPa
F _{p0}	196,2 KN
F _{peg}	1593 MPa
D gaine	0,08 m
f	0,18 (rd ⁻¹)
φ	0,002 (m ⁻¹)
g	6 mm
μ ₀	0,43
ρ _{1000h}	2,5 %
Ep	190 000 MPa
fe	500 MPa
Sigma S	434,783 MPa

Tableau VII-5 : Les sollicitations calculées par logiciel.

	M _{gp}	M _{max}	M _{min}	V _{Max}	V _{min}
RESULTATS LOGICIEL	2.60 MN.m	7.38 MN.m	4.62 MN.m	1 MN	0.55 MN

VII.3. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre.....

- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs

VII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VII.4.1. Valeur minimale de la précontrainte en service

On détermine la valeur de la précontrainte minimale P_{min} tant que :

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

Tel que :

$$P \geq P1 = \frac{Ac \times V \times V'}{I \times (V + V')} \times (Mmax - Mmin)$$

$$P \geq P2 = \frac{Mmax}{\frac{I}{Ac \times V'} + V' - d'}$$

Tableau VII-6 : Calcul de PMIN.

Détermination de P _{MIN}			
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2.70 MPa	PI	2.71 MN
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4.05 MPa	PII	4.90 MN
d'	0.21 m	P _{MIN}	4.90 MN

VII.4.2. Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0.75 \times P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15S peut créer,

P_0 est estimé à 25 % de pertes. $P_0 = \min \{(0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\}$.

Tableau VII-7 : Détermination du nombre de câble.

$\Delta P_0 =$	25%
$P_0 =$	2.38 MN
$n \geq$	2.74 Câbles
Donc on opte pour 3 câbles de 12T15	

VII.5. PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les deux câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. La vérification a $x = L/2$, se fait selon les quatre phases suivantes :

- $\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{cj}$, en construction ;
- $\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{tj}$, Hors section d'enrobage - en construction ;
- $\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{tj}$, Section d'enrobage - en construction.
- $f_{cj} = j 4,76 + 0,83j f_{c28}$, Si $j < 28j$. Selon BAEL 99

Tableau VII-8 : Tableau Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
La mise en tension	50%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	5%	10%	15%	25%
$f_{cj} (MPa)$	23.18	35	35	35
$f_t (MPa)$	1.99	2.70	2.70	2.70

$\sigma_{bc} (MPa)$	13.91	21.00	21.00	21.00
$\overline{\sigma_{bt1}} (MPa)$	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\overline{\sigma_{bt2}} (MPa)$	-1.39	-1.89	-1.89	-2.70
N° câbles	3	3	3	3
$e_0 (m)$	0.80	0.80	1.16	1.16
$M (MN. m)$	2.60	2.60	4.06	7.38
$P (MN)$	3.39	6.42	6.07	5.35
$\sigma_{sup} (MPa)$	4.39	1.68	1.32	6.06
$\sigma_{inf} (MPa)$	5.14	17.75	12.82	1.73
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Interprétation :

- Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$
- Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Les hypothèses considérées (tension de câble, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

VII.6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VII.6.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant. Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi

limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

VII.6.2. Détermination du tracé

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$

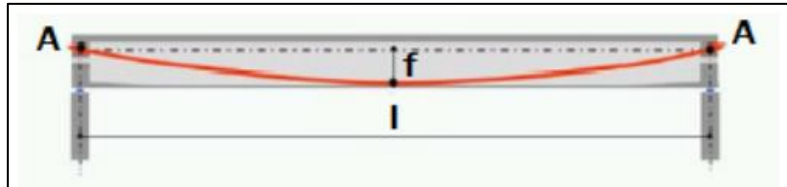


Figure VII-1 : Géométrie des câbles.

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

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.

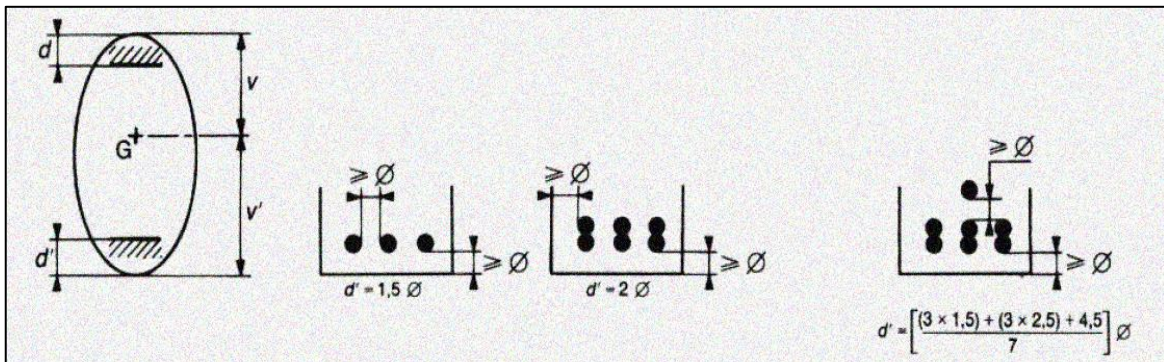


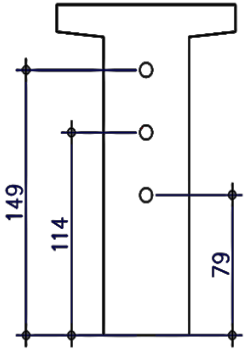
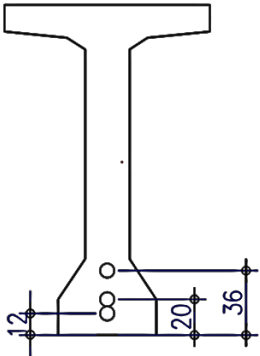
Figure VII-2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x = l/2$, tout en suivant la 3ème disposition des câbles.

- Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

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

Tableau VII-9 : Disposition des câbles sur les deux sections.

		X = 0	X = L/2
	Y_i (m)		
C1	0.79		Y_i (m) 0.12
C2	1.14		0.2
C3	1.49		0.36

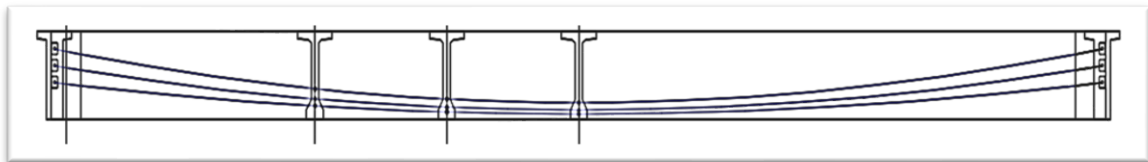


Figure VII-3 : Tracé des câbles.

- Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d’ancrage.
- L’angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l’équation :

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

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

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_M + \bar{V}}{P}\right)$$

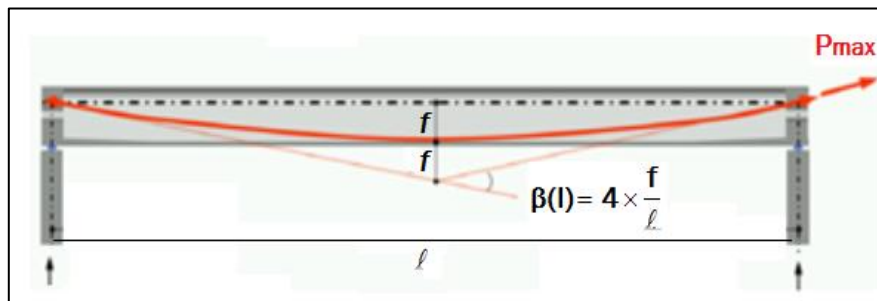


Figure VII-4 : L’angle de déviation des câbles.

L’optimum théorique de l’angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arcsin}\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right)$$

Avec :

- \bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8h$;
- \bar{T} : Contrainte tangentielle limité en état limite de service : $\bar{T} = [0,4 \times f_{ij} \times (f_{ij} + \sigma_x)]^{1/2}$;
- 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 : $B_n = B_{brute} - n \cdot B_{gaine}$;
- b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis : $b_n = b_o - n \times \varphi$;
- n : Nombre de gaines par lit ;
- b_o : Largeur brute ;
- B_{gaine} : Surface de la gaine ;
- $\varphi = 8 \text{ cm}$: Diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau VII-10 : Caractéristiques du tracé des câbles.

b_n	B_n	P	σ_x	\bar{T}	\bar{V}
0.47 m	1.52 m ²	5.35 MN	3.51 MPa	2.59 MPa	2.04 MPa

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 m à partir de son ancrage :

$$-11.26 \leq \alpha \text{ (}^\circ\text{)} \leq 29.00$$

$$\alpha_{C1} = 4.27^\circ \quad \alpha_{C2} = 6.00^\circ \quad \alpha_{C3} = 7.22^\circ$$

Tableau VII-11 : L'angle de déviation β .

N ^o câble	l (m)	α_{rel} (�)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x =0.12	x =1	x =17.5			
C1	33	4.27	0.79	0.72	0.12	0.60	228.65	0.072
C2	33	6.00	1.14	1.03	0.20	0.83	163.04	0.101
C3	33	7.22	1.49	1.36	0.36	1.00	135.68	0.122

VII.6.3. Calcul des pertes

VII.6.3.1. Pertes de tension instantanées

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

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton. La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$.

➤ **Pertes par frottement**

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

- σ_{p0} : La tension à l'origine ;
- e : La base des logarithmes népériens ;
- f : Coefficient de frottement en courbe (rd-1) ;
- β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
- φ : Coefficient de frottement en ligne (m-1) ;
- x : La distance de la section considérée (m) ;

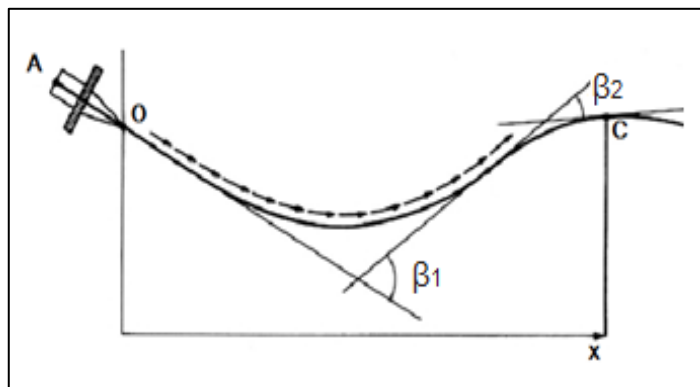


Figure VII-5 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-12 : Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (%)
C1	17.5	0.072	0.048	66.35	72.68	5.13%
C2	17.5	0.101	0.053	73.38		
C3	17.5	0.122	0.057	78.31		

➤ **Pertes dues au recul d'ancrage**

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

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

Avec :

- $K(x)$: En fonction de l'abscisse x : $k = f \times \beta \ell + \varphi$;
- ℓ : Longueur de la moitié de la poutre ;
- d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} K}}$;
- g : Intensité du recul d'ancrage, g = 6mm .

Tableau VII-13 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_p$ (l/2) (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (0) (MPa)
C1	17.5	0.0027	17.13	0	133.07
C2	17.5	0.0030	16.27	0	140.13
C3	17.5	0.0033	15.74	0	144.88

➤ **Pertes par déformation instantanée du béton**

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

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

Avec :

- σ_{bi} : contrainte parabole du béton : $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{p \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$;
- P : Effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi Moy})$;
- A_p : Section du câble de précontrainte ;
- E_p : Module d'élasticité de l'acier ;
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;
- e : Excentricité moyenne des câbles ;
- M_p : Moment du au poids propre de la poutre ;
- I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-14 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

M_g (MN)	E_{ij} (MPa)	e (m)	B (m ²)	I_G (m ⁴)	σ_{bi} (MPa)	σ_e (MPa)	σ_e
2.60	35981.73	0.79	0.72	0.29	16.71	44.11	3.12 %

VII.6.3.2. Pertes différées

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma d(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée : $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pr}(x)$.

➤ **Pertes par retrait**

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\xi_r [1 - r(t_0)]$, avec :

- ξ_r : Retrait final, $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$;
- $r(t)$: Loi d'évolution du retrait en fonction du temps ;
- La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx EP \times \xi_r$;

Application Numérique :

$$EP = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r \approx 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2.68 \%$$

➤ **Perte par fluage**

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5\sigma_b(x) \times \frac{EP}{E_{ij}}$$

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

j : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-15 : Valeur des Pertes par fluage.

M_p (MN.m)	I_{nette} (m ⁴)	B (m ²)	V' (m)	e_0 (m)	P (MN)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
4.62	0.5427	1.14	1.369	1.14	6.55	11.77	155.37	10.97

➤ **Perte par relaxation**

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

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

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

- ρ_{1000} (%) : Relaxation garantie à 1 000 heures ;
- μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-16 : Pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p$	59.25 MPa
$\Delta\sigma_p$	4.18 %

VII.6.3.3. Pertes totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

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

Tableau VII-17 : Pertes totales.

$\Delta\sigma_{Inst}$	116.79 MPa	8.25 %
$\Delta\sigma_{Diff}$	242.72 MPa	17.14 %
$\Delta\sigma_{\infty} =$	359.54 MPa	25.39 %

VII.6.4. Vérification des contraintes

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

VII.6.4.1. Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VII-18 : Limitation des contraintes.

j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma}_{bcj}$	21 MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4.05 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.89 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2.7 MPa	Q.Rares
j ≥ 7 jours	$\overline{\sigma}_{bcj}$	13.91 MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-2.99 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.39 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.99 MPa	Q.Rares

VII.6.4.2. Caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel Autocad 2016.

Tableau VII-19 : Caractéristiques nettes des sections.

	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)	1.85	2.10	1.85	2.10	1.85	2.10	1.85	2.10
Bnette (m ²)	1.10	1.52	0.702	1.124	0.702	1.124	0.702	1.124
v _n (m)	0.852	0.831	0.826	0.719	0.822	0.716	0.821	0.715
v' _n (m)	0.998	1.269	1.024	1.382	1.028	1.380	1.029	1.380
InG (m ⁴)	0.353	0.647	0.289	0.530	0.286	0.520	0.285	0.523
ρ (%)	37.71	40.24	48.68	47.45	48.19	47.07	47.98	46.92

VII.6.4.3. Justifications de la poutre a l'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

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

$$P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P ; P0 = 2,66 MN$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-20 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	d _{x=0.5}	d _{x=L/4}	d _{x=3L/8}	d _{x=L/2}
Phase 1	3	50	4.12	3.52	3.32	1.10	0.46	0.28	0.23
Phase 2	3	100	8.25	6.81	6.29	1.10	0.46	0.28	0.23
Phase 3	3	100	12.53	6.56	5.92	1.10	0.46	0.28	0.23
Phase 4	3	100	25.39	5.83	4.82	1.10	0.46	0.28	0.23

VII.6.4.4. Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante : $\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 \times M}{I_n} y$$

Avec :

- P : Effort de précontrainte.
- B_n : Surface nette de la section considérée.
- I_n : Inertie nette de la section considérée.
- e₀ : Excentricité du câble de précontraint moyen.
- M : Moment extérieur.
- y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-21 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

	Phase 1				Phase 2			
	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)	-0,10	0,57	0,74	0,80	-0,10	0,57	0,74	0,80

M_{EIS}		0,00	1,92	2,43	2,60	0,00	1,92	2,43	2,60
P1 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,81	6,81	6,81	6,81
P2 (MN)		3,32	3,32	3,32	3,32	6,29	6,29	6,29	6,29
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,49	6,99	7,50	0,00	5,49	6,99	7,50
	σ_{inf}	0,00	-6,81	-6,34	-9,41	0,00	-6,81	-8,74	-9,41
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,04	-0,70	-2,52	-3,14	7,81	-1,35	-4,87	-6,06
	σ_{inf}	2,21	12,11	14,44	15,24	4,28	23,41	27,92	29,47
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,81	-0,66	-2,37	-2,96	7,21	-1,25	-4,50	-5,60
	σ_{inf}	2,09	11,42	13,62	14,37	3,95	21,62	25,78	27,21
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4,04	4,78	4,47	4,36	7,81	4,13	2,12	1,44
	σ_{inf}	2,21	5,31	8,10	5,84	4,28	16,61	19,18	20,06
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,81	4,82	4,61	4,54	7,21	4,23	2,49	1,90
	σ_{inf}	2,09	4,61	7,28	4,96	3,95	14,82	17,04	17,81

Tableau VII-22 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

	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)	0,17	0,93	1,10	1,16	0,17	0,93	1,10	1,16	
M_{EIS}	0,00	2,99	3,79	4,06	0	5,56	6,93	7,38	
P1 (MN)	6,56	6,56	6,56	6,56	5,83	5,83	5,83	5,83	
P2 (MN)	5,92	5,92	5,92	5,92	4,82	4,82	4,82	4,82	
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,06	5,18	5,56	0,00	7,54	9,46	10,10
	σ_{inf}	0,00	-7,80	-10,00	-10,76	0,00	-14,50	-18,28	-19,55
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,86	-2,40	-4,02	-4,57	2,54	-2,14	-3,57	-4,06
	σ_{inf}	6,52	21,68	24,88	25,97	5,79	19,26	22,10	23,07
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,58	0,39	-0,42	-4,12	4,93	0,74	-0,80	-3,35
	σ_{inf}	5,88	19,56	22,44	23,43	4,79	15,92	18,27	19,07
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,86	1,65	1,16	0,99	2,54	5,41	5,89	6,05
	σ_{inf}	6,52	13,88	14,88	15,22	5,79	4,76	3,82	3,52
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,58	4,45	4,75	1,44	4,93	8,29	8,67	6,75
	σ_{inf}	5,88	11,76	12,45	12,67	4,79	1,42	-0,01	-0,48

VII.6.4.5. Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de

l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_v [f_v + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_t}{f_{ej}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x < 0.4 \cdot f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$; donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

- τ : Contrainte tangentielle ;
- σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

➤ **Détermination de la contrainte normale « σ_x »**

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

- P : Effort de précontrainte.
- B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-23 : Effort de précontrainte.

		Pcos α		Psin α
P1	1,77	1,77		0,13
P2	1,77	1,77		0,19
P3	1,77	1,76		0,22
Somme		5,30	0,54	

➤ **Détermination de la contrainte tangentielle « τ »**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} - S_n(y)}{I_n \times b_n}, \text{ avec : } v_{red} = v_{cor} - \sum P_i \sin \alpha$$

Avec :

- V_{red} : Effort tranchant réduit ;
- S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).

- b_n : Largeur nette de la section.
- I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-24 : Contrainte tangentielle « τ ».

B_n	1.52	V_{ser} (MN)	1.00	I_n (m ⁴)	0.65
σ_x (MPa)	3.48	V_{red} (MN)	0.46	b_n (m)	0.47
τ_1 (MPa)	2.33	S_n (m ³)	0.51	τ (MPa)	0.77

On constate que $\tau = 0.77 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.33 \text{ MPa}$. Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VII.6.4.6. Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL)

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

Avec :

- 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.

D'où :

$$A_s = 4.08 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3 HA 14.

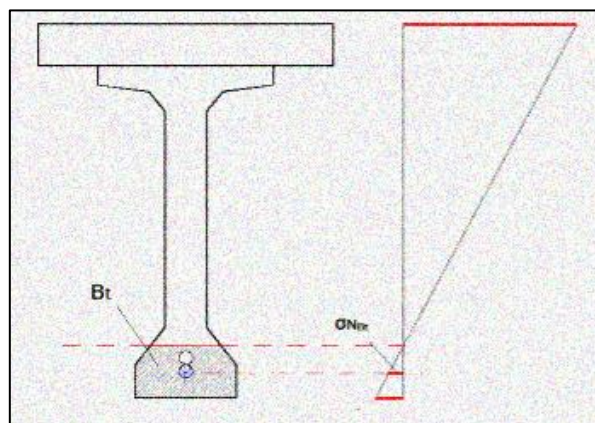


Figure VII-6 : Diagramme des contraintes à mi travée.

VII.6.4.7. Justifications de la poutre a l'ELU

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

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

D'où :

- σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G.
- $\sigma_x = P/B_n$;
- τ_u : Contrainte tangentielle ultime.

$$\tau = \frac{V_{u,red} - S_n(y)}{I_n \times b_n}$$

Tableau VII-25 : Détermination l'angle β_u .

V_{ult}	1.32 MPa	I_n	0.65 m ⁴	σ_x	3.48 MPa
V_{red}	0.78 MPa	b_n	0.47 m	τ_u	1.31 MPa
S_n	0.51 m ³	B_n	1.52 m ²	β_u	18.50 °

On prend : $\beta_u = 30^\circ$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times Y} \geq \left[\tau_u - \frac{f_t}{3} \right] \times tg \beta_u$$

- Avec :
 - A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
 - s_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre. f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - $\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
 - b_n : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.027 m$$

Le pourcentage minimum a disposé :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.027 \text{ cm/m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement 20. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

1.31 < 5.83 => La condition est vérifiée.

VII.6.5. Armature passif transversale des poutres

VII.6.5.1. Armature de peau

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$$A_{min} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre} \end{array} \right.$$

$$0.1\%B = 0.001 * 7170 = 7.17 \text{ cm}^2.$$

On choisit une armature de 5HA14 avec un espacement de 25 cm.

Pour la section d'about :

$$0.1\%B = 0.001 * 11165 = 11.165 \text{ cm}^2$$

On choisit une armature de 6HA16 avec un espacement de 25 cm.

VII.6.5.2. Ferrailage de cadre

Ces cadres sont destinées à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenue en croisant les aciers dans l'âme, on choisit un cadre HA12.

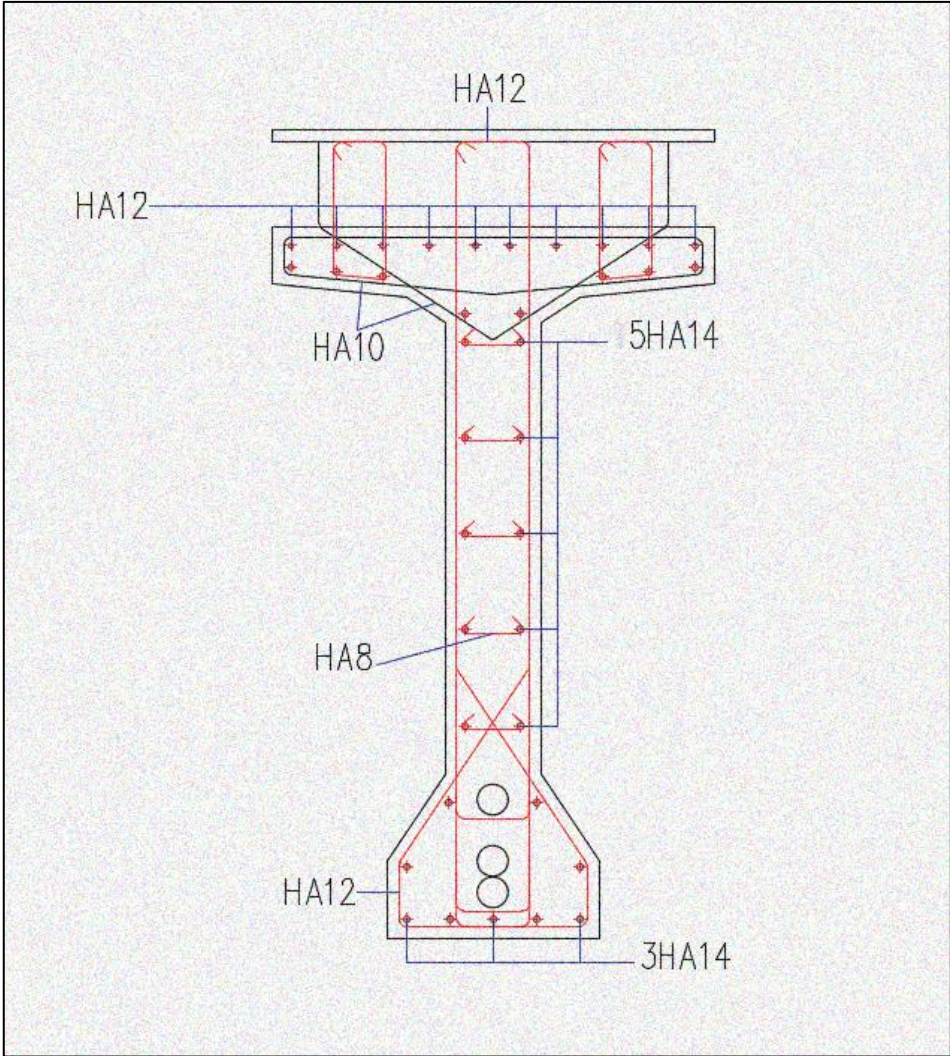


Figure VII-7 : ferrailage de la poutre médiane.

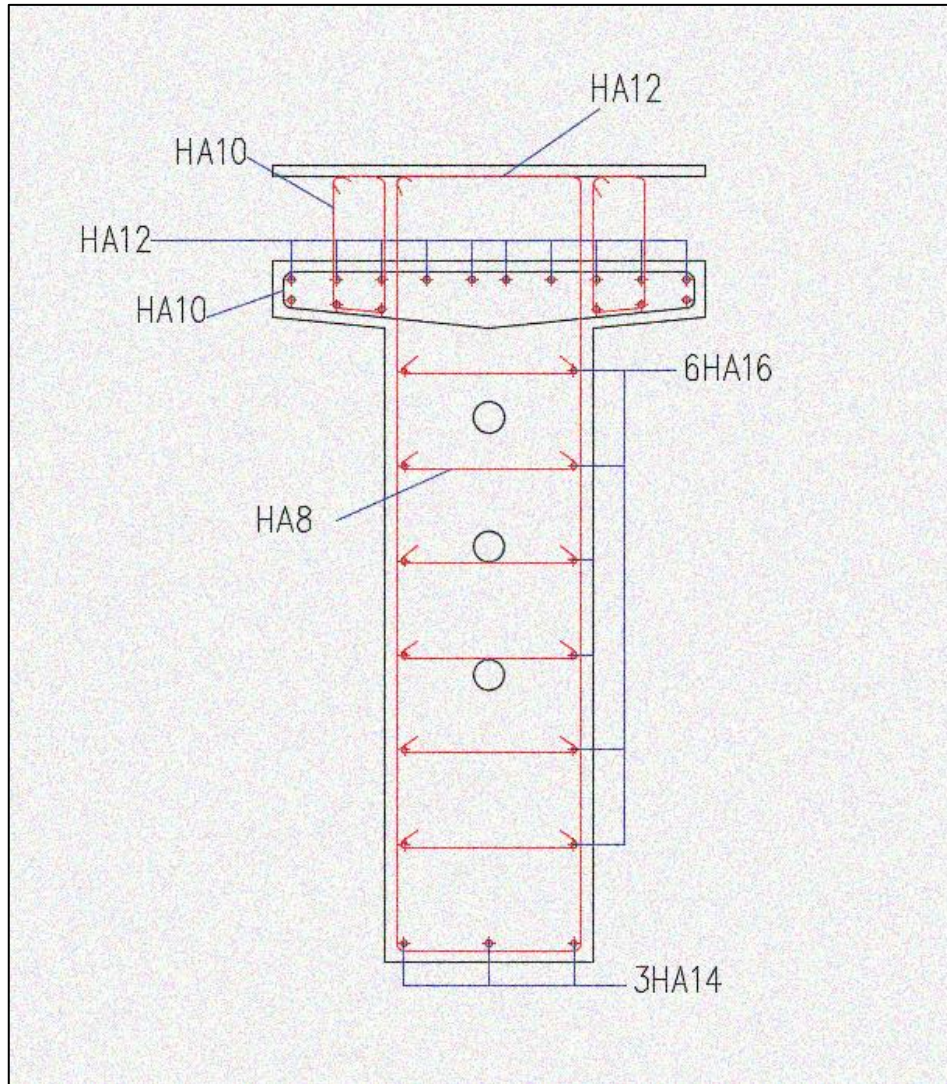
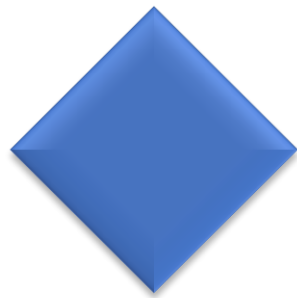


Figure VII-8 : Ferrailage de la poutre d'about.

VII.7. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante. Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VIII
ETUDE
DU
TABLIER



VIII.1. INTRODUCTION

La dalle d'un pont à poutre est un élément de structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau, ainsi les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

VIII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (flèche de la précontrainte).

➤ Flèche due au poids propre

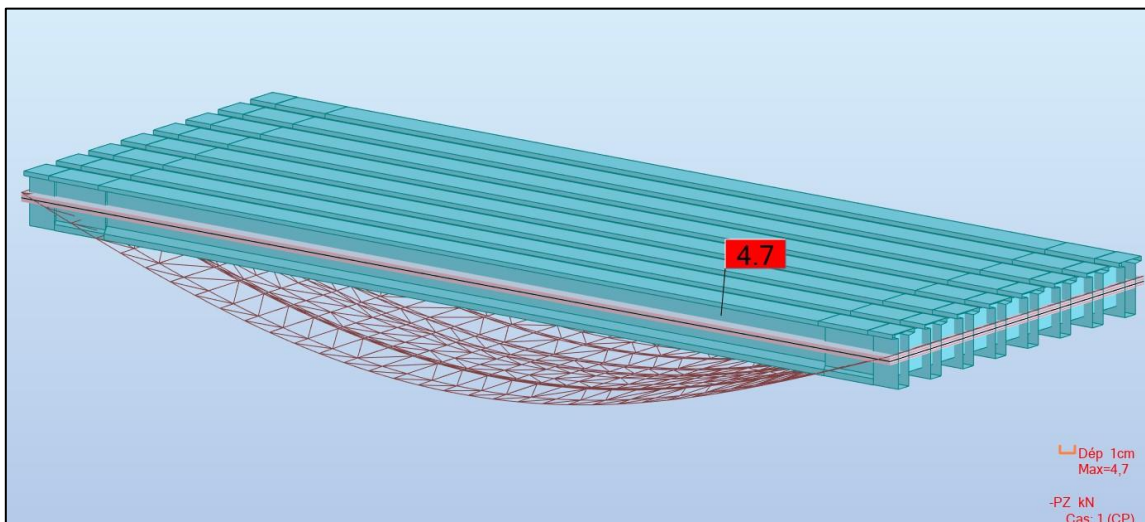


Figure VIII-1: Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à :

$$f_G = 4.7 \text{ cm}$$

➤ La flèche de la précontrainte

Données de calcul :

- P Câble moy = 6.81 MN (mise en tension a 100 %)
- $e_0 = 0.1 \text{ m}$
- $e_1 = -0.8 \text{ m}$

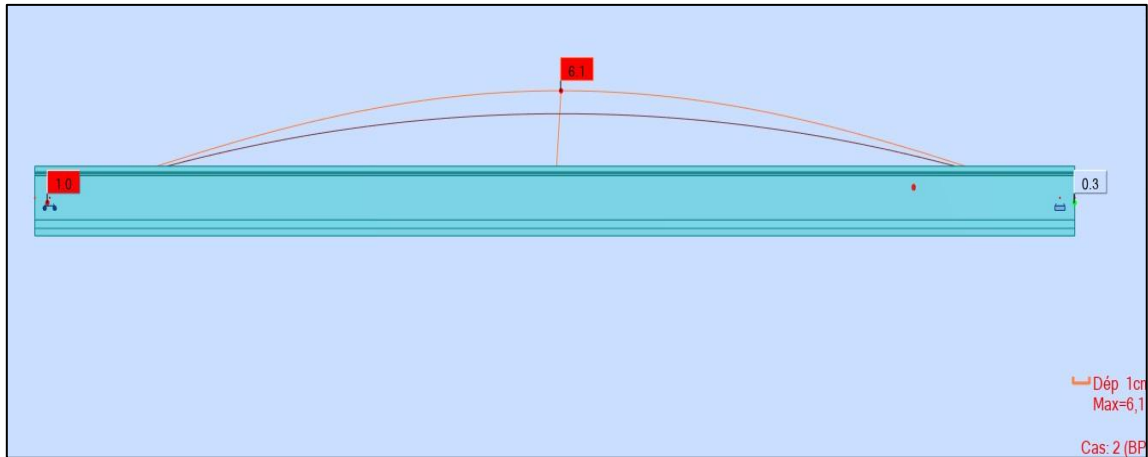


Figure VIII-2 : La flèche max de la précontrainte de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les trois câbles) est égale à :

$$f_p = - 6.1 \text{ cm}$$

➤ **Flèche de construction**

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (6.1 - 4.7) = 1.05 \text{ cm} \rightarrow f_c = 1.05 \text{ cm}$$

➤ **Flèche maximale à ELS**

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

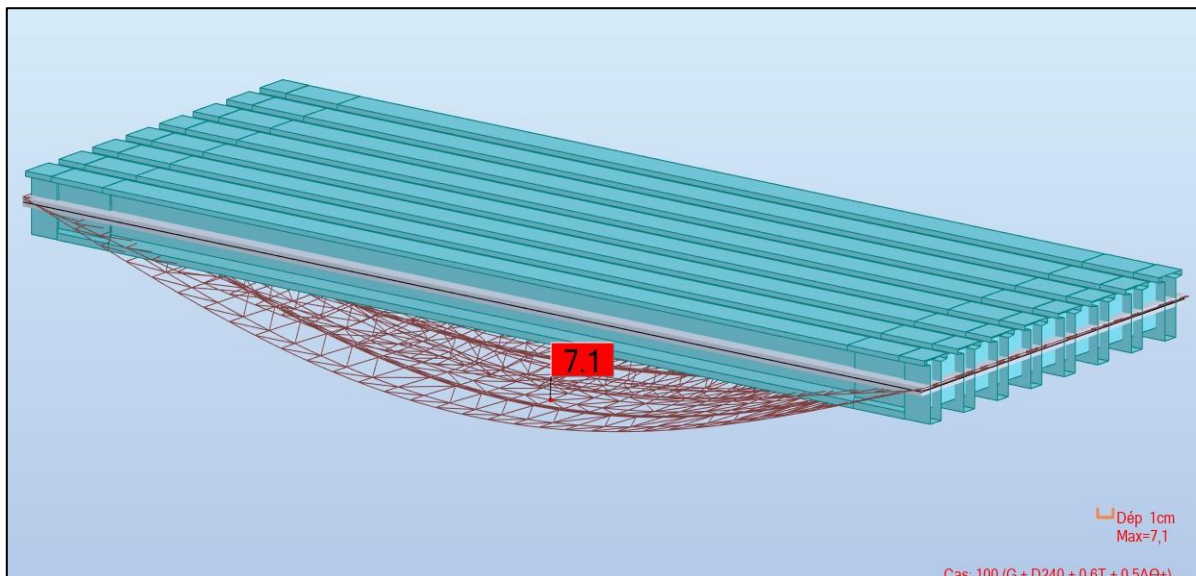


Figure VIII-3 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à :

$$f_{ELS} = 7.1 \text{ cm}$$

➤ Flèche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f = 2.05 \text{ cm}$$

La flèche admissible : ($L/500 = 7 \text{ cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée (2.05 cm)

VIII.3. ETUDE DE L'HOURLDIS

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts.
- Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VIII.3.1. Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- Largeur : 13.25m
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VIII.3.2. Evaluation des efforts

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m (On va déterminer le ferrailage d'une section rectangulaire par 1ml et on va généraliser sur la longueur de l'hourdis), les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

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 de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU)

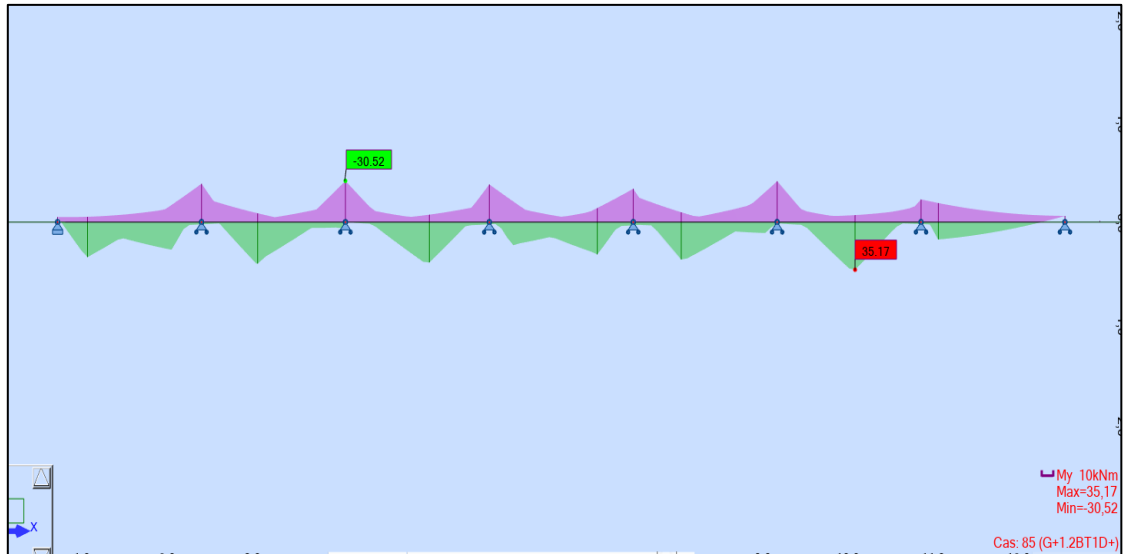


Figure VIII-4 : Moment -Dalle ELS.

Donc les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : $M_{ELS} = 30.52 \text{ KN.m}$;
- Fibre inférieure : $M_{ELS} = 35.17 \text{ KN.m}$.

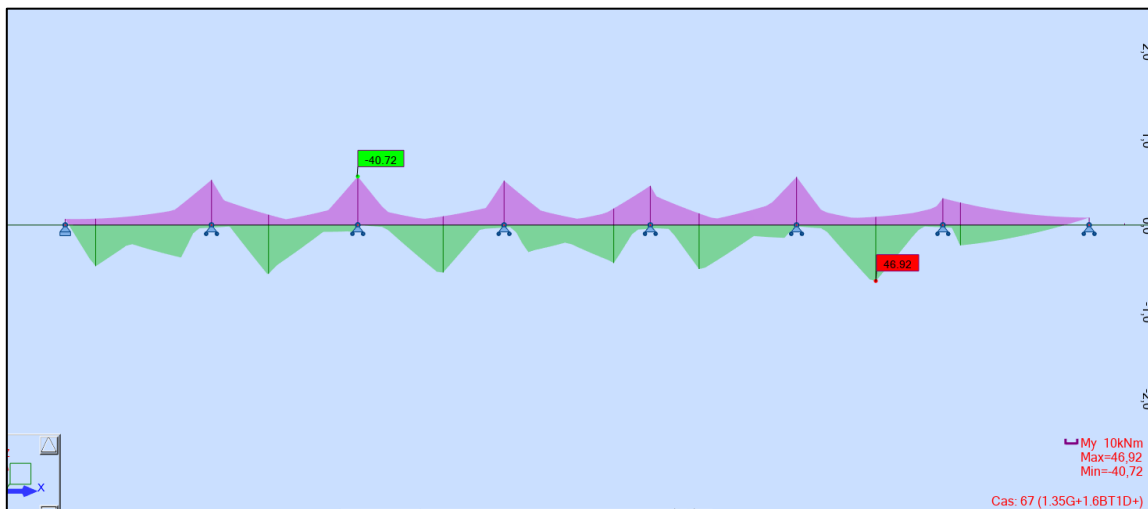


Figure VIII-5 : Moment -Dalle ELU.

Les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure : $M_{ELU} = 40.72 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{ELU} = 46.92 \text{ KN.m}$

VIII.3.3. Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VIII.3.3.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui)

- Armature transversale : $A_s = 4.8 \text{ cm}^2$;

On opte pour 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale de construction : Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s On opte pour 6HA10 ($A_s = 4.71 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.3.2. Ferrailage nappe inférieure (mi- travée)

- Armature transversale : $A_s = 5.6 \text{ cm}^2$;

On opte pour 5HA12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale de construction : Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s On opte pour 6HA10 ($A_s = 4.71 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

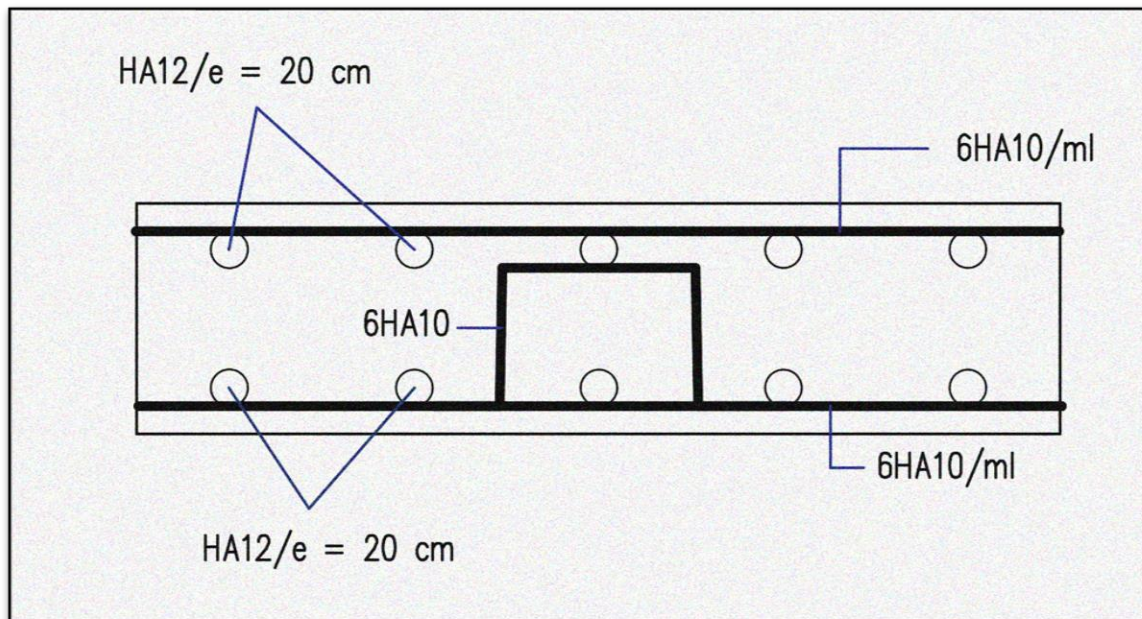


Figure VIII-6 : Ferrailage de la dalle.

VIII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.4.1. 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 vérynage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

- Ferrailage sous l'action des charges d'exploitation :

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts majeurs dans les entretoises. Le ferrailage nécessaire est donc peu important. A

cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

VIII.4.2. Ferrailage sous l'effet d'un vérinage du tablier

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 4 points de vérinage par entretoise.

VIII.4.3. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 4 appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{\text{Tablier}} = 275.10 \text{ KN/ml}$.

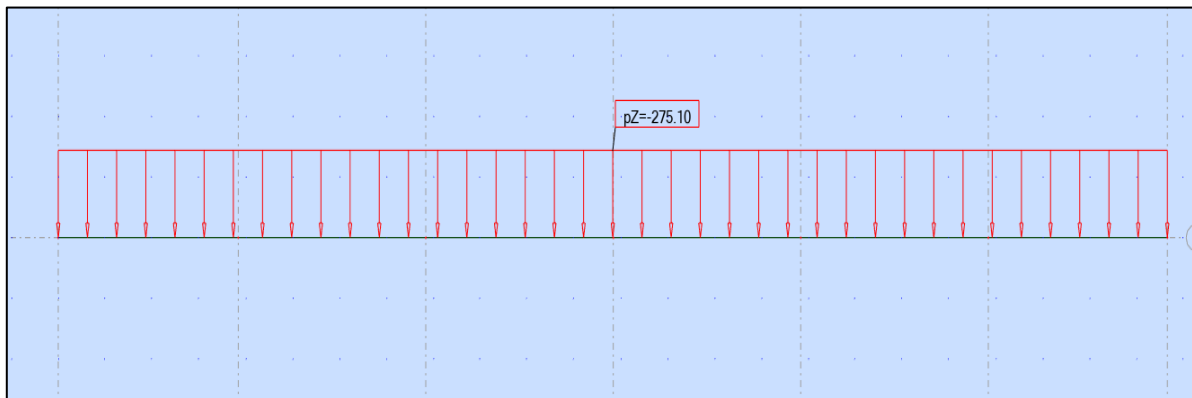


Figure VIII-7 : Modélisation de l'entretoise.

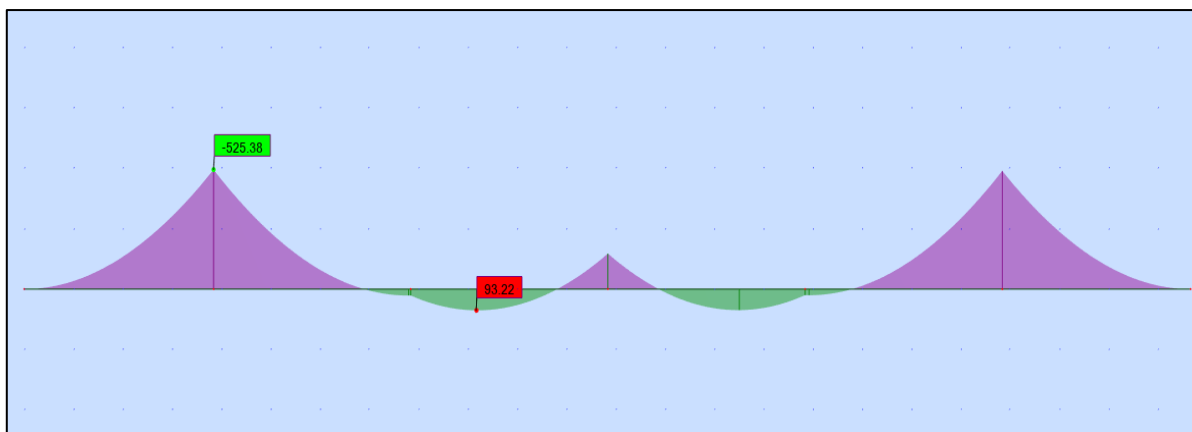


Figure VIII-8 : Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise.

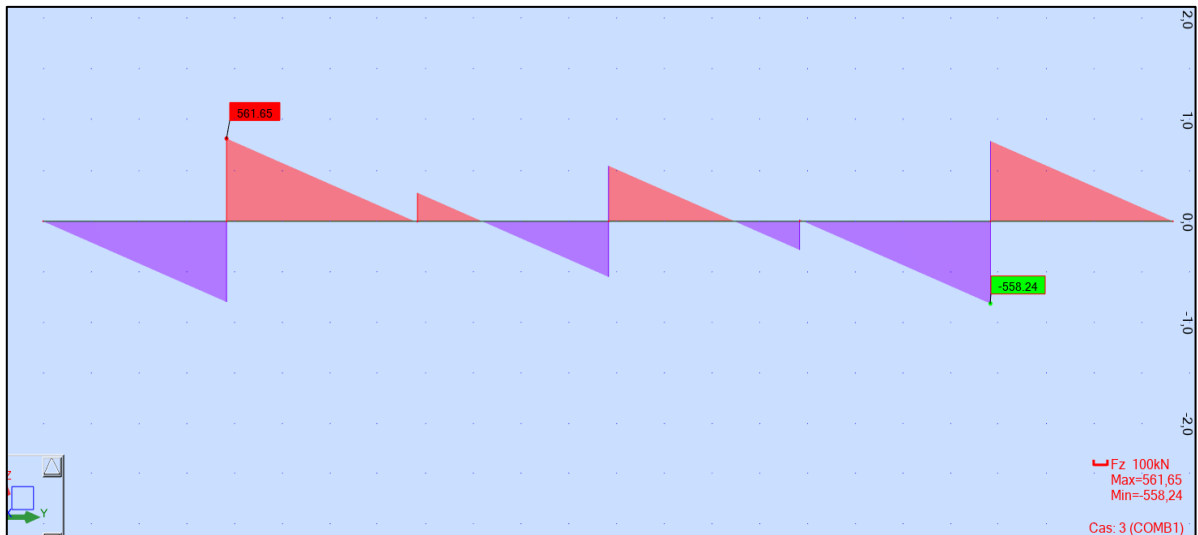


Figure VIII-9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

VIII.4.4. Ferrailage d'entretoise

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

Tableau VIII-1 : Le ferrailage d'entretoise

Armature		Effort (KN)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	525.38	8.7	6HA14	10 cm
	Nappe inf	93.22	4.2	3HA14	10 cm
Transversale	Nappe sup	561.65	2.8	HA12	15 cm
	Nappe inf	558.24	3.39	HA12	
Armature de peau		-	> 3 cm ² /ml	HA12	15 cm

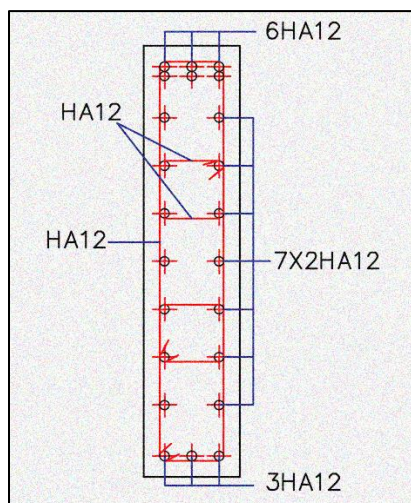


Figure VIII-10 : Ferrailage de l'entretoise.

VIII.5. EQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.5.1. Appareil d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

VIII.5.1.1. Choix de type d'appareil d'appuis

La norme NF EN 1337-5 publiée par SETRA présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

VIII.5.1.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis

Selon Guide Technique SETRA.

➤ Aire l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

- a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
- b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
- R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU ($R_{max} = 1.66 \text{ MN}$) ;
- σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max} .

D'où : $a \times b \geq 830 \text{ cm}^2$

On prendra $a = 300 \text{ mm}$ et $b = 300 \text{ mm}$

➤ Epaisseur de l'appareil d'appui T

Respectant la condition de non flambement :

$$a/10 \leq \text{L'épaisseur de caoutchouc} \leq a/5$$

$$\text{On a : } 30.00 \text{ mm} \leq T \leq 60.00 \text{ mm}$$

➤ Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} + \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 18.44 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 8.33 \text{ MPa} \times m^{-1}$$

σ_e : Contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

D'où : $t_s = 2.83 \text{ mm}$

On prendra :

- Feuillet d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$.
- Frettes métalliques de : $t_s = 3 \text{ mm}$.
- Enrobage des chants : 4 mm .
- Enrobage extérieur : 5 mm .

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau VIII-2 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs (mm)
A	300
B	300
t_i	10
t_s	3
Enrobage des chants	4
Enrobage extérieur	5
T_b	52
T_q	40

VIII.5.1.3. Vérification des appareils d'appuis

➤ Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa .

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b}; N = 1.66 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 18.44 \leq 20 \text{ MPa}$$

➤ Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$

$$\text{Avec : } P_c = \frac{4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d}{h} \quad \text{et} \quad S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)}$$

- γ_s : Le coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 3 P_u$: La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- P_c : La charge critique de flambement.
- B : L'aire nominale de l'appui.
- d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;
- h : La hauteur totale de l'appareil d'appui.
- S : Le facteur de forme.
- h_c : Epaisseur totale du caoutchouc.
- t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application Numérique :

$$S = 7.50$$

$$P_c = 6.08 \text{ MN}$$

$$P_u = 1.66 \text{ MN}$$

$\gamma_s \cdot P_u = 4.98 \leq P_c = 6.08 \text{ MN}$ Alors la condition est vérifiée.

➤ **Limitation de la distorsion**

On doit vérifier : $\delta_c > \delta = d/T_b$

On a $p = P_u/P_c = 0.27 \text{ MN} > 0.25$ alors $\delta_c = 1.4 (1-2p) = 0.63$

$\delta_c > \delta = d/T_b = 30 / 52 = 0.58$ donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la condition de non glissement**

On vérifie l'inégalité suivante : $H < f \cdot N$

Avec :

- H : Effort horizontal
- N : Effort de compression vertical $f = 0.10 + 0.6 \sigma_m$

• Application Numérique :

Pile : $N = 0.89 \text{ MN}$.

$\sigma_m = 9.87 \text{ MPa}$. D'où $f = 0.16$

$0.33 < 0.86 \times 0.16 = 0.14 \text{ MN}$.

Culée : $N = 0.86 \text{ MN}$.

$\sigma_m = 9.60 \text{ MPa}$. D'où $f = 0.16$

$0.40 < 0.86 \times 0.16 = 0.14 \text{ MN}$.

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.5.2. Dé d'appuis

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

VIII.5.2.1. Dimensionnement du dé d'appuis

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

On suppose $h = 0.1$ m

$$a1 \geq a + h/2 \quad a1 \geq 35 \text{ cm}$$

$$b1 \geq b + h/2 \quad b1 \geq 35 \text{ cm}$$

On prend : $a1 = b1 = 40$ cm

VIII.5.2.2. Ferrailage du dé d'appuis

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

➤ Les armatures de chaînage

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

$$A_c = 0.25 \times \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_c = 0.25 \times \frac{1.66}{434.78} = 9.5 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA16

➤ Les armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = 0.125 \times \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_h = 0.125 \times \frac{1.66}{434.78} = 4.8 \text{ cm}^2$$

On prend 5 HA12

➤ Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_h = 0.04 \times \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_h = 0.04 \times \frac{1.66}{434.78} = 1.53 \text{ cm}^2$$

On prend 2HA10

➤ **Frette inférieure**

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

$$A_h = 0.1 \times \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_h = 0.1 \times \frac{1.66}{434.78} = 3.81 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12

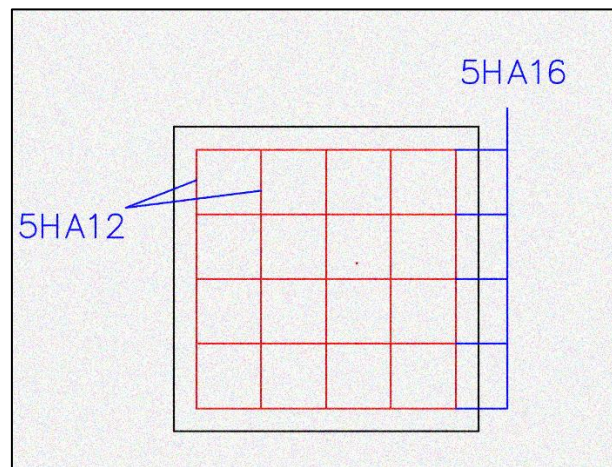


Figure VIII-11 : Le vue en plan de ferrailage du dé d'appui.

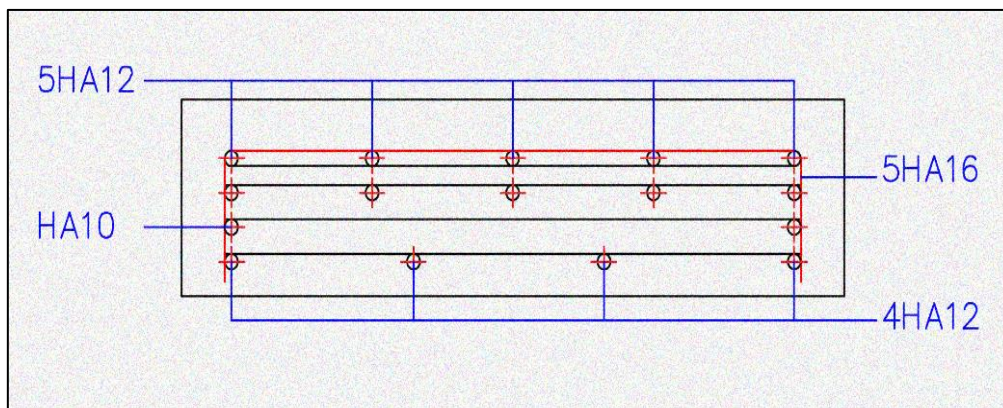


Figure VIII-12 : La coupe longitudinale de ferrailage du dé d'appui.

VIII.5.3. Joint de chaussée

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = WD + 0.3WT + Ws/3$$

Avec :

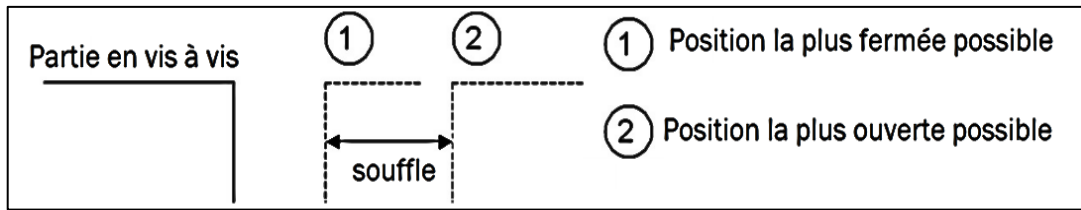


Figure VIII-13 : Souffle de joint de chaussée.

- W : souffle total du joint.
- W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) (0.94cm).
- W_T : souffle thermique (0.42 cm).
- W_s : souffle sismique ($W_s = 10.5$ cm).

Les souffles W_T , W_D , W_s sont calculés dans le chapitre IX.

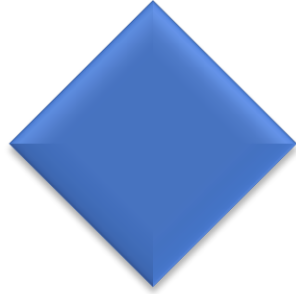
Donc : $W = 4.6$ cm

On a choisi un joint de chausse de type WD 60.

IX.7. CONCLUSION :

Un bon dimensionnement du tablier et ses équipements est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre.

CHAPITRE IX
ETUDE
SISMIQUE



IX.1. INTRODUCTION

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le mauvais dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. D'une part, cela exige une liaison efficace entre la fondation et la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX.2. ETUDE SISMIQUE

IX.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008, les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 2eme groupe.
- Le sol est de catégorie S3 (site moyennement meuble).
- L'ouvrage est classé en zone IIb (moyenne sismicité).
- L'accélération de zone $A= 0.25$

IX.2.2. L'Analyse sismique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale ou par la méthode du spectre de réponse.

On a fait les calculs par la méthode spectrale monomodale après on a vérifié les résultats avec la méthode du spectre de réponse.

IX.2.3. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal, les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée a condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

IX.2.3.1. Domaine d'application

Cette méthode est applicable pour les ponts à poutres préfabriquées, elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- 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 (fut et chevêtre).

On doit vérifier la condition suivante : $M_{pile} \leq 0.43 M_{tablier}$

Application numérique : $M_{tablier} = 29244 \text{ KN}$

$M_{pile} = 11202.76 \text{ KN}$

$11202.76 < 12574.91 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- 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

Ouvrage droit \Rightarrow condition vérifiée

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

On a un angle de 5 grades < 30 grades \Rightarrow Condition vérifiée

- La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Dans notre cas l'ouvrage est symétrique alors la condition est vérifiée

IX.2.3.2. Méthodes d'analyse

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions. Dans chacune des directions, il y a lieu de considérer le mode fondamental sur lequel on reporte la totalité de la masse vibrante.

IX.2.3.2.1. Séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne 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

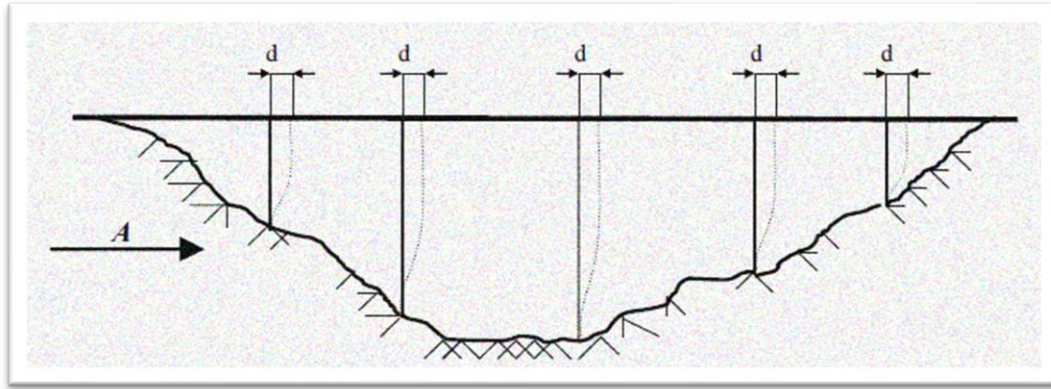


Figure IX-1 : Séisme longitudinal.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M.Sa(T)$$

➤ **Détermination de la raideur longitudinale de la structure**

La rigidité de la pile : $K_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3}$ avec $E = 33000$ MPa ;

La rigidité de l'appareil d'appui : $K_{A-APP} = G \times \frac{a \times b}{T} = 2.70$;

Avec : le module de cisaillement dynamique $G = 1.2$ GPa.

Tableau IX-1 : La rigidité longitudinal des fûts.

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	Nbr des Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	19	2.00	0.79	3	33.99
P2	13.7	2.00	0.79	3	90.67

$$\text{La rigidité d'appui : } k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils}} + \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{Fondation}}}$$

Tableau IX-2 : La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	33.99	2.70	16	19.02
P2	90.67	2.70	16	29.26

Tableau IX-3 : La rigidité des appareils d'appuis des culées.

Culées	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_P (MN/m)
C1	2.70	8	21.60
C2	2.70	8	21.60

La rigidité longitudinale est la somme de toutes les rigidités des piles et des culées :

On trouve : $K_{lon} = 91.48 \text{ MN/m}$

➤ **Détermination des actions longitudinales**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec $A = 0.25$ et $S = 1.20$

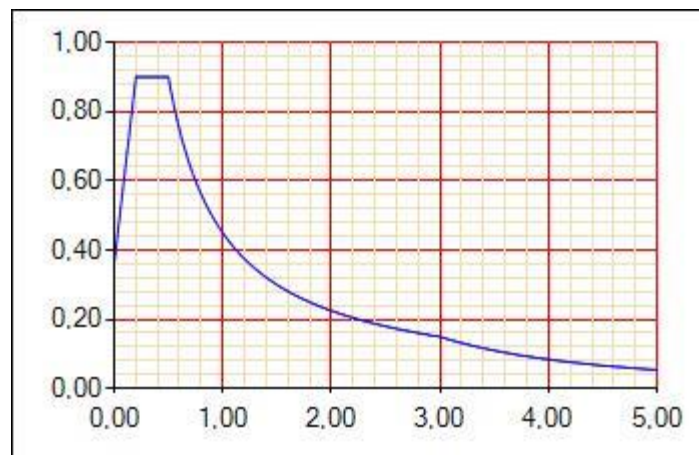


Figure IX-2 : Spectre de réponse horizontale Sae/g.

On a : $T_1 = 0.20 \text{ s}$ $T_2 = 0.50 \text{ s}$

➤ **Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée**

On détermine la période propre de l'ouvrage par la formule suivante :

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

On trouve : $T = 1.12 \text{ s}$

➤ **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier**

On a : $T_2 = 0.4 < T = 1.12 < 3.00 \text{ s}$

Donc S_a est donnée par la 3eme branche par la formule suivante :

$$S_a = 2.5\eta. A. g. S \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

L'action séismique est égale à : $S_a = 3.27 \text{ m/s}^2$

L'Effort total est déterminé avec la formule suivante :

$$F_{long} = M.Sa$$

$$\Rightarrow F_{long} = 9576.52 \text{ kN}$$

Avec : - M = le poids du tablier KN /ml

➤ **Déplacement du tablier par rapport au sol**

On détermine le déplacement longitudinal du tablier par la formule suivante :

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi} \times Sa$$

On trouve le déplacement longitudinal est égale : $d_{long} = 0.105 \text{ m}$

➤ **Répartition des efforts**

On détermine les efforts pour chaque appui par la formule suivante :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Ensuite, on va calculer le déplacement de chaque pile et culée par cette formule :

$$d_{long} = \frac{F_{long}}{K_{appui}}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX-4 : La répartition des efforts.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)	dpile (m)
C1	21.60	91.48	9576.5	2261.1	-
P1	19.02	91.48	9576.5	1991.4	0.059
P2	29.26	91.48	9576.5	3062.9	0.034
C2	21.60	91.48	9576.5	2261.1	-
Somme				9576.5	

IX.2.3.2.2. Composante transversale

➤ **Détermination de la rigidité transversale de la structure**

Tableau IX-5 : La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles.

Piles	H_{moy} (m)	I (m ⁴)	$k_{Fât}$ (MN/m)	n_A -Apps	K_{appuis} (MN/m)
P1	19	102,89	1485,07	16	41,98
P2	13,7	102,89	3961,38	16	42,73

Tableau IX-6 : La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des culées.

Culées	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _P (MN/m)
C1	2,70	8	21,60
C2	2,70	8	21,60

La rigidité transversale est égale à : $K = 127.91 \text{ MN/m}$

➤ **Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée**

La période propre est déterminée par la formule suivante :

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

On trouve : $T = 0.95 \text{ s}$

➤ **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier**

Réponse sismique :

On a : $T_2 = 0.5 < T = 0.95 < 3.00 \text{ s}$

Donc : S_a est donnée par la 3^{ème} branche

$S_a = 3.87 \text{ m/s}^2$

L'effort total : $F = 11323.89 \text{ KN}$

➤ **Déplacement du tablier par rapport au sol**

Le déplacement du tablier par rapport au sol est déterminé par la formule suivante :

$$d_{transversale}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

On trouve le déplacement transversal est égale à : $d_{trans} = 0.089 \text{ m}$

➤ **Répartition des efforts**

Tableau IX-7 : La répartition des efforts.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)	d _{pile} (m)
C1	21,60	127,91	11323,9	1912,2	0,000
P1	41,98	127,91	11323,9	3716,3	0,109
P2	42,73	127,91	11323,9	3783,2	0,042
C2	21,60	127,91	11323,9	1912,2	0,000
Somme				11323,9	

IX.2.3.3. Les combinaisons des efforts

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, donc il a déterminé les combinaisons suivantes :

$$E1 = Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$$

Tableau IX-8 : Les combinaisons de calcul sismique.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	2261,12	1 912,21	0	3 087,5	2 843,30	2 094,52
P1	1991,37	3 716,31	0	3 864,5	5 071,99	4 239,86
P2	3062,91	3 783,16	0	4 956,1	5 460,30	4 581,38
C2	2261,12	1 912,21	0	3 087,5	2 843,30	2 094,52

IX.2.3.4. Calcul des efforts dus à la variation linéaire

La déformation due au fluage : $\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$;

La déformation due au gradient thermique : $\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$;

La déformation due au retrait du béton : $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$;

L'effort de retrait + fluage : $F_{r+f} = \frac{nG \cdot a \cdot b \cdot \Delta_{r+f}}{T}$;

Avec : le nombre d'appuis = 8 et $T_q = 40$ mm.

Fbc =	360	KN
FAl =	154.35	KN
$\Delta LT =$	0.0042	m
$\Delta Lr+f =$	0.0094	m
$\Delta LFbc =$	0.0144	m
$\Delta LFal =$	0.0062	m
Ff+r =	151.470	KN
Ft =	68.16	KN

IX.2.4. L'analyse par spectre de réponse

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodale spectrale et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminées à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

IX.2.4.1. Logiciel utilisé

L'analyse dynamique, peut être exécutée directement par des programmes comme SAP2000, Robot, etc. l'ouvrage dans cette analyse passe par plusieurs étapes : modélisation, définition du cas de chargement, définition des paramètres sismiques, etc. Le programme utilisé dans le cadre de notre travail pour l'analyse dynamique est Robot v19.0, l'analyse dynamique offerte par ce programme est très puissante

IX.2.4.2. Le modèle sismique

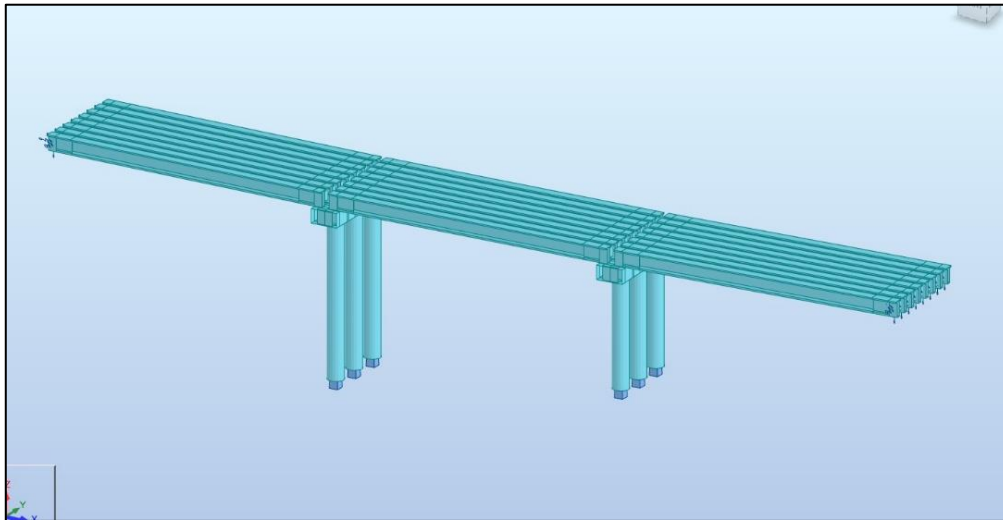


Figure IX-3 : Le modèle sismique.

IX.2.4.3. Les résultats

Les résultats obtenus par logiciel selon la combinaison $G + E + 0.4 \Delta T + D$ Sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX-9 : Les résultats de calcul sismique.

	Longitudinale	Transversale
La période T (s)	1.14	1.05
La participation (%)	75.91	45.28
Le déplacement (cm)	12.60	13.50

IX.2.5. Comparaison entre les résultats obtenus par les deux méthodes

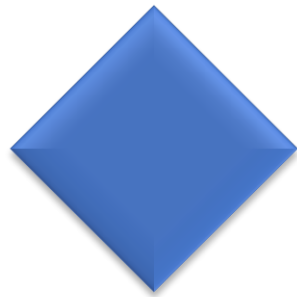
On a vu que les résultats obtenus par les deux méthodes sont très approchés, il y'a une petite incertitude qui ne dépasse pas 10% pour les deux sens, longitudinale et transversale.

IX.3. CONCLUSION

L'étude sismique est une étape indispensable pour continuer les démarches d'étude d'un ouvrage d'art. Les résultats peuvent être obtenues par les deux méthodes spectrale et monomodale, et ils sont nécessaires pour le dimensionnement d'infrastructures et les équipements du tablier.

CHAPITRE X

INFRASTRUCTURE



X.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble, la détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

X.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

X.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type de mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre ouvrage, on choisit des piles à 3 fûts circulaires d'un diamètre de 2 m surmontés par un chevêtre.

Tableau X-1 : Les hauteurs des piles.

Piles	P1	P2
Hauteur (m)	19.00	13.70

X.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

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

$$\lambda = \frac{L_c}{i} < 70$$

l_c : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$$L_c = 0.7 L_0 = 13.3 \quad \text{Avec } L_0 \text{ est la hauteur de la pile la plus longue.}$$

$$i = \frac{D}{4} = 0.5 ; 0$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{L_c}{i} = 26.6 < 70 \Rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

Il n'y a pas un risque de flambement.

X.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encadrée dans sa base.

X.2.2.1. Efforts statiques

Tableau X-2 : Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées.

Sollicitations	Charge	Résultat
Vertical (KN)	G (semelle)	9072.00
	G (chevêtre / pleine)	1749.00
	G (fût / caisson)	4476.77
	G (Tablier)	9628.78
	A(l)	1647.07
	Bc	1384.88
	Mc 120	1085.33
	D240	1778.82
Horizontal longitudinal (KN)	Freinage Bc	180.00
	Freinage A(l)	77.18
	Température	68.16
	Fluage + Retrait	151.47
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	4221.00
	Freinage A(l)	1809.80
	Température	1598.39
	Fluage + Retrait	3551.97

X.2.2.2. Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau X-3: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.

Sollicitations	R _L (MN)	R _T (MN)	M _L (MN.m)	M _T (MN.m)
Résultats	4.58	2.70	43.50	25.67

X.2.2.3. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

$$ELS : G + 1.2 BC + 0.6\Delta T ;$$

$$ELU : 1.35G + 1.6 BC + 0.9 \Delta T ;$$

$$ELA (\Psi Q = 0) : G + E + 0.4 \Delta T ;$$

Tableau X-4 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.

Sollicitations	Combinaison	Résultats
N (KN)	ELS	5838.80
	ELU	7873.15
	ELA	5284.85
M (KN.m)	ELS	3234.70
	ELU	4227.33
	ELA	25441.59

X.2.3. Ferrailage des éléments de la pile

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée. Les résultats de ferrailage sont les suivants (voir ANNEXE) :

Tableau X-5 : le ferrailage des fûts.

Effort	ELS	ELU	ELA	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
N (KN)	5943.68	7873.15	5284.85	629.5	80HA32	15 cm
M (KN.m)	3234.70	4227.33	25441.59			

Pour les armatures transversales :

On a d'après le RPOA : L'espacement maximale = $Min[24\Phi t ; 8\Phi L ; 0.25 d]$

Avec :

- d : hauteur utile,
- ΦL : diamètre des armatures longitudinales ;
- Φt : diamètre des armatures transversales.

On prend HA20 avec un espacement de 15 cm pour les zones courants et 10 cm pour les zones critiques.

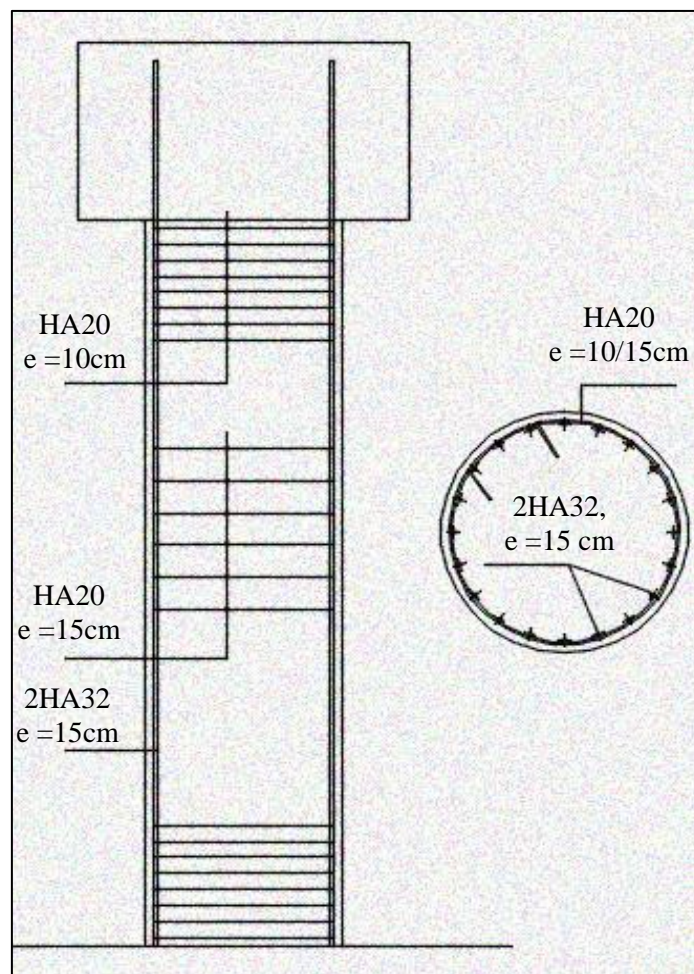


Figure X-1 : Ferrailage des fûts.

X.2.3.1. Ferrailage du chevêtre

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un moment de torsion et un effort tranchant. Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

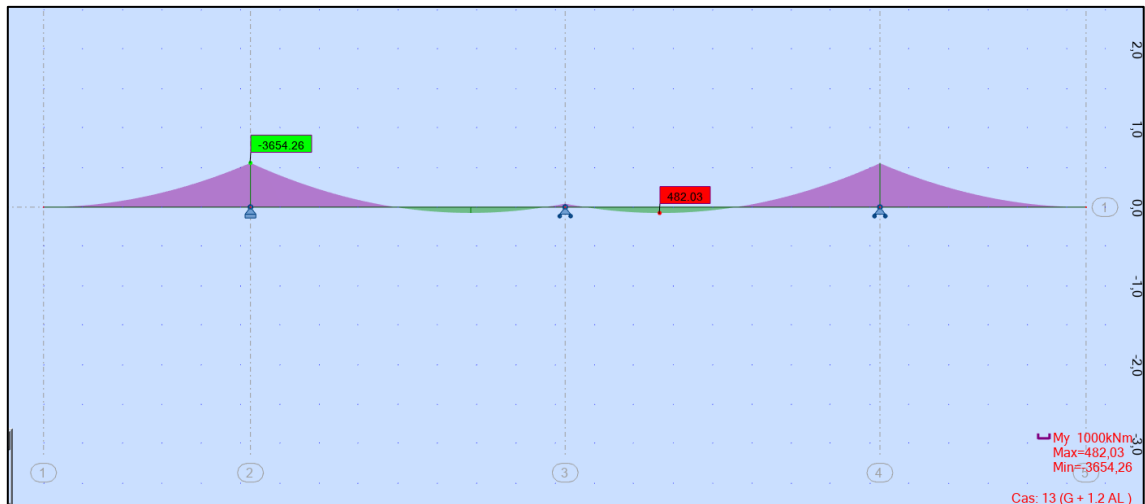


Figure X-2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(I).

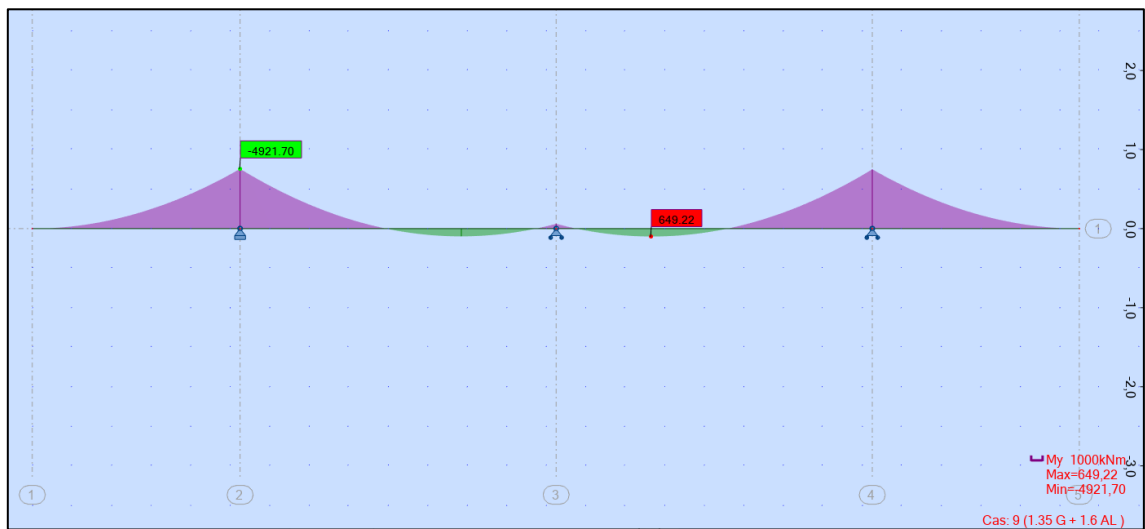


Figure X-3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

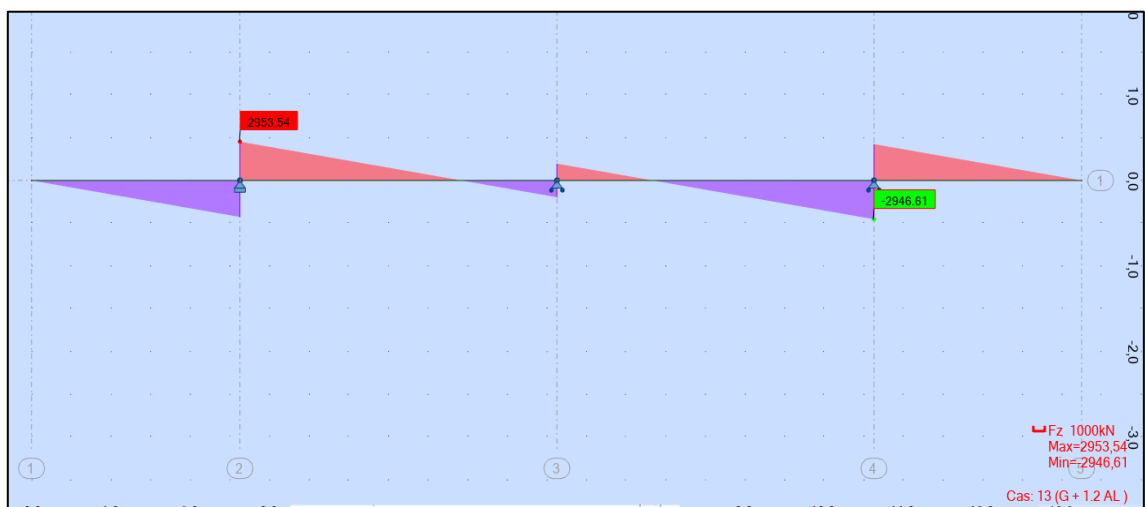


Figure X-4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(I).

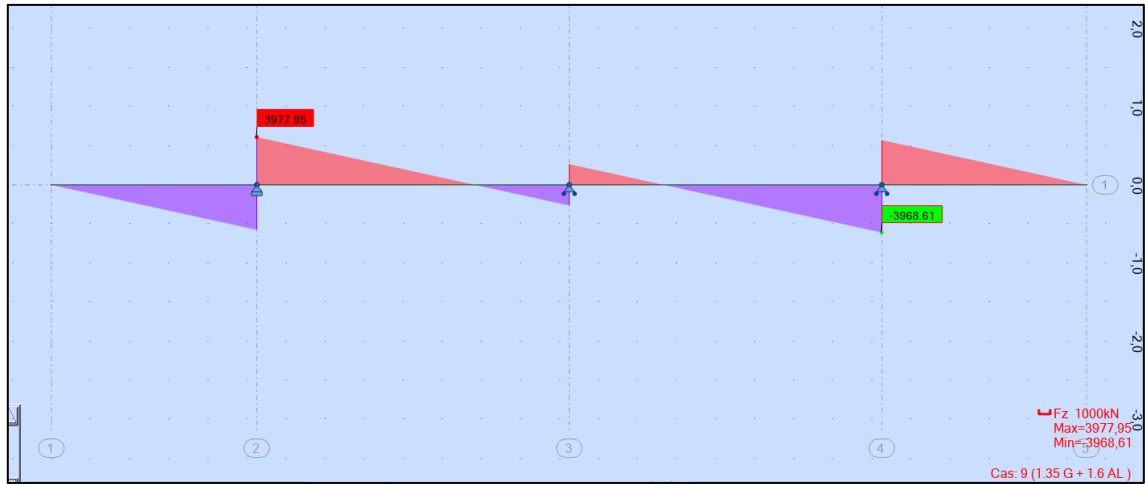


Figure X-5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

Les résultats de ferrailage sont donnés au tableau ci-dessous :

Tableau X-6 : ferrailage du chevrete.

Armature		Effort ELS (KN)	Effort ELU (KN)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	3654.26	4921.70	74.6	24HA20	15 cm
	Nappe inf	482.03	649.22	49.6	16HA20	22.5 cm
Transversale		2953.54	3977.95	3.08	2HA14	15 / 10 cm
La torsion		153.61		5.24	5HA12	25 cm

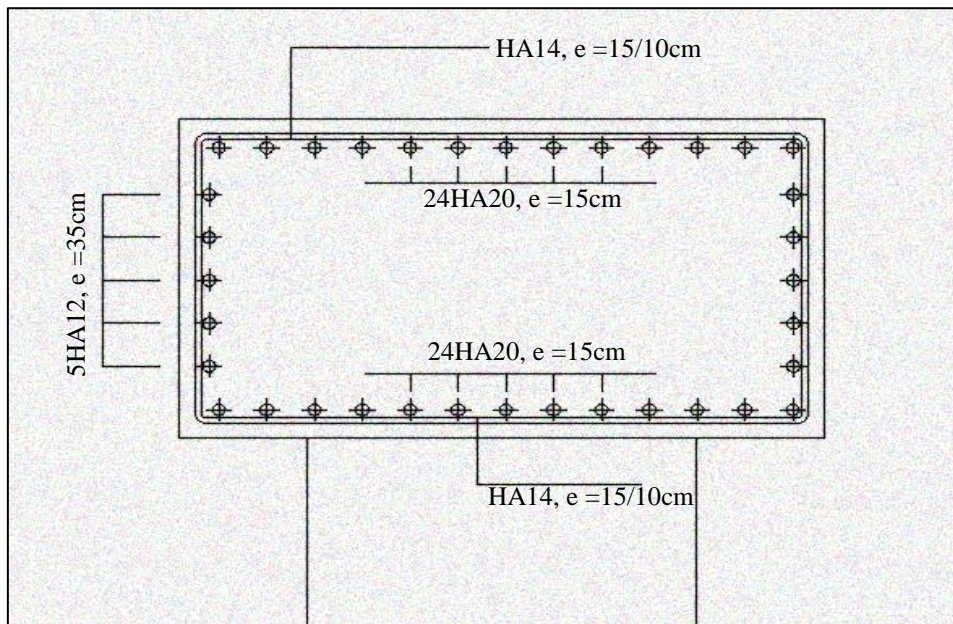


Figure X-6 : Ferrailage transversal du chevrete.

X.2.4. Etude de la semelle

X.2.4.1. La méthode de calcul

Selon le RPOA :

Pour les armatures longitudinales de flexion :

- Les armatures sollicitées en traction : pourcentage minimum est de :
 $0.25 \% < \rho_g < 1.5\%$ en zone IIb.
- Les armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de 0.10 %.

Avec : Le pourcentage géométrique $\rho_g = As/B$.

A_s : section totale d'acier.

B section totale du béton.

Pour Les armatures transversales $A_s/4$.

X.2.4.2. Ferrailage de la semelle

Les résultats de ferrailage sont donnés au tableau ci-dessous :

Tableau X-7 : Evaluation des efforts et ferrailage de la semelle.

Armature		Effort N ELS (MN)	Effort N ELA (MN)	A_s (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)		
Longitudinale	Nappe sup	2.59	4.57	28.00	9HA20	12.5 cm		
	Nappe inf			70.00	16HA25	15 cm		
Transversale	Nappe sup			7.00	9HA20	12.5 cm		
	Nappe inf			17.50	16HA25	15 cm		
Latérale						1.54	HA14	20 cm

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{pieu} = 2.8 + 1.2 = 4.00 m$.

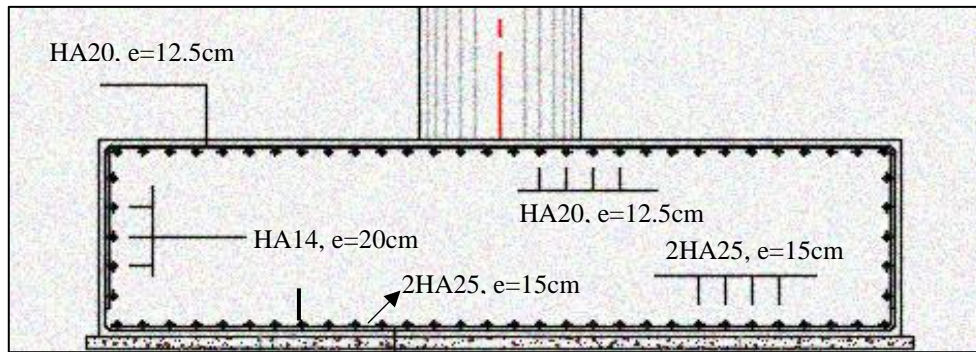


Figure X-7 : Le ferrailage de la semelle.

X.2.5. Etude des pieux

X.2.5.1. La méthode de Werner

Le pieu est un élément en béton armé soumis à la flexion composée. Son comportement dans le sol peut s'exprimer par l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + cu b y = 0$$

Avec :

- b : Diamètre du pieu.
- Cu : Module de réaction du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation s'écrit sous la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cu b}}$$

- α : longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, dont les déplacements et les rotations en tête sont nuls (pieux encastés en tête). Ce moment est déterminé par la méthode de WERNER :

$$\bar{M} = - \frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- λ : coefficient d'amortissement du module de WERNER

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b Cu}{4 EI}}$$

- $\chi_{\theta p}$ et $\chi_{\theta M}$: coefficient déterminé à partir de l'abaque de WERNER en fonction de $\lambda \times L$.
- \bar{P} : l'effort tranchant en tête du pieu, $\bar{P} = H/n$, n étant le nombre de pieux.

X.2.5.2. Nombre de pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort normal du au tablier :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

- Avec :
- N_{max} : effort normal maximal.
 - Q_p : capacité portante d'un pieu.

Application numérique :

$$n_p = \frac{24.02}{9.83} = 2.44$$

On opte pour 12 pieux (3×4) de diamètre 1.2 m chacun et une longueur égale à 20 m.

L'effort maximal appliqué sur un pieux selon les combinaisons de ELA :

$$R_{max} = 4.57 \text{ MN} < Q_p.$$

Alors on n'a pas un risque de poinçonnement.

X.2.5.3. Ferrailage des pieux

Les résultats de ferrailage sont donnés au tableau suivant :

Tableau X-8 : Les efforts et le ferrailage des pieux

Effort	ELS	ELU	ELA	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
N (KN)	1839.05	2479.08	-1775.91	113.1	24HA25	15 cm
M (KN.m)	130.88	177.50	1967.06			
H (KN)	34.03	46.15	511.46		HA16	15/20 cm

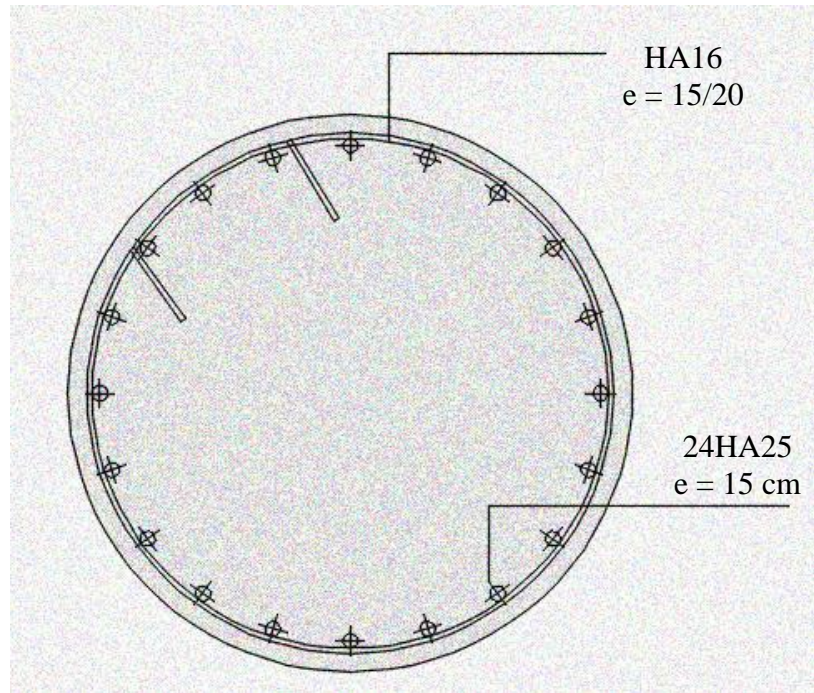


Figure X-8 : Ferrailage des pieux.

X.3. ETUDE DE LA CULEE

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

X.3.1.1. Conception de la culée

X.3.1.1.1. Eléments constituant une culée remblayée

- Une culée remblayée a les éléments principaux suivants :
- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

X.3.1.1.2. Le dimensionnement de la culée

Tableau X-9 : Les dimensions de la culée

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1.80	13,50	6,00
Mur F	6.94	13,25	1,60
DDT	0.30	12,60	4,00
Mur en R			0,60
Corbeau		12,65	
MGG	2,34	13,25	0,35

X.3.1.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

X.3.1.3. Détermination des sollicitations en statique

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à : $K_a = 0.33$; $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sol}} = 20 \text{ kN/m}^3$.

Tableau X-10 : Détermination des sollicitations en statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	3645,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Mur F	3678,20	/	-0,30	5,27	-1103,46	/
DDT	189,00	/	-3,11	10,13	-587,79	/
Mur en R	566,85	/	-3,82	7,75	-2165,37	/
Corbeau	75,90	/	-1,28	9,81	-97,15	/
MGG	271,63	/	-0,93	9,91	-252,61	/
Poids des Terres Amot	3911,38	/	2,05	4,35	8018,33	/
Poussée des terres	/	5449,52	/	3,69	/	-20090,55
Poussée Sur 10kN/m ²	/	492,72	/	5,53	/	-2724,76

La réaction d'appui du tablier conduit à :

Tableau X-11 : Les actions transmises par le tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	4814,39	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1647,06	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1384,88	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1085,33	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1778,82	/	0,00	/	0,00	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	151,47	/	8,74	/	1323,85
HT°	/	68,16	/	8,74	/	595,73
Freinage Al	/	58,39	/	8,74	/	510,34
Freinage Bc	/	150,00	/	8,74	/	1311,00

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et l'ELU :

		N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
ELS	G+0.6T	17152,35	5641,88	-21134,02	3811,95	-17322,07
	G++0.6T+1.2Q	17152,35	6233,15	-24403,73	3811,95	-20591,78
	G+0.6T+1.2A(l)	19128,82	5711,95	-20521,61	3811,95	-16709,66
	G+0.6T+1.2Bc	18814,20	5821,883	-19560,82	3811,95	-15748,87
	G+0.6T+Mc120	18237,67	5641,88	-21134,02	3811,95	-17322,07
	G+0.6T+D240	18931,17	5641,88	-21134,02	3811,95	-17322,07
ELU	1.35G+0.9T	23155,67	7622,68	-24798,89	5146,13	-19652,76
	1.35G+0.9T+1.6Q	23155,67	8411,03	-29158,50	5146,13	-24012,37
	1.35G+0.9T+1.6 A(l)	25790,97	7716,10	-23982,34	5146,13	-18836,21
	1.35G+0.9T+1.6 Bc	25371,48	7862,68	-22701,29	5146,13	-17555,16
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	24620,86	7622,68	-24798,89	5146,13	-19652,76
	1.35G+0.9T+1.35D240	25557,08	7622,68	-24798,89	5146,13	-19652,76

X.3.1.4. Détermination des sollicitations sismiques

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

X.3.1.4.1. Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée

D'après le RPOA, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale.

On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$Fh = PP \times kh ; Fv = PP \times kv .$$

Tel que :

$kh = A$, où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.25 dans notre cas.

$kv = 0.3 kh$.

PP : le poids propre de l'élément.

Et donc les charges statiques calculées précédemment deviennent dans le cas dynamique :

Tableau X-12 : Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I _{FV} (x/o)	I _{FH} (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	273,38	911,25	0,00	0,90	0,00	820,13
Mur F	275,87	919,55	-0,30	5,27	-82,76	4846,03
DDT	14,18	47,25	-3,11	10,13	-44,08	478,64
Mur en R	42,51	141,71	-3,82	7,75	-162,40	1098,27
Corbeau	5,69	18,98	-1,28	9,81	-7,29	186,14
MGG	20,37	67,91	-0,93	9,91	-18,95	672,95
Poids des Terres Amot	293,35	977,85	2,05	4,35	601,37	4253,63
Somme	925,35	3084,49	/	/	285,90	12355,79

Calcul des poussées dynamiques :

Selon le RPOA, sous un séisme, la poussée dynamique globale comporte à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres et elle a pour valeur :

$$F_{ad} = 1,2 \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad} ;$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \times \cos\theta}} \right]^2}$$

Avec :

$$\theta = \arctan(kh / (1 \pm kv)).$$

- γ : poids volumique des terres.
- H : la hauteur totale de la culée.
- φ : l'angle de frottement interne du remblai.
- β : l'angle fait la surface du remblai avec l'horizontale, $\beta = 0$.

Tableau X-13 : Coefficient de calcul de la poussée dynamique.

φ°	K_h	K_v	$\theta_1^\circ (1+K_v)$	$\theta_2^\circ (1-K_v)$	$K_{ad} (1+kv)$	$K_{ad} (1-kv)$
33.00	0.25	0.08	13.09	15.12	0.45	0.48

Les poussées dynamiques agissant sur la culée, pour les deux cas, sont égales à :

Tableau X-14 : Calcul des poussées dynamiques.

Désignation	H (KN)	$M_{FH/o}$ (kN.m)
Pad (1+kv)	8018,28	29560,74
Pad (1-kv)	7403,00	27292,39

➤ **Calcul des charges sismiques dues au tablier**

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour trois cas :

- 1^{er} cas : cas de séisme horizontal (1+kv).
- 2^{ème} cas : cas de séisme horizontal (1-kv).
- 3^{ème} cas : cas de séisme vertical.

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps, ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle (efforts sismiques d'inertie et les poussées dynamiques).

La combinaison des actions se fait comme suit :

- Les actions inertielles se cumulent directement : $F_{inertielles} = \Sigma F$, F étant les forces d'inertie de la culée, du sol, de la semelle et les poussées dynamiques.

- Les actions par direction se cumulent quadratiquement :

$$F = \sqrt{F_{\text{tablier}}^2 + F_{\text{inertielles}}^2}$$

Tableau X-15 : L'évaluation des actions sismiques de la culée.

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0,00	11102,77	41916,53
CAS 2	0,00	10487,49	39648,18
CAS 3	925,35	0,00	285,90

X.3.1.4.2. Combinaison des actions sismiques totales de la culée

Selon le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'ELA est définie comme suit :

« G + 0.4 T + E »

Tableau X-16 : La détermination de R_{max}.

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
Total R _{max}	17152,35	178,73	2249,81

Il est important d'identifier les combinaisons critiques afin de limiter les calculs. On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

Tableau X-17 : Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée.

	N (KN)	V (KN)	M (KN)
P max - H + 0,3V	17429,95	11509,41	-44005,97
P min - H - 0,3V	16874,74	10907,20	-42136,32
P max + V - 0,3H	18077,69	3577,94	-11366,76
P min - V - 0,3H	16227,00	3397,28	-11326,20

X.3.1.5. Ferrailage des éléments de la culée

X.3.1.5.1. Mur frontal

Le mur frontal, considéré encasté dans la semelle, travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges d'inertie, poussées des terres et les réactions dues au tablier.

Le ferrailage vertical du mur est calculé avec le logiciel ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1 × 1.6 m² travaillant en flexion composée. Les efforts défavorables de calcul sont définis dans le tableau suivant :

Tableau X-18 : Les sollicitations du mur frontal

Effort	ELS	ELU
N (KN/ml)	832.07	1087.18
M (KN.m/ml)	1575.17	2076.37
H (KN/ml)	334.15	420.18

Résultats :

- Ferrailage vertical : $A_s = 29.9 \text{ cm}^2$; Soit : 7HA25/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.
- Ferrailage horizontal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : 7HA12/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de construction : $A's = A_s/3$; Soit : 7HA14/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.

X.3.1.5.2. Mur garde de grève

Le mur garde grève, supposé encastré à la base, est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

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

➤ Moment dû à la poussée des terres

Le moment à l'encastrement, dû à la poussée des terres, a pour expression : $M_p = P.H/3$
avec : $P = \frac{1}{2} . K_a . \gamma . H^2 . L$.

Tel que :

- P : la poussée des terres.
- K_a : coefficient de poussée des terres,
- $K_a = 0.33 . \gamma$,
- Poids volumique du remblai, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.
- H : hauteur du mur garde grève, $H = 2.34 \text{ m}$.
- L : longueur du remblai, $L = 1 \text{ m}$ (le calcul est effectué par 1 mètre linéaire).

On aura donc : $M_P = 14.09 \text{ kN.m/ml}$.

Résultats :

- $M_P = 19.03 \text{ kN.m/ml}$ à l'ELU.
- $M_P = 14.09 \text{ kN.m/ml}$ à l'ELS.

➤ **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur**

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à une charge locale a pour expression :

$$M_p = \frac{12k}{0.75+2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec : $K = Ka \times \delta \times \gamma$

Tel que :

- γ : coefficient de pondération, $\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS.
- δ : coefficient de majoration dynamique, $\delta = 1.27$.
- h : hauteur du mur garde de grève.

Les valeurs de K aux états limites sont :

- $K = 0.61$ à l'ELS.
- $K = 0.81$ à l'ELU.

La valeur de MP_c / K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de h :

Tableau X-19 : Moment MP_c / K dû à une charge locale en fonction de h .

h (m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
MP_c / K (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

En faisant une interpolation linéaire pour $h = 12.34$ m, on trouve : $MP_c / K = 8.20$ t.m. Ainsi on aura :

$MP_c = 49.64$ kN.m/ml à L'ELS.

$MP_c = 66.19$ kN.m/ml à L'ELU.

➤ **Moment dû à la force de freinage**

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Où :

- μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.2$ à l'ELS et $\mu = 1.6$ à l'ELU.
- P : charge d'une roue du convoi roulant, $P = 60$ kN.
- h : Hauteur du mur, $h = 2.34$ m.

Résultats :

$$M_f = 68.35 \text{ kN.m/ml à l'ELS.}$$

$$M_f = 91.13 \text{ kN.m/ml à l'ELU.}$$

Le moment total de l'encastrement à L'ELS et L'ELU est la somme des moments calculés précédemment :

$$M = 132.08 \text{ kN.m/ml à l'ELS.}$$

$$M = 176.35 \text{ kN.m/ml à l'ELU.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.35 \text{ m}^2$.

Résultats :

- Ferrailage principal (côté du remblai) : $A_s = 20 \text{ cm}^2$; Soit : 7HA20/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de construction (côté du tablier) : $A's = A_s/3$; Soit : 6HA12/ml, avec $St = 17.5 \text{ cm}$.
- Ferrailage transversal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : 5HA12/ml, avec $St = 22.5 \text{ cm}$.

X.3.1.5.3. 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.

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle

Tableau X-20 : Evaluation des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	2	4	4
Remblai	14,4	28,8	28,8
Surcharges	10	20	20

Résultats :

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1.2 M_Q = 71.80 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{\text{ser}} = V_G + 1.2 V_Q = 71.80 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{\text{ult}} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 96.53 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{\text{ult}} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 96.53 \text{ kN/ml.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.3 \text{ m}^2$.

Résultats :

- Ferrailage principal : $A_s = 12.9 \text{ cm}^2$; Soit : 7HA16/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de construction : $A's = A_s/3$; Soit : 53HA12/ml, avec $St = 17.5 \text{ cm}$.
- Ferrailage transversal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : 6HA10/ml, avec $St = 17.5 \text{ cm}$.

X.3.1.5.4. Corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction due aux poids des charges permanentes et la réaction des surcharges sur remblai. La formule de la réaction aux appuis d'une poutre simplement appuyée est écrite sous la forme : $R = q.L/2$, tel que :

- L : la longueur de la dalle de transition, $L = 4 \text{ m}$.
- q : la charge appliquée sur la dalle, $q = 23.90 \text{ kN/ml}$ le cas des charges permanentes et $q = 10 \text{ kN/ml}$ pour la surcharge sur remblai.

Pour le calcul du ferrailage, on suppose que le corbeau travaille en flexion simple, les moments de calcul aux états limites sont :

$$M = 71.80 \text{ kN.m/ml à l'ELS ;}$$

$$M = 96.53 \text{ kN.m/ml à l'ELU.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert pour une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.40 \text{ m}^2$.

Résultats :

- Ferrailage principal : $A_s = 8.9 \text{ cm}^2$; Soit : 6HA14/ml, avec $St = 17.5 \text{ cm}$.
- Armatures de construction : $A's = A_s/3$; Soit : 6HA12/ml, avec $St = 17.5 \text{ cm}$.
- Ferrailage horizontal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : 6HA10/ml, avec $St = 17.5 \text{ cm}$.

X.3.1.5.5. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d’assurer le soutènement des terres du remblai d’accès au pont. Le calcul des efforts du mur, se fait avec un logiciel de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant). Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Les poussées des terres.
- Les poussées des surcharges de remblais, $P_{sr} = 3.33 \text{ kN/m}^2$.
- Les compléments de charge CCP.
- Poids propre du mur.

Les sollicitations appliquées sur le mur en retour selon la combinaison : $G + 1.2 Q$ sont illustrés dans les figures suivantes :

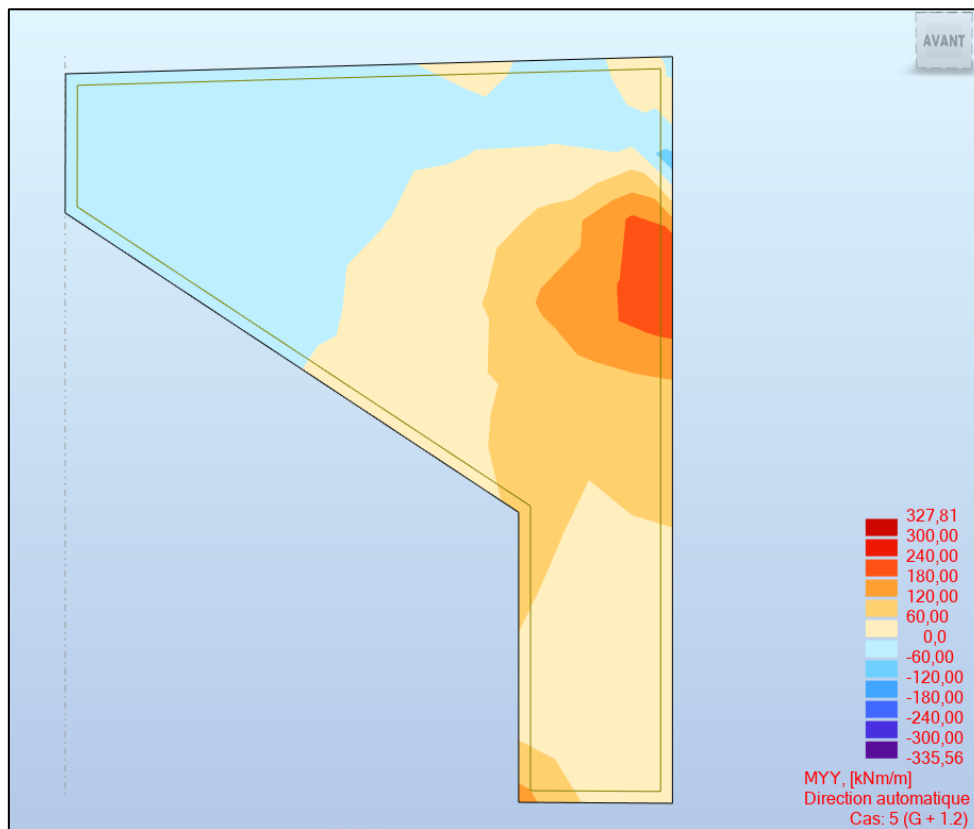


Figure X-9 : Le moment fléchissant selon YY.

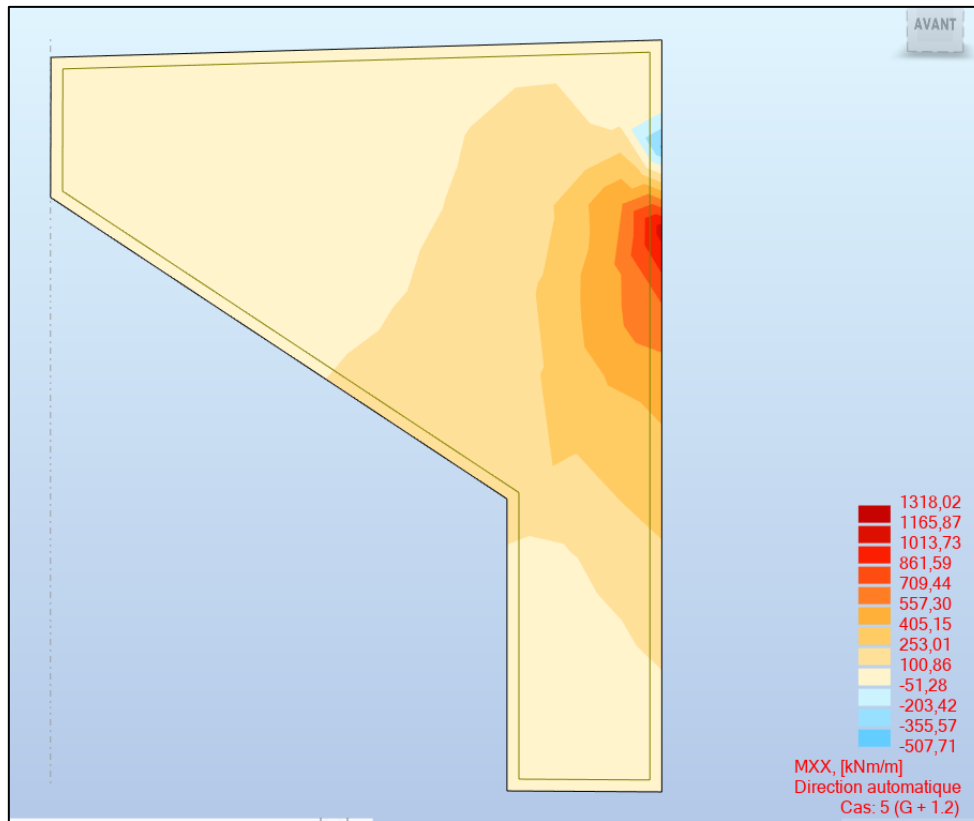


Figure X-10 : Le moment fléchissant selon XX.

Le calcul du ferrailage se fait avec le logiciel ROBOT-Expert, les résultats sont les suivants :

		M (kN.m)	As (cm ²)	Armature	Espacement (cm)
Sens vertical	Côté remblai	240.00	21.3	6HA20	20 cm
	Côté extérieur	180.00	15.8	8HA16	15 cm
Sens horizontal	Côté remblai	861.59	82.6	18HA25	12.5 cm
	Côté extérieur	355.57	32.2	7HA25	17.5 cm

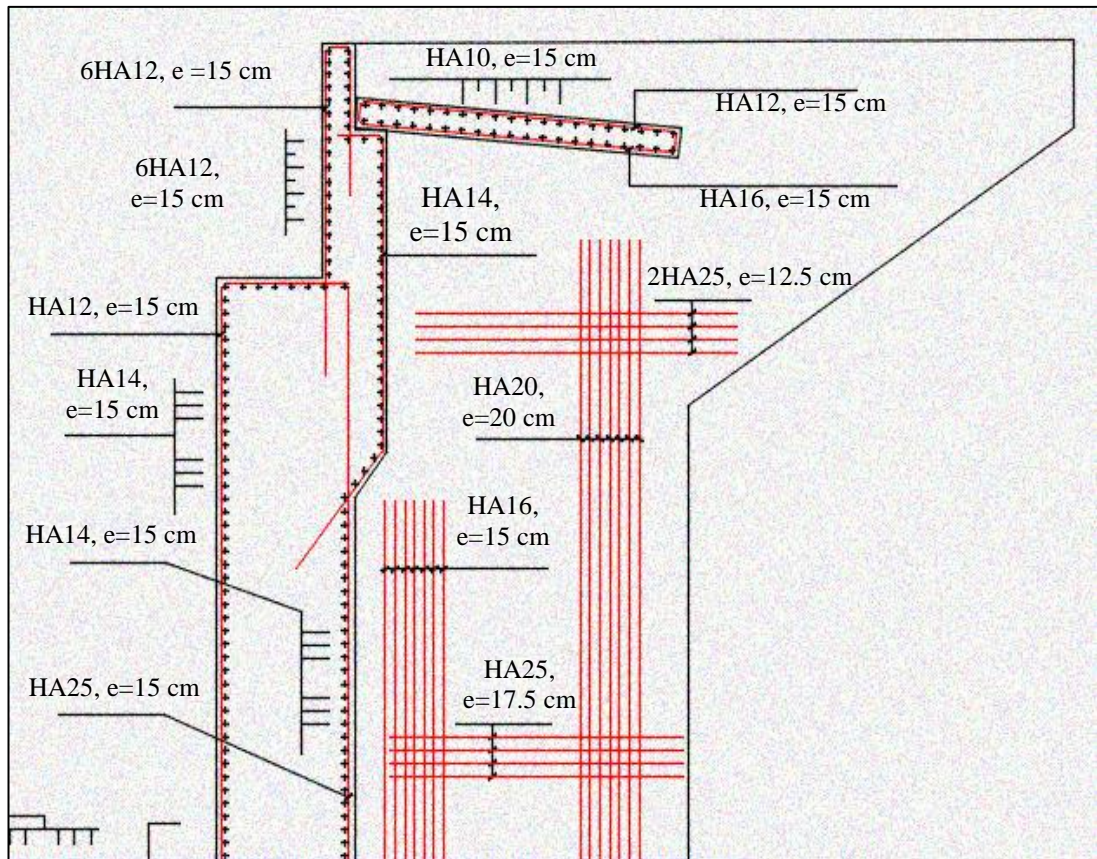


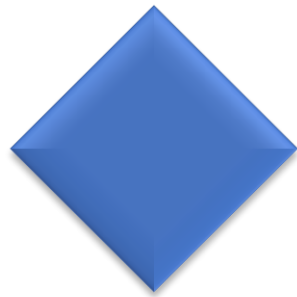
Figure X-11 : Le ferraillage de la culée.

X.4. CONCLUSION

Les piles et les culées sont les éléments qui transmettent les efforts appliqués sur tablier vers le sol, on doit assurer un bon dimensionnement de ces éléments en prise en compte l'effet séismique.

Alors on conclue que l'étude des éléments de l'infrastructure est une étape nécessaire pour assurer la stabilité et le bon fonctionnement de notre ouvrage.

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude d'un pont relevant de la 4eme rocade d'Alger, peut donc être décomposé en 2 phases, chacune avec ses propres enseignements :

- Le choix du type d'ouvrage : nous aurons appris que cet exercice est primordial, il est guidé par des soucis d'ordre technique et économiques. Ce dernier est sans aucun doute le critère principal qui nous a aidés à porter notre choix sur un pont à poutres VIPP afin de pouvoir économiser la quantité d'acier et de béton nécessaire.

- Le dimensionnement : La deuxième phase de travail permet de déterminer les dimensions de la structure et de tous ses éléments structuraux et équipements. Notons que l'enjeu à ce stade est de pouvoir évaluer les charges, notamment sismiques, et d'en tirer des conclusions aussi proches que possible de la réalité. Ce mémoire m'a vraiment aidé à améliorer ma puissance de calcul, à consolider mes connaissances théoriques, à renforcer mon esprit de recherche, à maîtriser la modélisation et à améliorer les dessins techniques.

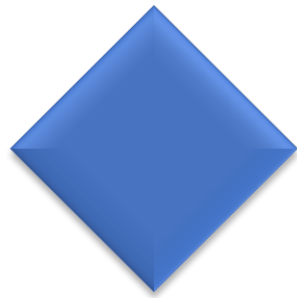
Ce travail peut être inclut sous un thème comparatif, où on a pu constater plusieurs différences entre deux types de tabliers, parmi lesquelles :

- Le système mécanique : un système isostatique à travées indépendantes.
- La méthode de réalisation : se base sur la préfabrication des poutres et les poser sur les appareils d'appuis.
- La portée : une portée modeste de 35 m
- La continuité du tablier : la continuité est assurée par la continuité de l'hourdis (attelage) sur une longueur qui ne dépasse pas 105 m.

Ce mémoire, m'a également donné l'occasion de pratiquer l'application des différentes règles, ce qui m'a appris à examiner la source de chaque relation ou paramètre calculé et utilisé.

Au final, tout ce que je peux dire, c'est que ce fut quand même une expérience inoubliable.

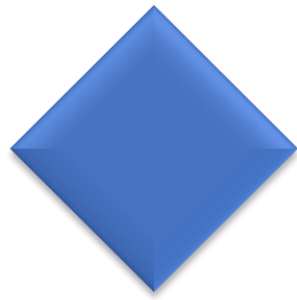
BIBLIOGRAPHIE

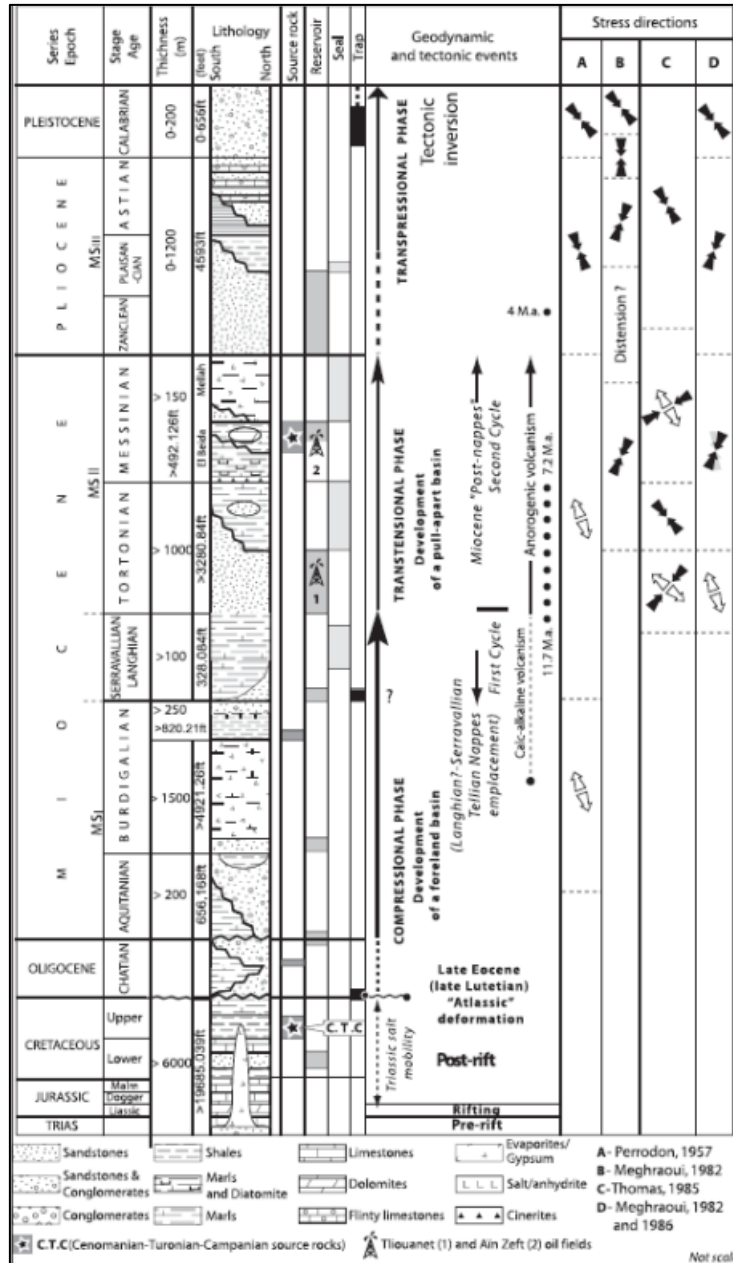


GUIDES ET COURS

- Document SETRA, (Février 1996) "ponts à poutres préfabriquées précontraintes par posttension". Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- Document SETRA, (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferrailages types ".
- Document SETRA, (Juillet 2007) " Appareils d'appui en élastomère fretté ". Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagement durable (France).
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2008). Ministère des travaux publics.
- CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- AMIEUR Mohammed, (2019/2022) "Cours de béton précontraint, cours de pont". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- BEN REDAOUNE, (2019/2022) "Cours de béton armé". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- THESES/ PFE

ANNEXE A





Annexe A. 1 : Une section typique Néogène litho-stratigraphique du bassin Chelif Néogène et de son substrat.



Annexe A. 2 : Vue d'ensemble de la location du Via 11.1.



Annexe A. 3 : Vue de l'unité d'argile a sable/gravier a haute plasticité dans le sondage S-410.

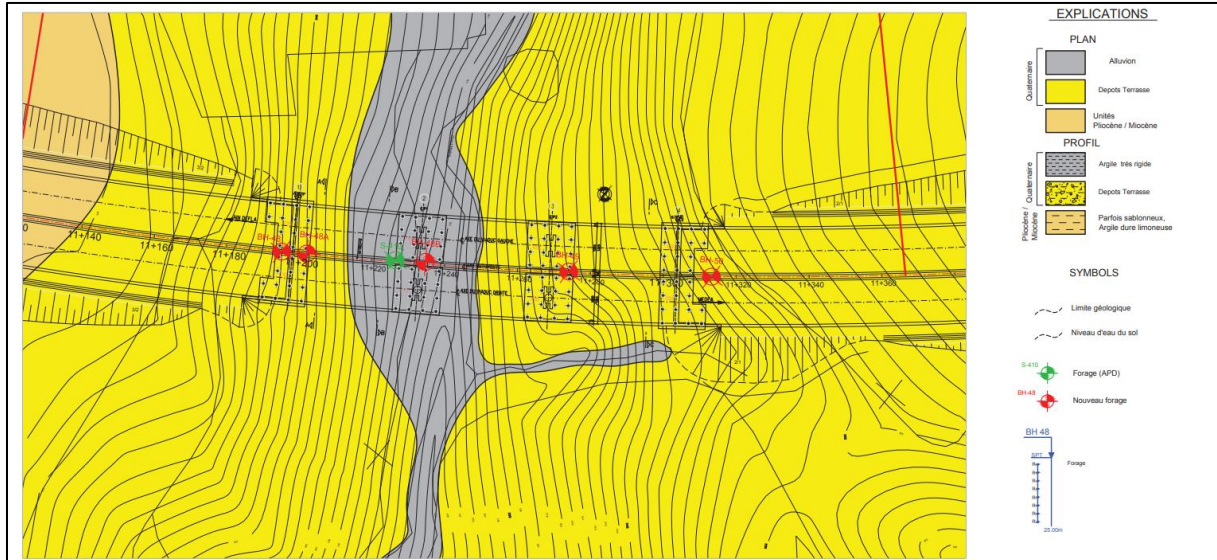


Annexe A. 4 : Vue de l'unité de gravier a argile/sable dans le sondage S-410.

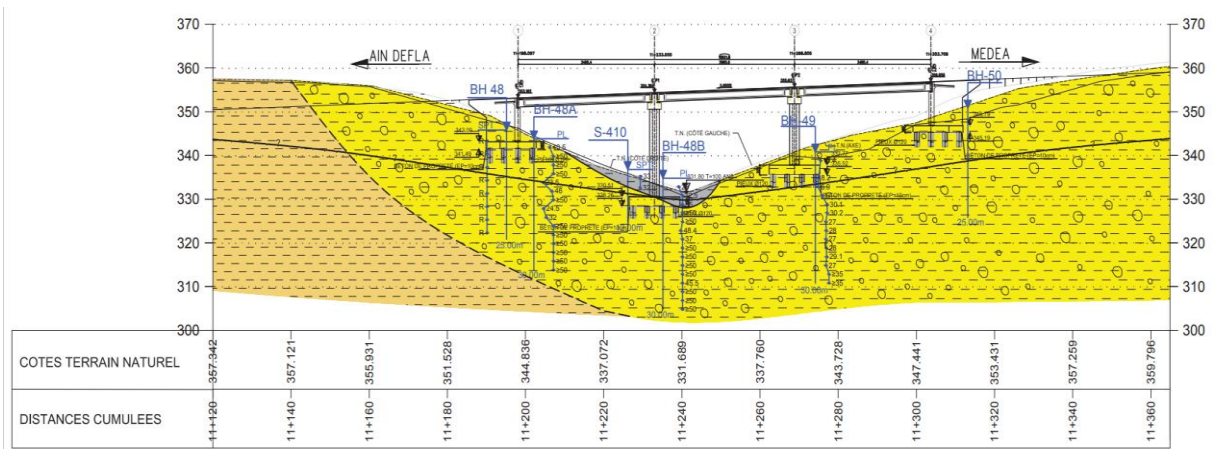
ANNEXE A: LA GEOTECHNIQUE

Formation géologique	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dépôts de Terrasse	20		10	33

Annexe A. 5 : Paramètres Géotechniques.



Annexe A. 6 : vue en plan de sondages.



Annexe A. 7 : Profile en long des sondages.

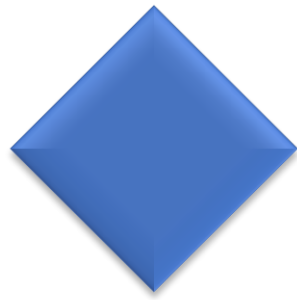
4eme Rocade d'Alger - Via 11.1 Pile Bearing Capacity																		
Foundation No:	1	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	6							(*Uplift)		
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{lor(p)} (bar)	P _{Le} (bar)	k _p	q _{pi} (kPa)	Q _{pi} (kN)	P _{lor} (bar)	q _s (kPa)		Q _{s1} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{s1} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)
Terrasse	5.5	19.0						50.0	C3	120	8143	1159	681	828	927	486	543	18.0
Terrasse	0.0	19.0						30.0	C3	120								
Terrasse	12.5	19.0	30	27.7	1.1	3045.9	3444.8	30.0	C3	120								
Foundation No:	2	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	-2							(*Uplift)		
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{lor(p)} (bar)	P _{Le} (bar)	k _p	q _{pi} (kPa)	Q _{pi} (kN)	P _{lor} (bar)	q _s (kPa)		Q _{s1} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{s1} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)
Terrasse	14.0	19.0	50.0	47.9	1.1	5265.7	5955.4	50.0	C3	120	6333	1229	660	878	983	472	422	14.0
Foundation No:	3	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	2							(*Uplift)		
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{lor(p)} (bar)	P _{Le} (bar)	k _p	q _{pi} (kPa)	Q _{pi} (kN)	P _{lor} (bar)	q _s (kPa)		Q _{s1} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{s1} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)
Terrasse	6.5	19.0						10	C3	80	5353	847	482	605	678	344	357	14.0
Terrasse	0.0	19.0						27.0	C3	120								
Terrasse	7.5	19.0	27	25.1	1.1	2757.7	3118.9	27.0	C3	120								
Foundation No:	4	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):	7							(*Uplift)		
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{lor(p)} (bar)	P _{Le} (bar)	k _p	q _{pi} (kPa)	Q _{pi} (kN)	P _{lor} (bar)	q _s (kPa)		Q _{s1} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{s1} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)
Terrasse	11.5	19.0						10	C3	80	5504	862	491	616	689	351	367	16.0
Terrasse	0.0	19.0						27.0	C3	120								
Terrasse	4.5	19.0	27	25.0	1.1	2753.3	3113.9	27.0	C3	120								

Annexe A. 5 : Longueurs des pieux & Capacités de charge.

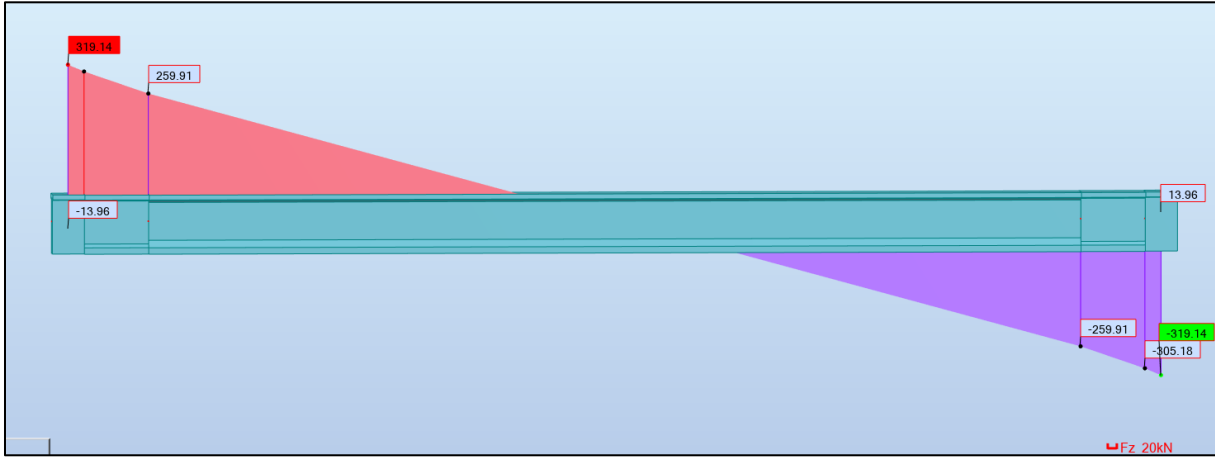
Via 11.1													
Foundation No	N _{DTR1} (ton) COMB. 1		N _{DTR2} (ton) COMB. 2		N _{DTR3} (ton) COMB. 3		N _{DTR4} (ton) COMB.4		N _{DTR5} (ton) COMB. 5		N _{DTR6} (ton) COMB. 6		Tas Longueur (m)
	Q _D	Q _{ALL (tons)}	Q _D	Q _{ALL (tons)}	Q _D	Q _{ALL (tons)}	Q _D	Q _{ALL (tons)}	Q _D	Q _{ALL (tons)}	Q _D	Q _{ALL (tons)}	
AXE NO.1	337	486	340	486	353	828	340	828	396	927	366	927	18
AXE NO.2	282	472	280	472	288	878	281	878	497	983	440	983	14
AXE NO.3	282	344	280	344	288	605	281	605	497	678	440	678	14
AXE NO.4	337	351	340	351	353	616	340	616	396	689	366	689	16

Annexe A. 6 : Longueurs des pieux & Capacités de charge.

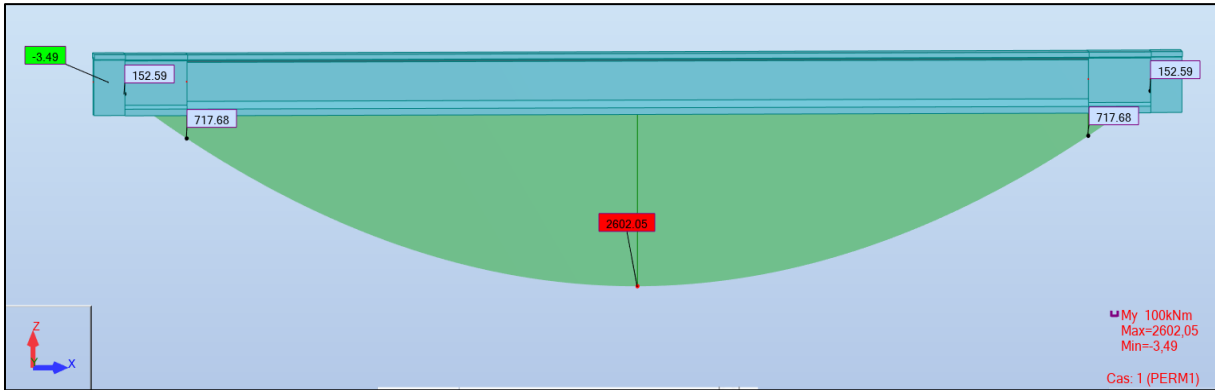
ANNEXE B



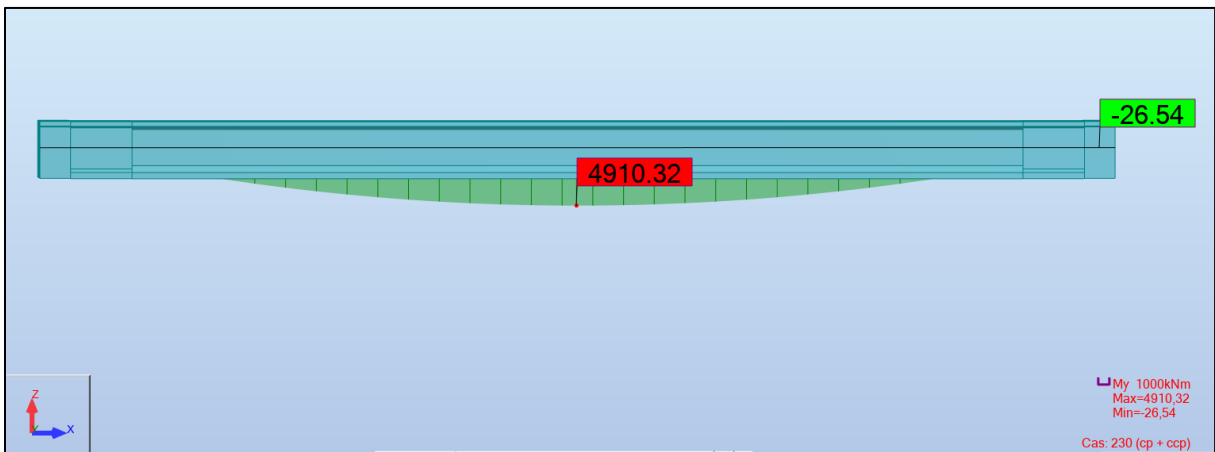
LES SOLLICITATIONS DU TABLIER SELON LES COMBINAISONS DE RCPR :



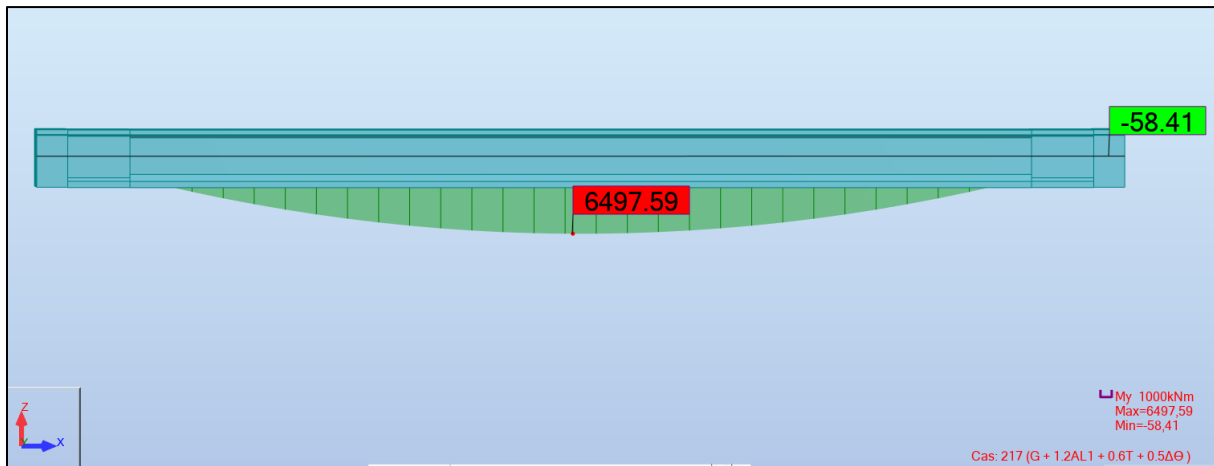
Annexe B. 1 : Effort tranchant poutre seule.



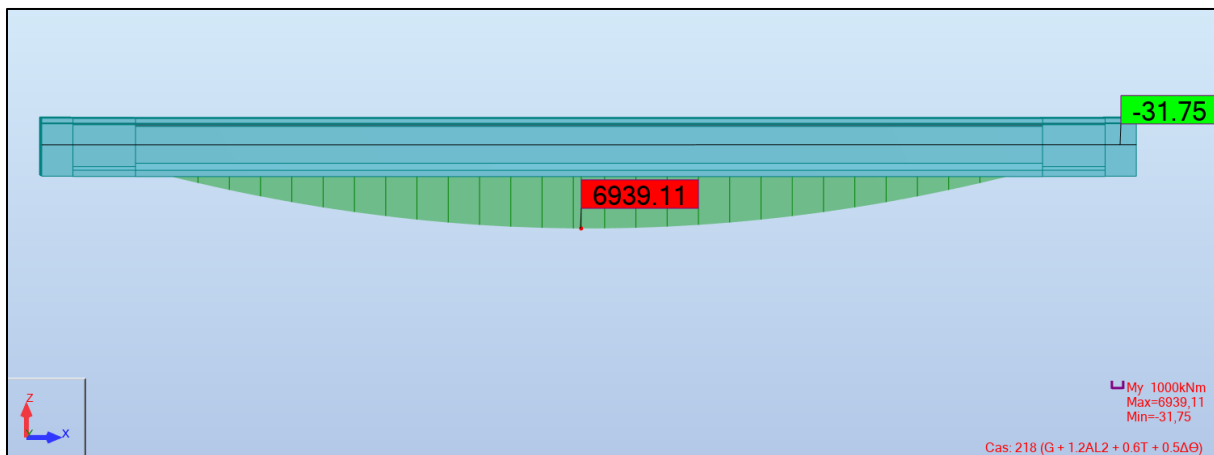
Annexe B. 2 : Moment de la poutre seule.



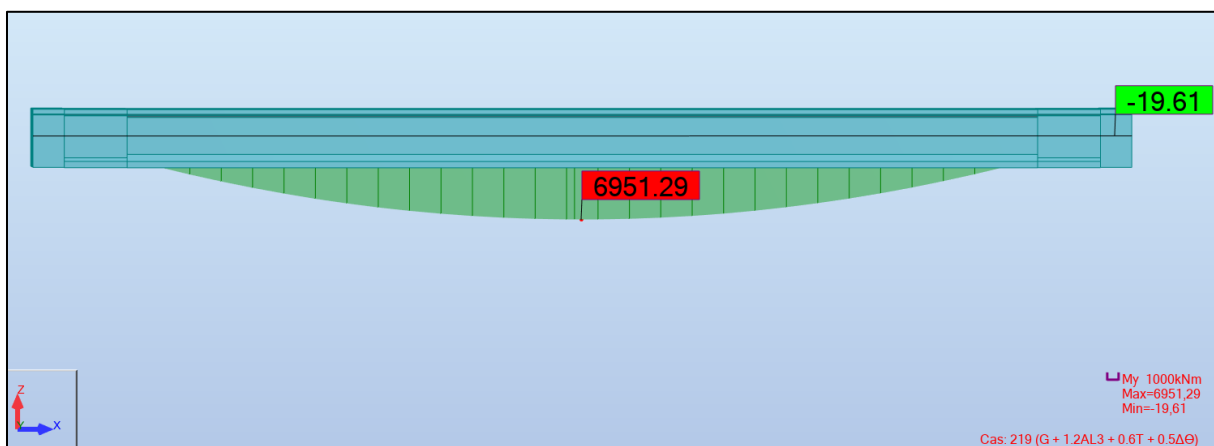
Annexe B. 3 : Moment CP + CCP.



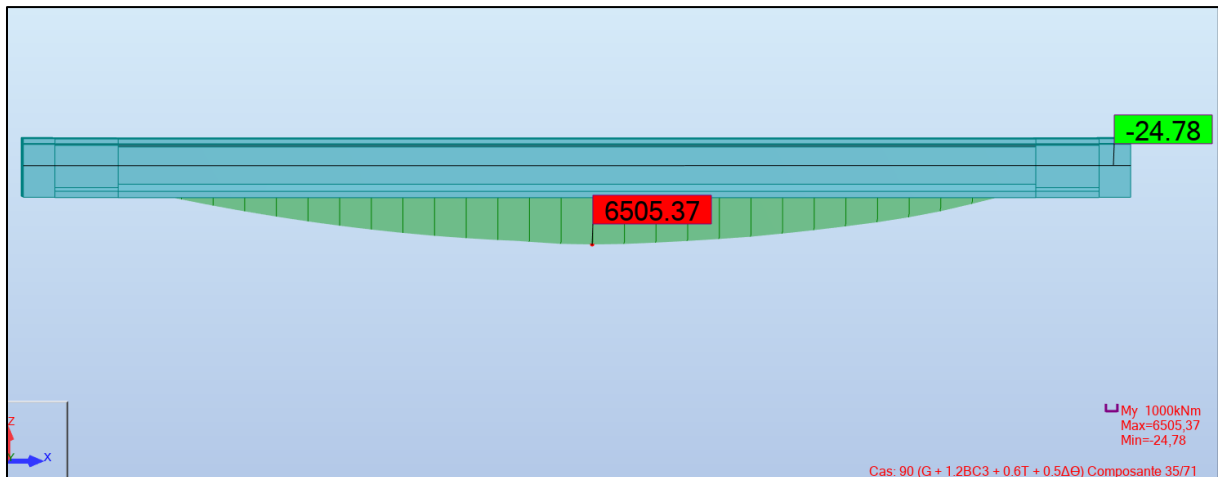
Annexe B. 4 : Moment max ELS $G + 1.2 AL1 + 0.6 T + 0.5\Delta T$.



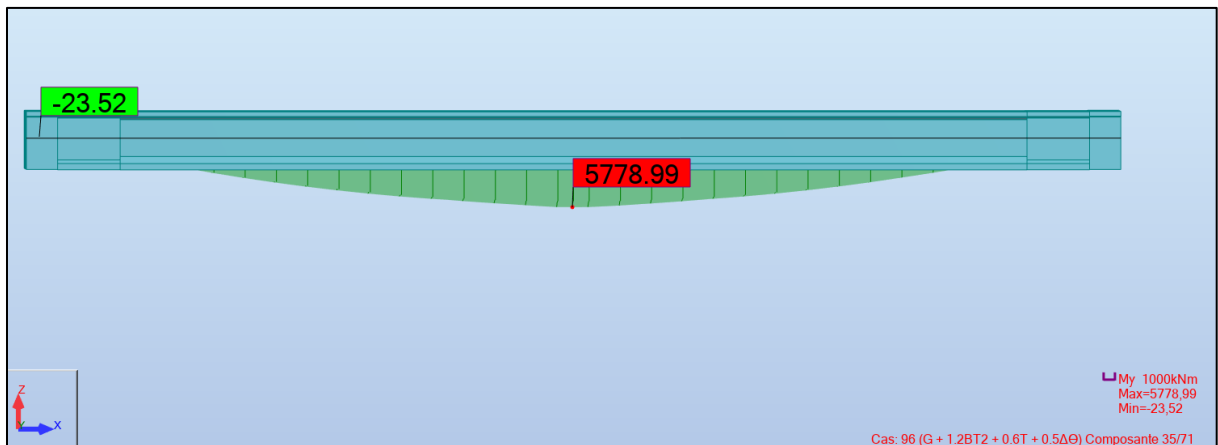
Annexe B. 5 : Moment max ELS $G + 1.2 AL2 + 0.6 T + 0.5\Delta T$.



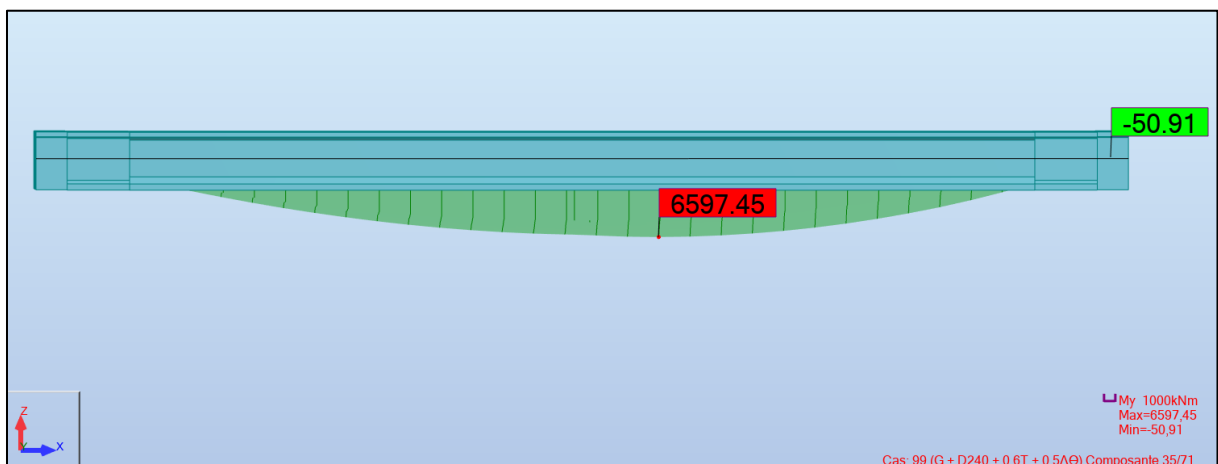
Annexe B. 6 : Moment max ELS $G + 1.2 AL3 + 0.6 T + 0.5\Delta T$.



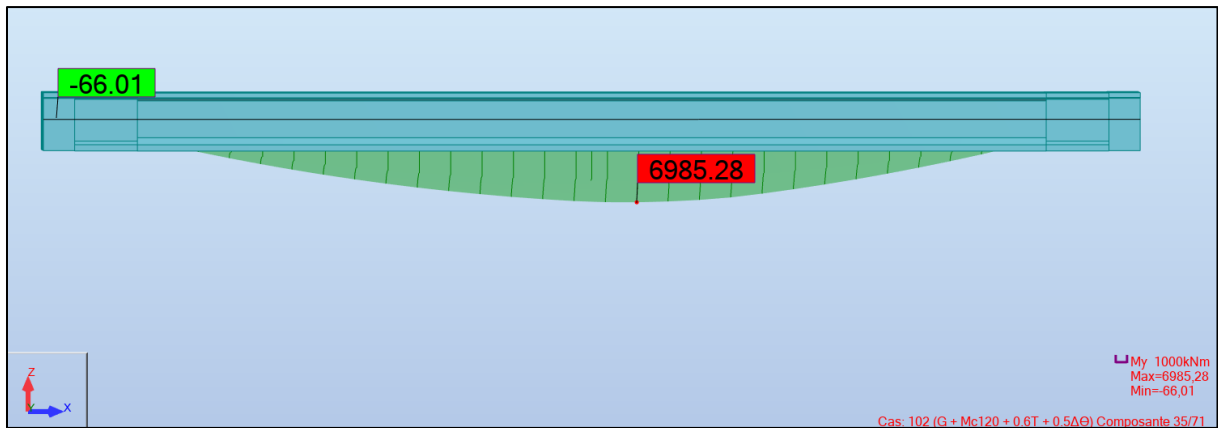
Annexe B. 7 : Moment max ELS $G + 1.2 BC3 + 0.6 T + 0.5\Delta T$.



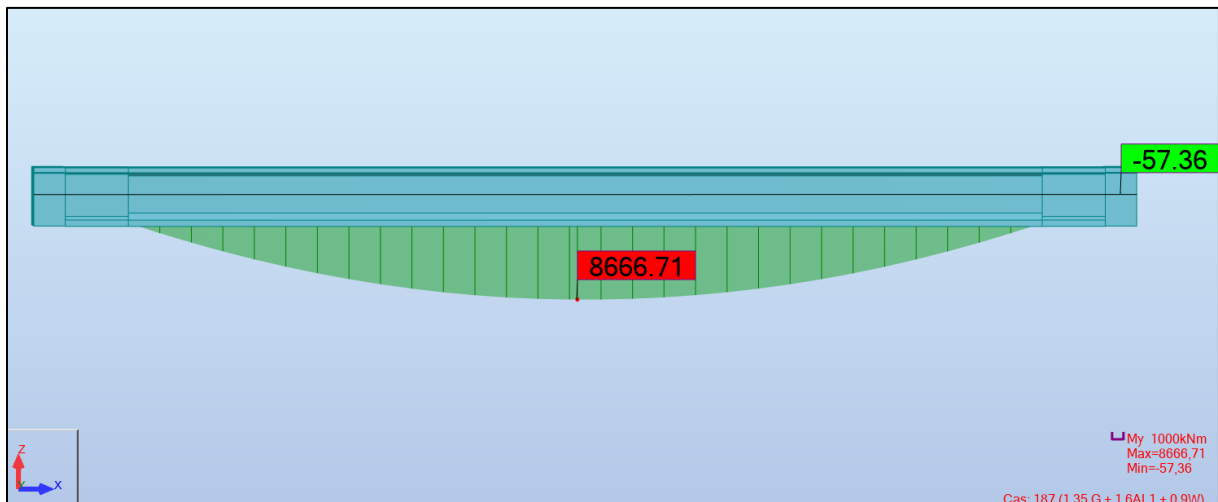
Annexe B. 8 : Moment max ELS $G + 1.2 BT2 + 0.6 T + 0.5\Delta T$.



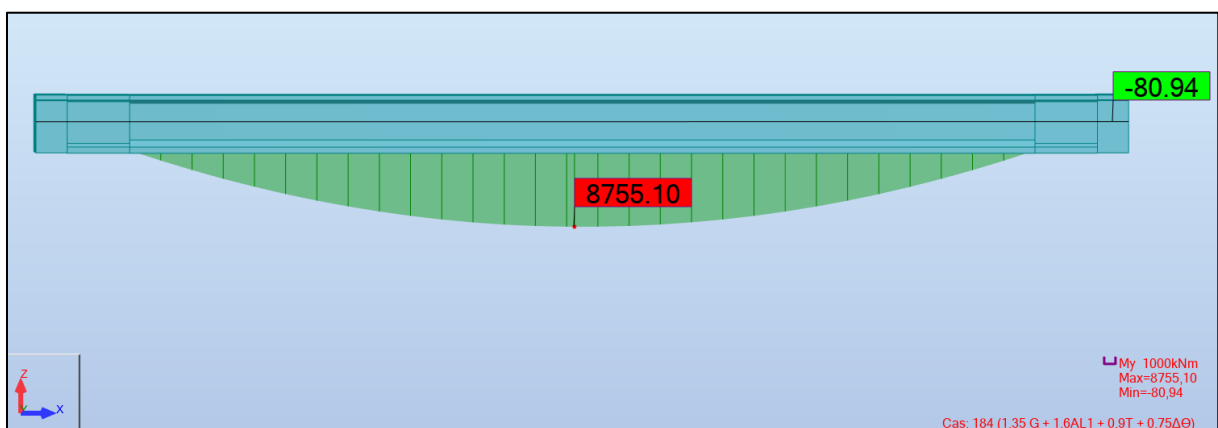
Annexe B. 9 : Moment max ELS $G + D240 + 0.6 T + 0.5\Delta T$.



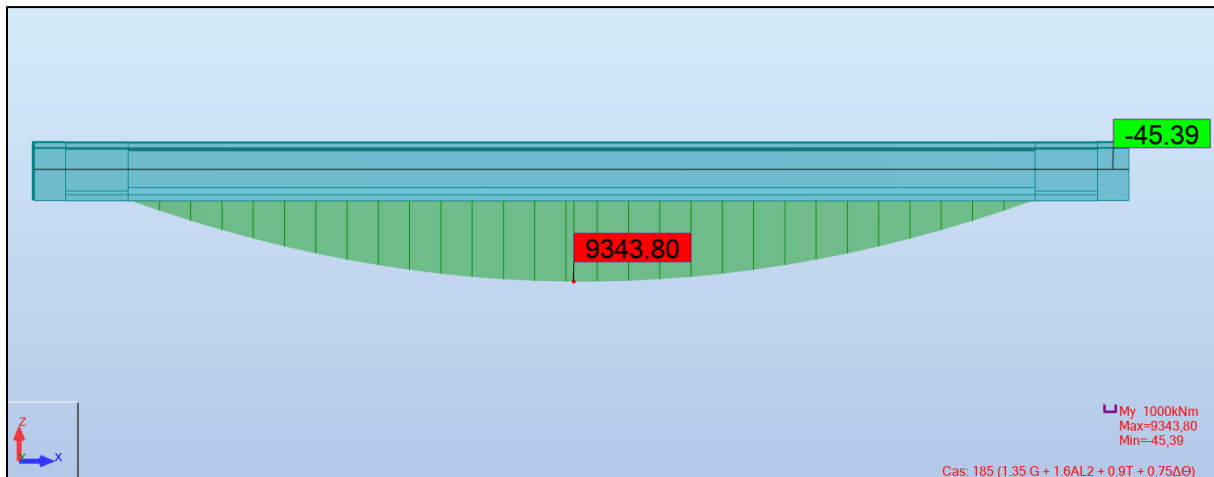
Annexe B. 10 : Moment max ELS $G + MC120 + 0.6 T + 0.5\Delta T$.



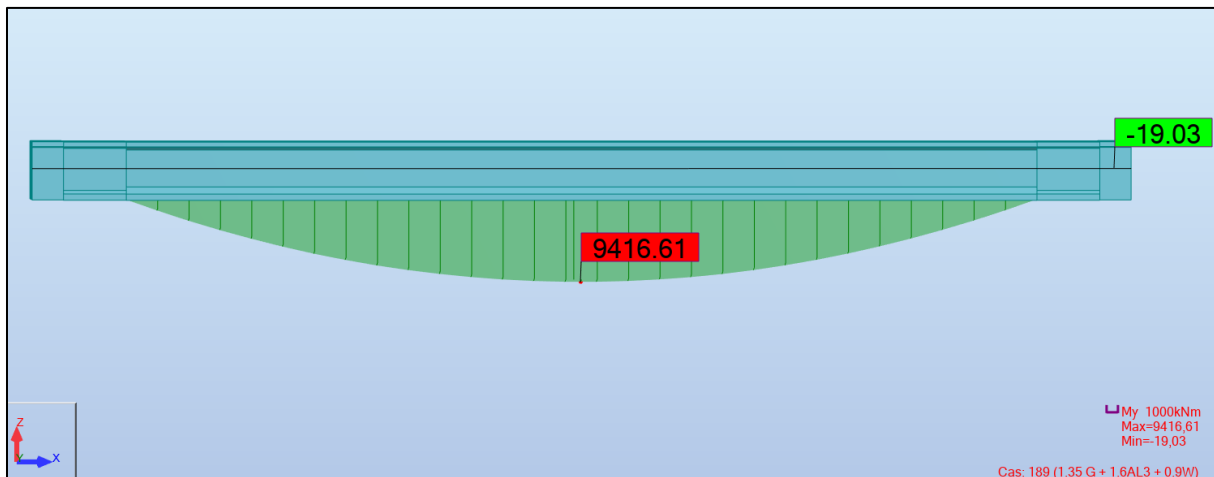
Annexe B. 11 : Moment max ELU $1.35G + 1.6 AL1 + 0.9 W$.



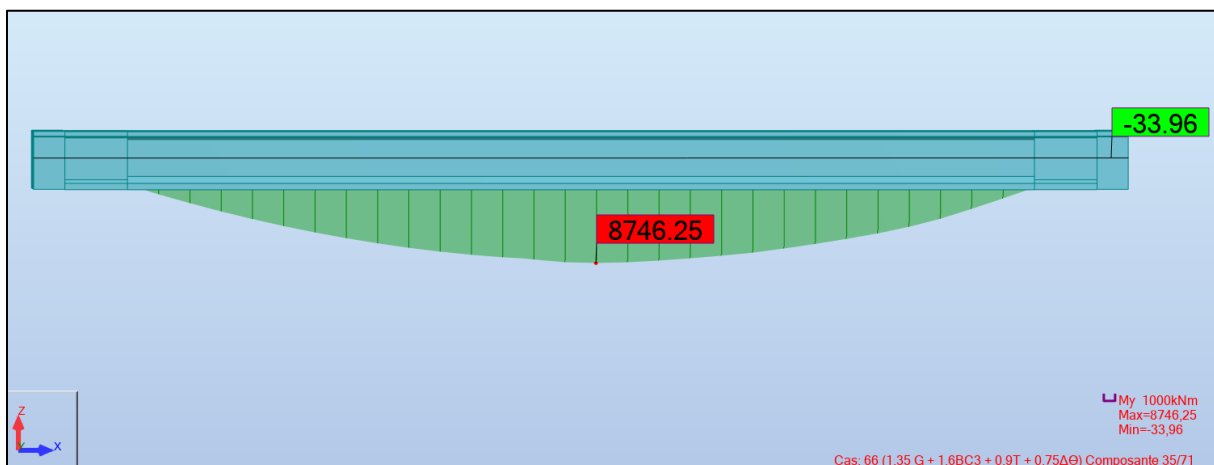
Annexe B. 12 : Moment max ELU $1.35 G + 1.6 AL1 + 0.9 T + 0.75\Delta T$.



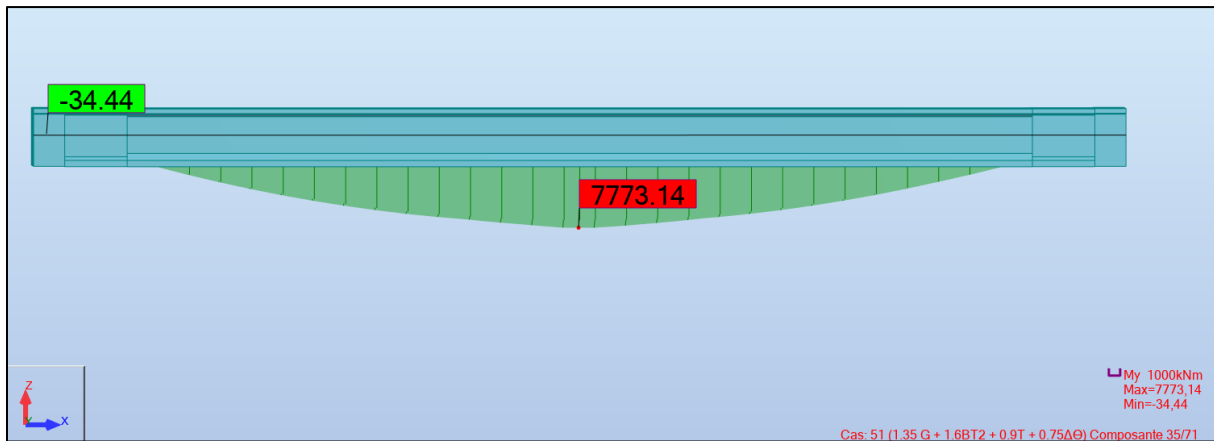
Annexe B. 13 : Moment max ELU 1.35G + 1.6 AL2 + 0.9 T + 0.75ΔT.



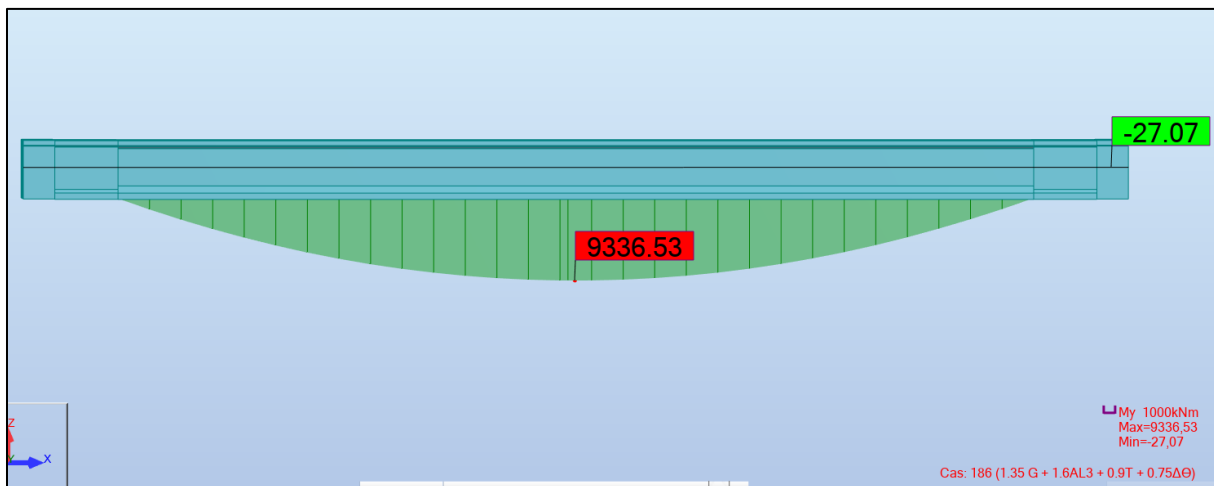
Annexe B. 14 : Moment max ELU 1.35G + 1.6 AL3 + 0.9W.



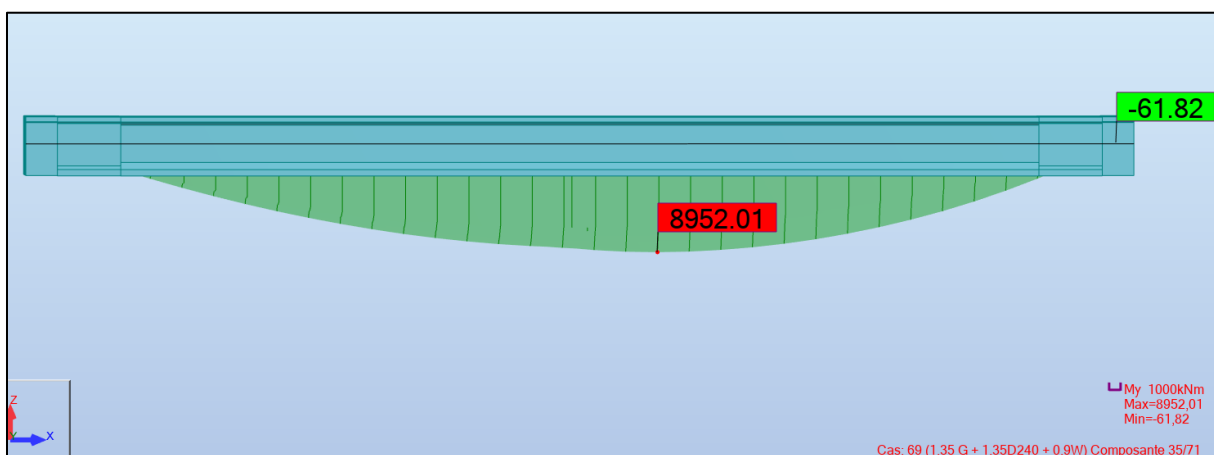
Annexe B. 15 : Moment max ELU 1.35G + 1.6 BC3 + 0.9 T + 0.75ΔT.



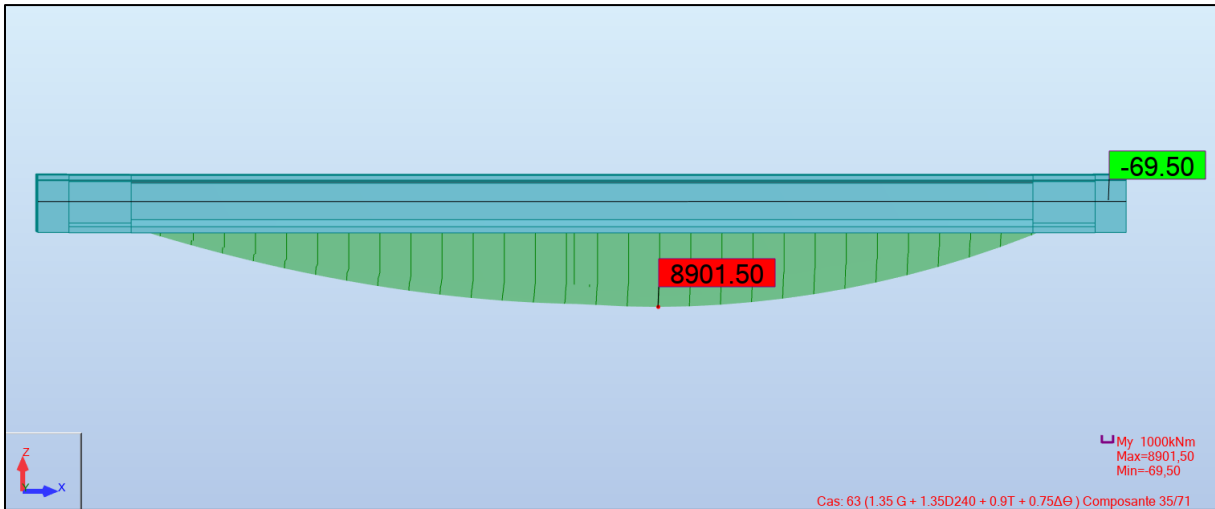
Annexe B. 16 : Moment max ELU $1.35G + 1.6 BT2 + 0.9 T + 0.75\Delta T$.



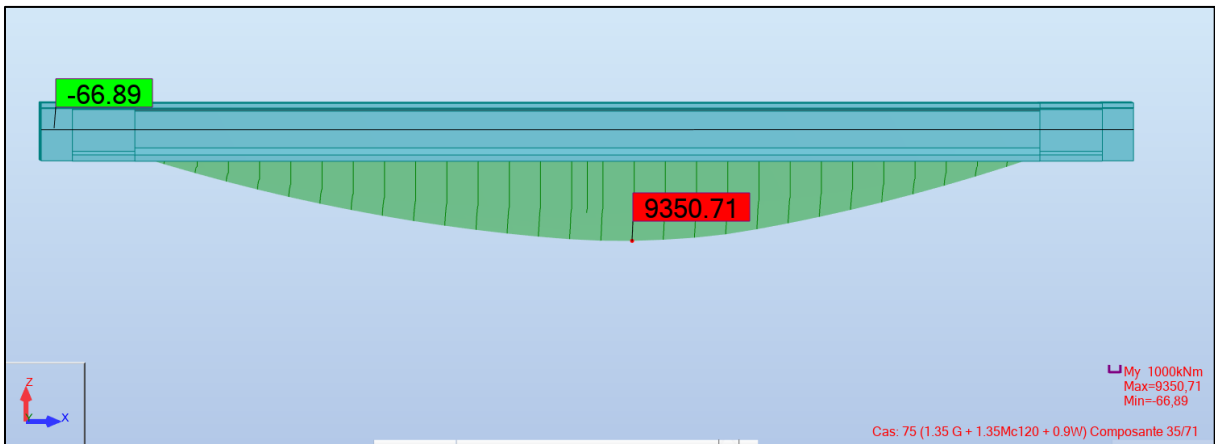
Annexe B. 17 : Moment max ELU $1.35G + 1.6 AL3 + 0.9 T + 0.75\Delta T$.



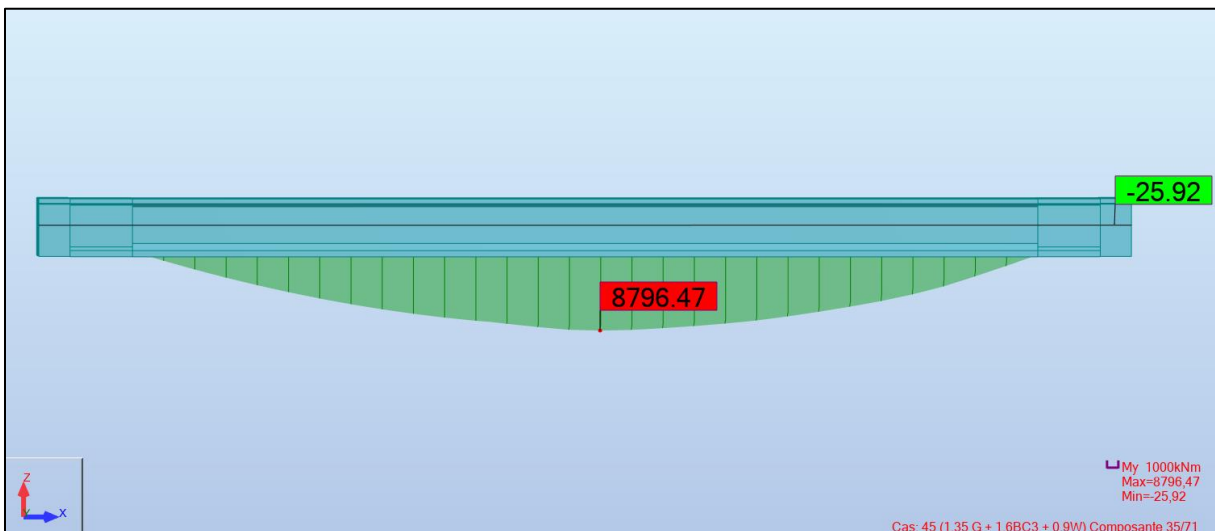
Annexe B. 18 : Moment ELU $1.35 G + 1.35 D240 + 0.9W$.



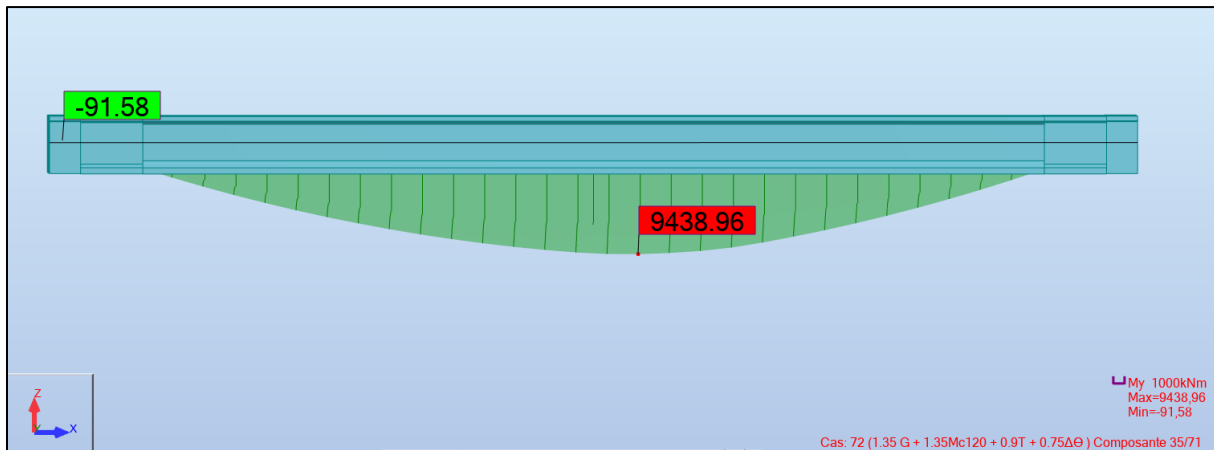
Annexe B. 19 : Moment max ELU 1.35G + D240 + 0.9 T + 0.75ΔT.



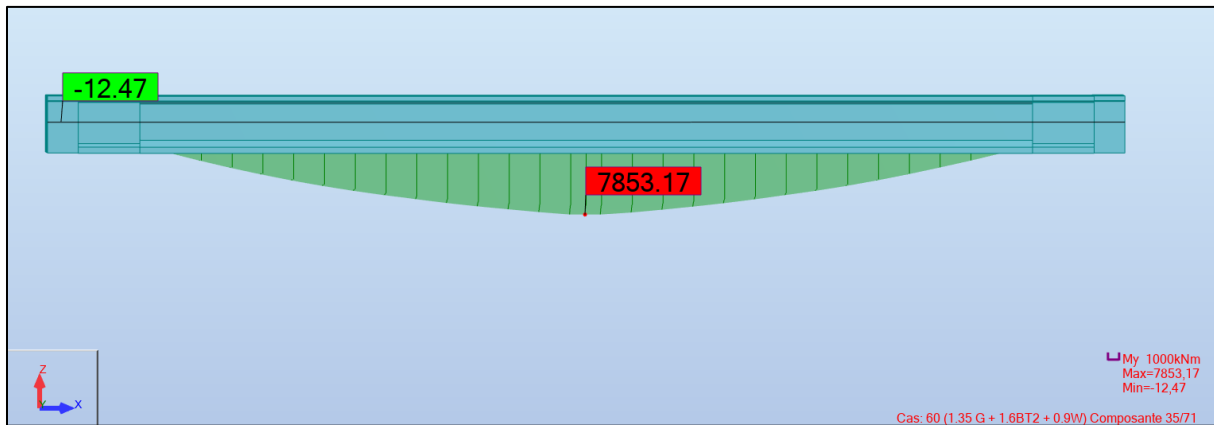
Annexe B. 20 : Moment max ELU 1.35G + 1.35MC120 + 0.9W.



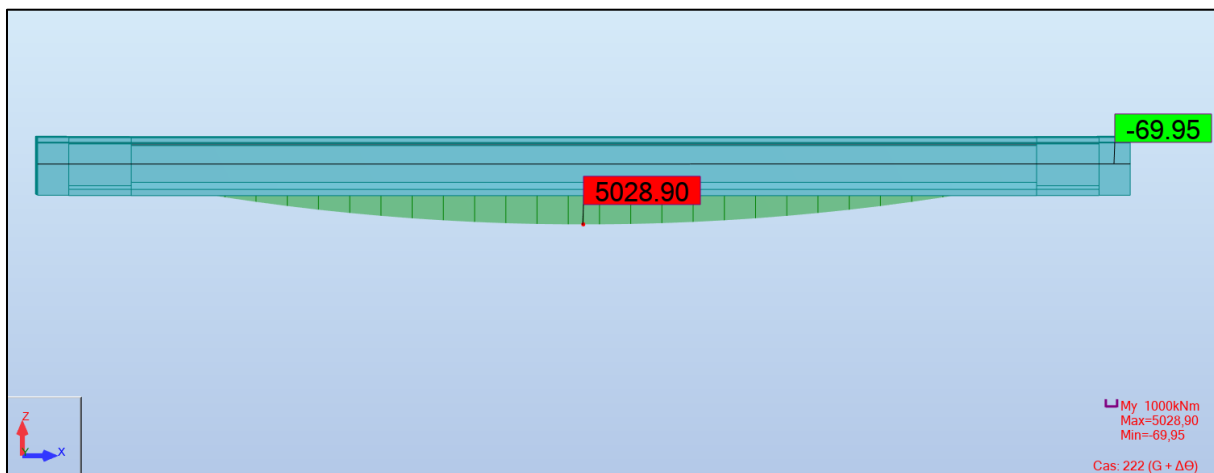
Annexe B. 21 : Moment max ELU 1.35G + 1.6 BC3 + 0.9 W.



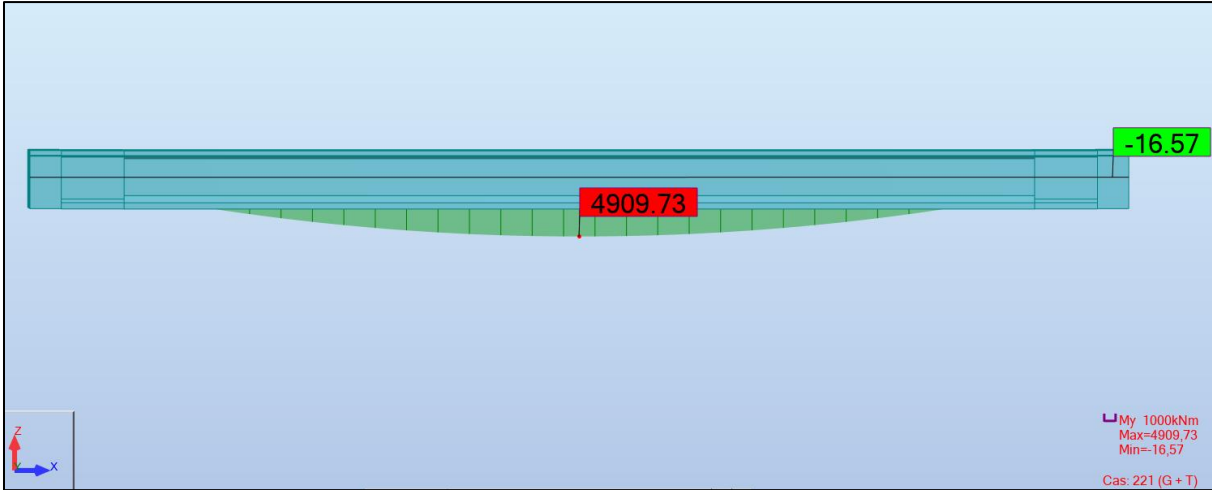
Annexe B. 22: Moment max ELU $1.35G + 1.35Mc120 + 0.9 T + 0.75\Delta T$.



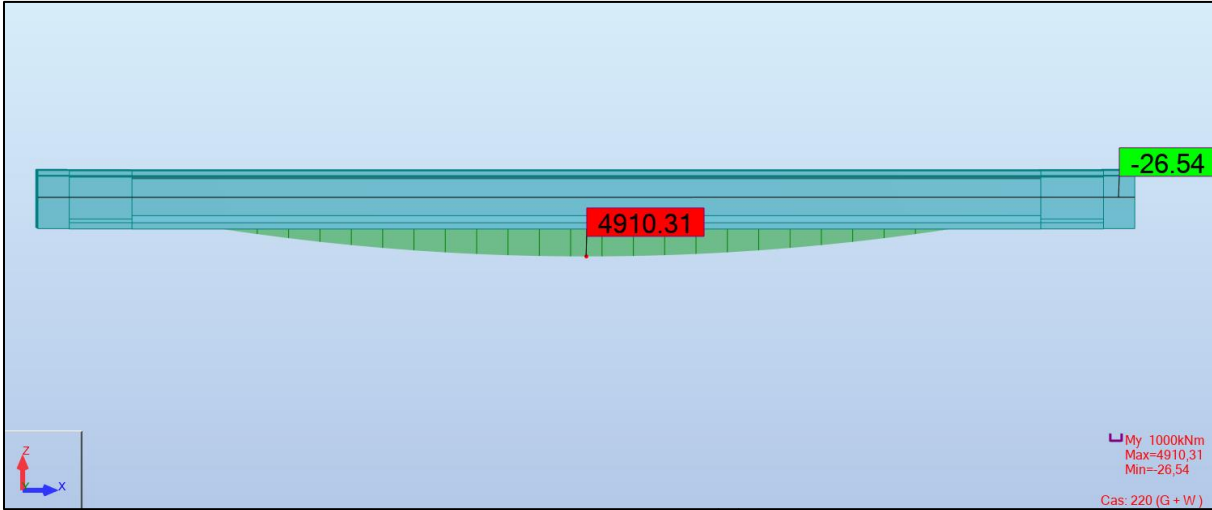
Annexe B. 23 : Moment max ELU $1.35G + 1.6BT2 + 0.9W$.



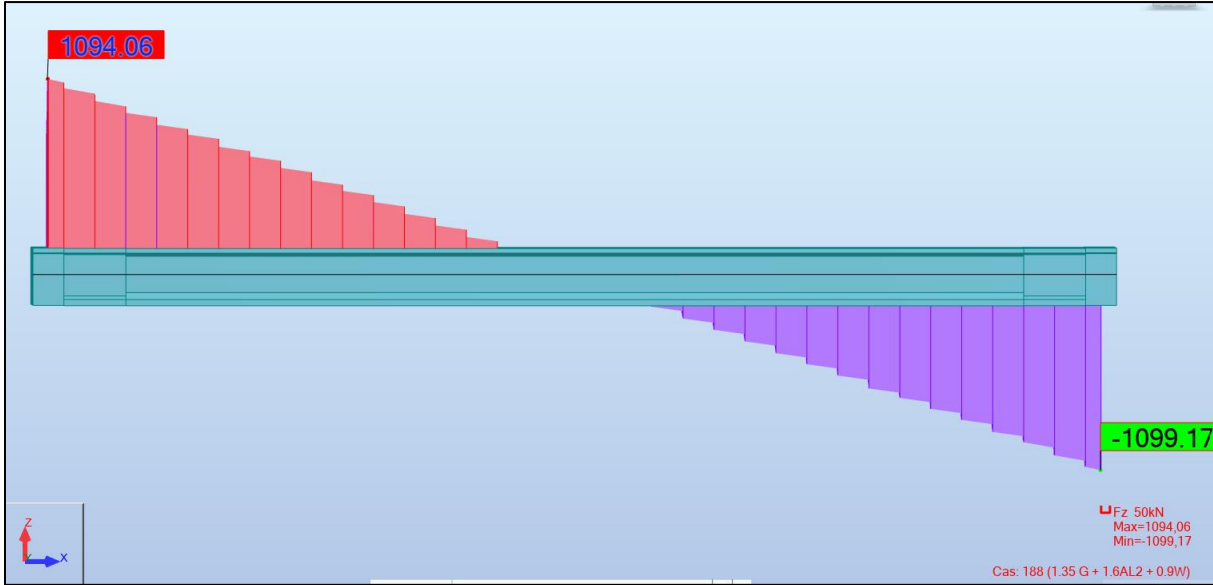
Annexe B. 24 : Moment max $G + \Delta T$.



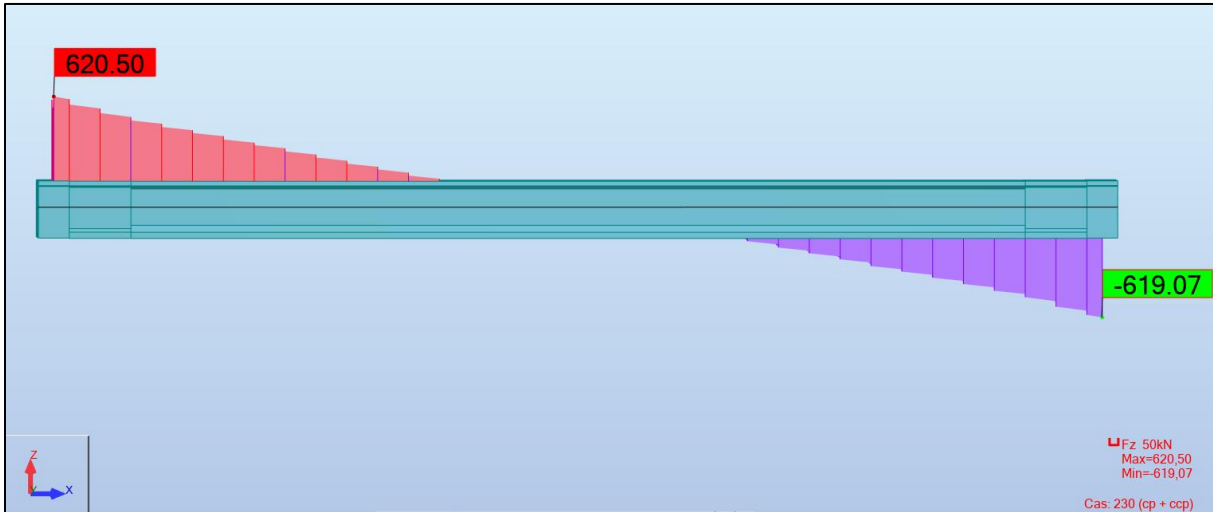
Annexe B. 25 : Moment max G + T.



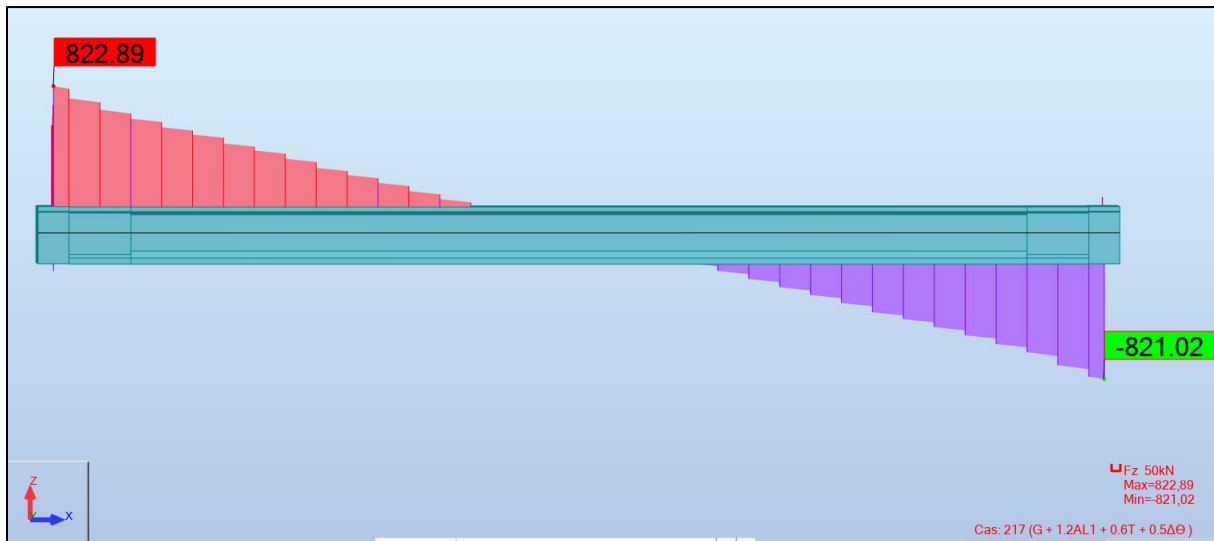
Annexe B. 26 : Moment max G + W.



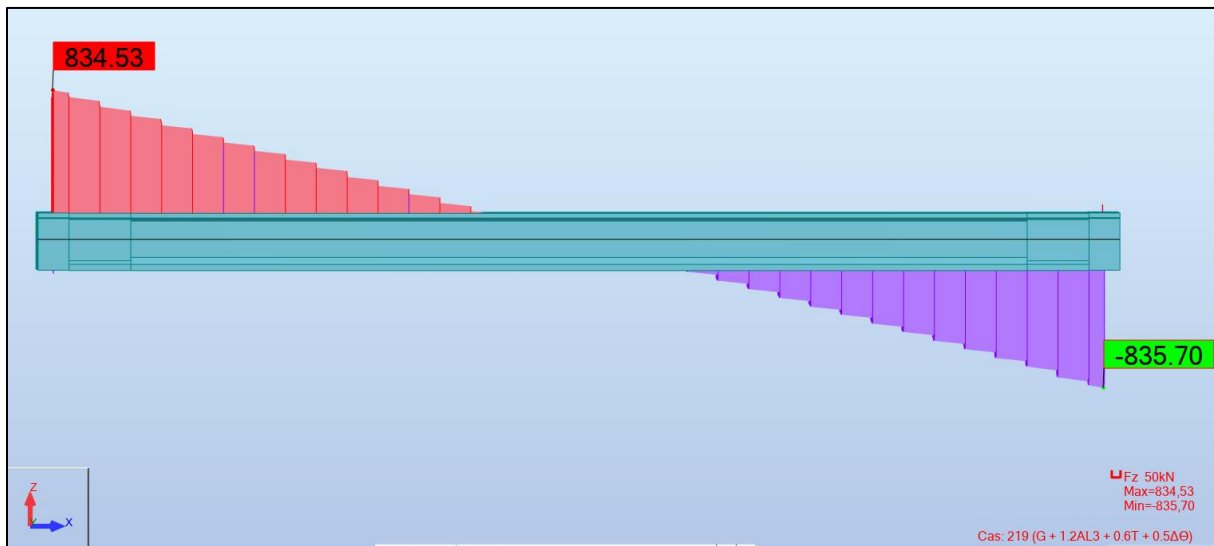
Annexe B. 27 : Effort tranchant max 1.35 G + 1.6 AL2 + 0.9 W.



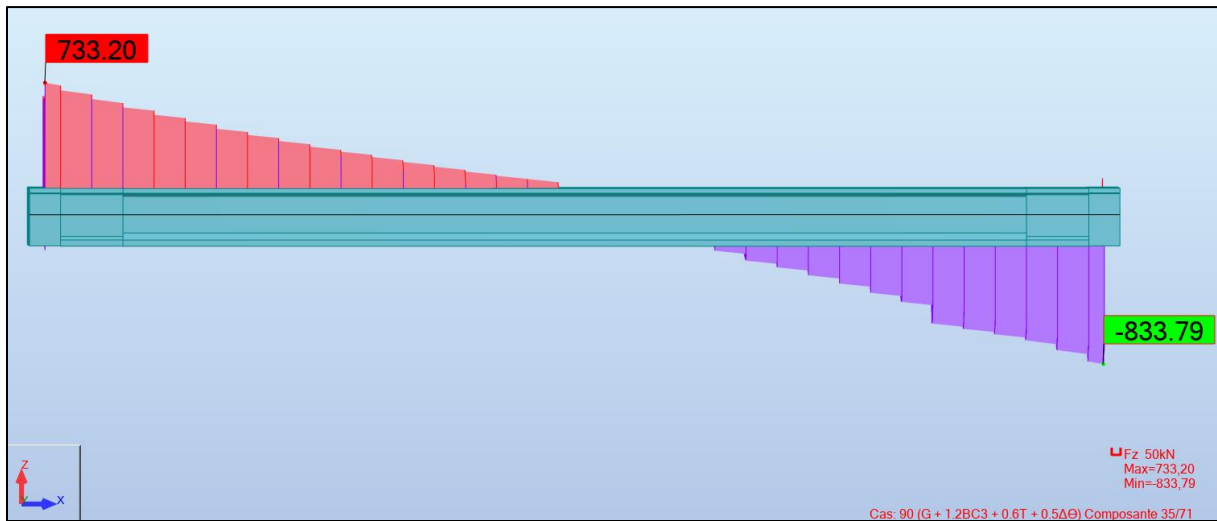
Annexe B. 28 : Effort tranchant CP + CCP.



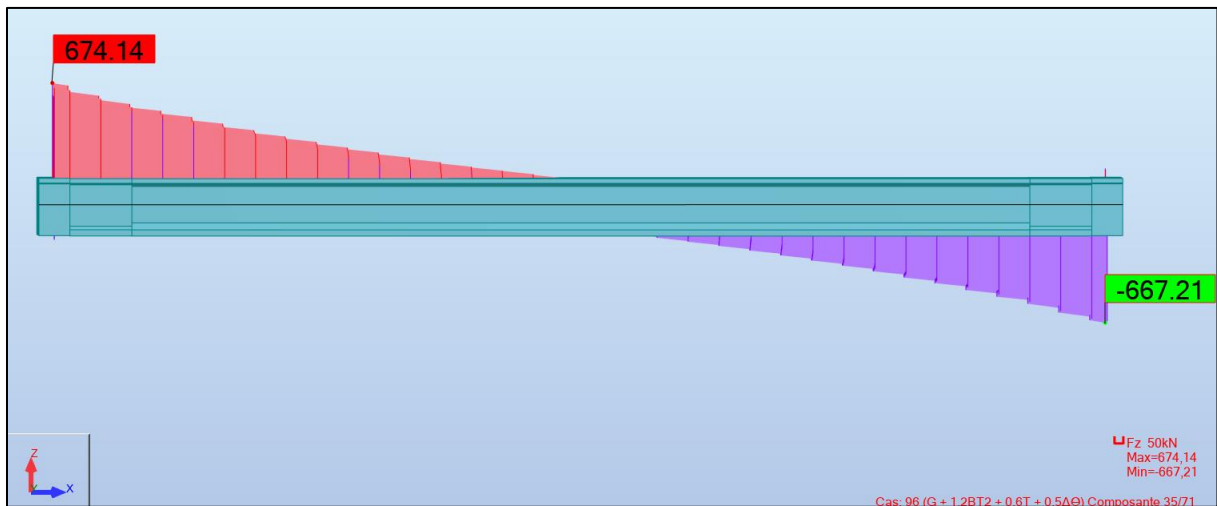
Annexe B. 29 : Effort tranchant ELS $G + 1.2 AL1 + 0.6 T + 0.5 \Delta T$.



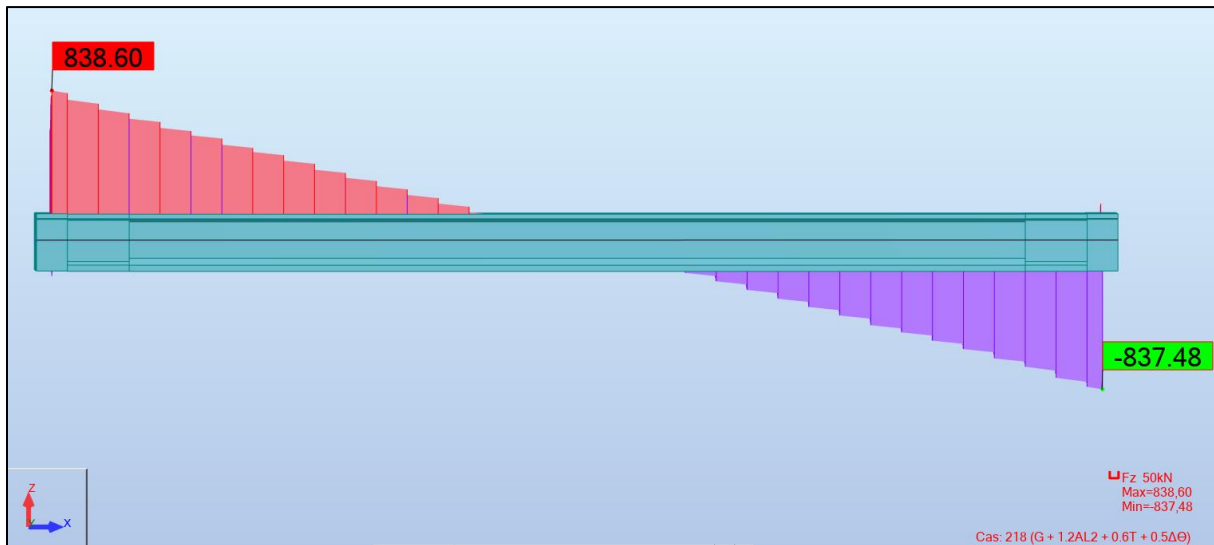
Annexe B. 30 : Effort tranchant ELS $G + 1.2 AL3 + 0.6 T + 0.5 \Delta T$.



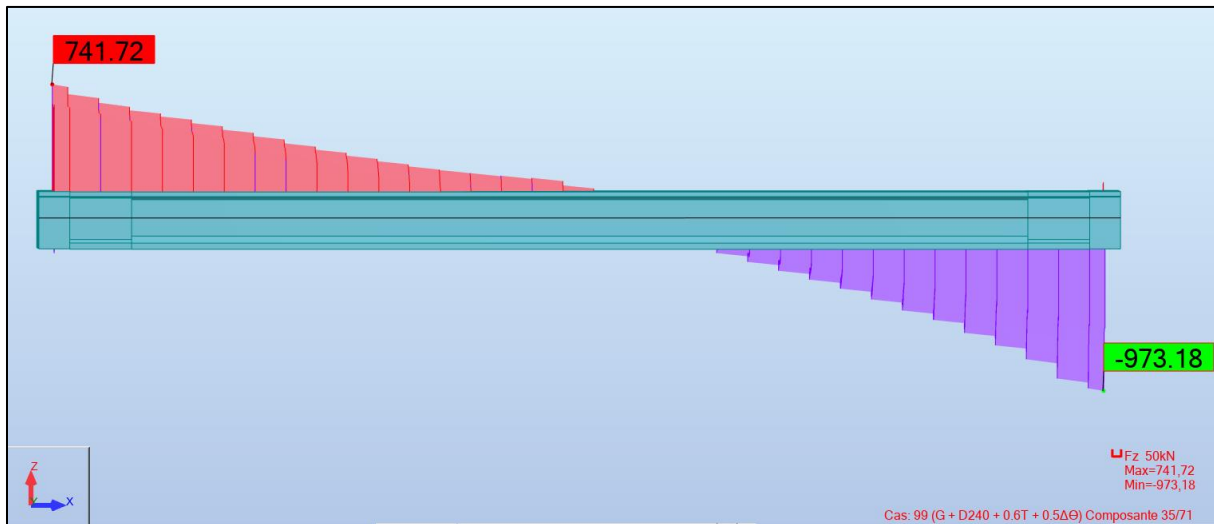
Annexe B. 31 : Effort tranchant ELS $G + 1.2 BC3 + 0.6 T + 0.5 \Delta T$.



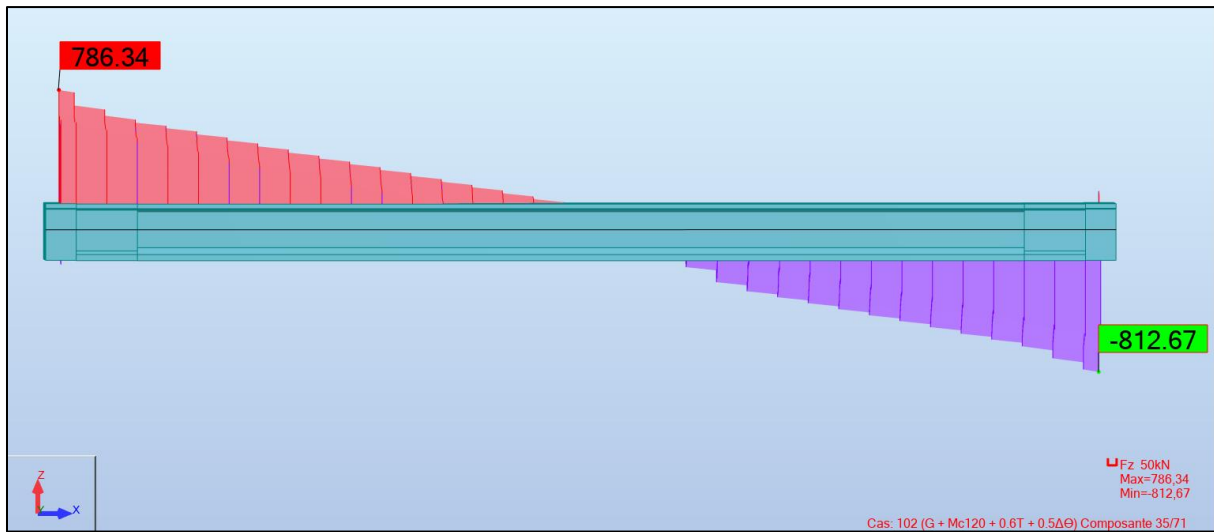
Annexe B. 32 : Effort tranchant ELS $G + 1.2 BT2 + 0.6 T + 0.5 \Delta T$.



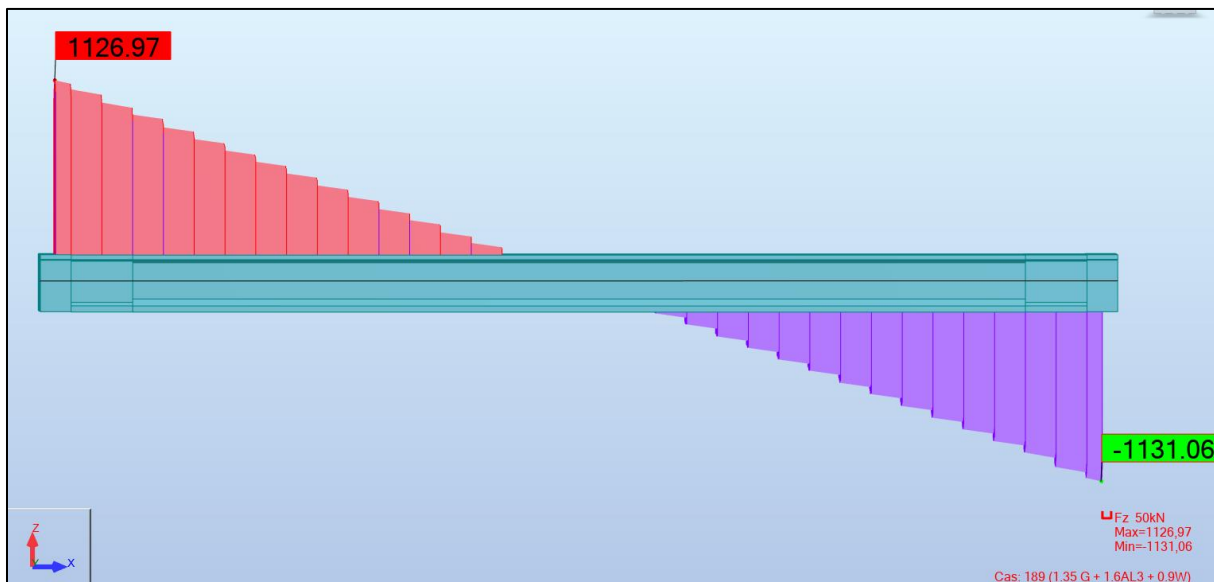
Annexe B. 33 : Effort tranchant ELS $G + 1.2 AL2 + 0.6 T + 0.5 \Delta T$.



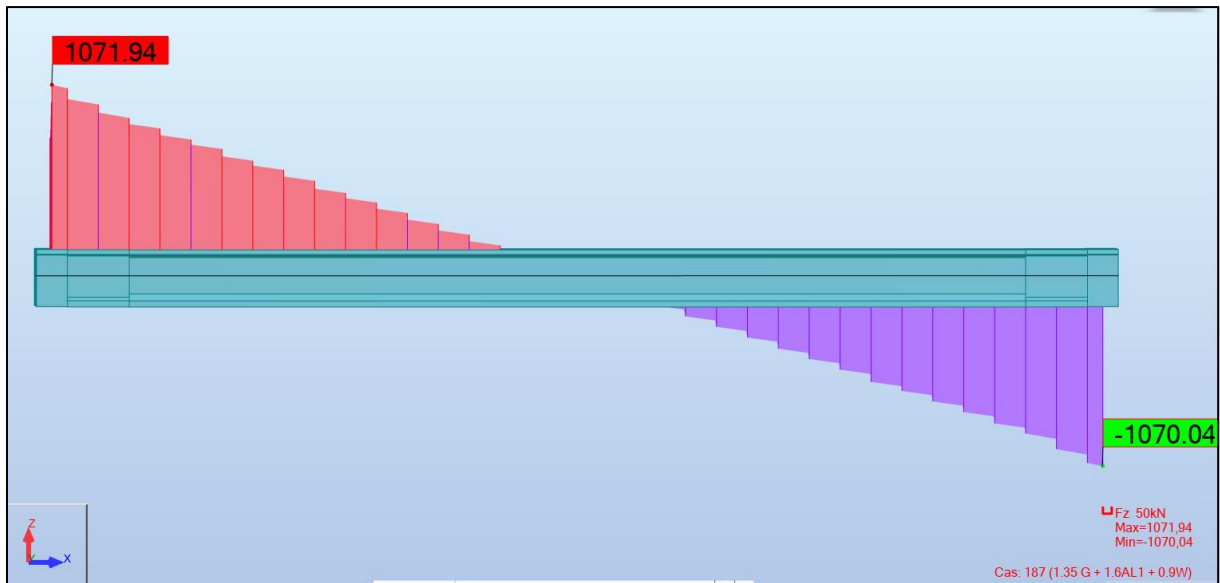
Annexe B. 34 : Effort tranchant ELS $G + D240 + 0.6 T + 0.5 \Delta T$.



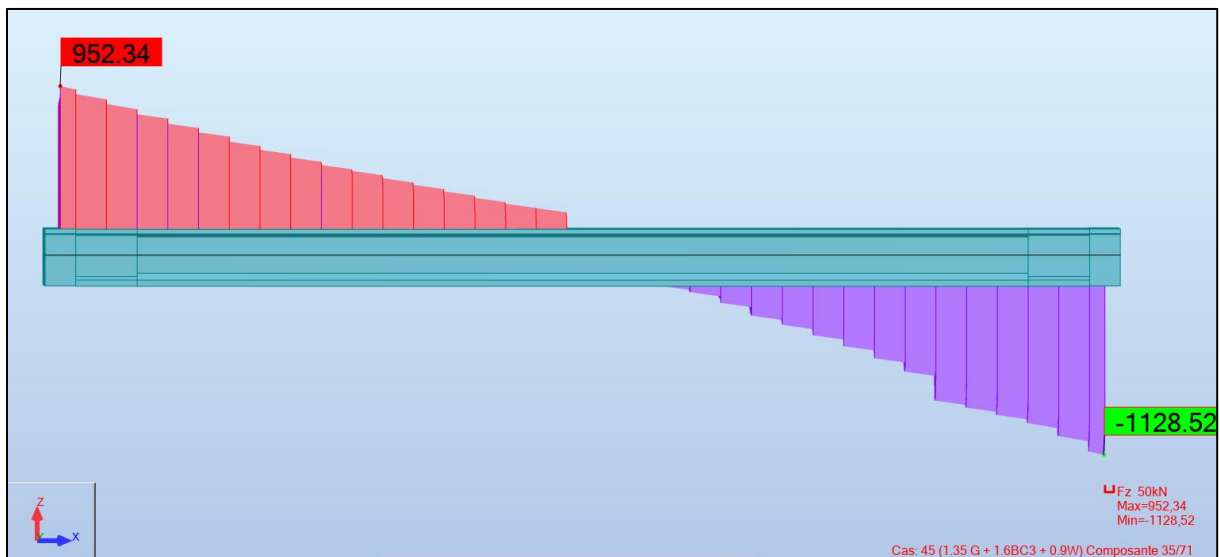
Annexe B. 35 : Effort tranchant ELS G + MC120 + 0.6 T + 0.5 ΔT.



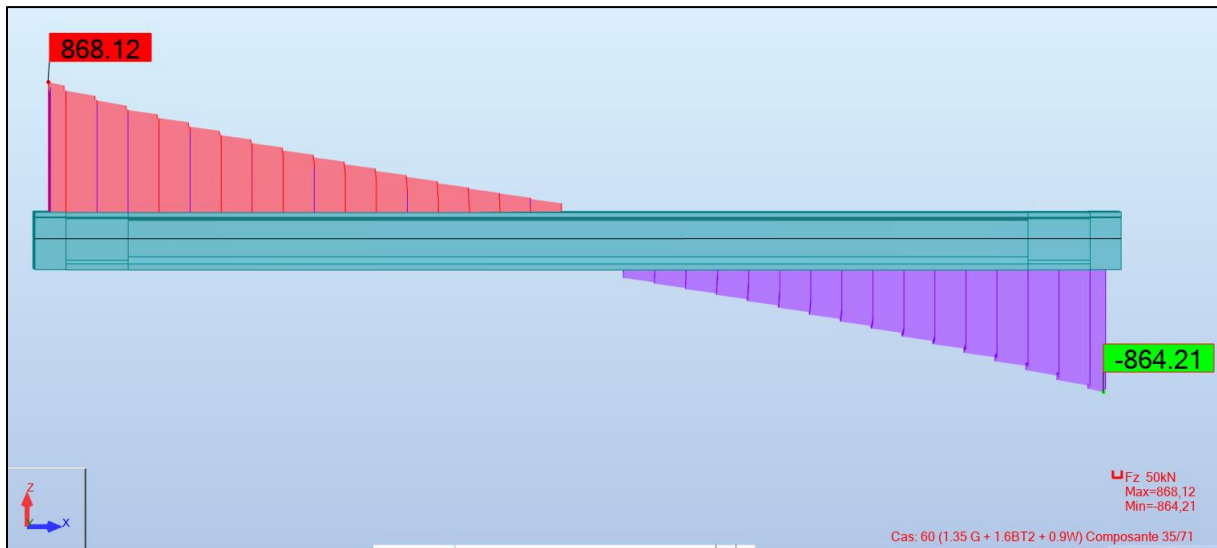
Annexe B. 36 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 AL3 +0.9 W.



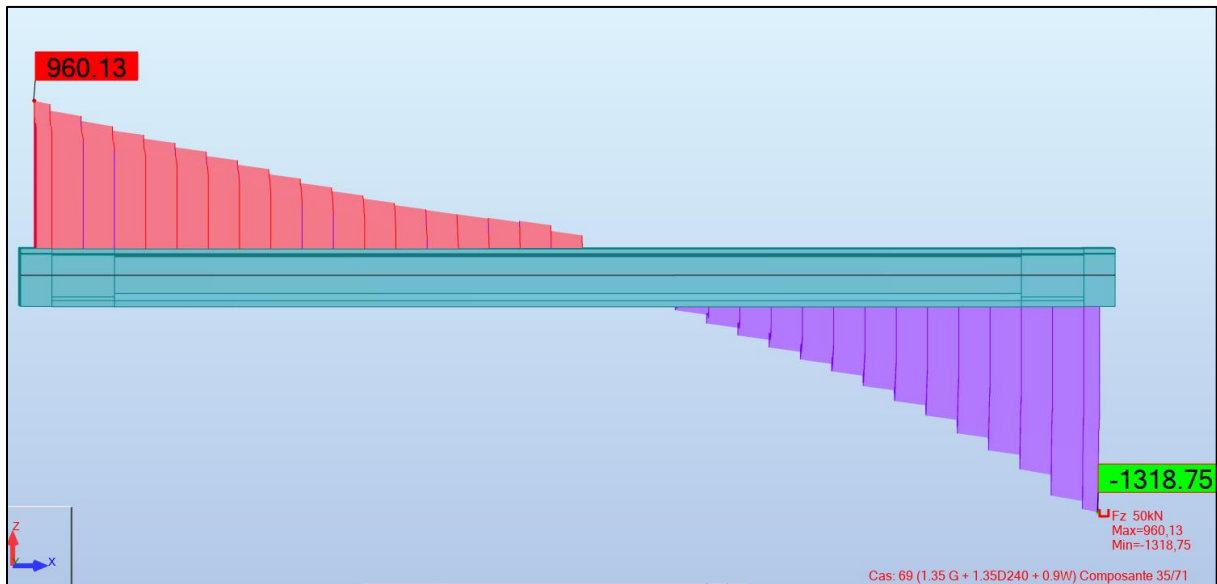
Annexe B. 37 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 AL1 +0.9 W.



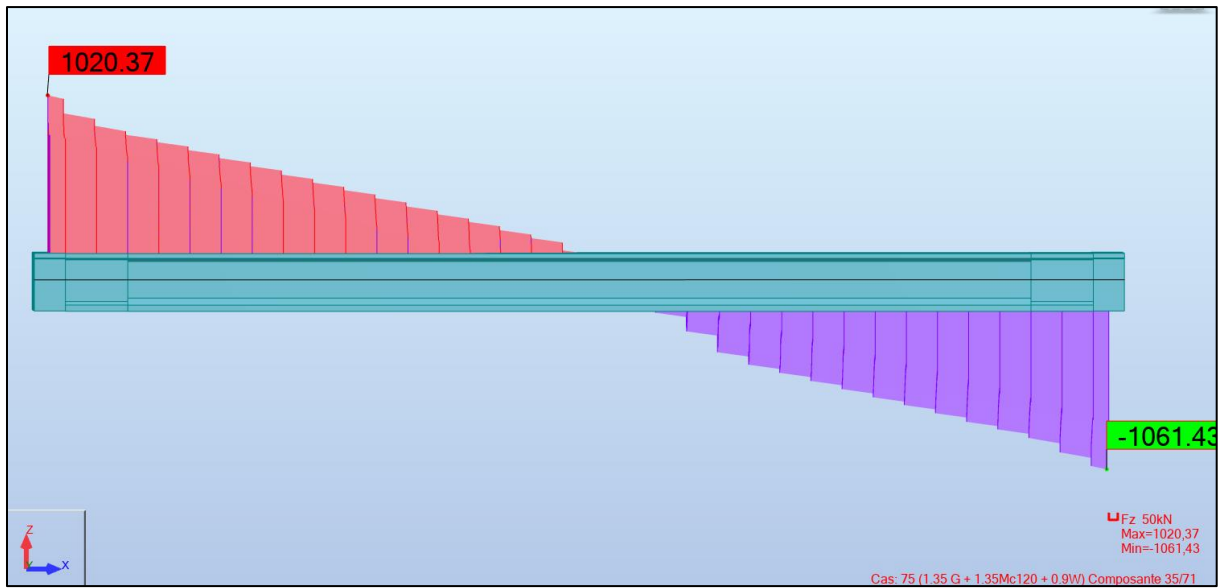
Annexe B. 38 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 BC3 +0.9 W.



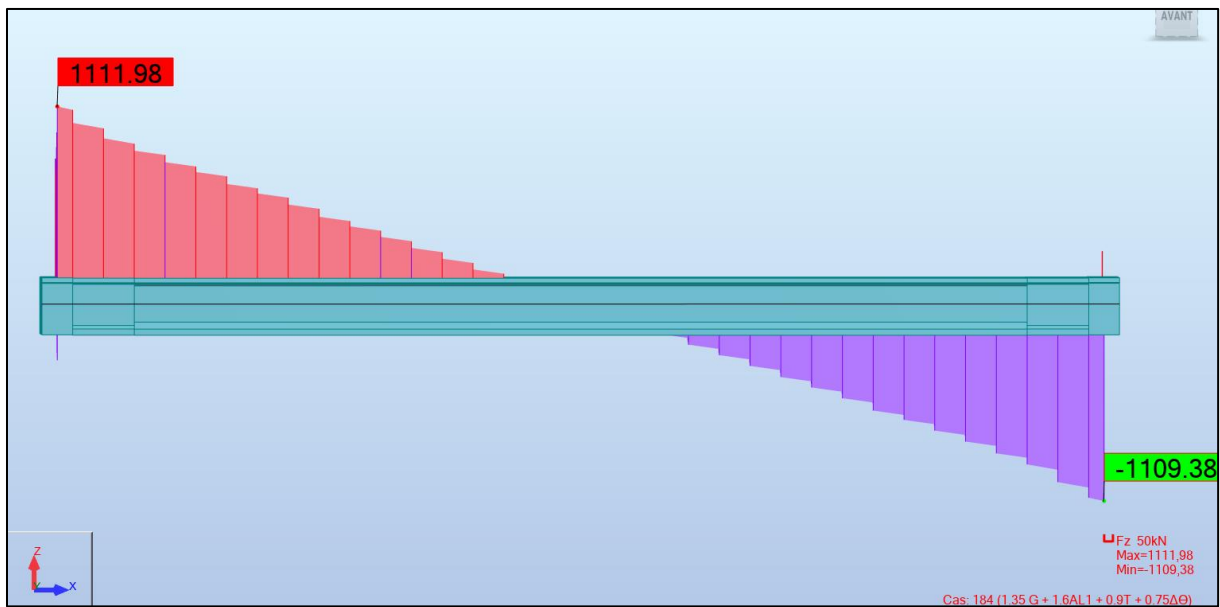
Annexe B. 39 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 BT2 +0.9 W.



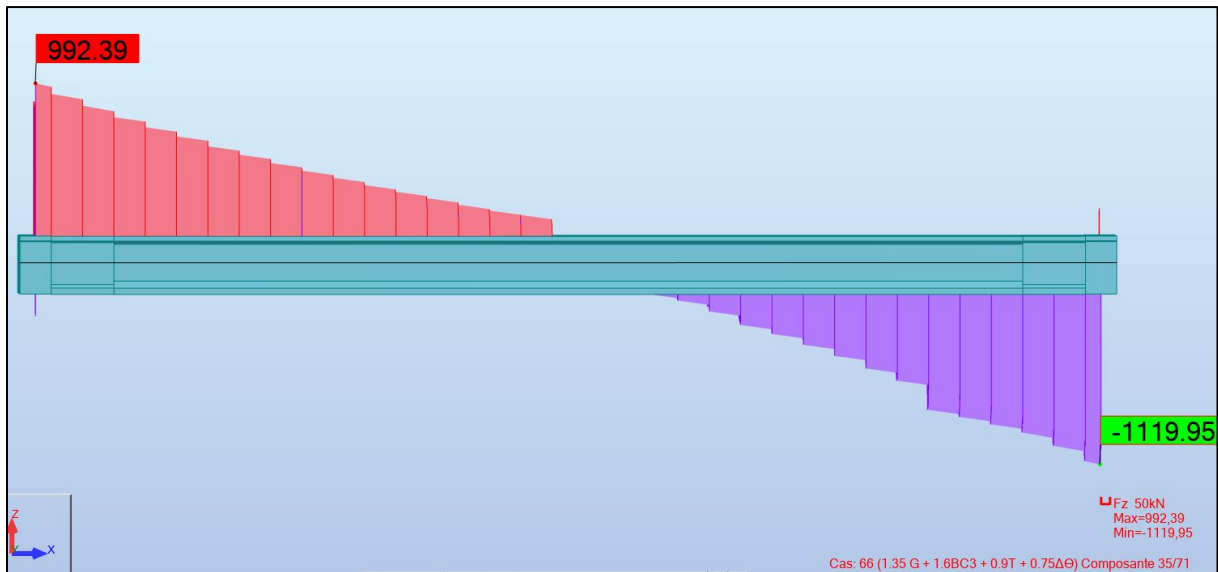
Annexe B. 40 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.35 D240 +0.9 W.



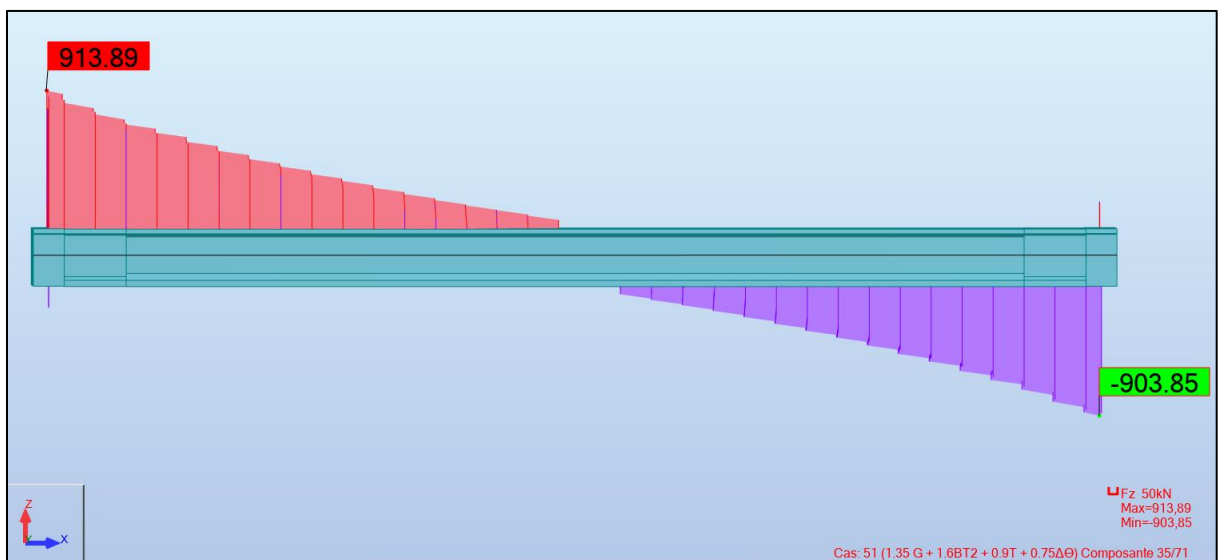
Annexe B. 41 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.35 MC120 +0.9 W.



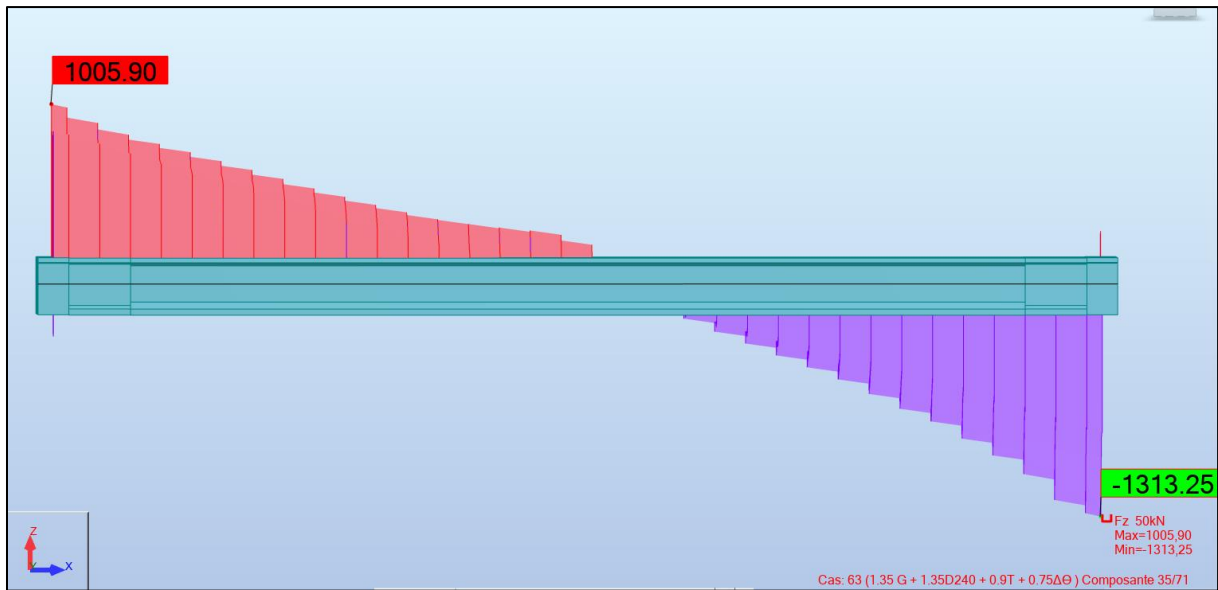
Annexe B. 42 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 AL1 + 0.9 T + 0.75 ΔT.



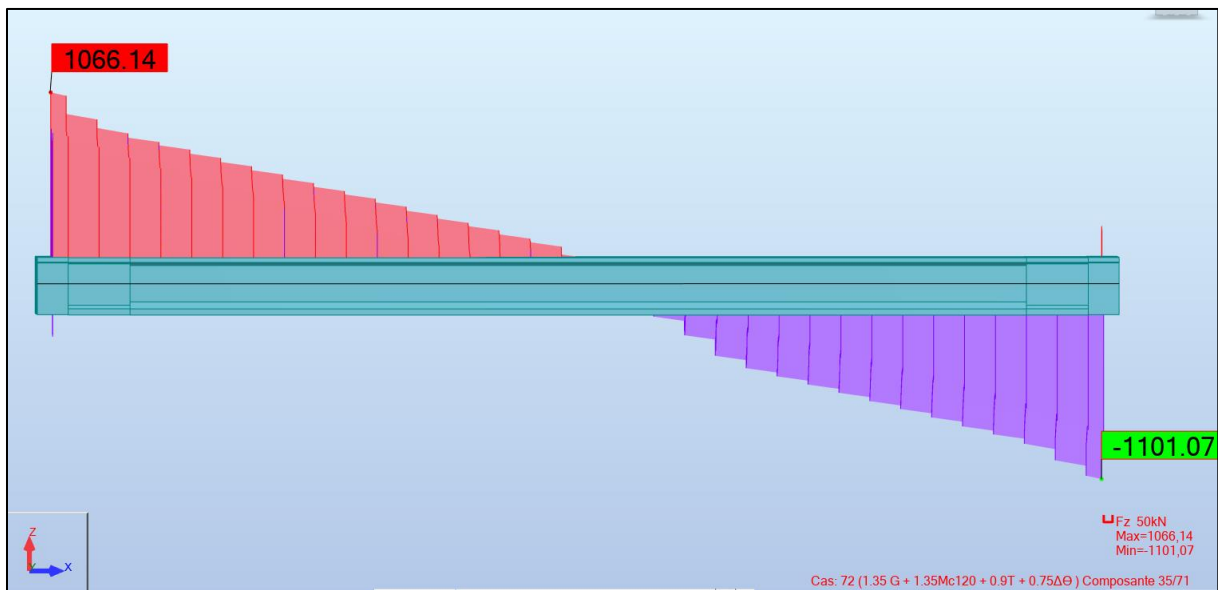
Annexe B. 43 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 BC3 + 0.9 T + 0.75 ΔT.



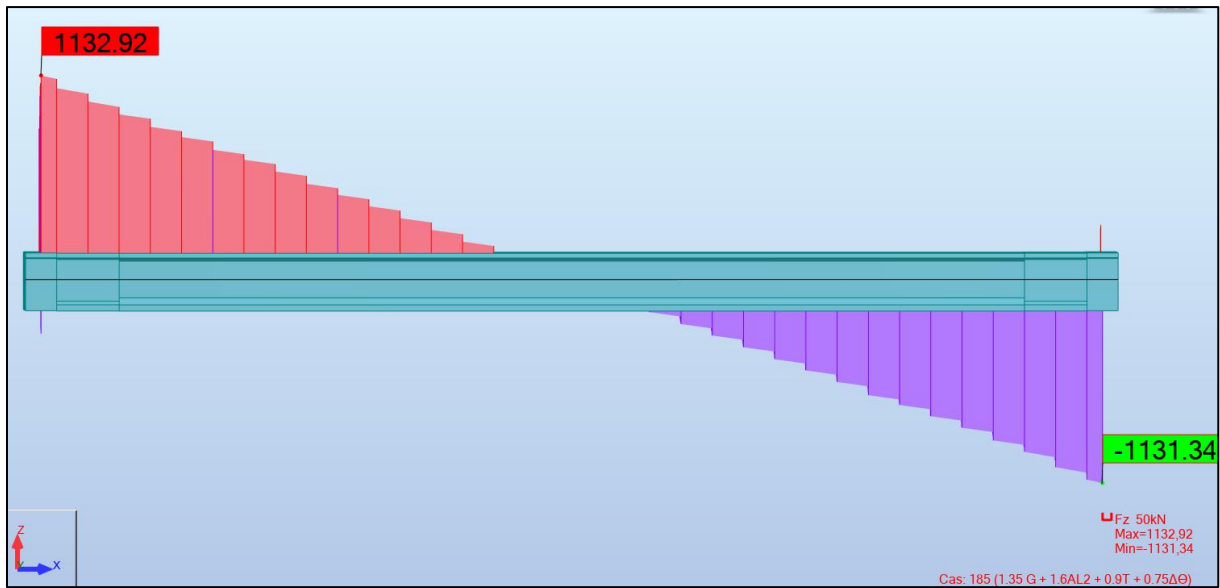
Annexe B. 44 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 BT2 + 0.9 T + 0.75 ΔT.



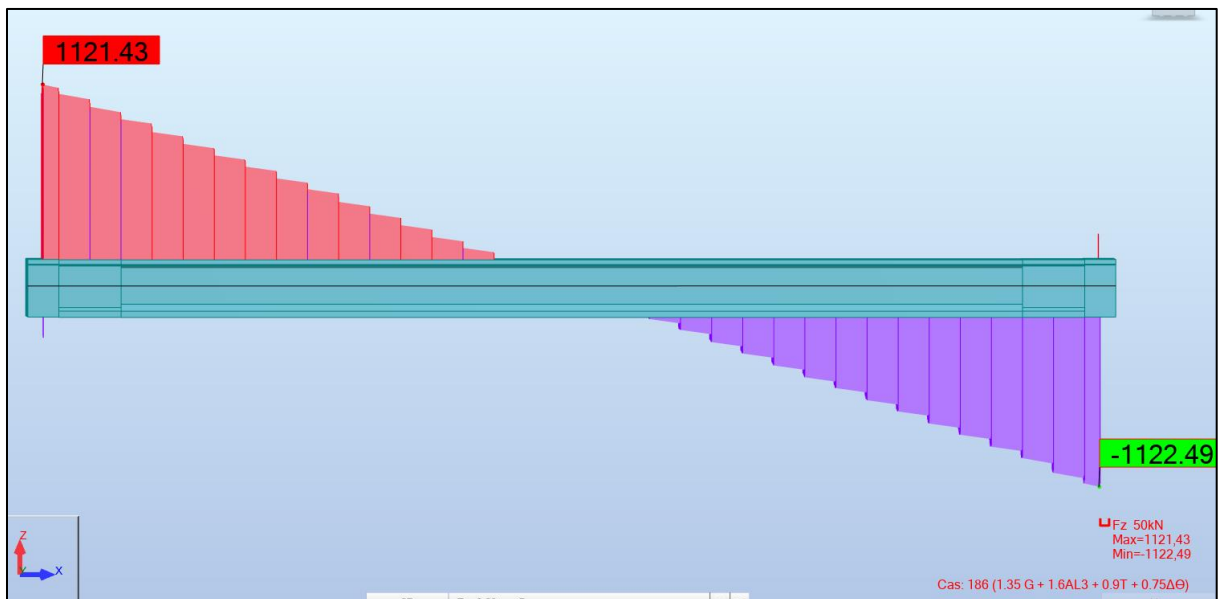
Annexe B. 45 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 T + 0.75 ΔT.



Annexe B. 46 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.35 MC120 + 0.9 T + 0.75 ΔT.

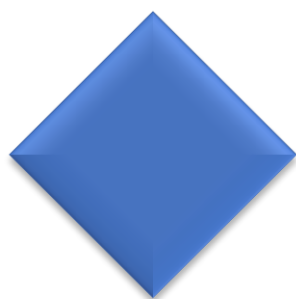


Annexe B. 47 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 AL2 + 0.9 T + 0.75 ΔT.



Annexe B. 48 : Effort tranchant ELU 1.35 G + 1.6 AL3 + 0.9 T + 0.75 ΔT.

ANNEXE C



ENTRETOISE

Les armatures longitudinales de la nappe supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

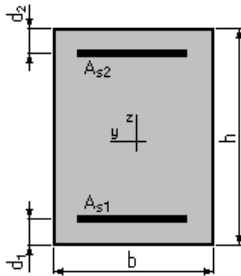
Fissuration non préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

 $b = 30,0$ (cm) $h = 135,0$ (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	525,38	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 8,7$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)Section minimum $A_{s \min} = 4,2$ (cm²)Théorique $\rho = 0,22$ (%)Minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 525,38$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 29,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 120,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9,8$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

Les armatures longitudinales de la nappe inferieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

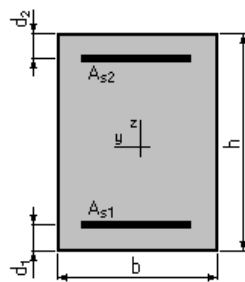
Fissuration non préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 30,0$ (cm)

$h = 135,0$ (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 93,22 0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 4,2$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 4,2$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,11$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 93,22$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,77

Position de l'axe neutre : $y = 21,4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 122,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 13,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Les armatures transversales de la nappe supérieure :

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

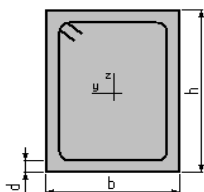
Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration non préjudiciable

Pas de reprise de bétonnage

Calcul en poutre

2. Section :



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 135,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	561,65	0,00
2.	ELU	0,00	0,00
3.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 11,8 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 40,0 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi- portée :

Espacement maximum: $S_{t, \max} = 40,0 \text{ (cm)}$ $20 + 14*40 \text{ (cm)}$

Les armatures transversales de la nappe inférieure :

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

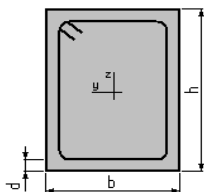
Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration non préjudiciable

Pas de reprise de bétonnage

Calcul en poutre

2. Section :



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 135,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^O	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	558,24	0,00
2.	ELU	0,00	0,00
3.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 11,8 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 40,0 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$ $20 + 14*40 \text{ (cm)}$

CHEVETRE

Les armatures transversales :

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

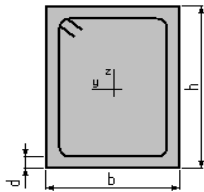
Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration non préjudiciable

Pas de reprise de bétonnage

Calcul en poutre

2. Section :



$$b = 320,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3977,95	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,6 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 13,3 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 12,0 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$ $6 + 12*11 + 1*13 + 1*16 + 1*20 + 1*25 + 1*35 + 10*40$
(cm)

Les armatures longitudinales de la nappe inferieure : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

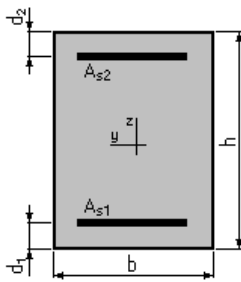
Fissuration non préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 320,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	649,22	0,00
Etat Limite de Service	482,03	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 49,6$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 49,6$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,10$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 649,22$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 5,08 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 5,5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 152,8$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,37$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 482,03$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 7,55

Position de l'axe neutre : $y = 24,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 146,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0,3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 4,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Les armatures longitudinales de la nappe supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

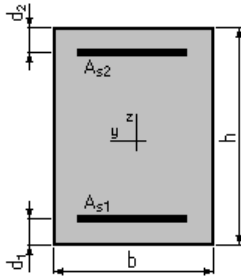
Fissuration non préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 320,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4921,70	0,00
Etat Limite de Service	3654,26	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 74,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 49,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,15 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 4921,70 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 151,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,56 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } \sigma_s = 434,8 \quad (\text{MPa})$$

Cas ELS $M_{\max} = 3654,26 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,48

Position de l'axe neutre : $y = 29,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 145,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } \sigma_s = 337,4 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$$

CULEE

CORBEAU

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

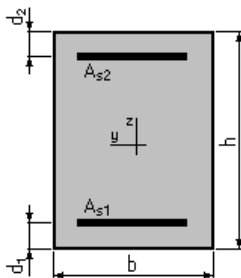
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	96,53	0,00
Etat Limite de Service	71,80	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 8,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,25 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\max} = 96,53 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité :	1,36	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 3,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 33,7 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 1,00 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier :		
	Tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS	$M_{\max} = 71,80 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 8,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 32,2 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 5,3 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier :		
	Tendue : $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier :		

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

MUR EN RETOUR

LES ARMATURES VERTICALES EXTERIEURES :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

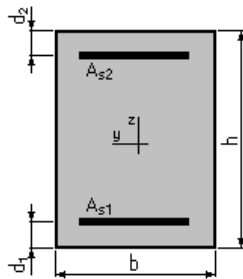
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	180,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 15,8$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 5,9$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,32$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 180,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 13,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 45,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 6,0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

LES ARMATURES HORIZONTALES EN COTE REMBLAI :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

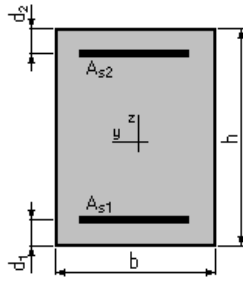
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	861,59	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 82,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 4,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 5,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1,75 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 861,59 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 24,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 41,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma_s' = 144,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

LES ARMATURES HORIZONTALES EXTERIEURES :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

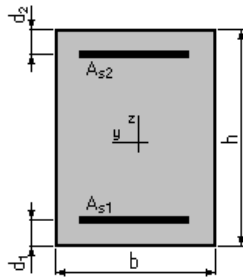
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	355,57	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 32,2$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 5,9$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,64$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 355,57$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 17,7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 44,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9,1$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

LES ARMATURES VERTICALES COTE REMBLAI :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

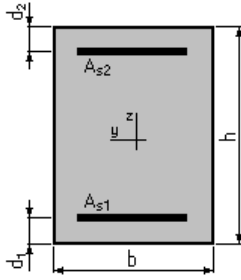
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 60,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	240,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 21,3 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 5,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,43 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 240,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 15,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 45,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

MUR GARDE GREVE :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

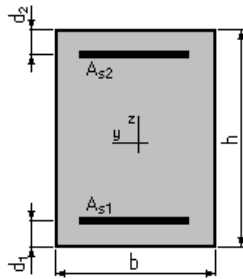
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	176,35	0,00
Etat Limite de Service	132,08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 20,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3,4$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,67$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 176,35$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,34 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 7,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 27,2$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,10$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 132,08$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 10,7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 26,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9,3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

LA DALLE DE TRANSITION :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

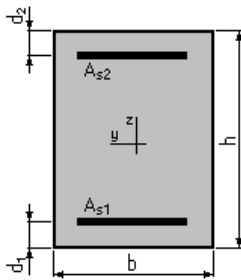
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 30,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	96,53	0,00
Etat Limite de Service	71,80	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 12,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,52 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 96,53 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,34 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 4,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 23,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,24 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } \sigma_s = 434,8 \quad (\text{MPa})$$

Cas ELS $M_{\max} = 71,80 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad M_{\min} = 0,00 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 8,1 \quad (\text{cm})$

Bras de levier : $Z = 22,3 \quad (\text{cm})$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8,0 \quad (\text{MPa})$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \quad (\text{MPa})$

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } \sigma_s = 250,0 \quad (\text{MPa})$$

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \quad (\text{MPa})$$

PIEUX

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0 \quad (\text{MPa})$

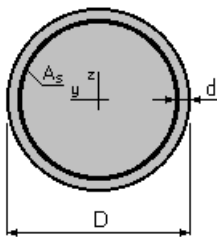
Acier : $f_e = 500,0 \quad (\text{MPa})$

Fissuration préjudiciable

Prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 10,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ⁰	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1. ELS	1839,05	130,88	0,00	
2. ELU	2479,08	177,50	0,00	
3. ELA	1775,91	1967,07	0,00	

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A _s = 113,1 (cm ²)		
Section minimum	A _{s min} = 113,1 (cm ²)	Section maximum	A _{s max} = 565,5 (cm ²)
Théorique	ρ = 1,00 (%)		
Minimum	ρ _{min} = 0,50 (%)	maximum	ρ _{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N⁰ 1 : Type ELS N = 1839,05 (kN) M_y = 130,88 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 7,26
 Position de l'axe neutre : y = 192,3 (cm)
 Bras de levier : Z = 56,5 (cm)
 Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,1 (MPa)
 Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 15,0 (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Comprimée : σ_s' = 29,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :
 σ_{s lim} = 250,0 (MPa)

Cas N⁰ 2: Type ELU N = 2479,08 (kN) M_y = 177,50 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 6,87 Pivot : C
 Position de l'axe neutre : y = 127,1 (cm)
 Bras de levier : Z = 54,9 (cm)
 Déformation du béton : ε_b = 3,36 (‰)
 Déformation de l'acier : ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier :
 Comprimée : σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N⁰ 3: Type ELA N = 1775,91 (kN) M_y = 1967,07 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,68 Pivot : B

Position de l'axe neutre :	$y = 41,9$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 89,9$ (cm)
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 5,66$ (‰)
Contrainte de l'acier :	
Tendue :	$\sigma_s = 500,0$ (MPa)
Comprimée :	$\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

LES FUTS

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

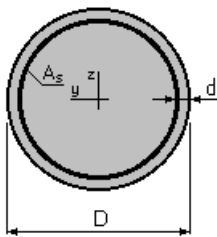
Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

Fissuration non préjudiciable

Prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1. ELS	5838,80	3234,70	0,00	
2. ELU	7873,15	4227,33	0,00	
3. ELA	5284,85	25441,59	0,00	

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_s = 629,5$ (cm ²)		
Section minimum	$A_{s \min} = 314,2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 1570,8$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 2,00$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,50$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N⁰ 1: Type ELS $N = 5838,80$ (kN) $M_y = 3234,70$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3,75
 Position de l'axe neutre : $y = 143,7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 137,0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4,3$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 23,0$ (MPa)
 Comprimée : $\sigma_s' = 62,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \lim} = 500,0$ (MPa)

Cas N⁰ 2: Type ELU $N = 7873,15$ (kN) $M_y = 4227,33$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4,73 Pivot : B
 Position de l'axe neutre : $y = 144,8$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 128,4$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 1,20$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 240,3$ (MPa)
 Comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

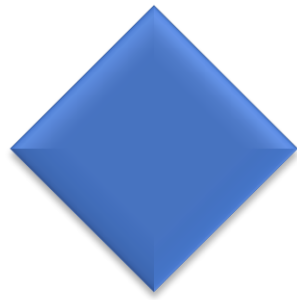
Cas N⁰ 3 : Type ELA $N = 5284,85$ (kN) $M_y = 25441,59$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

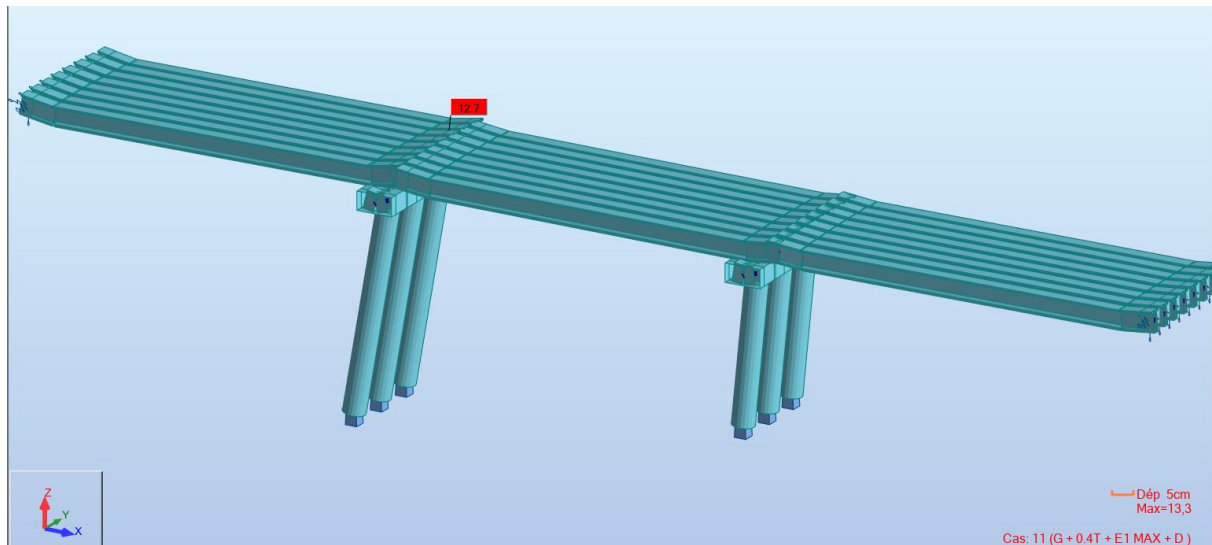
ANNEXE C : FERRAILLAGE

Position de l'axe neutre :	$y = 67,5$	(cm)
Bras de levier :	$Z = 162,6$	(cm)
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 3,50$	(‰)
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 6,59$	(‰)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 500,0$	(MPa)
Comprimée :	$\sigma_s' = 500,0$	(MPa)

ANNEXE D



ANNEXE D

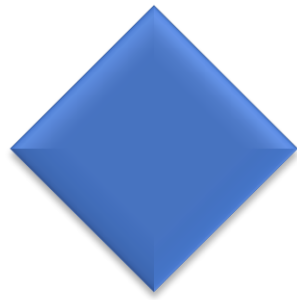


ANNEXE D. 1 : Déformation selon G + 0.4T + E1max +

ANNEXE D. Tableau 1 : Les mode propres variante 1.

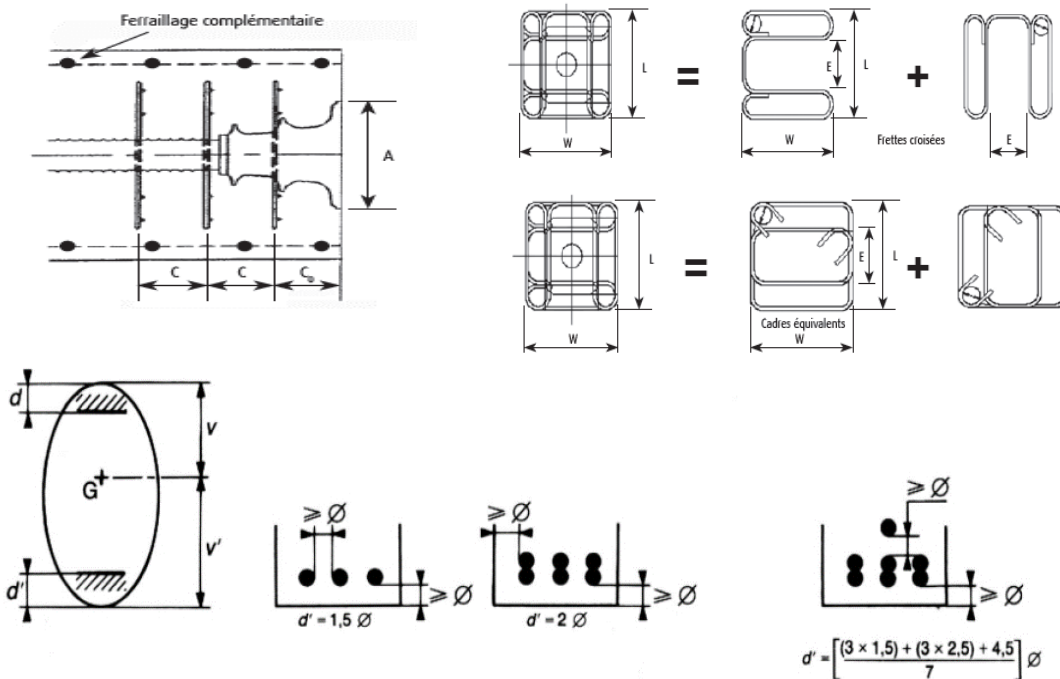
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	0,87	1,14	75,91	0,00
4/ 2	0,95	1,05	75,91	45,28
4/ 3	1,10	0,91	86,01	45,28
4/ 4	1,11	0,90	86,14	45,41
4/ 5	1,18	0,85	86,14	79,67
4/ 6	1,22	0,82	86,38	83,03
4/ 7	1,22	0,82	94,32	83,06
4/ 8	1,32	0,76	94,32	83,24
4/ 9	1,37	0,73	94,32	84,02
4/ 10	2,00	0,50	94,33	84,02
4/ 11	2,16	0,46	95,25	84,02
4/ 12	2,36	0,42	95,25	84,02
4/ 13	2,38	0,42	95,25	84,02
4/ 14	2,94	0,34	99,99	84,03
4/ 15	3,04	0,33	99,99	90,77
4/ 16	3,20	0,31	99,99	90,77
4/ 17	3,82	0,26	99,99	90,77
4/ 18	3,82	0,26	99,99	90,77
4/ 19	4,04	0,25	99,99	90,77
4/ 20	4,18	0,24	99,99	90,78
4/ 21	4,25	0,24	99,99	90,78
4/ 22	4,57	0,22	99,99	90,78
4/ 23	4,65	0,21	99,99	90,78
4/ 24	4,72	0,21	100,00	95,79
4/ 25	4,74	0,21	100,00	95,79

ANNEXE E



ANNEXE E

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	C ₀ (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout L0 (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4



CHAPITRE 10 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article		BPEL 83	BPEL 91	
10.2.2.3	Couverture	Distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits d'armatures de précontrainte et un parement.	$c \geq \begin{cases} \frac{3}{4} a \\ \varnothing \\ d \end{cases}$	$c \geq \begin{cases} \frac{3}{4} a \\ \varnothing \text{ limité à } 80 \text{ mm} \\ d \end{cases}$
10.4.2	Enrobage	Enrobage des armatures passives : - locaux clos sans condensation - aux intempéries, condensation, liquides - action agressive sur paroi non coffrée - à la mer et atmosphère très agressive	1 cm 2 cm 3 cm 4 cm	1 cm 3 cm (2 cm si $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$) 5 cm (3 cm si béton ou aciers protégés)

Figure 0-1 : Dispositifs constructifs de la précontrainte.

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
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 0-2 : Les valeurs moyennes des coefficients f et φ .

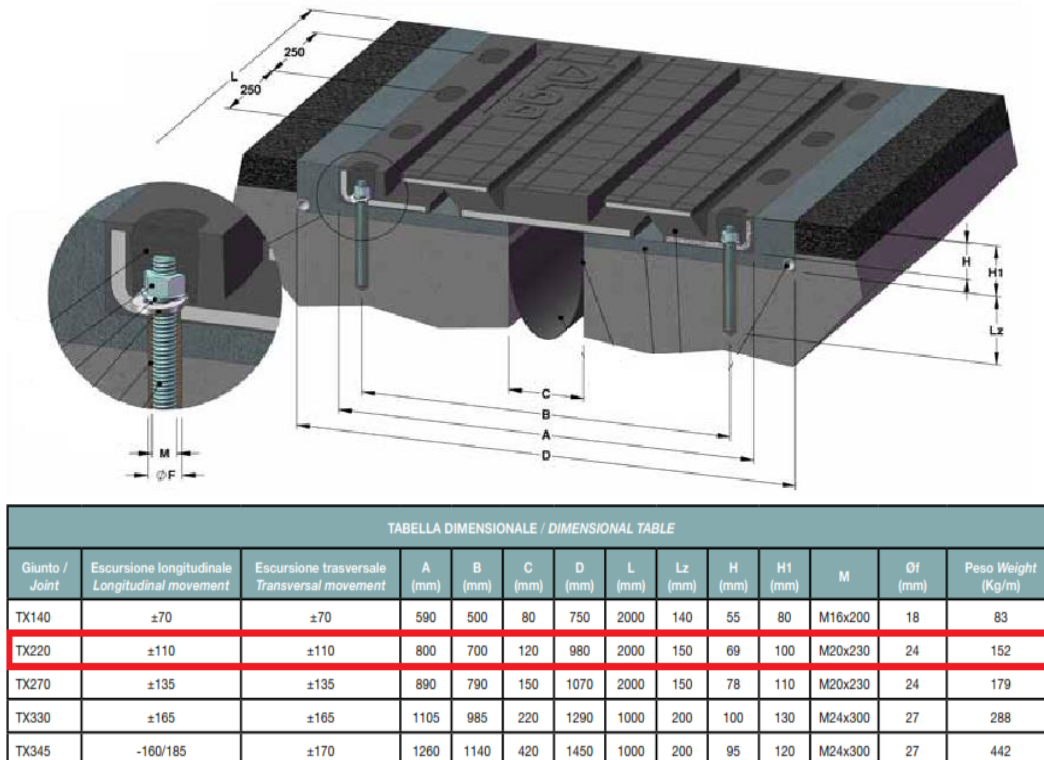
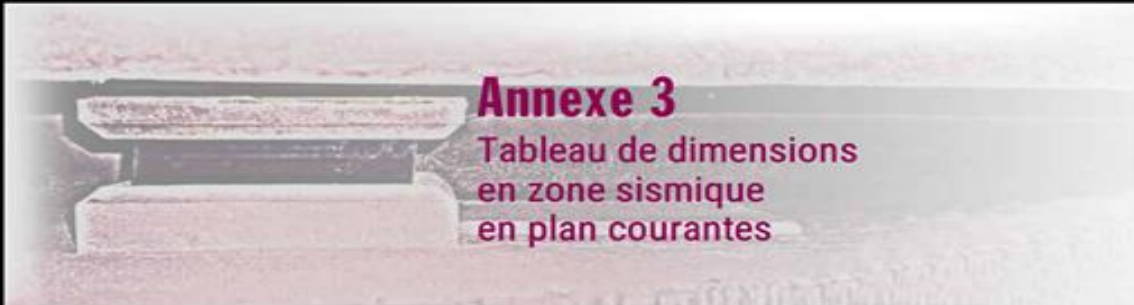


Figure 0-3 : le dimensionnement du joint de chaussée.



Annexe 3

Tableau de dimensions
en zone sismique
en plan courantes

Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet

Enrobage par 2 demi feuillets, $T_e < a/3$ et $T_b_{max} < 300$ mm

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
350	500				x		
350	550				x	x	
350	600				x	x	
400	400				x	x	
400	450				x	x	
400	500				x	x	
400	550				x		
400	600				x		
450	500				x	x	
450	550				x		
450	600				x		
500	500				x		
500	550				x		
500	600				x	x	
500	650				x	x	
500	700				x	x	
600	600				x	x	
600	650				x	x	
600	700				x	x	
700	700				x	x	
700	800					x	x
700	900					x	x
800	800					x	x
800	900						x
900	900						x



Annexe 4

Aide à la rédaction des CCTP

Figure 0-4 : Le prédimensionnement d'appareil d'appui.

Les tableaux de calculs :

Tableau 0-1 : Evaluation des charges -Pieux-.

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	9072,00	/	0,00	1,40	0,00	/
Fûts	4476,77	/	0,00	12,30	0,00	/
Chevetre	1749,00	/	0,00	22,63	0,00	/
G Tablier	9628,78	/	0,00	23,45	0,00	/
Hf+r	/	151,47	/	23,45	/	3551,97
HT°	/	68,16	/	23,45	/	1598,39
Somme	24926,55	219,63	/	/	0,00	5150,36
(Al)	1647,06	/	0,77	/	1260,00	/
(Bc)	1384,88	/	0,77	/	1059,43	/
Mc120	1085,33	/	0,77	/	830,28	/
D240	1778,82	/	0,77	/	1360,80	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	77,18	/	23,45	/	1809,80
Bc	/	180,00	/	23,45	/	4221,00

Tableau 0-2 : Les efforts statiques ELS -pieux-.

CN à L'ELS								
	N	H	MH	MV	Δ M	1ère file R ₁	3ème file R ₃	2ème file R ₂
G	24926,55	192,37	4511,00	0,00	4511,00	1920,58	2233,84	2077,21
G+1.2Al+0.6T	26903,03	284,98	6682,77	1512,01	8194,77	1957,38	2526,46	2241,92
G+1.2Bc+0.6T	26588,41	408,37	9576,20	1271,32	10847,52	1839,05	2592,35	2215,70
G+Mc120+0.6T	26011,88	192,37	4511,00	830,28	5341,28	1982,20	2353,12	2167,66
G+D240+0.6T	26705,38	192,37	4511,00	1360,80	5871,80	2021,57	2429,33	2225,45

Tableau 0-3 : Les efforts max ELU -pieux-

CN A L'ELU	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	3ème file	2ème file
						R ₁	R ₃	R ₂
1,35G	33650,85	265,83	6233,71	0,00	6233,71	2587,79	3020,69	2804,2371
1.35G+1.6 Al++0.9T	36286,15	389,31	9129,39	2016,01	11145,40	2636,85	3410,84	3023,8457
1.35G+1.2 6B+0.9T	35866,66	553,83	12987,31	1695,09	14682,40	2479,08	3498,69	2988,888
1.36G+1.3 5Mc120+0 .9T	36052,26	265,83	6233,71	830,28	7063,99	2759,08	3249,63	3004,3548
1.35G+1.3 5D240+0.9 T	33650,85	265,83	6233,71	1360,80	7594,51	2540,54	3067,94	2804,2371

Tableau 0-4 : Tableau de Werner.

	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{0p} =$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{0m} =$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Tableau 0-5 : Evaluation des charges -futs-

Désig	N (KN)	H (KN)	I_{FV}/o (x/o)	$I_{FH}/O/a$ (y/a,o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Fûts	4476,77	/	0,00	9,50	0,00	
Chevetre	1749,00	/	0,00	19,83	0,00	
G Tablier	9628,78	/	0,00	20,65	0,00	
Hf+r	/	151,47	/	20,65		3127,86
HT°	/	68,16	/	20,65		1407,53
Somme	15854,55	219,63	/	/	0,00	4535,39
(Al)	1647,06	/	0,77	/	1260,00	/
(Bc)	1384,88	/	0,77	/	1059,43	/
Mc120	1085,33	/	0,77	/	830,28	/
D240	1778,82	/	0,77	/	1360,80	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	77,18	/	20,65	/	1593,71
Bc	/	180,00	/	20,65	/	3717,00

Tableau 0-6 : Les efforts statiques max ELS -futs-.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	15854,55	192,37	3972,38	0,00	3972,38
G+1.2Al+0.6T	17831,03	284,98	5884,82	1512,01	7396,83
G+1.2Bc+0.6T	17516,41	408,37	8432,78	1271,32	9704,10
G+Mc120+0.6T	16939,88	192,37	3972,38	830,28	4802,65
G+D240+0.6T	17633,38	192,37	3972,38	1360,80	5333,18

Tableau 0-7 : Les efforts statiques max ELU -fut-.

	N	H	MH	MV	M
1,35G	21403,65	265,83	5489,39	0,00	5489,39
1.35G+1.6Al++0.9T	24038,95	389,31	8039,32	1589,15	9628,47
1.35G+1.26B+0.9T	23619,46	553,83	11436,59	1245,41	12682,00
1.36G+1.35Mc120+0.9T	23805,06	265,83	5489,39	1360,80	6850,19
1.35G+1.35D240+0.9T	21403,65	265,83	5489,39	0,00	5489,39

Tableau 0-8 : Les efforts sismiques à la base de la pile.

Dés	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	I _{FV} /o (x/o)	I _{FH} /O/a (y/a,o)	M _{FV} /o	M _{FHL} /o	M _{FHT} /o
Pile	0,00	4,58	2,70	0,00	9,50	0,00	43,5	25,67
Séis Tab	0,00	3,06	3,78	0,00	19,00	0,00	58,20	71,88

Tableau 0-9 : Les combinaisons sismiques.

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
V_L (MN)	5,51	0,00	0,00	5,51	1,65	1,65
V_T(MN)	0,00	4,65	0,00	1,39	4,65	1,39
M_L	72,67	0,00	0,00	72,67	21,80	21,80
M_T	0,00	76,32	0,00	22,90	76,32	22,90
N (MN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau 0-10 : Efforts sismiques provenant du tablier.

	R _{max}	R _{min}
N (MN)=	9,63	9,63
V(MN)=	0,18	0,18
M_L(MN)=	3,40	3,40

Tableau 0-11 : Effort sismiques provenant de la pile.

Désig	N (MN)
Fûts	4,48
Chevetre	1,75
PP_p	6,23

Tableau 0-12 : Combinaison d'action au pied de la pile.

	1	2	3	4	5	6
V_L (MN)	5,69	1,83	1,83	5,33	1,47	1,47
V_T(MN)	1,39	4,65	1,39	1,39	4,65	1,39
M_L	76,06	25,20	26,29	69,27	18,40	19,50
M_T	22,90	76,32	22,90	22,90	76,32	22,90
N (MN)	15,85	15,85	15,85	15,85	15,85	15,85

Tableau 0-13 : Les actions sur les pieux selon ELA.

		ELA		
		R ₁ (MN)	R ₂ (MN)	R ₃ (MN)
1		4,57	1,39	-1,78
2		2,44	1,39	0,35
3		2,50	1,43	0,37
4		4,26	1,36	-1,54
5		2,14	1,36	0,59
6		2,11	1,32	0,53