

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception et étude d'un viaduc V12
de la pénétrante de Tizi-Ouzou
Autoroute Est-Ouest**

Présenté par :

BENBOKHARI Abdellatif
BEKHOUCHE Mohamed Redha

Encadré par :

Dr CHIKH Benazouz
Dr HEMAIDI Zourgui Najib

Promotion 2019 /2020

Remerciements

Nous remercions Dieu. De nous avoir accordé des connaissances de la science et de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

*Nous remercions notre encadreur **Mr. BENAZOUZ** Cheikh pour sa présence permanente, son amour du travail, sa générosité de donner tout ce qu'il a comme savoir, nous somme satisfait de son encadrement.*

Nous remercions nos familles pour leurs conseils permanents, leurs sacrifices afin d'y arriver à ce moment-là.

Nous remercions également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré notre formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'ils nous ont rapporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

Nous remercions nos collègues qui ont participé de près ou de loin afin d'accomplir notre mission avec succès.

DEDICACE

Je dédie ce mémoire à

*Je ne peux commencer une dédicace sans mentionner mon étoile brillante celle qui illumine ma vie, **ma chère mère** ma bien aimer, merci de m'avoir donné naissance, je te remercie pour tes sacrifices qui m'ont porté la joie et la foi dans la vie, cette dédicace n'égale jamais le véritable amour que tu me fais.*

A mon cher Père que dieux te bénissent, merci de m'avoir élevé dans le bon chemin, merci d'avoir donné tant d'effort pour me voir franchir cette étape.

Que dieux vous gardent en bonne santé.

A mes chères frères et sœurs la joie de ma vie.

*A tous mes amis de pavillon historique C : **Rafik, Arbi, Pidro, Dhia, Tim, Rabah, Hafid, Oussama, Hamid, Halim** et toutes la promo 2015/2017 « classe préparatoire »*

. Merci de m'avoir donné d'aussi bon moment dans cette période de ma vie.

*Je n'oublierai jamais aussi **NIHAD & AMINA** nos chères aimées pour vos soutiens le long de la période de préparation.*

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille ENSTP

Etudiants & Enseignants

BENBOKHARI Abdellatif

DEDICACE

Je dédie ce mémoire à

Ma mère qui tous donnée pour voir ma réussite, par son soutien et ces sacrifices, je te remercie du fond du cœur j'ai le plaisir de lui dédier se modeste travail qui ne peut exprimer mes sentiments et ma gratitude.

Mon père ; le pilier de mes réussites, le fondateur de mes principes la gratitude que je te porte ne peut guère exprimer le profond respect que je dois, merci pour ton soutien permanent.

*Je n'oublierais jamais de vous mentionner mes chères sœurs **SARA** et **RANIA**.*

*Je voudrais mentionner aussi **ma belle aimée**, la porteuse de joie et ma future épouse, se travail te revient vu le support que tu m'apport.*

*Je n'oublierais jamais aussi **NIHAD** notre chère aimée pour ton soutien le long de la période de préparation.*

*A tous mes amis dans je ne peux citez tous vos noms : **Rabah, Mohamed, Islam, Saber.***

BEKHOUCHE Mohamed Redha

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر من PK 22+767 إلى PK 22+978 بطول 211.1 متر من الطريق السريع المخترق الذي يربط مدينة تيزي-أوزو بالطريق السريع الشرقي-الغربي.

لقد اخترنا البديل الأكثر نفعا بين ثلاثة أشكال تم وضعها بفضل تحليل متعدد المعايير، تم اختيار حل جسر صندوقي متغير الارتفاع باستخدام طريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الإجهاد، دراسة الزلازل وأبعاد العناصر الهيكلية المختلفة بالرجوع إلى اللوائح التنظيمية الضرورية واستخدام برنامج الحساب. يصاحب العمل بحث ببليوغرافي عن تبديد الطاقة في أكوام الجسور ومثال على حساب مقارن بشأن التغيير في سلوك الهيكل بين الحالة المعزولة وغير المعزولة.

الكلمات الرئيسية: جسر متتالي مترابك، البنية التحتية، البنية الفوقية، خرسانة مسبقة الاجهاد، جسر منحنى، جسر في منطقة زلزالية، خرسانية مسبقة الضغط. عزل قاعدي.

Résumé

Le but de ce travail consiste à élaborer une conception et une étude d'un viaduc du PK 22+767 au PK 22+978 sur une longueur de 211.1m de la Pénétrante Autoroutière Reliant la Ville de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.

Nous avons choisi la variante la plus avantageuse entre 3 variantes dressées grâce à une analyse multicritère, on a opté pour une solution voussoir à hauteur variable réalisé par la méthode d'encorbellements successifs, une étude de la superstructure et de l'infrastructure est réalisée en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux se réfèrent aux réglementations nécessaires et à l'aide des logiciels de calcul. Le travail est accompagné par une recherche bibliographique sur la dissipation de l'énergie dans les piles de ponts et d'un exemple de calcul comparatif sur le changement de comportement de la structure entre le cas isolée et non-isolée.

Mots clés : pont en encorbellement successif, infrastructure, superstructure, précontrainte par post tension, pont courbe, pont en zone sismique, béton précontraint, isolation sismique.

Abstract

The purpose of this work is to develop a design and study of a bridge from PK 22+767 to PK 22+978 on a tongue of 211.1m From the Penetrating Highway Connecting the City of Tizi-Ouzou to the East-West Highway.

We chose the most advantageous variant between 3 variants drawn up with a multicriteria analysis; a variable height box solution has been chosen using cantilevered method , a study of the superstructure and substructure is carried out through the calculation of prestressing, seismic study and dimensioning of the different structural elements by referring to the necessary regulations and using calculation software. The work is accompanied by bibliographic research on energy dissipation in bridge piles and an example of a comparative calculation of the change in behavior of the structure between the isolated and non-insolated cases.

Keywords: cantilevered method, infrastructure, superstructure, post tension prestressing, curved bridge, bridge in seismic zone, prestressed concrete, base isolation.

SOMMAIRE

CHAPITRE I :	INTRODUCTION.
I.	Introduction générale : 1
I.1	Présentation sur le projet : 2
I.2	Zone de travail : 2
I.3	Présentation sur le sujet de Master : 3
I.4	Plan de travail : 3
CHAPITRE II :	Description du projet.
II.1	Les Données fonctionnelles de projet : 4
II.1.1	Les caractéristiques de l'ouvrage : 4
II.1.2	Tracé en plan : 4
II.1.3	Profil en long : 4
II.1.4	Profil en travers : 4
II.2	Les Données Naturelles de projet : 5
II.2.1	Topographie : 5
II.2.2	Géotechnique : 5
II.2.3	Classification du site : 8
II.2.4	Sismicité du site : 8
II.2.5	Température : 9
II.2.6	Le vent : 9
II.2.7	Hydrologie : 9
II.3	Conclusion : 9
CHAPITRE III :	CONCEPTION GENERALE.
III.	Conception Générale : 10
III.1.	Introduction : 10
III.2.	Démarche de conception : 10
III.2.1	Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage : 10
III.2.2	Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques : 10
III.2.3	L'étude de détail de la solution retenue : 11
III.3.	Conclusion : 11
III.4.	Variante 01 : Pont a poutre précontrainte de type VIPP «Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension » : 12
III.4.1	Introduction : 12

III.4.2	Principe de construction :	12
III.4.3	Domaine d'emploi :	13
III.4.4	CONCEPTION DE TABLIER :	13
III.5.	Variante 02 : Pont mixte acier-béton bipoutre à entretoise :	19
III.5.1	Introduction :	19
III.5.2	Principe de construction :	19
III.5.3	Domaine d'emploi :	19
III.5.4	Conception de la variante :	20
III.5.5	Profil en long et profil en plan	23
III.6.	Variante 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs coulé en place »	25
III.6.1	Introduction :	25
III.6.2	Domain d'emploi :	25
III.6.3	Conception longitudinale :	25
III.6.4	Conception transversale :	28
III.7.	Vérification de la variante 01 :	31
III.7.1	Verification des contraintes :	31
III.7.2	Devis quantitatif et estimatif de la variante 01 :	32
III.8.	Vérification de la variante 02	33
III.8.1.	Méthode de calcul	33
III.8.2.	Section sur poteaux :	33
	Résistance face au Voilement des âmes	33
III.8.3.	Application numérique	34
III.8.4.	Résistance face au Phénomène de Déversement	34
III.8.5.	Application numérique	34
III.8.6.	Section à mi-travée :	35
III.8.7.	Calcul de la section équivalent	35
III.8.8.	Devis estimatif et quantitatif	36
III.9.	Vérification de la variante 03 :	36
III.9.1.	Estimation des sections de précontraintes :	36
III.10	Analyse Multicritère	36
CHAPITRE IV :		Caractéristique des matériaux..
IV.1 :	Introduction :	39
IV.2 :	Généralités	39
IV.3 :	Définition du béton et du béton armé ;	39

IV.3.1	Résistance à la compression.....	40
IV.3.2	La résistance à la traction :	40
IV.3.3	Déformation instantanée du béton	40
IV.3.4	Module de déformation différée (longue durée).....	40
IV.3.5	Contrainte de calcul à l'état limite ultime [BAEL, 91] :	40
IV.3.6	Déformation transversale du béton	41
IV.3.7	Qualités attendues d'un béton pour ouvrages en BP	41
IV.4	Les aciers	42
IV.4.1	Armatures actives :	42
IV.4.2	Armatures passives :	42
IV.5	Normes et Règles:.....	43
CHAPITRE V : Charges et surcharges.		
V.1	Introduction :	44
V.2	Définitions :	44
V.2.1	Largeur Roulable (L_r) :	44
V.2.2	Largeur Chargeable (L_{ch}) :	44
V.2.3	Nombre de voies (N_v) :	44
V.2.4	Largeur réelle d'une voie (V) :	44
V.2.5	Classe des ponts :	45
V.3	Evaluation des charges et surcharges :	45
V.3.1	Charges hors trafic :	45
V.3.2	Charges due au trafic :	47
V.3.2.1	Système de charges A :	47
V.3.2.2	Système de charges B :	49
	-Système de charges Bc :	49
	-Système de charges Br :	50
	-Système de charges Bt :	51
V.3.2.3	Coefficient de majoration dynamique :	52
V.3.2.4	Effort de freinage :	52
V.3.2.5	Force centrifuge :	53
V.3.2.6	charge militaire Mc120 :	53
V.3.2.7	charge exceptionnelles D240	54
V.4.	Conclusion	54
CHAPITRE VI : Etude longitudinale.		
VI.1:	Introduction :	55

VI.2 : Cinématique de construction	55
VI.3 : Stabilité du fléau en phase de construction :	56
VI.3.1 : Les phases de construction du fléau :	56
VI.3.2 : Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console :	56
VI.3.3 : Evaluation des efforts dus aux charges de chantier :	57
VI.3.4 Combinaisons d'action :	57
VI.3.5 : Stabilité du fléau avec le clouage par précontrainte « PILE 01 » :	58
VI.3.6 : calcul nombre des câbles :	59
VI.3.7. Calcul de la surface des cales :	59
VI.4 : Modélisation :	60
VI.4.1. Introduction.....	60
VI.4.2. Logiciel de calcul.....	61
VI.4.3.Définition de la structure	61
VI.4.4. Modélisation de charge, surcharges et combinaisons.....	61
VI.4.5. Résultats :	61
CHAPITRE VII :	Etude de la précontrainte.
VII.1 : Introduction ;	63
VII.2 : Application de la précontrainte à notre projet	63
VII.2.1 : Procédé utilisé	63
VII.2.2 : Détermination du nombre de câbles du fléau :	63
VII.2.3 : Position et enrobage des câbles :	65
VII.2.4 :Tracé des câbles en plan :	65
VII.2.5 :Tracé des câbles en élévation	66
VII.3 : Evaluation des pertes de la précontrainte :	70
VII.3.1 :TYPES DE PERTES	70
VII.3.1.1 :Pertes de tension Instantanées :	70
VII.3.1.2 : Pertes de tension différées.....	72
VII.4: Etude de la précontrainte de continuité	74
VII.5 : Vérification des contraintes :	79
VII.5.2.Vérification des contraintes en phase de service :	79
VII.6 : VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT	82
CHAPITRE VIII :	Etude transversale.
VIII.1 :Introduction :	84
VIII.2 :Evaluation des efforts transversaux :	84
VIII.2.1. Modélisation :	84

VIII.2.2. Les combinaisons de charge ;	85
VIII.2.3. Résultats :	85
VIII.3 :Ferrailage	86
VIII.4 : Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur	86
VIII.4.1. Nappe supérieure.	86
VIII.4.1. Armatures longitudinales :	86
VIII.4.2. Ferrailage passif du voussoir :	87
VIII.5 : Etude de boussage	87
VIII.6 :CONCLUSION.	88

CHAPITRE IX :

EQUIPEMENTS.

IX.1 : INTRODUCTION.	89
IX.2 : APPAREIL D'APPUI.	89
IX.2.1. Choix de type d'appareil d'appui :	89
IX.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appui	89
IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui	89
X.2.4. Vérifications du dimensionnement	92
IX.2.4.2. Sécurité au flambement	93
IX.2.4.3. Limitation de la distorsion :	93
IX.2.3. Vérifications du dimensionnement	94
IX.2.3.3. Limitation de distorsion :	94
IX.2.4.4. Condition de non glissement :	95
IX.3 : Dés d'appui	95
IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appui au niveau de la pile	95
IX.3.2. Ferrailage des dés d'appui au niveau de la pile	96
IX.3.3. Dimensionnement et ferrailage des dés d'appui au niveau de la culée	96
IX.4 : JOINT DE CHAUSSEE	97
IX.4.1. Dimensionnement :	97
IX.4.2. Type de joint	97
IX.5 : L'évacuation des eaux	98
IX.6 : Revêtement des tabliers	98
IX.7 : Étanchéité des tabliers	99
IX.8 : La couche de roulement	99
IX.9 : Les corniches	99
IX.10 : Dispositifs de retenue	99
IX.10.1 Le garde-corps	99

IX.10.2 Les glissières.....	100
IX.10.3 L'éclairage.....	100
IX.11 :CONCLUSION	100

CHAPITRE X :

MASTER.

X.1 : Introduction Générale :	101
X.2 : Partie I : Recherche bibliographique	102
X.2.1. Introduction Générale :	102
X.2.2. Concepts de base.....	102
X.2.3. Modélisation des piles de pont.....	103
X.2.4. Effet de la dissipation de l'énergie sur la réponse dynamique de l'ouvrage.....	104
X.2.5. Les Appuis Parasismiques	105
X.2.5.1 Les Appuis en Élastomères	105
X.2.5.2 Élastomère Fretté	105
X.2.5.3 Élastomère Frettée avec noyau de plomb.....	105
X.2.5.4. Élastomère Fretté à Amortissement Élevé.....	106
X.2.5.5 Les Appuis Glissants.....	106
X.2.5.6 Le système ISOLATECH (ZTS).....	107
X.2.6. Critère de choix parasismique.....	107
X.2.7. Avantages et inconvénients des isolateurs parasismiques	107
X.3 : Partie II : Exemple de Calcul (Analyse dynamique non-linéaire)	108
X.3.1 : Introduction	108
X.3.2 : L'analyse dynamique non-linéaire	108
X.3.3 : Résultats de calcul et interprétation	109
X.4 : Conclusion.....	110

CHAPITRE XI :

Etude de l'Infrastructure.

XI.1 : Introduction :.....	111
XI.2 : Etude de la Pile :	111
XI.2.1 : Conception de la pile :.....	111
XI.2.1.1. Evaluation de la raideur totale K :.....	112
XI.2.2. Etude sismique.....	112
XI.2.3. Combinaison des efforts	114
XI.2.4 : Etude de la pile 01 :	115
XI.2.5 : Etude de la pile 02 :	118
XI.3 : Etude de la culée :	121
Introduction :.....	121

XI.3.2 Pré dimensionnement de la culée	122
XI.3.3. Efforts dus à la culée.....	122
XI.3.4. Vérification de la stabilité de la culée :	124
XI.3.5. Ferrailage des éléments de la culée	124
XI.3.5. ETUDE DE FONDATION.....	128
XI.3.6 Ferrailage des pieux :	129
XI.2.7. Ferrailage de la semelle	131
XI.4 : CONCLUSION.....	132

TABLEAUX :

CHAPITRE II :	Description du projet.
Tableau II.1 : Caractéristiques géotechniques (RPOA, 2008).....	8
Tableau II.2 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA, 2008).....	9
CHAPITRE III :	CONCEPTION GENERALE.
Tableau III.1 : le prédimensionnement de la variante 01.....	16
Tableau III.2 : Table de conception générale d'une section bipoutre à entretoise.	20
Tableau III.3 : les hauteur des voussoir et l'épaisseur d'hourdis inférieur.....	27
Tableau III.4 :le prédimensionnement d'un voussoir a hauteur variable.....	28
Tableau III.5 :les combinaisons des charges de la variante 01	31
Table III.6 : devis estimatif et quantitatif de la variant bipoutre à entretoise.	36
CHAPITRE IV :	Caractéristique des matériaux.
Tableau IV.1 :tableau récapitulatif des valeurs caractéristique de beton.....	41
Tableau IV.2 : Contrainte admissible de traction des armatures passives.....	43
CHAPITRE V :	Charges et surcharges.
Tableau V.1 : les classes de pont	45
Tableau V.2 : Estimation du poids total du tablier	46
Tableau V.3 :Estimation du poids u aux CCP	47
Tableau V.3 : Coefficients a1	48
Tableau V.4: valeurs de v0	48
Tableau V.5 : valeurs de Al pour tous les cas possibles.....	49
Tableau V.6 : valeurs de coefficient bc	50
Tableau V.7 : valeurs de Bc	50
Tableau V.8 : valeurs de coefficient bt	51
Tableau V.9 : valeurs de Bt	51
Tableau V.10 : valeurs de coefficient de majoration dynamique δ et résultat de majoration ..	52
Tableau V.11 : résultat de force de freinage pour système de chargement A	53
CHAPITRE VI :	Etude longitudinale.
Tableau VI.1 :l'évaluation du poids propre de chaque phase.....	56
Tableau VI.2. Evaluation des efforts maximales « la phase 13 ».	58
Tableau VI.3 : comparaison entre M/N et l'entraxe.	59
Tableau VI.4 – Valeurs limites de la contrainte de compression.	60
CHAPITRE VII :	Etude de la precontrainte.
Tableau VII.1 :Estimation du nombre de cables du fleau.....	64

Tableau VII.2 : les equations de la variation en plan.....	67
Tableau VII.3 : les equations de la variation en elevation.....	67
Tableau VII.4 :les pertes de tension instantanées en %.....	72
Tableau VII.5 :les pertes de tension différées en %.....	74
Tableau VII.6 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.	74
Tableau VII.7 :Tracé des cables de travée principale en plan.	75
Tableau VII.8 :Tracé des cables de travée principale en elevation.....	75
Tableau VII.9 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.	76
Tableau VII.10 :Tracé des cables de travée principale en plan.	76
Tableau VII.11 :Tracé des cables de travée principale en elevation.....	76
Tableau VII.12 : verification des contraintes pour le demi fleau	79
CHAPITRE VIII :	Etude transversale.
Tableau VIII.1 : Les combinaisons des charges possibles.....	85
Tableau VIII.2 : Les efforts internes dans les elements du voussoir.	85
Tableau VIII.3. Ferrailage passif des voussoirs.....	87
CHAPITRE IX :	EQUIPEMENTS.
Tableau.IX.1 :les efforts verticaux appliqués sur l'appareil d'appuis.	89
Tableau IX.2. Déplacement horizontal du tablier.	92
Tableau IX.3 :ferrailage des dés d'appuis des culées.....	96
CHAPITRE XI :	Etude de l'Infrastructure.
Tableau XI.1. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.....	112
Tableau XI.2. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.....	112
Tableau XI.3 : les caracteristiques geometriques de pile 01.....	115
Tableau XI.4.sollicitaion agissant sur pile 01 en « MN ».....	115
Tableau XI.5 :les reactions d'appuis de fleau « phase de réalisation »	116
Tableau XI.6 : les caracteristiques geometriques de pile 02.....	118
Tableau XI.7 : les reactions de la pile 02.....	118
Tableau XI.13. Les dimensions des éléments de la culée.....	122
Tableau XI.16 : Résultats du calcul a vide.....	124
Tableau XI.17. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.	125
Tableau XI.18. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.	127
Tableau XI.19. Résultats et ferrailage du mur en retour.....	127
Tableau XI.20.la portance d'un pieu.....	128
Tableau XI.21. Nombre des pieux retenus.....	128

Tableau XI.23. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.....	129
Tableau XI.24.les efforts verticaux max & min	129
Tableau XI.25. Moment & effort tranchant appliqués sur seul pieu	130
Tableau XI.26. Resultats du calculs	131
Tableau XI.27. Resultats du calculs	132

LES FIGURES :

CHAPITRE II :	Description du projet.
Figure II.1 : tracé en plan V12.	4
Figure II.2 : profil en long V12.....	5
Figure II.3 : profil en travers de la voie porté.	5
Figure II.4 : Implantation du projet sur Google maps.	5
Figure II.5 : position des sondages par rapport l’ouvrage.	6
Figure II.6 : La lithologie du site	7
Figure 2.7 : positionnement de Tizi-Ouzou dans la carte de zonage sismique de l’Algérie. RPOA2008.....	8
CHAPITRE III :	Conception Generale
Figure III.4 : Morphologie général d’un pont a poutres en béton précontrainte VIPP	12
Figure III.5 : profil en long	14
Figure III.6 : Elancement de la poutre.	14
Figure III.7 : La membrure supérieure.....	15
Figure III.8 : le Talon.....	16
Figure III.9 : coupe transversale de la poutre	17
Figure III.10 : coupe transversale sur pile.	17
Figure III.11 : Vue en plan « variante 01 ».....	17
Figure III.12 : Morphologie général d’un pont bipoutre à entretoise.	19
Figure III.13 : Schéma d’un bipoutre à entretoise.	20
Figure III.14 : Prédimensionnement de la poutre principale de la variante bipoutre.	22
Figure III.15 : Profil général d’un IPE.....	22
Figure III.16 : Connecteur de type ‘Goujon’	23
Figure III.17 : profil en long « variante 3 »	23
Figure III.18 : Vue en plan « variante 03 ».....	24
Figure III.19 : coupe transversale sur pile.	24
Figure III.1 : Pont en béton précontraint construits par l’encorbellement successif.	25
Figure III.2 : Profil en long d’un tablier d’un Pont voussoir d’une hauteur variable.	26
Figure III.3 : profil en long de la variante (03) « pont voussoir ».	26
Figure III.4 : vue en plan de la variante (03) « Pont voussoir ».	26
figure III.5 :la courbe parabolique de la variation d’hauteur.	27
Figure III.6 : prédimensionnement du voussoir VSP et VC	28
Figure III.7 : coupe transversale du voussoir « VSP et VC ».	30

Figure III.8 :Résulta du moment horizontal agissant sur la poutre droite à l'ELU	33
Résulta du moment horizontal agissant sur la poutre gauche à l'ELU	33
Figure III.9 :Résultat de la vérification de la variante bipoutre à entretoise face au phénomène de voilement.....	34
Figure III.10 :Résultat de la vérification de la variante bipoutre à entretoise face au phénomène de déversement.	35
CHAPITRE IV :	Caractéristique des matériaux.
FigureIV.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.	41
Figure IV.2 : Limitation des contraintes dans les sections en B.P.....	43
Figure IV.3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	43
CHAPITRE V :	Charges et surcharges.
Figure V.1 : largeur roulable (L_r) , largeur chargeable (L_{ch}).....	45
Figure V.2 : système de charge Bc	50
Figure V.3 : système de charge Br	51
Figure V.4 : système de charge Bt	52
Figure V.5 : charge militaire Mc120	54
CHAPITRE VI :	Etude longitudinale.
Figure VI.1 : les phases de réalisation du fléau.....	57
FigureVI.2 : . Situation temporaire de construction à considérer.....	58
FigureVI.3 : Situation accidentelle à considérer.....	59
Figure VI.4 : schéma descriptif du clouage.....	59
CHAPITRE VII :	Etude de la precontrainte
Figure VII.1 :Tracé en plan des câbles de fléau.....	66
Figure VII.2 :tracé en élévation du câble.....	66
Figure VII.3 ; Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	71
Figure VII.4 :Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin.....	71
CHAPITRE VIII :	Etude transversale.
Figure VIII.1. Modélisation du voussoir sur pile	84
Figure VIII.2. Modélisation du voussoir a la clef.....	84
Figure VIII.3. Schéma du ferrailage de boussage.....	88
Figure VIII.4. Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	90
CHAPITRE IX :	EQUIPEMENTS.
Figure IX.1. Système d'évacuation des eaux.....	98
Figure IX.4.Garde-Corps en métal BN4.....	99
Figure IX.5. Glissières de sécurité galvanisée.....	100

CHAPITRE X :**MASTER.**

Figure X.1 Spectre de Dimensionnement extrait d'un exemple calculé par RPOA.	102
Figure X.1 Réponse en accélération donnée par un accélérogramme.	103
Figure X.3 modélisation de la pile avec système SDOF sans (gauche) et avec (droite) isolateur.	103
Tableaux X.1 modification apportée sur le rapport de période en fonction de la rigidité apportée.	104
Figure X.4 courbe hystérésis d'un dispositif de Dissipation d'énergie théorique d'un cycle D'un dispositif de dissipation d'énergie réel.	104
Figure X.5 Exemple d'une courbe hystérésis	104
Figure X.6 modélisation d'une coupe 3D d'un élastomère fretté sans noyaux de plombe. ..	105
Figure X.7 modélisation d'une coupe 3D d'un élastomère fretté sans noyaux de plombe. ..	106
Figure X.8 courbe hystérésis générale présenté par les appuis élastomères.	106
Figure X.9 exemple d'un appui en pendule glissant multidirectionnel.	107
Figure X.10 l'appui parasismique doté d'un système ISOLATECH (ZTS).	107
Figure X.11 accélérogramme du séisme EL-CENTRO 1940.	108
Figure X.12 courbe hystérésis pour la structure non-isolée.	109
Figure X.13 courbe hystérésis pour la structure isolée.	109
Figure X.14 Superposition des déplacements transversaux de la structure isolée et non-isolée.	110
Figure X.15 Superposition des accélérations transversaux de la structure isolée et non-isolée.	110

CHAPITRE XI :**Etude de l'Infrastructure.**

Figure XI.1 : les dimensions de la pile la plus haute « P02 ».	111
Figure XI.2 : les spectres de réponse vertical et horizontal.	114
Figure XI.4 : Sollicitations agissants sur la pile 01	115
Figure XI.5 : coupe longitudinale et transversale de la pile 02.	118
Figure XI.6 : la transformation géométrique.	119
Figure XI.7 : diagramme de l'interpolation.	119
Figure XI.9 : La culée remblayée.	121

LISTE DES ABREVIATIONS

- SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- CCP** : Complément des charges permanentes.
- CCTP** : Centre de contrôle des travaux publics.
- BAEL** : Béton armé aux Etats limites.
- BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.
- RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- VSP** : Voussoir sur pile.
- VC** : Voussoir à la clef.
- 12/15/19 T15s** : (12/15/19) torons de quinze (15) fils.
- $f_{c\lim}$: Contrainte de compression limite.
- $f_{c\max}$: Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
- f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
- f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
- σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible.
- $\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte de traction admissible.
- HA** : Haute adhérence.
- St** : Espacement des armatures.
- NF** : Norme française.
- Xr** : Centre de rigidité.
- M_P** : Masse des piles.
- M_T** : Masse du tablier.
- F_L** : Force sismique longitudinale.
- F_T** : Force sismique transversale.
- H_T** : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
- H_{nv}** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
- DTR** : Document technique réglementaire.

Reference bibliographique :

- [1] Calgaro, J.A & Virlogeux, M. *Projet et construction des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).
- [2] Calgaro, J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).
- [3] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)
- [4] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)
- [5] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton*. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009).
- [6] Jacques MATHIVAT, *Construction par encorbellement Des ponts en béton précontraint*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1979).
- [7] Mr. Abdelaziz Yazid, *Béton précontraint "cour et exercices"*, Université de Bachar (2005).

I. Introduction générale :

Cet ouvrage reprenant une étude détaillée de la conception et étude d'un ouvrage d'art qui se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou Alger, mais la première question qu'on doit tout d'abord commencer par des questions simples et basiques :

- C'est quoi cet ouvrage d'art ?
- Pour quel but ?
- Comment précède-t-on à cette conception ?
- Comment garantir sa sécurité ?

Donc, Un **ouvrage d'art** est une construction de grande importance et de grande taille appartenant à l'une au moins de ces catégories :

- Ouvrage permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) ;
- Dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte) ;
- Dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).

Et parmi ces constructions, nous avons les ponts.

D'une manière générale, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau...etc.), ou artificiels tels que (route, voit ferrée...etc.), destinés à offrir du service à des usagers. Les ponts sont, donc, d'une utilité publique incontestable ; c'est pour quoi leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil. Aussi et pour permettre à ces infrastructures de répondre aux besoins de la société passage des hommes et des véhicules en toute sécurité, leur conception doit tenir compte des exigences fonctionnelles et naturelles permettant à l'ouvrage d'assurer sa fonction de franchissement.

Et pour n'importe quel ouvrage il faut passer par trois principales étapes :

- Conception
- Etude
- Réalisation.

La conception des ponts résulte d'une démarche itérative dont l'objet est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelle et fonctionnelles imposées. Un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère y sont intégrées. Ainsi que les avancées technologiques en termes de matériaux, de méthodes de construction, de création et de moyens de calcul. De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Il revient à l'ingénieur de tirer le meilleur parti des matériaux et de limiter les aléas possibles lors de l'exécution.

L'étude c'est la deuxième partie ,elle se base sur des hypothèses de calcul et des vérifications , cette étape est parmi les phases les plus importantes dans le projet ,elle consiste

à faire des estimations de cout et les quantités des matériaux nécessaires a utiliser ,et aussi de faire un dimensionnement optimal qui passe par le prédimensionnement des éléments principaux de l'ouvrage (fondations, appuis, éléments porteurs) par application des règles de la résistance des matériaux puis par la vérification de l'ouvrage et des parties de l'ouvrage aux états limites sous certaines conditions de charges normées.

La réalisation d'un pont est une entreprise complexe qui requiert des connaissances et une expertise particulière. De nombreux facteurs entrent en jeu, comme les contraintes techniques, les coûts et les impacts environnementaux, au moment de décider du type de pont à construire et des méthodes pour ce faire.

I.1 Présentation sur le projet :

Dans notre cas l'ouvrage précédemment cité est viaduc qui s'intègre dans le projet intitulé « Réalisation de la Pénétrante Autoroutière Reliant la Ville de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest Sur un linéaire de 48km, Partie» un projet qui se caractérise avec deux parties, une partie qui traverse généralement des hautes zones montagneuses et une partie avec des déblais-remblais élevés et des long viaducs là où se situe notre viaduc qu'on va étudier sur le long du PK 22+767 au PK 22+978 nommé V12.

I.2 Zone de travail :

Le viaduc se trouve entre les kilomètres 22+767 à 22+978 de l'itinéraire. La localisation V12 est affichée dans la Figure 1-1 ci-dessous.



Figure 1 : Localisation du V12

I.3 Présentation sur le sujet de Master :

Notre sujet qui a le titre de « Isolation sismique et dissipation d'Energie supplémentaire dans les ponts » consiste a traiter le phénomène de tremblement des terres et déterminer les charges induites par ce dernier. Notre travail sera basé sur l'analyse dynamique et choix de la méthode de calcul appropriée, Ainsi, le choix des modèles mathématiques décrit le comportement des appuis parasismiques utilisés afin de reproduire au mieu le comportement réel de l'ouvrage.

I.4 Plan de travail :

Le mémoire est structuré en quatre (04) parties et douze (12) chapitres :

- ✓ **La première partie** est une introduction sur les ponts d'une façon générale et aussi une présentation sur le projet qui sera traité dans ce travail
- ✓ **La deuxième partie** de ce travail est réservée à conception des trois variantes proposées et faire une comparaison justifiée par une modélisation « CSI-BRIDGE » pour l'obtention de la variante optimale.
- ✓ **La troisième partie** comprend le dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide des logiciel « SAP2000-CSI BRIDGE »
- ✓ **Le Quatrième partie** est réservé à la conception et l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude que nous avons établi nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

En général, cette étude requière la maitrise des connaissances de base dans les différentes sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols et les procédés de la précontrainte et aussi la dynamique des structures.

La conception des ponts nous a conduits à découvrir le sens et le réflexe d'un ingénieur pour choisir la meilleure solution possible.

Par contre l'étude nous a fait connaitre le système de résolution des différents problèmes quelque soient leurs difficultés.

Ainsi, la consultation des références bibliographiques nous a donné une idée comment récolter et développer des informations.

Lors de ces études nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques a notre disposition (CSI BRIDGE-SAP2000-ROBOT SA-SOCOTECH-EXPERT) afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum temps à la réflexion, et la maitrise de la réglementation régissant les principes de calculs des structures dans le domaine des ouvrages d'art.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

II.1 Introduction :

La conception d'un pont est un long travail d'études visant à concilier diverses contraintes dont l'importance et l'ordre de prééminence varient selon les projets : (données naturelles du franchissement, données fonctionnelles), procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts, délais... Cette étape « **collection des données** », se propose de fournir au projeteur les éléments de base nécessaires à la formation de son jugement et à l'acquisition du processus de réflexion propre aux ouvrages d'art.

II.2 Les Données fonctionnelles de projet :

II.2.1 Les caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de notre ouvrage imposés par le tracé routier sont :

Viaduc sens (Tizi-Ouzou vers Djebahia) :

- Longueur 220 m
- Largeur 13.8
- Pente 0.9%

II.2.2 Tracé en plan :

L'ouvrage est un pont courbé d'un rayon de 600.00m (axe principal).

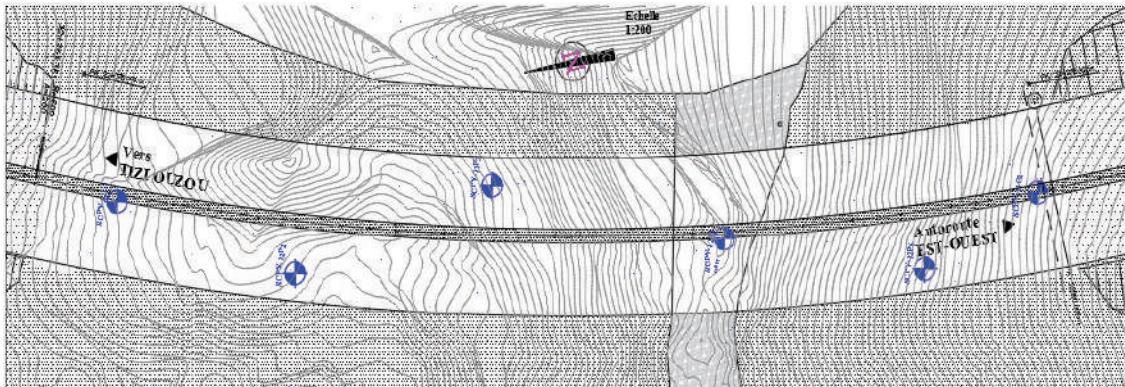


Figure II.1 : tracé en plan V12.

II.2.3 Profil en long :

L'ouvrage est un pont courbé de rayon 600 m qui commence à **PK22+760** en côte de 261m.

La ligne d'environ 226 m s'achève a **PK22+970** en côte de ~262m.

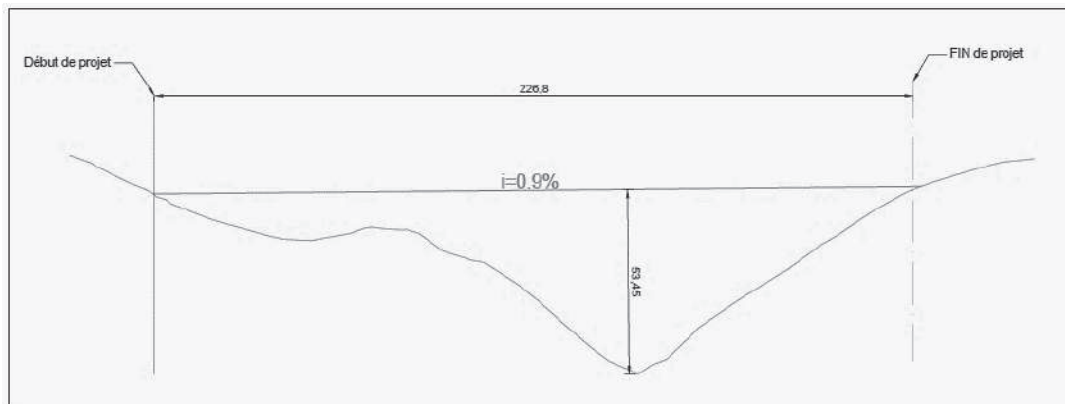


Figure II.2 : profil en long V12.

II.2.4 Profil en travers :

Le profil en travers du projet est défini par la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal :

La largeur du tablier et de 13.8m comprend :

- Trois voies de circulation de 10.5m de largeur.
- Deux bandes d'arrêts d'urgence de 1m de largeur.
- Deux barrières de 0.65m

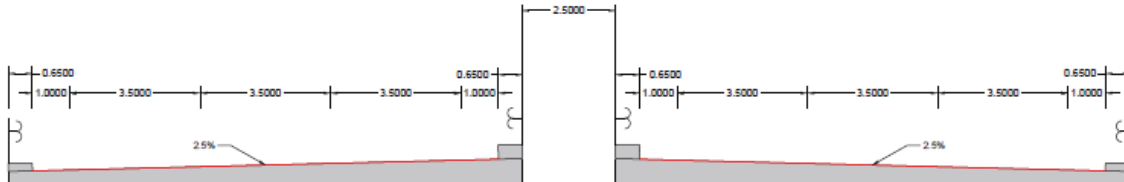


Figure II.3 : profil en travers de la voie portée.

II.3 Les Données Naturelles de projet :

II.3.1 Topographie :

D'après le lever topographique et les photos satellitaires, on trouve que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

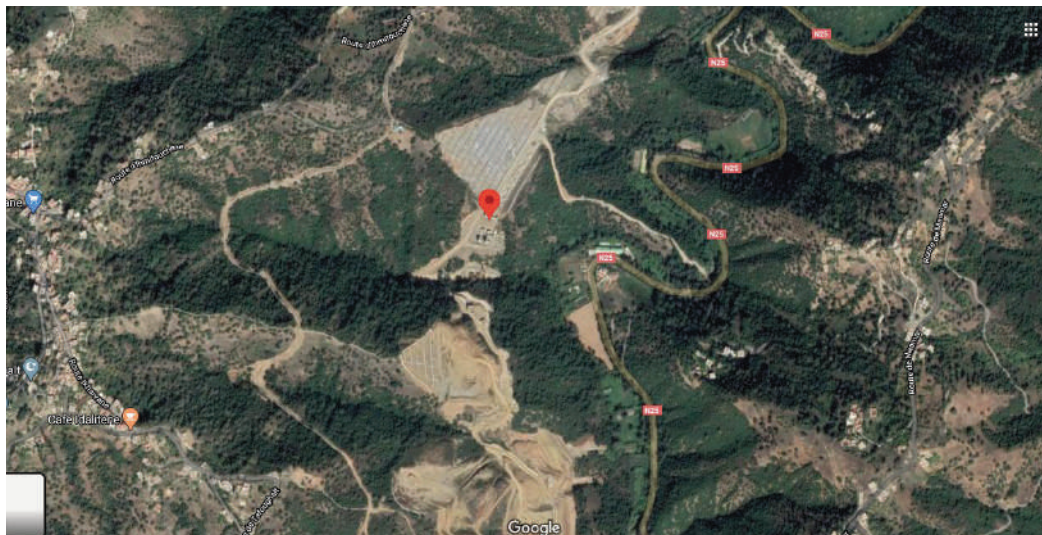


Figure II.4 : Implantation du projet sur Google maps.

II.3.2 Géotechnique :

Ces données sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le niveau possible de fondation.

Chapitre II : Description de L'ouvrage.

En fin, la reconnaissance géotechnique donne des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante)
- Paramètres rhéologiques (pour le problème de tassement et de fluage)
- Compacité (pour les problèmes de tassements)
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles).

D'après le rapport Géotechnique et les sondages effectués « **SCP-V12-C1, SCP-V12-C2, SCPV12-P2, SCP-V12-P3, SCP-V12-P3 (new) et SCP-V12-P6** », nous constatons qu'une unité de rocher métaplastique très/totalement décomposé, montrant une unité d'argile sablonneux et gravelé, généralement très solide/rigide, a plasticité faible/moyenne, de couleur marron/marron rougeâtre, d'une épaisseur moyenne variant entre **8-27 m** en surface.

Cette unité chevauche tout au long du viaduc des rochers métaplastiques faibles, moyennement/partiellement très décomposé, de **couleur marron/gris**. Une unité de sable argileux, gravelé de l'alluvion d'une épaisseur maximale de **3,5-4 m** en surface est observée entre **PK22+880 et PK22+920**. Une unité de gravier sablonneux, argileux de la colluvion d'une épaisseur maximale de 4 m en surface est observée entre **PK22+920 et PK23+030**. Une unité de calcschiste moyennement solide, peu décomposé à stratification fine/moyenne, de couleur blanc/gris clair entre **PK22+915 et PK22+985**.

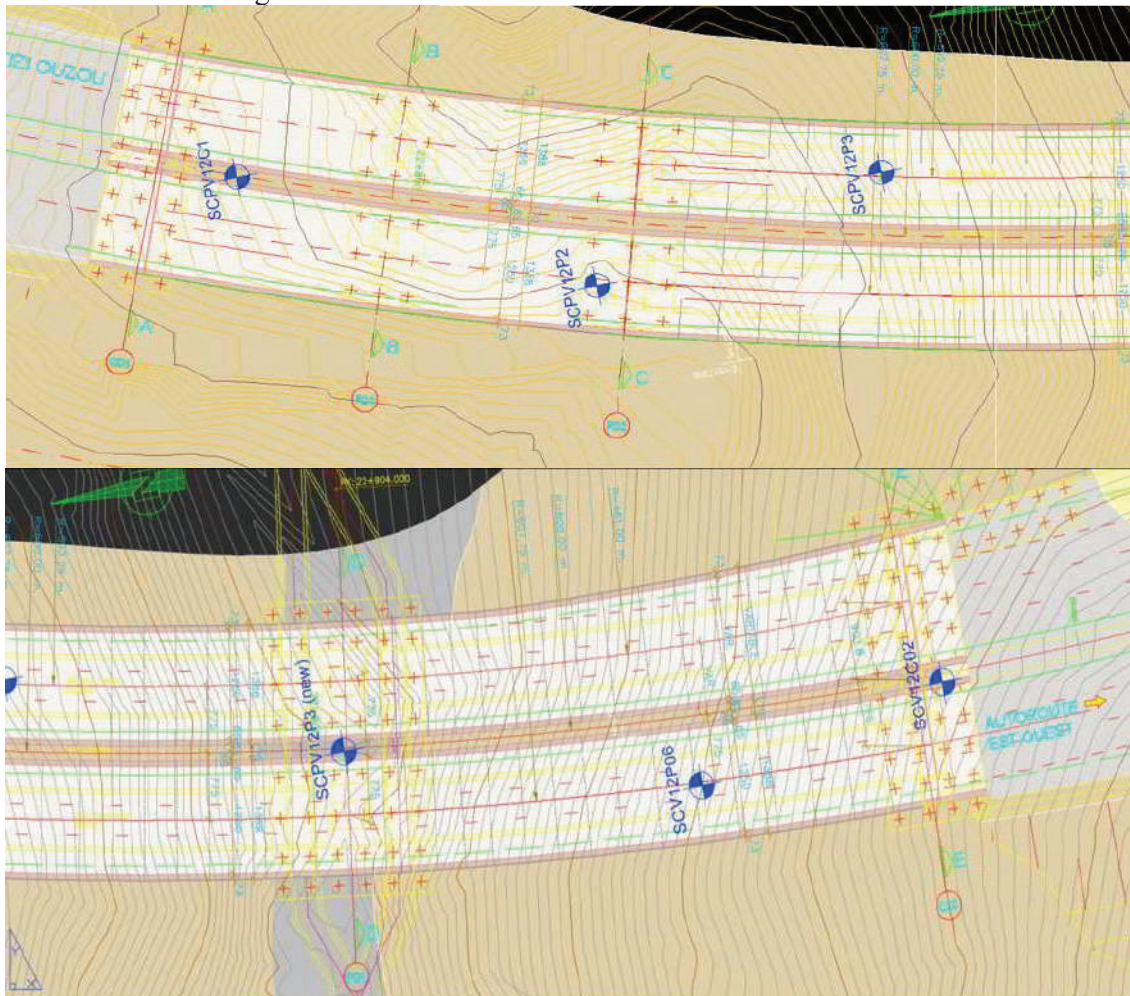


Figure II.5 : position des sondages par rapport l'ouvrage.

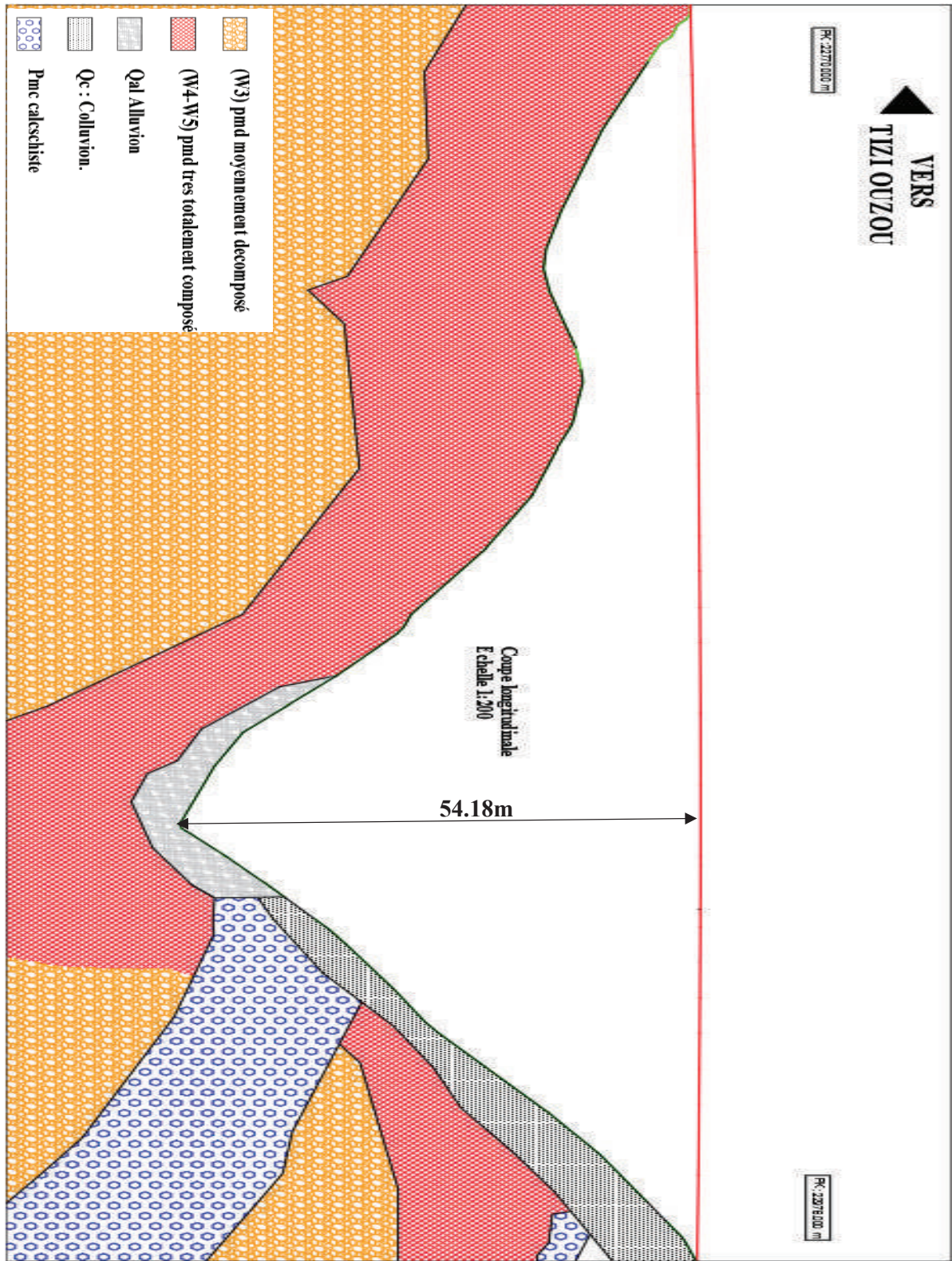


Figure II.6 : La lithologie du site

II.3.3 Classification du site :

Suite des essais de Pressiomètre réalisés dans le cadre des études de sol et au tableau de classification des sols fourni par le RPOA2008 Tableau 2.1, il est recommandé de prendre en compte la catégorie de sol comme **S2** dans la conception structurelle de V12.

Tableau II.1 : Caractéristiques géotechniques (RPOA, 2008).

Cat	Description		\bar{q}_c (MPa)	N	\bar{p}_l (MPa)	\bar{E}_p (MPa)	\bar{q}_u (MPa)	\bar{V}_s (m/s)
S1	Rocheux		--	--	>5	>100	>10	≥800
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	400 ≤ Vs < 800
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	200 ≤ Vs < 400
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	100 ≤ Vs < 200
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

II.3.4 Sismicité du site :

L'ouvrage d'art est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou, selon **RPOA2008** on peut tirer les informations suivantes :

- C'est une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- Les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le **groupe 2** (Pont important).
- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est **A=0.20** d'après le tableau de RPOA2008 (Tableau II.2)

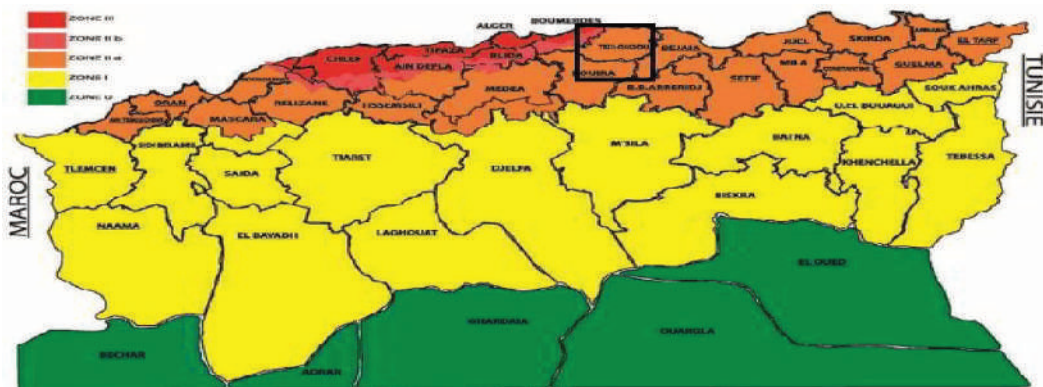


Figure 2.7 : positionnement de Tizi-Ouzou dans la carte de zonage sismique de l'Algérie. RPOA2008

Tableau II.2 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA, 2008).

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

II.3.5 Température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appuis.

- La wilaya de Tizi-Ouzou connaît durant la saison d'été une moyenne de 40°C la journée et 23 °C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C et 0 °C pendant la journée et la nuit.

II.3.6 Le Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixes par le RCPR a une surcharge répartie de :

- 125 kg/m². en cours de réalisation
- 200 kg/m² en service.

II.3.7 Hydrologie :

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution

- Pas de cours d'eau.
- Précipitation annuelle : 122 mm
- Profondeur de la nappe phréatique : 2.5m.

II.4 Conclusion :

On a présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchi, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage le mieux adaptée à ces paramètres.

III.1. Introduction :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère. L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur prédimensionnement et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solution à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle. Le but de ce bref chapitre est de donner au lecteur une vue d'ensemble des différents éléments du programme matérialisant cette démarche.

III.2. Démarche de conception :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère.

Cette démarche de conception comprend, de façon générale, trois (03) étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L'étude de détail de la solution retenue.

III.2.1 Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage :

La collection des données présente une importance très importante, car va intervenir dans la phase de conception de l'ouvrage, et aussi le type de l'ouvrage ne pourra jamais être définie sans l'existence de ces données.

III.2.2 Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques :

Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail 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 aléas pendant l'exécution.

En tout état de cause, les variantes doivent toujours être possibles à réaliser. En effet, chaque entreprise spécialisée dans la construction des ponts dispose de matériels spécifiques : poutres de lancement, coffrages, équipages mobiles, avant-becs, etc., qu'elle cherche à réutiliser, ce qui l'amène à concevoir des variantes, qui ne sont souvent que de simples adaptations du projet de base étalier par le maître d'ouvrage.

III.2.3 L'étude de détail de la solution retenue :

Après une analyse multicritère, le concepteur doit choisir une variante optimale et qui répond à des exigences techniques, économiques et aussi esthétiques, cette variante sera étudiée d'une façon plus détaillée (calcul de précontraintes- vérification des instabilités -vérification des contraintes -...etc.)..

III.3. Conclusion :

Pour notre viaduc, plusieurs variantes peuvent être envisagées, pour le choix de type d'ouvrage on prend en considération les facteurs suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élançement possible.
- Les contraintes de gabarit et de profil en long
- Les conditions topographiques et géotechniques,
- Le bilan économique : « coût de l'ossature + coût des appuis »,
- L'esthétique.

Après une analyse de ces facteurs et à l'aide des données naturelles et fonctionnelles, nous avons proposés les 03 trois variantes suivantes :

Variante 01 :

Pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension).



Variante 02 :

Pont Mixte à Bipoutres.



Variante 03 :

Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive Coulées sur Place



III.4. Variante 01 : Pont a poutre précontrainte de type VIPP «Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension » :

III.4.1 Introduction :

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP sont constitués des poutres précontraintes par post tension solidarisée entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis, ce type de pont représente la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

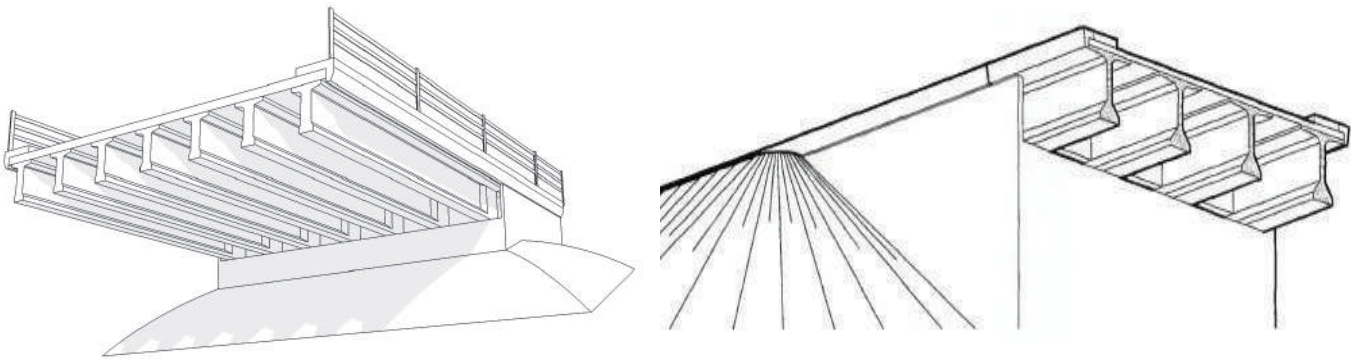


Figure III.4 : Morphologie générale d'un pont a poutres en béton précontrainte VIPP .

III.4.2 Principe de construction :

Comme nous le verrons dans les chapitres qui suivent, le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié au mode de construction qui, pour la réalisation d'une travée, comporte les étapes suivantes :

- ✓ Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication,
- ✓ Mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plutôt possible, pour permettre de libérer les coffrages,
- ✓ Mise en attente des poutres sur une aire de stockage,
- ✓ Mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock,
- ✓ Mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés,
- ✓ Réalisation en place d'entretoises reliant les poutres,
- ✓ Mise en précontrainte éventuelle des entretoises,
- ✓ Coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis,
- ✓ Mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante.

III.4.3 Domaine d'emploi :

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueurs égales dégageant des tirants d'air bien proportionnés du point de vue du rapport hauteur/longueur.

Il permet aussi le franchissement de :

- ✓ D'une brèche de grande hauteur ou d'accès difficile, pour laquelle l'emploi de cintres appuyés sur le sol est difficilement envisageable...
- ✓ Des zones de terrains dégagés pour lesquels des remblais ne sont pas réalisables (vallée tourbeuse par exemple), ou se révèlent non économiques,
- ✓ D'une rivière ou d'un canal, lorsque les gabarits de navigation n'imposent pas de dégager des ouvertures exceptionnelles.

Indépendamment de la nature de la brèche franchie, ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées **de 30 à 45 mètres**.

Ce domaine d'emploi peut être élargi dans le cas où les appuis sont importants du fait de piles de grande hauteur ou de fondations difficiles. Il est alors avantageux d'augmenter la portée pour diminuer le nombre d'appui et par conséquent le coût total de l'ouvrage. C'est notamment le cas pour les viaducs d'accès à de grands ouvrages qui ont été réalisés avec des travées atteignant une cinquantaine de mètres (exemple des viaducs d'accès au pont de Saint-Nazaire constitués de 52 travées de 50 mètres).

« Au-delà de 50 mètres de portée, le poids des poutres devient considérable, et en dessous de 30 mètres de portée, les tabliers en dalle précontrainte ou les tabliers à poutres précontraintes par adhérence deviennent plus économiques. »¹.

III.4.4 CONCEPTION DU TABLIER :

III.4.4.1 Conception longitudinale :

Dans cette variante, nous proposons une conception longitudinale suivante :

- **Nombre des travées :** 06 travées.
- **Longueur de travée :** 36 m.
- **La hauteur des culées :** 2*4 m.
- **La hauteur max :** 53 m.

¹ Guide de conception des ponts à poutre précontrainte de type VIPP, SETRA (1996)

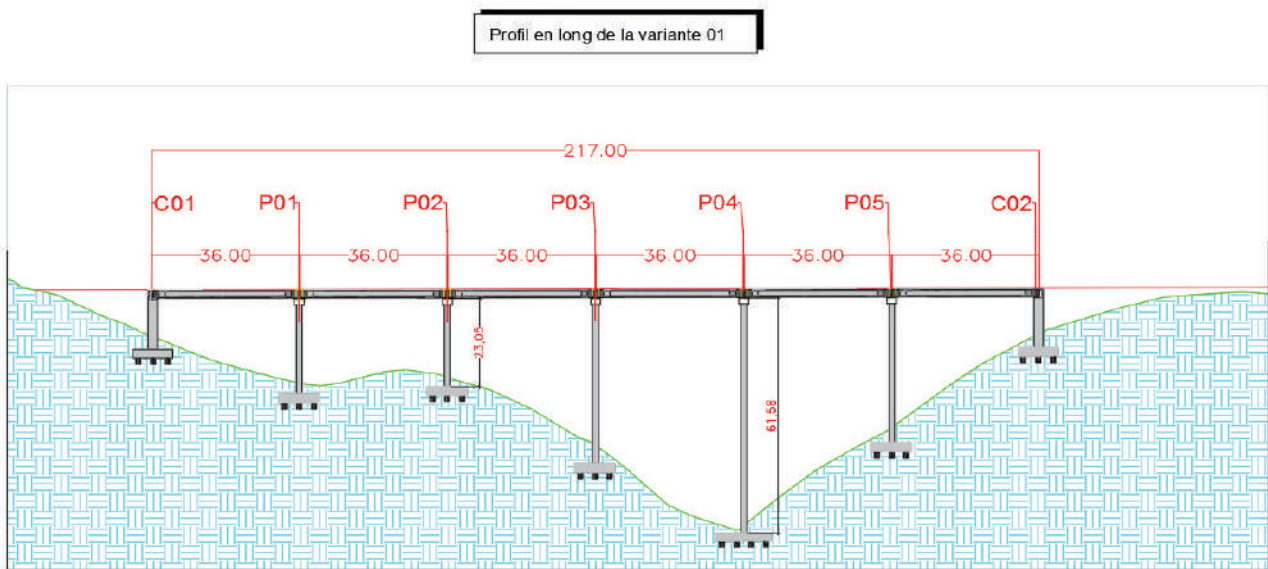


Figure III.5 : profil en long

➤ **La Hauteur de la poutre :** la hauteur est un paramètre très important, les considérations qui permettent de la fixer sont les suivants :

La hauteur doit être la plus faible possible « Hauteur optimal ».

La hauteur ne doit pas dépasser certaine limite « risque d'instabilité et grande prise au vent ».

« La réduction de hauteur conduit rapidement a une augmentation des quantités d'aciers de précontrainte, et même la section de béton »²

C'est pourquoi, on considère que l'élancement optimal est :

- Pour un béton traditionnel « $f_{c28} > 35 \text{ MPa}$ » : $H = \frac{L}{17} \text{ a } \frac{L}{20}$.

Remarque : pour un béton a haute performance « $f_{c28} > 50 \text{ MPa}$ », on peut atteindre une hauteur égale a : $\frac{L}{20} \text{ a } \frac{L}{26}$.

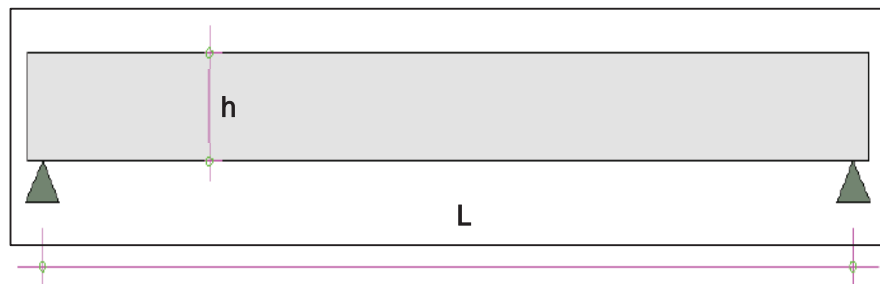


Figure III.6 : Elancement de la poutre.

² Conception des ponts Anne BERNARD-GELY, Jean Armand CALGARO, 2006.

III.4.4.2 Conception transversale :

- **Entraxe des poutres :** elle est comprise entre : $1.4m < \lambda < 2.00m$.
- **Nombre des poutres :** tel que $N = L_a / \lambda + 1$ tel que : L_a est la largeur de l'ouvrage.
- **La Membrure supérieure :**
 - ❖ **La largeur :** « $B > 60\%$ la hauteur de la poutre », et cette largeur dépend de plusieurs critères :
 - Il faut réduire la largeur pour la facilité de la manutention et elle ne doit pas dépasser la valeur minimale « risque de déversement ».
 - Des tables de compression relativement larges contribuent à augmenter l'inertie des poutres, ce qui offre l'avantage de pouvoir augmenter la part de la précontrainte de première famille, plus efficace, ce qui peut conduire à une économie sur la précontrainte totale.
 - ❖ **L'épaisseur de la table de compression :**

L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm.

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- Il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- Il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- Il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison



sensiblement égale à 45°. Des adaptations sont nécessaires dans la zone de blochet, selon le cas, le gousset épaisit le nœud de jonction en débord de l'âme sur toute la longueur du =

Figure III.7 : La membrure supérieure

❖ Les Talons :

Cette partie qui va loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

Pour un béton de **35 MPa**, la largeur totale des talons B_t est donnée par la formule empirique

suivante :

$$B_t = \frac{l * L^2}{H^2 * K}$$

Tel que : l : la largeur du tablier = 13.8m.

L : portée de la travée = 36 m.

H_t : hauteur totale du tablier $H_t = H_p + e$ « e : l'épaisseur de la dalle $e = 0.25m$ ».

La largeur pour un talon $B_0 = B_t / \text{Nombre des poutres } N$.

² Conception des ponts Anne BERNARD-GELY, Jean Armand CALGARO, 2006.

Il est indiqué d'incliner les faces supérieures du talon d'un angle compris entre 45 et 56 degré pour la facilité de bétonnage.

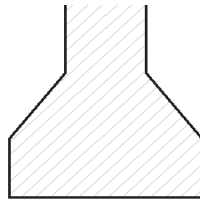


Figure III.8 : le Talon

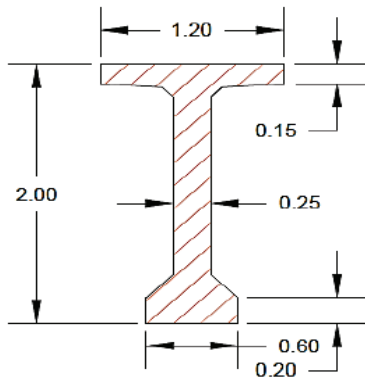
- ❖ **L'âme** : la largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnages et les câbles de précontrainte, elle est d'ordre 21 à 25 cm. ¹

Donc on résume le prédimensionnement de la variante 01 dans le tableau suivant :
Tableau III.1 : Recapitulatif des dimensions et les symboles de chaque élément.

Elément	Symbole	La valeur retenue
Hauteur de la poutre	H_p	2.00m
L'épaisseur de la dalle	e	0.25 m
La hauteur totale du tablier	H_t	2.25 m
Entraxe des poutres de rives	λ	1.7m
Nombre des poutres	N	9
La largeur de la table de compression	B	1.2 m
Epaisseur de la table de compression	e_t	0.15 m
La largeur de talon	B_0	0.6m
Epaisseur du talon	E_t	0.2m
Epaisseur de l'âme a mi travée	-	0.25m
Epaisseur de l'âme en zone intermédiaire	-	0.35 m
Epaisseur d'âme en zone d'about	-	0.6m

⁽¹⁾ Guide de conception ,SETRA "ponts a poutres prefabricuées precontraintes par post tension VIPP , 1996.

section d'about



section médiane

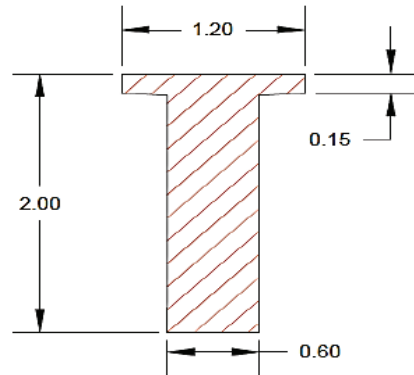


Figure III.9 : coupe transversale de la poutre

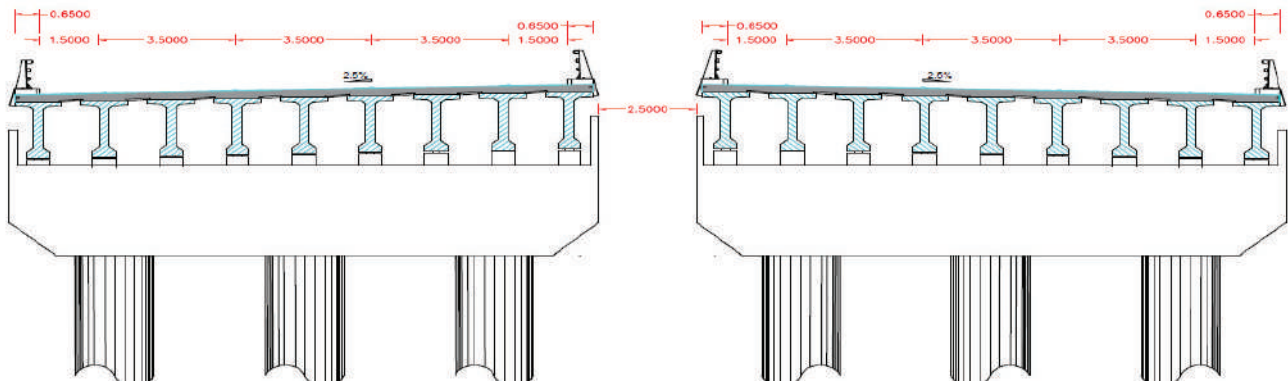


Figure III.10 : coupe transversale sur pile.

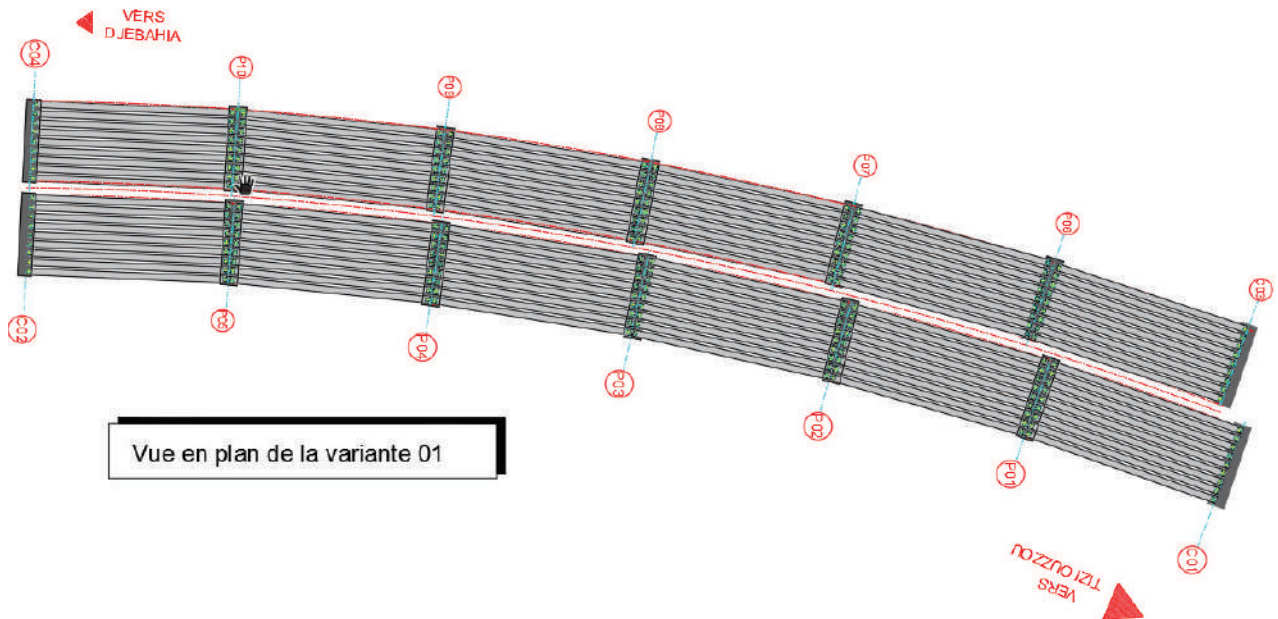


Figure III.11 : Vue en plan « variante 01 ».

III.5. Variante 02 : Pont mixte acier-béton bipoutre à entretoise :

III.5.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va traiter la conception d'un pont mixte acier-béton bipoutre avec entretoise qui est l'un des innovations révolutionnaires de notre époque pour multiple raison dont on va longuement discuter dans les paragraphes suivants.

Un pont mixte bipoutre est un pont dont le tablier est formé de raidisseurs en acier en partie inférieure et d'une dalle en béton armé ou précontrainte en partie supérieure. Les raidisseurs peuvent être soit des profilés métalliques laminés, soudés ou rivetés, à âmes pleines ou ajourées, soit des poutres en treillis et dispose parfois de poutres transversales appelée entretoises, reliant les raidisseurs principaux.

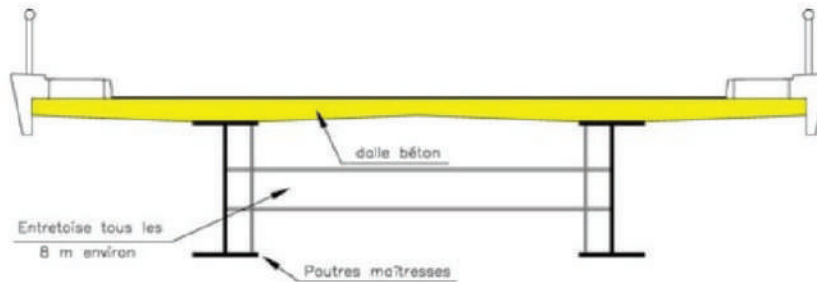


Figure III.12 : Morphologie général d'un pont bipoutre à entretoise.

III.5.2 Principe de construction :

Les tabliers en ossature mixte sont la conception les plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, de simple complexité mais couteux en temps d'usinage.

Selon la conception recommandée par CALGARO pour les ponts mixte acier-béton, quand le tablier est assez large qui peut varier entre 12m jusqu'à 20m, la solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacé tous les environs 8m.

Pour l'épaisseur de la dalle les recommandations raisonnables sont d'environ 30cm au droit des piles et 25cm à mi-portée

III.5.3 Domaine d'emploi :

Les progrès effectuer par les sidérurgistes et les charpentiers métalliques ainsi l'absence de pathologies importantes ont permis aux ouvrages mixtes d'étendre fortement leur domaine d'emploi économique. Ils sont désormais très compétitifs pour les portées courantes comprises entre 40, et 110m, pour des largeurs comprises entre 9 et 25m, et pour des longueurs totales allant d'une centaine de mètre à plus d'un kilomètre.

Une analyse extraite du guide 'SETRA ouvrage d'art N°61 décembre 2010' précise « que 70% des ouvrages à poutre sont à entretoises, les 30% qui reste étant à pièces de pont à console, que les ouvrages à pièces de pont sans console ne sont pratiquement plus construits, de même que les ouvrages à dalle précontrainte transversalement. »

III.5.4 Conception de la variante :

III.5.4.1. Conception longitudinale

D'après les recommandations du livre de conception Jean-Armand CALGARO et documents SETRA, on a pu proposer pour cette projection un pont mixte bipoutre à hauteur constante qui se compose totale de 212.2m :

- Deux (02) travées principales de 60m.
- Deux (02) travées de rives de 46.1m.

Le plan accompagner dans **l'annexe D** montre le profil en long et la vue en plan élaborer.

III.5.4.2. Conception transversal (conception du tablier)

La largeur totale de la chaussée et de 30.1m on a opté pour une conception en deux viaducs séparés et espacés de 2.5m avec 13.8m de largeur chacun.

Pour une meilleure conception de tablier d'un point de vue économique, esthétique et sans négliger la résistance on peut adapter un tablier posé sur deux poutres longitudinalement qui sont reliés eux-mêmes par des entretoises tous les 6m environs, la figure suivante illustre un schéma générale d'un profil en travers pour un pont bipoutre à entretoises.

Les deux poutres principales seront espacées de 8m avec sur chaque rive de 2.9m.

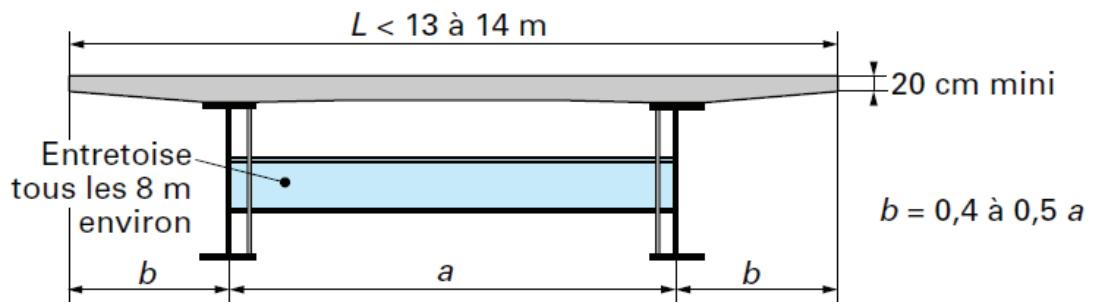


Figure III.13 : Schéma d'un bipoutre à entretoise.

III.5.4.3. Conception des poutres principales

Le choix des âmes pleins nous permet un libre choix pur choisir les dimensions de chaque semelle et celle de l'âme, les semelles doivent être assez larges pour assurer leur stabilité durant la construction, relativement l'âme doit être de faible épaisseur car elles n'apportent pas de contribution efficace dans la résistance à la traction, avec un choix adopté d'une hauteur constant le long de l'ouvrage pour des raisons de simplification d'usinage et d'absence d'obstacle qui empêche cette réalisation.

Le tableau suivant présent la conception d'exigences extrait de la mise à jour 'SETRA ouvrage d'art N°65 décembre 2010' et de 'conception de pont posée par Jean-Armand CALGARO et BERNARD-GELY'

Tableau III.2 : Table de conception générale d'une section bipoutre à entretoise.

Elément	Ratio
Epaisseur de la dalle en béton armé	30cm sur pile 40cm à mi-travé
Hauteur de la poutre	$\max \left\{ \frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0.45}, 0.4 + \frac{X}{35} \right\}$
Largeur de la semelle inférieure	$\left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0.92 + \frac{LT}{150} \right)$
Largeur de la semelle inférieure	Binf-0.100 pour un tablier à deux voies Binf-0.200 pour un tablier à 4 voies
Tonnage de la charpente	$63 + 0.9X^{1.2} \left(1.34 - \frac{LT}{40} \right) + 0.25X$ en kg/m ² du tablier
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 * d$
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$

*LT: Largeur total du tablier, X portée déterminante.

Le choix à prendre doit répondre aux conditions de vérifications suivant :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Résistance au phénomène de fatigue.

Après calculs et choix en suivant le tableau précédant la section adoptée est simplifier par le schéma suivant :

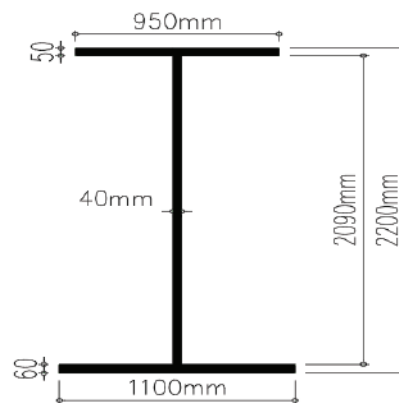


Figure III.14 : Prédimensionnement de la poutre principale de la variante bipoutre.

III.5.4.4. Conception des entretoises

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

Pour une meilleur performance nous adapterons nous avons une gamme de choix qui commence par IPE500 jusqu’à IPE 700, une simple consultation des réalisations déjà construites et en service nous permis de choisir un IPE600 espacé de 8m.

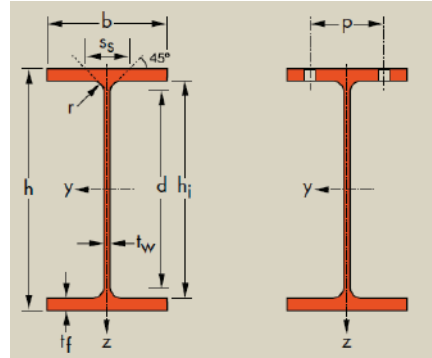


Figure III.15 : Profil général d'un IPE

Table III.10 : Caractéristique d'un IPE600

	G	h	b	t _w	t _r	r	A	h _t	d	Ø	D _{min}	D _{max}	A _L	A _C
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE A 600-	108	597	220	9,8	17,5	24,0	137	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24,0	156	562,0	514,0	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15,0	24,0	24,0	197	562,0	514,0	M 27	118	122	2,045	13,24

III.5.4.5. Choix de la nuance d'acier

Le choix d'une qualité de ténacité d'acier est un choix très important vu qu'elle réfère à une capacité d'absorption d'énergie des chocs sans le risque de produire une rupture fragile, en se référant aux documents SETRA on a opté pour qualité S355N.

III.5.4.6. Les goujons

La liaison acier-béton présente une résistance complète assurée par des connecteurs qui s'appellent « Goujons » qui sont répartie le long des poutres principales d'une façon suffisant pour reprendre l'effort rasant maximal que chaque partie de la section transversale peut transmettre indépendamment des contraintes de cisaillement qui résultent du calcul de l'ensemble de la structure. Ces connecteurs sont de 22mm de diamètre et 200mmde hauteur, leur espacement devras passée par un calcul détailler.

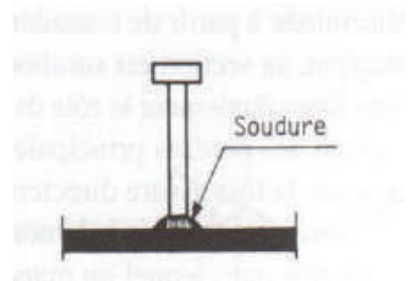


Figure III.16 : Connecteur de type 'Goujon'.

III.5.5 Profil en long et profil en plan

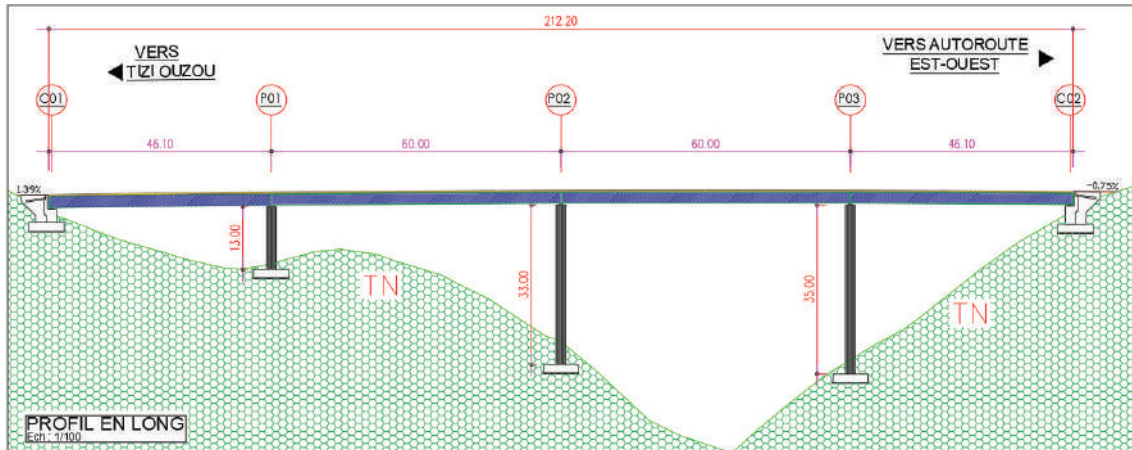


Figure III.17 : profil en long « variante 3 »

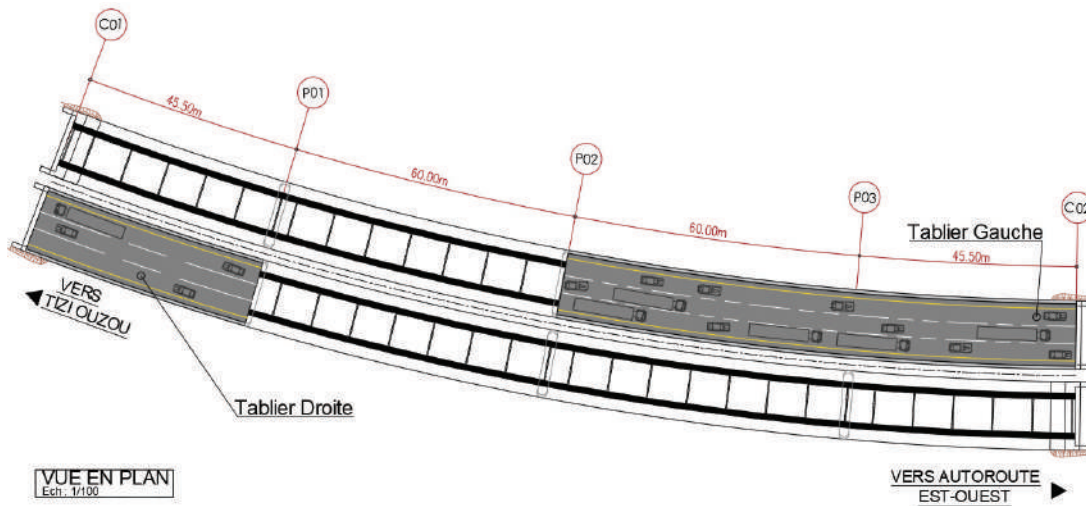


Figure III.18 : Vue en plan « variante 03 ».

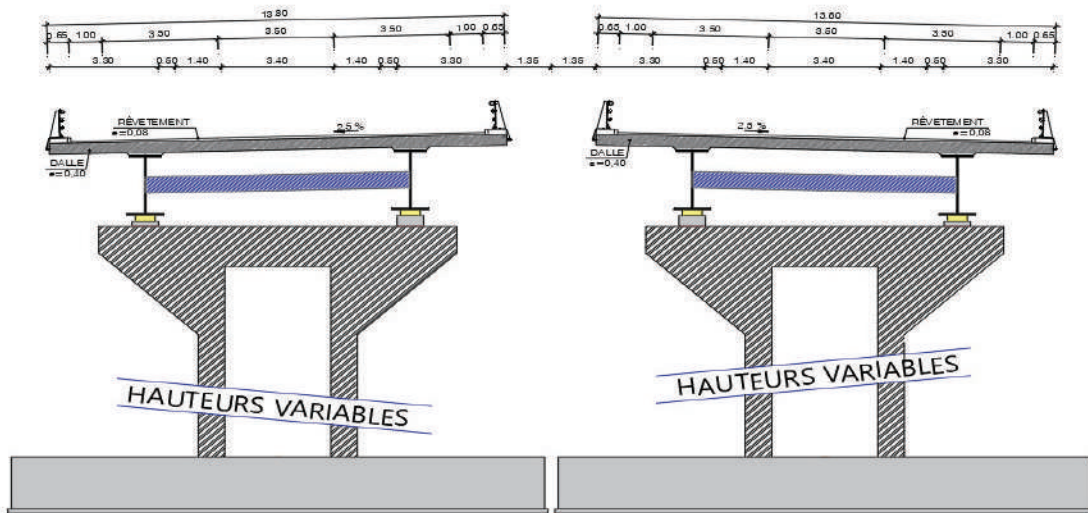


Figure III.19 : coupe transversale sur pile.

III.6. Variante 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs coulé en place ».

III.6.1 Introduction :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarifiée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles, ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés.

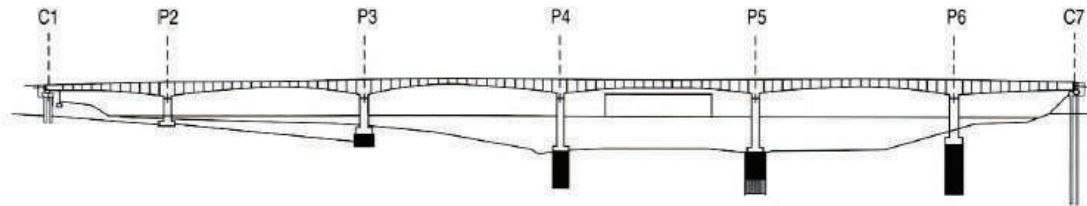


Figure III.1 : Pont en béton précontraint construits par l'encorbellement successif.

III.6.2 Domaine d'emploi :¹

La construction par encorbellements successifs permet de réaliser des ouvrages en béton précontraint très variés. En effet :

- La gamme des portées envisageables est très large (**entre 40m et 150m**).
- La voie portée peut avoir n'importe quelle géométrie tant en plan qu'en long.

Entre 60 et 100 m, le tablier de l'ouvrage peut être de hauteur constante ou variable.

- Cette méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime...).

III.6.3 Conception longitudinale :

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir d'une hauteur variable de longueur totale de **211.1 m** « PK 22+770 :PK 22+976 ». composé d'une travée principale de **100 m** et

¹ Guide de conception, pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs, SETRA 2003.

deux (02) travée de rives de **55.50 m**. Les deux figures suivantes représentent un schéma explicatif de la variante et la deuxième représente un profil en long du projet.

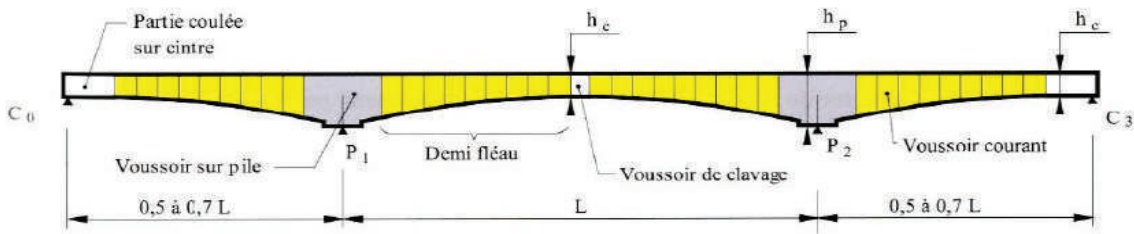


Figure III.2 : Profil en long d'un tablier d'un Pont vousoir d'une hauteur variable.

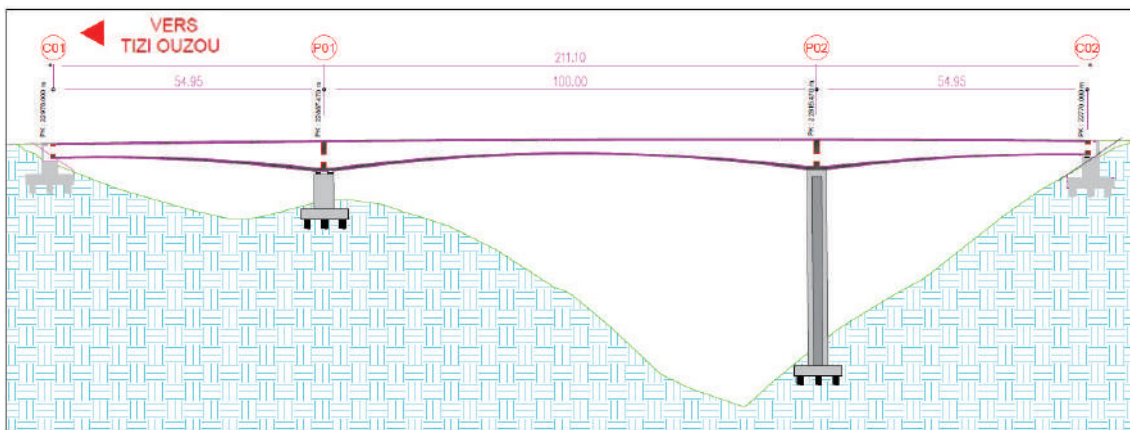


Figure III.3 : profil en long de la variante (03) « pont vousoir ».

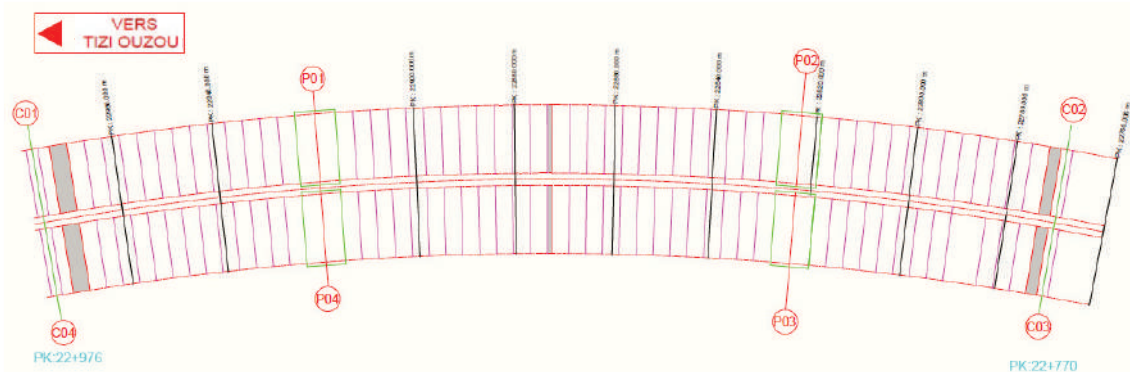


Figure III.4 : vue en plan de la variante (03) « Pont vousoir ».

- **La variation d'hauteur :**

Pourquoi une hauteur constante ?

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à **65/70 m**, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier et ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale, avec toutefois un **minimum de 2.20m**.

Pourquoi une hauteur variable ?

Au-delà de **65 à 70 m**, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

Pour notre cas, nous avons calculés cette variation parabolique, tout d'abord, il faut trouver l'équation de cette courbe :

$$f(x) = ax^2 + bx + c \text{ Avec : } f(0) = 6.2 \text{ et : } f(47.5) = 3.00 \text{ et : } f'(47.5) = 0$$

$$\text{Et on trouve : } a = \frac{64}{41405} ; \quad b = \frac{-64}{455} ; \quad c = 6.2 .$$

Tableau III.3 : les hauteur des voussoir et l'épaisseur d'hourdis inferieur

Hp =	6.2	m	Ep =	0.75	m
Hc =	3	m	Ec =	0.3	m
l =	47.5	m	l =	47.5	m
Lv =	3.5	m	Lv =	3.5	m

N° Vrs	x	H(x)	N° Vrs	x	E(x)
VSP	0.00	6.20	VSP	0.00	0.75
VSP	2.00	5.94	VSP	2.00	0.71
V1	5.50	5.50	V1	5.50	0.65
V2	9.00	5.10	V2	9.00	0.60
V3	12.50	4.74	V3	12.50	0.54
V4	16.00	4.41	V4	16.00	0.50
V5	19.50	4.11	V5	19.50	0.46
V6	23.00	3.85	V6	23.00	0.42
V7	26.50	3.63	V7	26.50	0.39
V8	30.00	3.43	V8	30.00	0.36
V9	33.50	3.28	V9	33.50	0.34
V10	37.00	3.16	V10	37.00	0.32
V11	40.50	3.07	V11	40.50	0.31
V12	44.00	3.02	V12	44.00	0.30
V13	47.50	3.00	V13	47.50	0.30

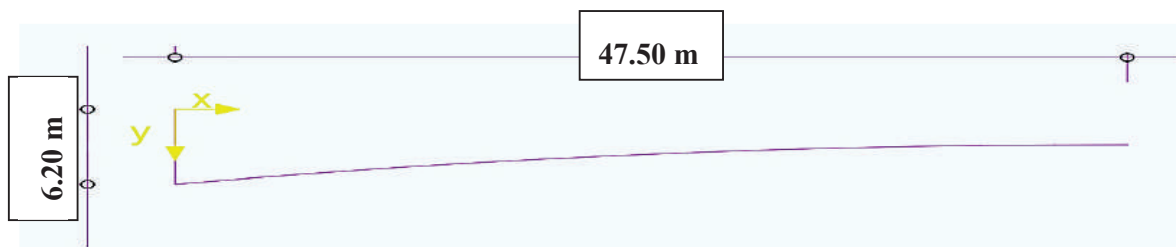


figure III.5 : la courbe parabolique de la variation d'hauteur.

• **Découpage des voussoirs :**

Le Ponts est constitué de trois (03) types de voussoir :

- ✓ **Voussoir courant :** la longueur des voussoirs courants est constante et compris entre 2.5 a 4m.
- ✓ **Voussoir sur pile :** leurs dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site et ils sont compris entre 7 a 10 m.
- ✓ **Voussoir de clavage :** il faut qu'il permette aux opérateurs de tirer les câbles de précontraintes librement sans être très élané, il varie de 1.5 a 3m.

D'après la conception longitudinale « le profil en long et la vue en plan », on obtient :

- Deux (02) voussoir sur pile.
- Cinquante-deux (52) voussoirs courants.
- Six (06) voussoirs de clavage.
- Quatre (04) voussoir sur culée.

III.6.4 Conception transversale :

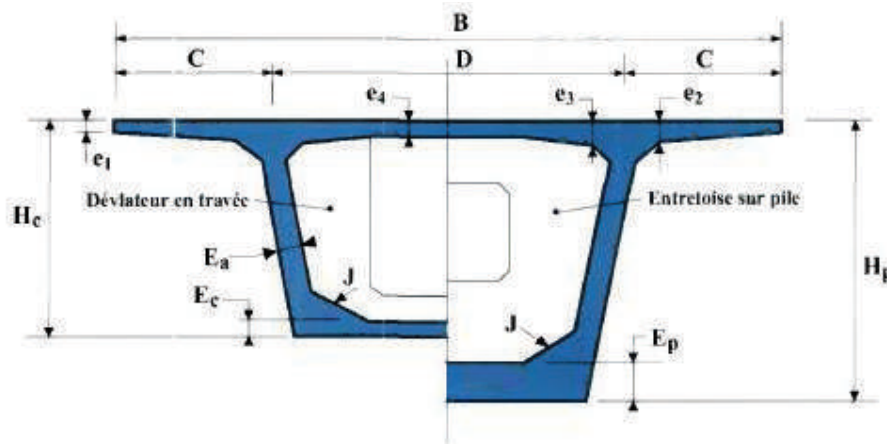


Figure III.6 : prédimensionnement du voussoir VSP et VC .

Selon le guide de conception « SETRA » pour les ponts en béton précontrainte construits par l'encorbellement successif, nous avons résumés le prédimensionnement des voussoirs « VSP et VC » dans le tableau suivant :

Tableau III.4 :le predimensionnement d'un voussoir a hauteur variable

Elément	Description	Ration usuel	Valeur retenu
H_p	Au-delà de 65 m/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.	L/16 a L/18	6.20 m
H_c	Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. min=2.20m	L/30 a L/35	3.00 m
B	Largeur de voussoir est égale a la largeur de voie		13.8m

Chapitre III : Conception Générale.

C		B/4	3.45m
D		B-2*C	6.90m
e₁	<p>Son épaisseur en extrémité e₁ dépend du dispositif de retenue choisi (barrières de sécurité). Elle est au minimum de :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 16 à 18 cm en cas de garde-corps, • 23 cm en cas de barrière normale BNI, • 24 cm en cas de barrière normale BN4. 	e ₁ > 16 a 18cm	0.25 m
e₂	À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur e ₂ dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.	C/7 à C/8	0.45m
e₃	À l'encastrement, la valeur peut être estimée en mètre à 0,10 - 1-0/25 (<i>D désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres</i>).	e ₃ > e ₂ - 10cm a 1.5 e ₄	0.30m
e₄	Son épaisseur à mi-portée e ₄ est égale à D/25 ou D/30, voire D/35 pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un Minimum de 20 cm.	D/25 a D/30	0.3
	Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile . Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées.	10 a 30 %	15
E_a	Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable. Lorsqu'un épaissement est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement (par redans et naturellement par l'intérieur) pour faciliter l'exécution.	E _a > 0.26+L/500	0.5m
E_c	L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. Les lois de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale sont soit linéaire. Soit parabolique, Soit du 4 ^{ème} degré. Cette dernière loi de variation permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur Et de gagner du poids. Des variations d'épaisseur en escalier, dites aussi "à la demande" sont parfois adoptées. Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.	E _c > 18 à 22cm	0.3m
Ep		35 à 80 cm	0.75m
G sup	<p>Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions :</p> <ul style="list-style-type: none"> • ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants, • leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes, • ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage, • ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage, • ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de 	30 à 40 degrés	40

Chapitre III : Conception Générale.

	fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.		
G inf	Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.	30 à 45 degrés	30

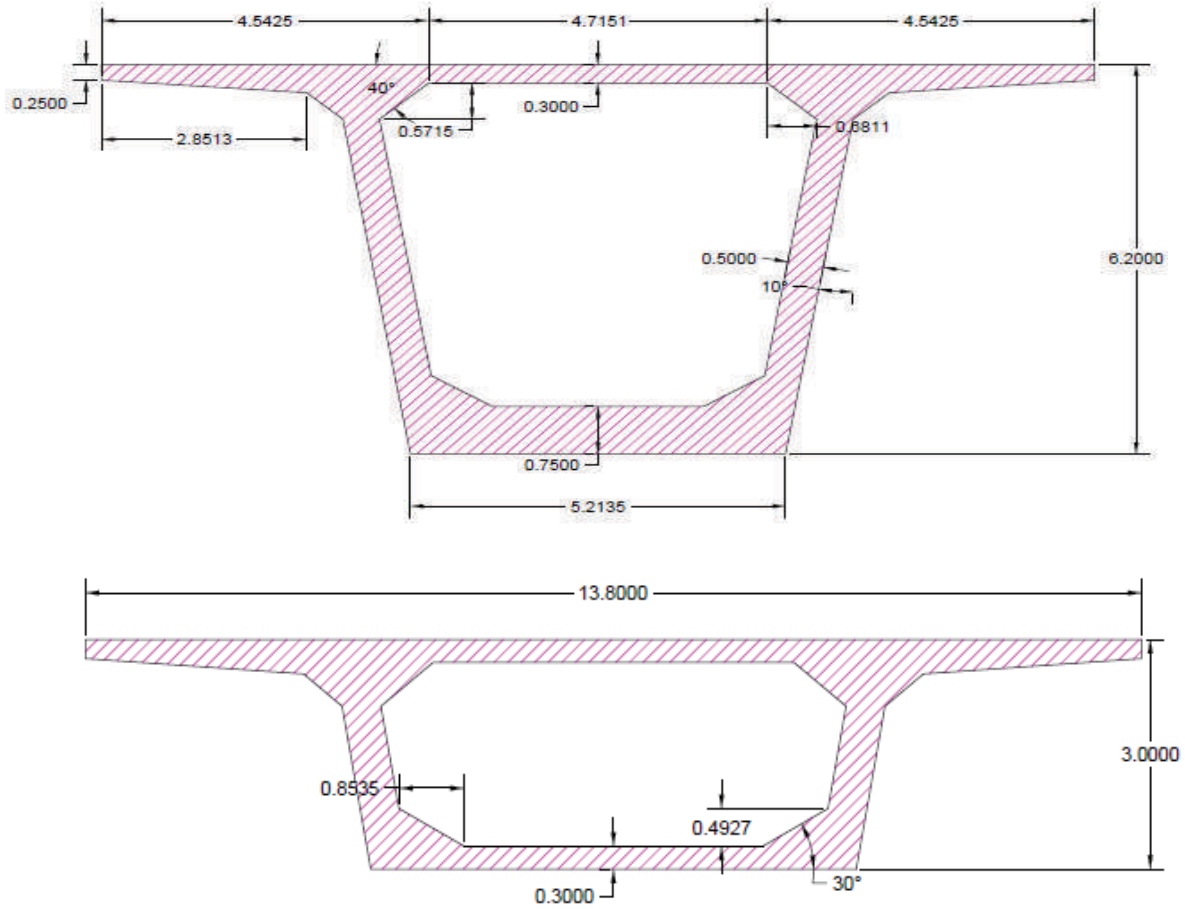


Figure III.7 : coupe transversale du voussoir « VSP et VC ».

III.7. Vérification de la variante 01 :

III.7.1. Estimation des sections de précontraintes :

La section de précontrainte est estimée à mi-travée, les caractéristiques géométriques utilisées sont celles de la section intermédiaire, et les câbles de précontraintes sont du 13T15s.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \qquad n = \frac{A_p}{(1-\Delta p) \times A_0}$$

A_p : section de précontrainte à déterminer.

M_{ext} : le moment maximal dû à la combinaison de charge la plus défavorable (**Voir tableau**)

σ_{p0} : sa tension d'origine est de : **1488 MPa** pour le câble de 13T15.

$Z_p = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.9 \times 2 = 1.62 \text{ m}$.

Δp : les pertes de tension, estimées dès le début à **25%**.

A_0 : section de précontrainte d'un câble, **1950 mm²**.

$$A_p = 3579.5 \text{ mm}^2 \qquad n > 2.44 \text{ donc } n = 3 \text{ câbles } 13\text{T}15\text{s.} \ll P = 5.56 \text{ MN } e_0 = 1 \text{ m} \gg$$

Tableau III.5: les combinaisons des charges de la variante 01 .

Combinaison	Moment extérieur (yy)(KN.m)
G+1.2A(L)	7234.22
G+1.2BT	7134.56
G+1.2BC	5147.95
G+MC120	7523.54
G+D240	8557.66

III.7.2 Vérification des contraintes :

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques de la section à mi-travée.

les conditions à vérifier sont comme suit :

$$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc} \qquad \text{et} \qquad \sigma_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$$

- $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P * e - M_{ext}) \times \frac{v}{I} = 14.83 \text{ MPa}$
- $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P * e - M_{ext}) \times \frac{v'}{I} = -1.352 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 45 = 27 \text{ MPa} ; \sigma_{bt1} = 1.5 * f_{t28} = -4.95 \text{ MPa} ; \sigma_{bt2} = 1.0 * f_{t28} = -3.3 \text{ MPa.}$$

⇒ **Donc on déduit que les contraintes sont bien vérifiées dans le concept préliminaire.**

III.7.3 Devis quantitatif et estimatif de la variante 01 :

Tableau III.7.1 Devis quantitatif et estimatif de la variante 01

<u>DEVIS QUANTITATIF & ESTIMATIF DE LA VARAINTTE 01</u>					
superstructure					
Nombre des poutres	54				
Volume du beton	1477.44	m3	21,000.00	31,026,240.00	DA
quantité d'acier passif	162.5184	t	150,000.00	24,377,760.00	DA
quantité d'arm actif	94.35301	t	6,156.00	37,741,204.80	DA
Infrastructure					
les app_d appuis	63	U	22.68	43,583,124.51	DA
Dés d'appui	31.5	m3	21,000.00	661,500.00	DA
piles					
les futs	6358.5	m3	21,000.00	133,528,500.00	DA
fondations	4516.4	m3	21,000.00	94,844,400.00	DA
pieux	1424.304	m3	21,000.00	29,910,384.00	DA
Acier	1229.92	t	150,000.00	184,488,060.00	DA
culees					
mur_frontal	740	m3	21,000.00	15,540,000.00	DA
fondation	637.44	m3	21,000.00	13,386,240.00	DA
pieux	406.944	m3	21,000.00	8,545,824.00	DA
Acier	178.4384	t	150,000.00	26,765,760.00	DA
			HT	644,398,997.31	DA
			TVA	19.00%	/
			TTC	766,834,806.80	DA
Sept cent soixante Six Million huit cent trente-quatre Mille huit cent Six virgule huit Zéro trois un huit quatre					

III.8. Vérification de la variante 02

III.8.1. Méthode de calcul

Pour vérifier le prédimensionnement de la variante bipoutre à entretoise on a eu recours au logiciel de modélisation pour crée le model, en posant les charges dans l'état limite de résistance (ELU) qui sont retiré du chapitre Charge et Surcharge on a pu vérifier la stabilité du model selon le modèle de calcul et les résultats qui vont être présenté dans cette section.

Le résultat donnée par le model numérique est représenté par les deux figures qui suivent

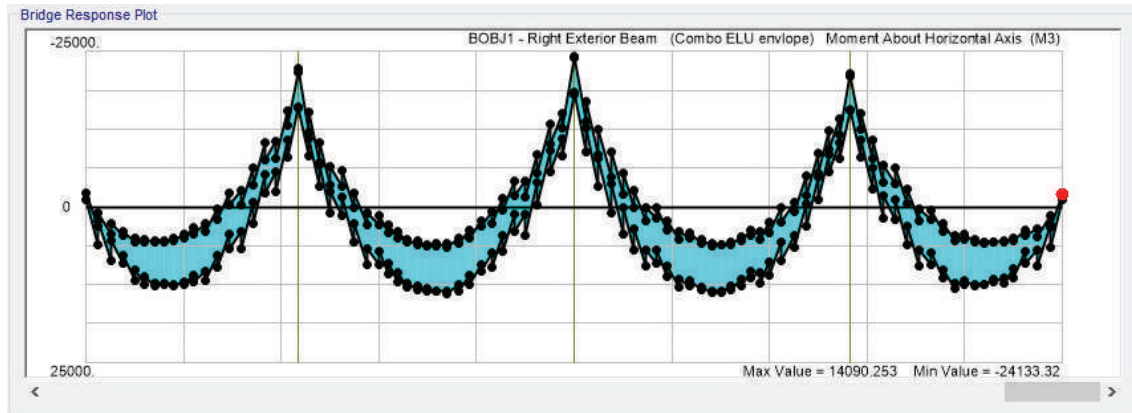


Figure III.9. Résultat du moment horizontal agissant sur la poutre droite à l'ELU

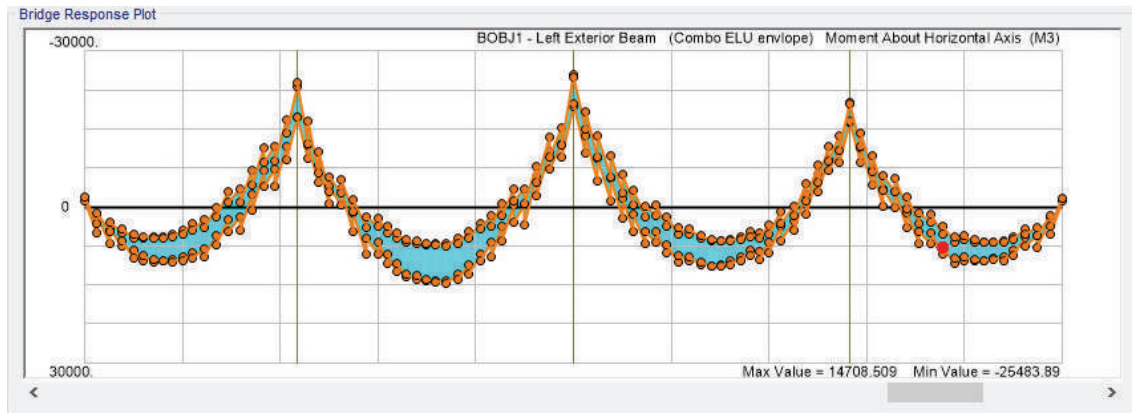


Figure III.10. Résultat du moment horizontal agissant sur la poutre gauche à l'ELU

III.8.2. Section sur poteaux :

Le moment sur poteau est un moment négatif, ce qui signifie que les contraintes de compression développées sont au niveau de la partie inférieurs de la section, ce qui signifie que les vérifications à effectuer concernent uniquement le profilé de la poutre principale.

Résistance face au Voilement des âmes

On dit que la section peut résister au phénomène de voilement des âmes si et seulement si la condition $h_{cff} < h_c$ et vérifier, avec :

$$h_{cff} \text{ Hauteur efficace de l'âme comprimée. } h_{cff} = 0.86 \sqrt{\frac{k \cdot E \cdot h_c}{h_f \cdot f_y}}$$

h_c Hauteur de l'âme comprimée de la section totale. $h_c = \frac{H}{1+\frac{1}{\psi}}$

k Coefficient de voilement. $k = \frac{11}{1+\psi\sqrt{(1+\psi)^2+0.112(1-\psi)^2}}$

σ_{sup} Contrainte agissant sur la partie supérieure de la section. $\sigma_{sup} = \frac{Mv'}{I}$

σ_{inf} Contrainte agissant sur la partie inférieure de la section. $\sigma_{sup} = \frac{Mv}{I}$

I Inertie de la section. $I = 0.1587 m^2$

v Distance entre le centre de gravité et la partie supérieure de la section.

v' Distance entre le centre de gravité et la partie inférieure de la section.

H Hauteur de la section comprimée.

h_f Hauteur de l'âme entre les deux plans moyens des semelles.

III.8.3. Application numérique

Tableau III.6 Résultat de la vérification de la variante bipoutre à entretoise face au phénomène de voilement.

Poutre	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Ψ	H (mm)	h_f (mm)	h_c (mm)	k	h_{cff} (mm)	$h_{cff} < h_c$
Gauche	192.229	161.044	0.83	1002.9	2145	651.38	3.03	635.43	\ok
Droite	112.411	94.17	0.83	1002.9	2145	651.38	3.03	635.43	\ok

✓ La section adoptée des deux poutres principales résistent au voilement des âmes.

III.8.4. Résistance face au Phénomène de Déversement

On dit que les membranes de la section résistent au phénomène de déversement si et seulement si la condition $\sigma_{crd} > \sigma_f$ est vérifié, avec :

σ_{crd} Contrainte critique de déversement. $\sigma_{crd} = \pi^2 E \lambda_k^2$

λ_k Élancement de la membrane comprimée. $\lambda_k = \frac{l_k}{l_D}$

l_k Longueur de déversement réduit.

l_D Longueur de déversement. $l_D = \sqrt{\frac{l}{A_D}}$

A_D Section comprimée. $A_D = \left(b_{eff} + \frac{h_{cff}}{2}\right) * t_w$

b_{eff} Largeur de la semelle effective. $b_{eff} = 67.2 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

III.8.5. Application numérique

Tableau III.7 Résultats de la vérification de la variante bipoutre à entretoise face au phénomène de déversement.

Poutre	b_{eff} (mm)	t_w (mm)	A_d (mm ²)	I (m ⁴)	l_D (mm)	λ_k	σ_{crd} (MPa)	$\sigma_{crd} > \sigma_f$
Gauche	1634.32	40	65655.62	0.1587	1554.47	38.592	1 390.22	\ok
Droite	1634.32	40	65675.46	0.1587	1554.49	38.592	1 390.22	\ok

- ✓ Les membranes des deux poutres principales fournissent une bonne résistance au déversement.

III.8.6. Section à mi-travée :

D'après les diagrammes de moment obtenue par le logiciel de calcul (CSIBridge) on remarque que les moments développés au niveau des mi-travées sont des moments positifs ce qui induit à un développement des contraintes de compressions dans la partie supérieurs du profilé, là où la section mixte entre en jeux dans la résistance donc le model de vérification doit se réaliser pour une section équivalant qui seras vérifier de la même manière que la section précédente.

III.8.7. Calcule de la section équivalent

La section équivalant est caractérisée par la largeur mixte équivalente b_{seq} et l'épaisseur de la section équivalente t_{seq} , avec :

$$b_{seq} = b_p * \eta, t_{seq} = e_{dalle} * \eta, b_p = b_0 + \Sigma b_i .$$

b_0 Distance entre les ranges extérieurs des goujons.

b_i Distance entre les goujons extérieurs et le bord de la dalle.

$$\eta \text{ Coefficient d'équivalence élastique. } \eta = \frac{E_{béton}}{E_{acier}} = \frac{35000}{120000} = 0.167$$

En suivant la même méthodologie de la vérification au niveau des piles on retient les résultats suivants :

- ✓ $h_{cff} = 362.66mm < h_c = 550.7mm$
- ✓ $\sigma_{crd} = 2646.248MPa > \sigma_f = 240.7MPa$

Donc on peut conclure que la section présente une résistance face aux phénomènes de déversement et de voilement aux niveaux de la mi-travée.

III.8.8. Devis estimatif et quantitatif

Table III.9 : devis estimatif et quantitatif de la variante bipoutre à entretoise

DEVIS QUENTITATIF & ESTIMATIF DE LA VARAINTE 02						
TABLIER						
-	-	U				
Volume du beton	1024.926	m3	21,000.00	21,523,446.00	DA	
quantité d'acier passif	102.4926	t	150,000.00	15,373,890.00	DA	
quantité PRS	653	t	400,000.00	261,200,000.00	DA	
infrastructure						
les app_d appuis	10	u	1,921,654.52	9,416,107.15	DA	
des d'appui	0.5	m3	21,000.00	10,500.00	DA	
Les piles						
les piles	776.8	m3	21,000.00	16,312,800.00	DA	
fondation	927.36	m3	21,000.00	19,474,560.00	DA	
pieux	1410.739	m3	21,000.00	29,625,523.20	DA	
Acier	311.4899	t	150,000.00	46,723,488.00	DA	
Les culées						
mur_frontal	1262	m3	21,000.00	26,502,000.00	DA	
fondation	637.44	m3	21,000.00	13,386,240.00	DA	
pieux	406.944	m3	21,000.00	8,545,824.00	DA	
Acier	230.6384	t	150,000.00	34,595,760.00	DA	
				HT	502,690,138.35	DA
				TVA	0.19	/
				TTC	598,201,264.63	DA
Cinq cent deux millions six cent quatre -vint -dix mille cent trente-huit virgule trois cinq dinars algériens.						

III.9. Vérification de la variante 03 :

III.9.1. Estimation des sections de précontraintes :

Les sections de précontrainte sont estimées sur les appuis, en basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les efforts des charges et surcharges, et les armatures passives sont des armatures de construction.

Les sections de précontraintes sont estimées, en basant sur la même approche de ferrailage évoquée au préalable.

Application numérique :

tableau III.11 nombre des cables retenus sur pile et sur mi-travée

	sur pile	mi-travée
M (KN.m)	464321.66	127756.507
P (MN)	97.95	55.37
N (15T15s)	40	22

Vérification des contraintes :

tableau III.12 Verifcation des contraintes .

	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Sur pile	3.42	2.78	85.54	14.79	2.66	79.68	-0.39	14.87
mi-travée	1.68	1.12	12.53	9.91	1.56	55.37	0.627	9.508

σ_{bt2}	-2.31	MPa
σ_{bt1}	-4.95	MPa
σ_{bc}	24.00	MPa

****on déduit que les contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.**

Devis quantitatif et estimatif de la variante 03 :

Tableau III.13 Devis quantitatif et estimatif de la variante 03.

DEVIS QUANTITATIF & ESTIMATIF DE LA VARIANTE 03						
TABLIER						
Nombre des voussoirs	63	U		/		
Volume du beton	2344.619	m3	21,000.00 DA	49,236,994.80	DA	
quantité d'acier passif	257.9081	t	150,000.00 DA	38,686,210.20	DA	
quantité d'arm actif	49.13708	t	400,000.00 DA	19,654,830.00	DA	
infrastructure						
les app_d appuis	8	u	/	943,916.70	DA	
des d'appui	31.5	m3	21,000.00 DA	661,500.00	DA	
pires						
les pires	1378.6	m3	21,000.00 DA	28,950,600.00	DA	
fondation	1290.4	m3	21,000.00 DA	27,098,400.00	DA	
pieux	1410.739	m3	21,000.00 DA	29,625,523.20	DA	
Acier	407.9739	t	150,000.00 DA	61,196,088.00	DA	
Culées						
mur_frontal	1262	m3	21,000.00 DA	26,502,000.00	DA	
fondation	637.44	m3	21,000.00 DA	13,386,240.00	DA	
pieux	406.944	m3	21,000.00 DA	8,545,824.00	DA	
Acier	230.6384	t	150,000.00 DA	34,595,760.00	DA	
				HT	339,083,886.90	DA
				TVA	0.19	/
				TTC	403,509,825.41	DA
Quatre cent trois millions cinq cent neuf mille huit cent vingt-cinq virgule quatre un						

III.10 Analyse Multicritère

Le tableau suivant récapitule les avantages et les inconvénients des trois 03 variantes proposées :

Tableau III.14 : Analyse des variantes.

	Avantage	Inconvénients
Variante 01	<ul style="list-style-type: none"> • La simplicité de conception, l'étude et la réalisation. • Mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 	<ul style="list-style-type: none"> • Dans une conception ancienne, et à présent dépassée, les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints, ainsi que l'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint,
Variante 02	<ul style="list-style-type: none"> • Conception légère. • Rapidité de construction. • Franchir des grandes portées. • Profondeur minimum, due au 	<ul style="list-style-type: none"> • Exigence de main d'œuvres qualifiés. • Coût très élevé. • Risque de corrosion. • Exigence de surveillance et de maintenance permanente pour lutter contre la corrosion et le phénomène de la fatigue. • Esthétiquement beau mais d'aucune utilité vue que l'emplacement est isolé. • Piles élancées ce qui rend la maintenance délicate.
Variante 03	<ul style="list-style-type: none"> • La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. • Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour. • Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. • Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable 	<ul style="list-style-type: none"> • Le poids est très important (tablier assez épais). • L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. • Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

CONCLUSION

Le pré dimensionnement des trois 03 variantes, l'analyse multicritères et le coût estimatif de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante 03.

Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

Qui fera, désormais, l'Object d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

IV.1 : Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons déterminer et définir tous les matériaux qu'on va les utilisées dans la construction de cet ouvrage d'art, et on donnera leurs caractéristiques mécaniques et même les normes et les règles du calcul utilisées.

IV.2 : Généralités

De nos jours, le béton armé est le matériau le plus répondu dans les constructions par rapport au bois, à la pierre et même au métal. Il est le matériau préféré du point de vu constructif et architectural, il est employé couramment dans :

- Les bâtiments industriels civils.
- Les centrales thermiques et nucléaires.
- Les constructions hydrauliques.
- Les ouvrages d'art tel que les ponts, tunnels, pistes d'aérodrome, réservoirs, ...

IV.3 : Définition du béton et du béton armé ;

Le béton est un matériau artificiel obtenu en mélangeant en proportion convenable et de manière homogène :

- Du ciment (jouant le rôle d'un liant)
- Un granulat composé du sable et du gravier
- De l'eau.

Le béton frais fait prise et durci ce qui est traduit par un accroissement de sa résistance à la compression et à la traction. La résistance à la compression atteint les valeurs les plus élevées (25 à 40 MPa), mais la résistance à la traction est relativement faible (elle est de l'ordre de 2 à 4 MPa), c'est-à-dire 1/10 de la résistance à la compression.

Au vu de ces résistances, on peut dire que le béton est un matériau fragile, et pour palier à ces inconvénients, on associe au béton de l'acier, le matériau ainsi obtenu est le béton armé. Le béton armé est obtenu par enrobage correct dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal (effort de traction). Cette association des deux matériaux (béton + acier) est basée essentiellement sur :

- Leurs possibilités d'adhérence,
- Leurs coefficients de dilatation sont très voisins (11.10^{-6} pour l'acier et 10.10^{-6} pour le béton),
- Pas de réactions chimiques entre les deux matériaux.

Le béton armé s'obtient en coulant le béton à l'état pâteux à l'intérieur d'un moule qu'on appelle coffrage et qui peut être en bois ou en métal, dans ces moules, on dispose avant le coulage d'un squelette constitué par des barres d'acier qui seront enrobés dans le béton, ces aciers s'appellent armatures.

IV.3.1 Résistance à la compression

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm² et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"). Elle est notée f_{c28} et s'exprime en MPa, elle varie en fonction de l'âge du béton.

Le règlement du BAEL (béton armé aux états limites) donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours comme suit :

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,67+0,83 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

IV.3.2 La résistance à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression. Les règles du BAEL donnent la relation suivante :

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

IV.3.3 Déformation instantanée du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, et à l'âge de j jours, le module de déformation instantanée du béton est donné par les règles du BPEL par la relation suivante :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

IV.3.4 Module de déformation différée (longue durée)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton à l'âge de (j) jours, correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est égale à :

$$E_{ij} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

IV.3.5 Contrainte de calcul à l'état limite ultime [BAEL, 91] :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal, l'ordonnée de ce palier a pour

$$\text{valeur} \quad f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

f_{bu} représente la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (E.L.U). Avec :

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas général.
- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas des combinaisons accidentelles.
- $\theta = 1$ si la combinaison d'actions considérée a une durée d'application supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'action est comprise entre 1 et 24 h.
- $\theta = 0,85$ si cette durée est inférieure à 1 h.

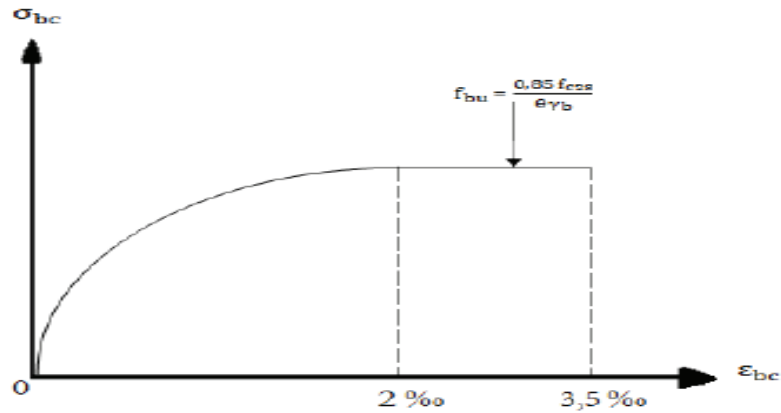


Figure IV.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

IV.3.6 Déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{En zone fissurée (ELU)} \\ 0 & \text{En zone non fissurée (ELS)} \end{cases}$$

IV.3.7 Qualités attendues d'un béton pour ouvrages en BP

- ✓ -Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- ✓ -Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- ✓ -Une bonne déformabilité instantanée, et différés la plus faible possible.
- ✓ -Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

Pour avoir ces qualités, nous avons utilisé du ciment Portland (C.P.J 42.5) plus des adjuvants.

Pour notre ouvrage , nous recapitulons les valeurs caractéristiques dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 :tableau recapitulatif des valeurs caracteristique de beton

	Superstructure		Infrastructure
F_{c28} (MPa)	45		35
F_{t28}	4.2		2.7
Type de ciment	CPA 42.5		CPA 42.5
E_{ij « inst » (MPa)}	39125.82		35981.73
E_{ij « deff » (MPa)}	13275.27		11993.91
f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	25	19.83

	$\gamma_b = 1,15$	33.26	25.86
f_{bc} (MPa)		27	21

IV.4 : Les aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- -Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- -Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

IV.4.1 Armatures actives :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **15T15s** pour le fléau, continuité et **15T15s** et **15T15s** pour les câbles de clouage **TBR** (très basse relaxation) de classe **1860**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1,860 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190,000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p1t} = 150 \text{ mm}^2$
- Section droite d'un câble : $A_p = 2,850 \text{ mm}^2$
- Diamètre des gains : $\phi = 95 \text{ mm}$
- Coefficient de relaxation des câbles a 1000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de recul d'ancrage $g = 2\text{mm}$.
- f_{peg} : limite élastique conventionnelle a **0.1 %** .
- f_{prg} : limite de rupture garantie.

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

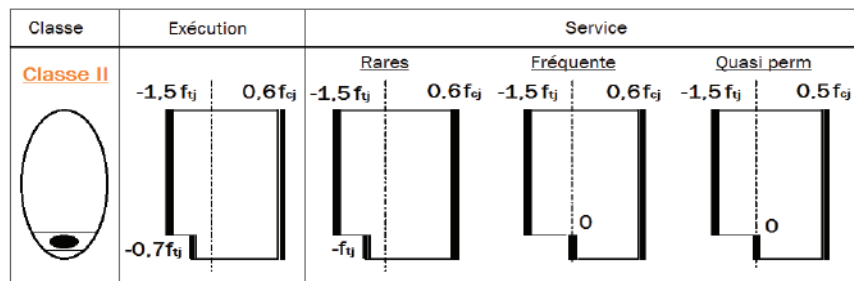


Figure VI.2 : Limitation des contraintes dans les sections en B.P

IV.4.2 Armatures passives :

Ce sont les aciers a haute adhérence de nuance Fe E500.

Avec :

- Une limite d'élasticité **$f_e = 500$ MPa.**
- Module de la déformation élastique **$E_s = 200$ GPa.**
- De 12 ml pour les barres droites

Tableau IV.2 : Contrainte admissible de traction des armatures passives..

Fissuration	Contrainte limite		superstructure	infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$	434.79	434.79
		$\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max(\frac{1}{2} * f_e; 110\sqrt{1.6 * ftj})$		252.02	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max(0.4 * f_e; 88\sqrt{1.6 * ftj})$		202.21	200

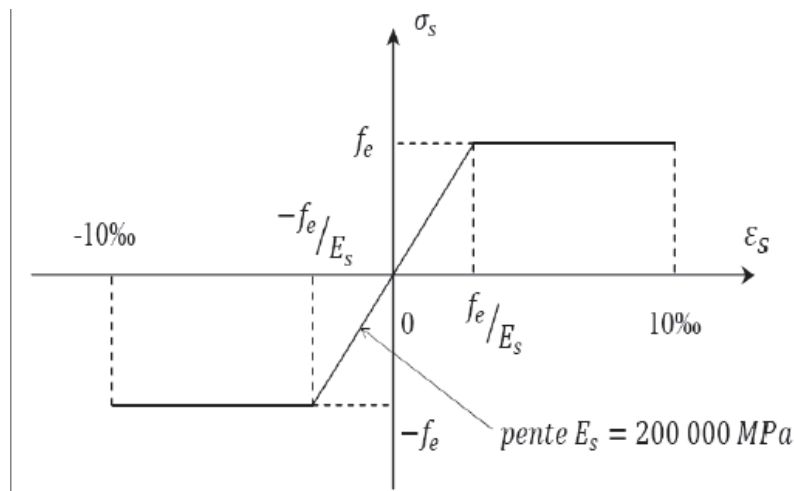


Figure IV.3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

IV.5 Normes et Règles :

Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé a Etats limites.

Règles B.P.E.L 91 : : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint a Etats limites.

V.1 : Introduction :

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharges routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

Avant de procéder à l'étude de ces chargements, on définit tout d'abord certaines notions qui seront utiles pour la suite.

Toutes les parties du tablier ne sont pas forcément à charger par les charges de chaussée. Il faut donc définir une largeur chargeable qui se déduit elle-même de la largeur roulable.

On donne ci-dessous les définitions correspondantes.

V.2 : Définitions :¹

V.2.1 : Largeur Roulable (L_r) :

C'est la largeur du tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG), etc.

V.2.2 : Largeur Chargeable (L_{ch}) :

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

$$L_{ch} = L_r - n \cdot 0,5$$

L_{ch} : largeur chargeable en m.

L_r : Largeur roulable en m

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

-Dans le cas où il n'y a pas de bandes d'arrêt d'urgences (BAU), alors $L_{ch} = L_r$.

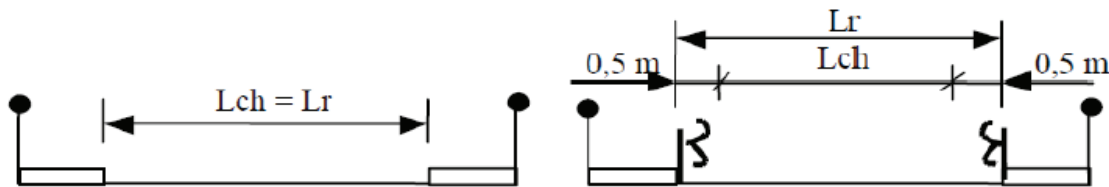


Figure V.1 : largeur roulable (L_r) , largeur chargeable (L_{ch}).

V.2.3 Nombre de voies (N_v) :

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

$$N_v = L_{ch} / 3$$

V.2.4 Largeur réelle d'une voie (V) :

La largeur d'une voie de circulation, V , est donné par : $V = L_{ch} / N_v$.

¹ RCPR

V.2.5 Classe des ponts :

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

- **1^{ère} classe** : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire $L_r \geq 7$ m et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.
- **2^{ème} classe** : tous les ponts autres que ceux de la 1^{ère} classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire, **5,5 m < L_r < 7 m**.
- **3^{ème} classe** : les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est à dire **$L_r \leq 5,5$ m**.

Tableau V.1 : les classes de pont

Largeur roulable	Classe de pont
$L_r \geq 7$ m ou exceptions	1 ^{ère} classe
$5,5 < L_r < 7$ m	2 ^{ème} classe
$L_r \leq 5,5$ m	3 ^{ème} classe

Application numérique :

• Largeur Roulable (L_r)	$L_r = 13.8 - 0.65 * 2 = 12.5$ m
• Largeur Chargeable (L_{ch})	$L_{ch} = 12.5 - 2 * 0.5 = 11.5$ m
• Nombre de voies (N_v)	$N_v = 11.5 / 3 = 3.83$ m ($N_v = 3$)
• Largeur réelle d'une voie (V)	$V = 11.5 / 3 = 3.8$ m
• Classe de pont	1 ^{ère} Classe ($L_r \geq 7$ m)

V.3 : Evaluation des charges et surcharges :

V.3.1 : Charges hors trafic :

❖ Charge permanentes :

La charge permanentes totale du tablier est calculée par les formules suivantes :

$$G_{total} = G_{propre} + CCP.$$

Tel que : G_{propre} est le poids propre du tablier .

$$G_{propre} = 4 * G_{var} + G_{clavage} + G_{rive} + G_{cla_rive}$$

Chapitre V : Charges et surcharges.

$$G_{var} = \gamma_{\text{beton}} \int \left(\frac{Sp - Sc}{(Lt - Lc)^2} x^2 + 2 * \frac{Sp - Sc}{(Lt - Lc)} + Sp \right) dx \quad \text{« poids propre des voussoirs d'hauteur variables »}^2$$

$$G_{\text{clavage}} = \gamma_{\text{beton}} * L_{\text{clavage}} \quad \text{« poids propre des voussoirs de clavage »}$$

$$G_{\text{rive}} = \gamma_{\text{beton}} * S_{\text{voussoir_rive}} * L. \quad \text{« Poids propre des voussoirs de rive »}$$

$$G_{\text{cla_rive}} = \gamma_{\text{beton}} * S_{\text{voussoir_clavage}} * L_{\text{Clavage}} \quad \text{« poids propre des voussoirs de clavages de rive »}$$

Application numérique :

Tableau V.2 : Estimation du poids total du tablier

Données :		
Sp =	14.79	m
Sc =	9.91	m
Lc =	47.5	m
Lv =	3.5	m

Poids	Résultat (KN)	Nombre	Résultat total (KN)
G_{var}	13498.93	4	53995.72
G_{clavage}	247.75	1	247.75
G_{rive}	495.5	4	1982
$G_{\text{cla_rive}}$	455.5	2	911
G_{VSP}	739.50	2	1479
Poids de demi fléau (KN)	14486.16		
Volume total (m3)	2344.6188		
G_{total} (KN)	58615.47		

**pour le calcul détaillé pour les voussoirs : Voir Annexe A.

² Guide de conception des ponts construits en encorbellement successive SETRA.

❖ Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau V.3 : Estimation du poids u aux CCP

CCP				
Elements	Densite(KN/M3)	poids(KN/ml)	L(ml)	P(KN)
Étancheite	15	2.07	211	436.77
corniches	25	25	211	5275
revetement	24	24	211	5064
trottoire	25	8.125	211	1714.375
glissiere de securite		0.75	211	158.25
total	-	59.945	211	12648.4

Gprop=	58615.47	KN	277.79	KN/ml
GCCP=	12648.4	KN	59.945	KN/ml
Gtotal=	71263.87	KN	337.74	KN/ml

❖ Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le **tableau 3.2 -RCPR** $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 7^{\circ}\text{C}$. On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / - 15°C .

❖ Les cas de chargement possible

Les différents cas de chargements disponibles pour notre pont se résume par :

- Cas 01 : une seule travée de rive chargée.
- Cas 02 : les deux travées de rives sont chargées.
- Cas 03 : une seule travée de rive et la poutre principale sont chargées.
- Cas 04 : le pont est totalement chargé.

V.3.2 : Charges dues au trafic :

❖ Charges à considérer

Les charges à prendre en compte lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont définies par les articles du document technique réglementaire RCPR, elles se composent des chargements civil A et B qui sont distinct, indépendants et envisager successivement pour toutes justifications des éléments de ponts, en outre le pont doit aussi supporter autre charges qui peuvent être considéré comme charge défavorable dans certaines cas on trouve les deux catégories charges militaires lourdes et convois exceptionnels.

V.3.2.1 : Système de charges A :

Selon le document technique règlementaire RCPR le système de charge A est une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée (formule suivant) et des coefficients résultants d'une application en fonction de la classe du pont et de nombre des voies chargées (coefficient multiplicateur a_1)

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l + 12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

l : la longueur chargée du pont évaluer selon le cas de charge considéré.

La valeur de $A(l)$ doit être traité par une multiplication avec le coefficient a_1 dont la valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau V.3 : Coefficients a_1

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	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge répartie trouvée après l'application du coefficient est inférieurs à $(4 - 0.002l) \text{ kN/m}^2$ c'est cette valeurs qui dernière qui doit être prise en compte donc la charge A_1 est obtenu par

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{array} \right.$$

La charge A_1 obtenue est multipliée par un autre coefficient $a_2 = v_0/v$

v étant la largeur d'une voie et v_0 ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Tableau V.4: valeurs de v_0

Classe de pont	v_0
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3.0m
Troisième classe	2.75m

La charge $A_2 = a_2 A_1$ obtenue est appliquée uniformément sur toutes les largeurs de chacune des voies considérées

Application numérique :

- Nombre de voies 3 avec $v = 3.8 \text{ m}$
- Classe du pont : première classe $v_0 = 3.5 \text{ m}$

Les résultats sont résumés par le tableau suivant :

Tableau V.5 : valeurs de $A(l)$ pour tous les cas possibles.

Cas de charge	l	$A(l)$	a_1	a_2	$a_1 * a_2 * A(l)$	L_v	$A(l)$
	(m)	(KN/m ²)			(KN/m ²)		(m)
Cas 01	55.55	7.63	0.9	0.91	6.27	11.50	72.10
Cas 02	111.1	5.22	0.9	0.91	4.29	11.50	49.37
Cas 03	155.55	4.45	0.9	0.91	3.66	11.50	42.04
Cas 04	211.1	3.91	0.9	0.91	3.22	11.50	36.98

V.3.2.2 : Système de charges B :

Vu que notre pont se classe dans la première classe le système de charge B comprend trois systèmes dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont

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

❖ Système de charges B_c :

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

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

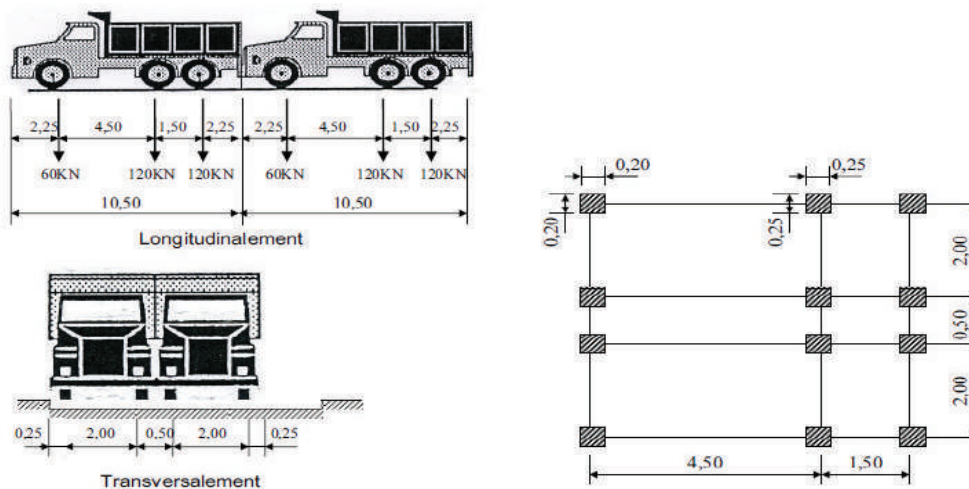


Figure V.2 : système de charge B_c .

Chapitre V : Charges et surcharges.

Pour charger la route on dispose sur la chaussée autant de files qu'elle comporte de voies de circulation et on les place dans la situation la plus défavorable, et naturellement on dispose moins de disposition pour tester le cas le plus défavorable.

Dans le sens transversal chaque file est supportée par une bonde de 2.5m de largeur sachant que la première bonde touche la limite de la largeur chargeable.

Dans me sens longitudinale le nombre de camions par file se limite à deux.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prise en compte sont traitées avec une multiplication par le coefficient b_c qui dépend de la classe du pont et de nombre de voies chargées, les valeurs de ce dernier sont représentées par le tableau suivant :

Tableau V.6 : valeurs de coefficient b_c

Classe du 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	-	-	-

Application numérique :

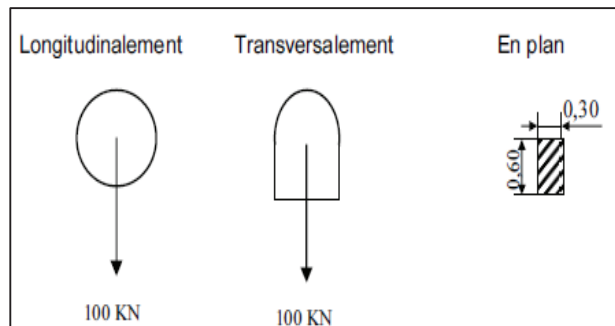
Tableau V.7 : valeurs de B_c .

Voies	B_c (KN)	b_c	$b_c * B_c$
1	600	1.20	720
2	1200	1.10	1320
3	1800	0.95	1710

❖ **Système de charges B_r :**

La roue isolée qui consiste le système B_r , porte une charge de 100KN, Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.6m et le côté longitudinal 0.3m, il est disposé généralement à m'axe de la chaussée comme il peut être disposé n'importe où sur la largeur roulable pour chercher l'effet le plus défavorable, la figure suivante illustre le texte qu'on vient de citer.

Figure V.3 : système de charge B_r .



❖ **Système de charges B_t :**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à deux roues simple munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 160KN
- Distance des deux essieux 1.35m
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu 2m

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

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de largeur.

L'illustration suivante explique la disposition à prendre en compte.

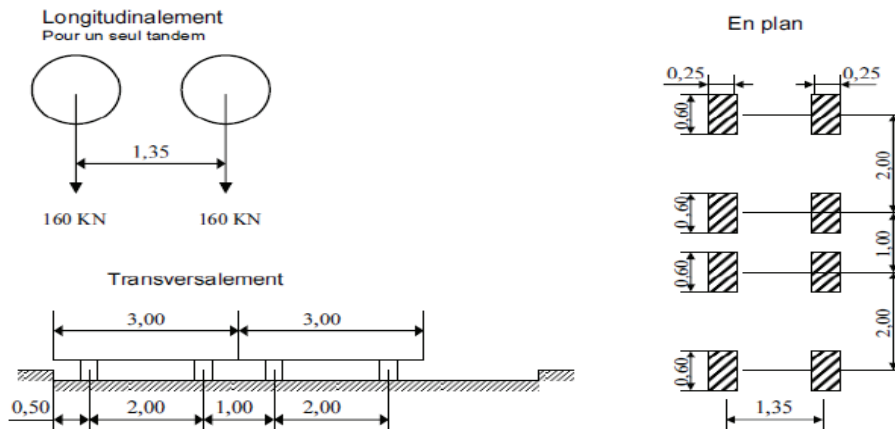


Figure V.4 : système de charge B_t .

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges de ce système sont multipliées par un facteur correcteur b_t suivant :

Tableau V.8 : valeurs de coefficient b_t

Classe du pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Application numérique :

Tableau V.9 : valeurs de B_t

Voies	$B_t(KN)$	b_t	$b_t * B_t (KN)$
1	320	1.2	384
1, 2, 3	640	1.2	768

V.3.2.3 : Coefficient de majoration dynamique :

Les trois charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ , il est déterminé par la formule :

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

L : La longueur de l'élément exprimée en mètre

G : Sa charge permanente.

S : Sa charge B maximale.

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

Application numérique :

- $G = 312.3 \text{ KN/ml}$

Tableau V.10 : valeurs de coefficient de majoration dynamique δ et résultats de majoration

	δ_{Bc}	$B_c(3voies)$	δ_{Bt}	B_t	δ_{Br}	B_r
Cas 01	1.047	1791.16	1.040	798.41	1.034	103.39
Cas 02	1.025	1751.94	1.021	783.76	1.018	101.76
Cas 03	1.018	1740.25	1.015	779.38	1.013	101.28
Cas 04	1.013	1732.44	1.011	776.46	1.009	100.95

V.3.2.4 : Effort de freinage :

Les charges de chaussées des systèmes A et B sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface des chaussées dans l'une ou l'autre sens de circulation, généralement supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

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

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

$$F = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S}$$

S : La surface chargée en m^2 .

Le système de charge B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi ces camions que l'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinages développés par ce système ne sont pas majorés pour les effets dynamiques cependant le coefficient b_c est à prendre en considération.

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

Application numérique :

- Système de charge B_c : $F_{Bc} = 300 * 1.2 = 360 \text{ KN}$.
- Système de charge A :

Tableau V.11 : résultat de force de freinage pour système de chargement A

	$l(m)$	$A(l)(KN/m^2)$	$S(m^2)$	$F(KN)$
Cas 01	55.55	6.27	638.83	180.12
Cas 02	111.1	4.29	1277.65	224,14
Cas 03	155.55	3.66	1788.83	249.01
Cas 04	211.1	3.22	2427.65	273.97

V.3.2.5 : Force centrifuge :

Cette force est spécifique au système de charge B_c dans le cas où le tracé de l'axe de la chaussée est en courbe, force représente une fraction du poids d'un essieu est égale à :

$$f_c = \begin{cases} \frac{R + 150}{6R + 350} & \text{si } R \leq 400m \\ \frac{80}{R} & \text{si } R > 400m \end{cases}$$

Application numérique :

Le Rayon de la chaussée est de $R = 600m$ donc $F_c = f_c * B_{c_{essieu}} = \frac{80}{600} * 300 = 40KN$

V.3.2.6 : charge militaire Mc120 :

Un véhicule de type MC120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques présentées par la figure suivante :

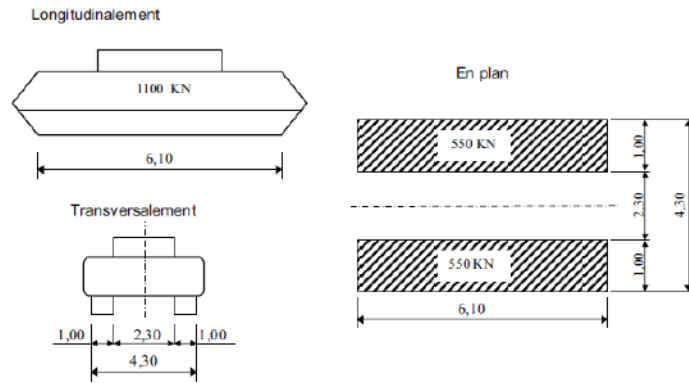


Figure V.5 : charge militaire Mc120.

Un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée dans le sens transversal, dans le sens longitudinal le nombre de véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable avec une distance qui sépare entre deux convois de moins égale à 30.5m.

Les impacts des chenilles sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable.

La majoration dynamique est applicable à cette charge $\delta = 1.042$.

Cette charge ne développe aucune réaction de freinage ni force centrifuge.

V.3.2.7 : charge exceptionnelles D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400KN de poids total, un poids qui charge uniformément un rectangle de 3.2m de large et de 18.6m de long.

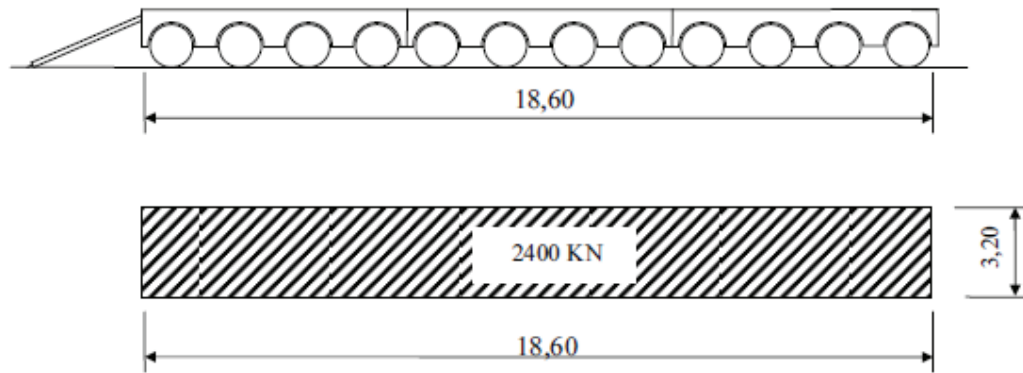


Figure V.6 : convoi exceptionnel type D240.

III.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le RCPR.

VI.1 : Introduction :

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

Après bétonnage d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus et permettent aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

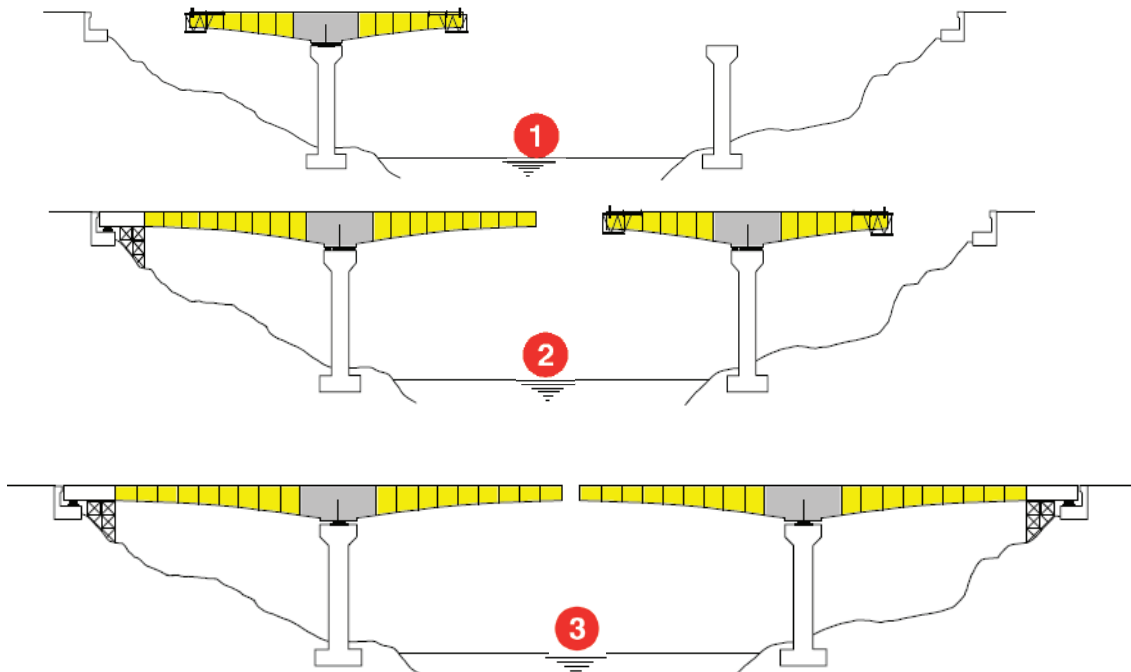
Les fléaux reposent en général en phase de service sur des appareils d'appuis en élastomère disposés sur les têtes de piles. Les fléaux sont dans certains cas encastrés sur les piles. En phase de construction les fléaux sont solidarisés avec la pile par un système de stabilisation des fléaux.

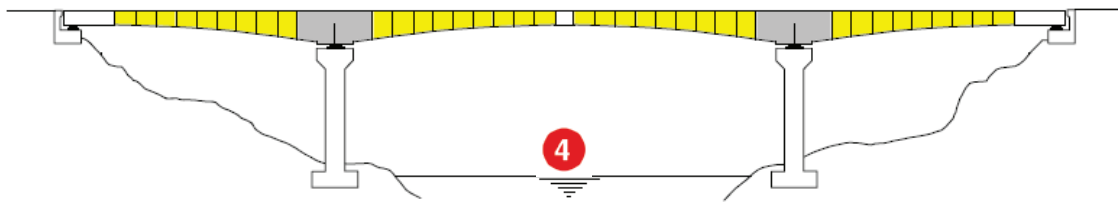
VI.2 : Cinématique de construction

Les ouvrages sont construits en général par fléau les uns après les autres. Mais pour réduire les délais d'exécution les fléaux peuvent être construits simultanément. Dès qu'un fléau est terminé il est solidarisé par clavage avec le fléau précédent.

Pour un ouvrage à trois travées (et donc 2 fléaux) la cinétique de construction courante est la suivante :

- Réalisation des parties coulées sur cintre au niveau des culées
- Réalisation des 2 fléaux
- Clavage de chaque fléau avec la partie coulée sur cintre de rive
- Clavage des fléaux au milieu de l'ouvrage.





VI.3 : Stabilité du fléau en phase de construction :

VI.3.1 : Les phases de construction du fléau :

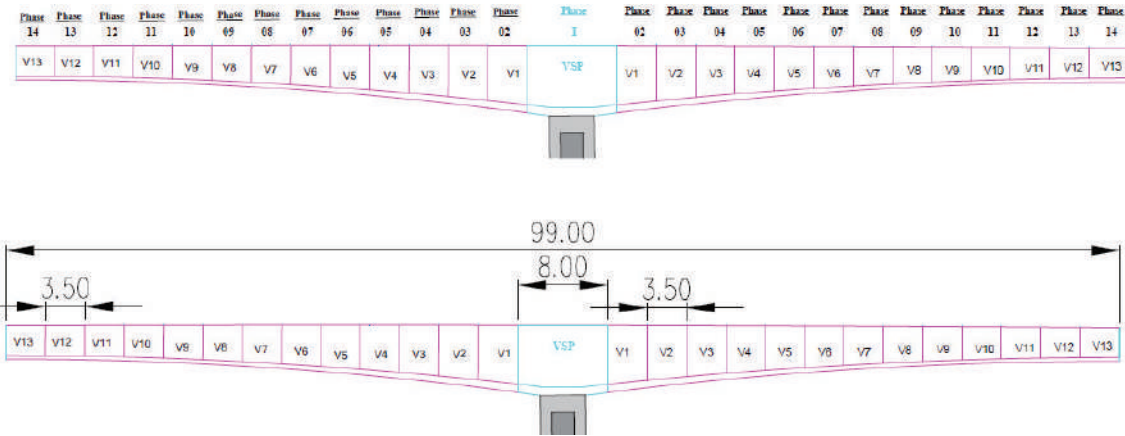


Figure VI.1 : les phases de réalisation du fléau.

VI.3.2 : Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console :

Tous les calculs d'efforts sont faits par rapport à l'axe de la pile. On fait les hypothèses suivantes :

- Extradoss supposé rectiligne horizontal.
- Intrados parabolique.
- Le poids des déviateurs de précontrainte extérieure est négligé dans le calcul (Ils peuvent d'ailleurs être bétonnés après réalisation du fléau).
- Variation parabolique de la section de béton entre la section de clef et celle sur pile.

On résume l'évaluation de poids propre du fléau de chaque phase dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : l'évaluation du poids propre de chaque phase

Phase	N_Voussoir	Poids
phase 1	VSP	1458.89
phase 2	1	3860.82
phase 3	2	6156.10
phase 4	3	8354.02
phase 5	4	10463.84
phase 6	5	12494.84
phase 7	6	14456.29
phase 8	7	16357.46
phase 9	8	18207.62
phase 10	9	20016.06
phase 11	10	21792.04
phase 12	11	23544.84
phase 13	12	25283.72
phase 14	13	27017.97

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (G max) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (G min).

$$G_{\text{Max}}=G*1.02 \quad ,G_{\text{Min}}=G*0.98.$$

VI.3.3 : Evaluation des efforts dus aux charges de chantier :

- **Charges de chantier connues :**

Sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction par exemple poutre de balancement ou l'équipage mobile. Dans les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile Q_{PRC1} qui égale à la moitié de poids du voussoir le plus lourd (VSP).

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi- fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

$$Q_{\text{PRC1 max}} = 1546.42 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{PRC1 min}} = 1400.53 \text{ KN.}$$

- **Charges de chantier aléatoires :**

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie de **200N/m²** sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée <120 m :
 $Q_{\text{PRA1}} = 2,7 \text{ KN/ml.}$
- Une charge concentrée de (50+5b) KN appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé :
 $Q_{\text{PRA2}} = 119 \text{ KN.}$

Les charges à considérer dans la situation temporaire de construction sont résumées dans la figure suivante :

- **Actions accidentelles :**

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose FA est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

$$F_A = - 876.15 \text{ KN.}$$

VI.3.4 Combinaisons d'action :

- **Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :**

Combinaison A1 : 1,1 (G max + G min) + 1,25(Qpra1 + Qpra2+Qprc1 max+Qprc1 min).

Combinaison A2 : 0.9 (G max + G min) + 1,25 (Qpra1 + Qpra2+ Qprc1 max+Qprc1 min).

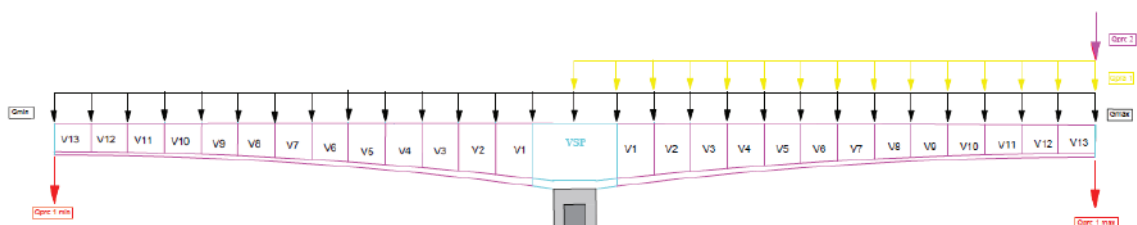


Figure VI.2 : . Situation temporaire de construction à considérer.

• **Combinaisons d'accidentelles de construction (type B) :**

Combinaison B1 : $1,1 (G \text{ max} + G \text{ min}) + FA + (Q_{pral} + Q_{pra2} + Q_{prc1 \text{ max}})$.

Combinaison B2 : $0,9 (G \text{ max} + G \text{ min}) + FA + (Q_{pral} + Q_{pra2} + Q_{prc1 \text{ max}})$.

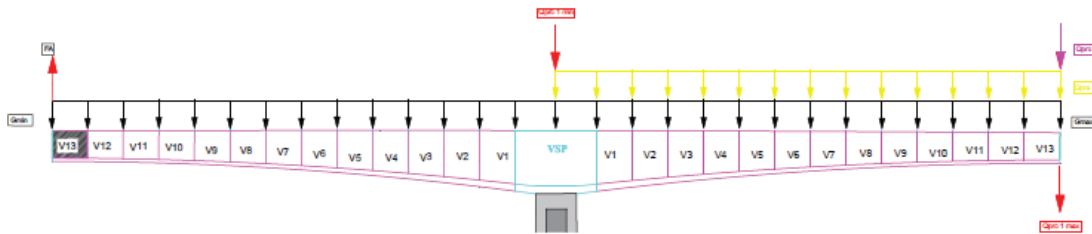


Figure VI.3 : Situation accidentelle à considérer

• **Evaluation des efforts :**

Tableau VI.2. Evaluation des efforts maximaux « la phase 13 ».

	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)
VSP	-16722	-464322	14083	-399039	-16279	-443269	13641	-377986

VI.3.5 : Stabilité du fléau avec le clouage par précontrainte « PILE 01 » :

Cette méthode est l'une des solutions la plus utilisée et la plus économique, pour assurer la stabilité des piles pendant les travaux de construction « **Réalisation des fléaux** » provisoirement, à l'aide des organes d'ancrage reposant sur deux fils de cales provisoires et cloué sur leur pile par deux fils de câbles.

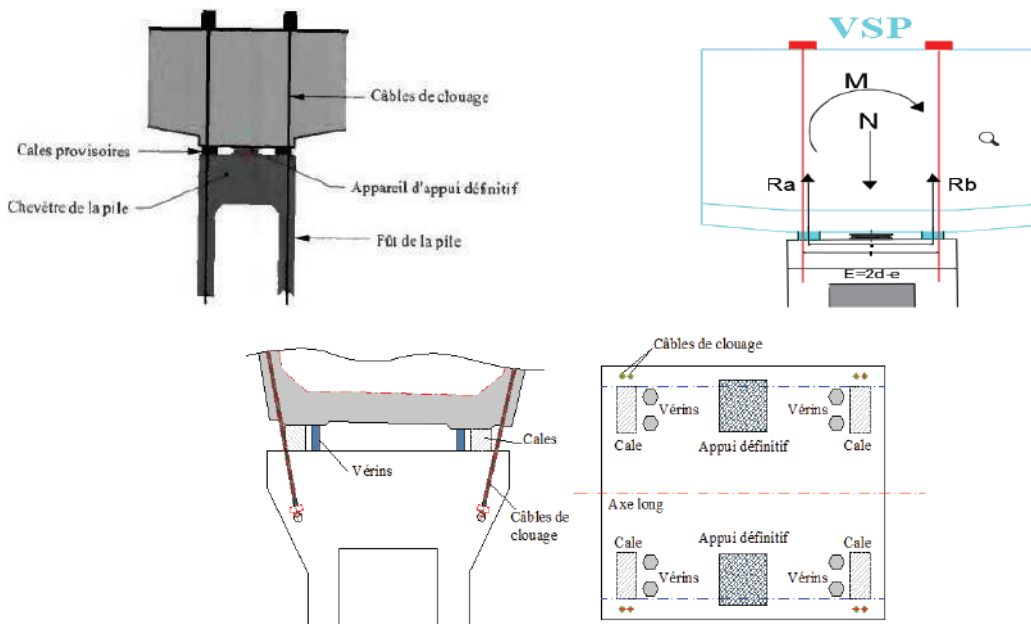


Figure VI.4 : schéma descriptif du clouage.

VI.3.6 : calcul nombre des câbles :

Tout d'abord, on calcule l'excentricité de la résultante des efforts : M/N de chaque combinaison **A** et **B** et on les compare par $e/2$ « tel que ; e c'est l'entraxe des cales », on distingue deux cas possible :

- Si $M/N < e/2$: il n'y a pas un risque de basculement, donc théoriquement ces câbles ne sont pas nécessaires mais de point de vue de sécurité on dispose au minimum deux paires câbles.
- Si $M/N > e/2$: il y a un risque de basculement donc , les câbles de clouages sont obligatoires pour assurer la stabilité du fléau.

Nous résumons les résultats de calcul M/N dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : comparaison entre M/N et l'entraxe.

COMBINAISON	$\Delta M(\text{KN.m})$	$\Delta N(\text{KN.m})$	$\Delta M/\Delta N$	$e/2$	Remarque
A1	34162	34380	0.99	1.6	Pas de Risque !
A2	49646	27207	1.82	1.6	Risque !
B1	173048	30702	5.63	1.6	Risque !
B2	170526	23529	7.24	1.6	Risque !

D'après les résultats précédents, les câbles verticaux de précontrainte sont nécessaire et obligatoire pour stabiliser la structure.

-le nombre des câbles est calculé par la formule suivantes :

$$n = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1 - \rho) \times F_{p0}}$$

ρ : représente l'estimation initiale des pertes, environ de **25%** ;

F_{p0} : effort de précontrainte d'un câble 15T15 classe 1860, $F_{p0} = \min(0,8F_{prg} ; 0,9F_{peg})$.

Pour le cas le plus défavorable « **B2** », on trouve : **n= 16 câble de 15T15**

Donc on opte pour **16 câbles** de 15T15 avec une disposition de **8 câbles** dans chaque côté.

VI.3.7. Calcul de la surface des cales :

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale R_b . Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf} .

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_0}{f_{cj}}\right)$$

ρ_t est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté < 4% ;

Pour 2% de frettage, ce qui représente une valeur courante $f_{cf} = f_{28} + 20 \rightarrow f_{cf} = 55 \text{ MPa}$.

Chapitre VI : Etude longitudinale.

D'autre part, pour les cales placées sur des bossages d'appuis, la contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Tableau VI.4 – Valeurs limites de la contrainte de compression.

Type de combinaison à L'ELU	$f_{c \text{ lim}}$
Combinaison ne comportant pas des actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaison fondamentale	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaison accidentelle	0,94 à 0,98 f_{cj}

Donc on opte pour : $f_{c \text{ lim}} = 0,96 f_{c28} \rightarrow f_{c \text{ lim}} = 33,6 \text{ MPa}$

La contrainte à ne pas dépasser est alors : $f_{c \text{ max}} = \text{Min} (f_{c \text{ lim}} ; f_{cf}) = 33,6 \text{ MPa}$

En supposant qu'on a deux cales de dimensions $a \times b$ par ligne d'appui, d'où :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c \text{ max}}} , \quad R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i , \quad \text{et } F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{p0}$$

Application Numérique :

$\rho = 25 \%$	$\Delta M = 170526 \text{ KN.m}$
$F_{p0} = 3350 \text{ KN}$	$\Delta N = 23529 \text{ KN}$
$e = 3.2 \text{ m}$	
$\rightarrow F_i = 40200 \text{ KN} \quad \rightarrow R_b = 99.3 \text{ MN} \quad \rightarrow S = 4 \text{ m}^2$	

Donc on opte pour : **4 cales** de dimensions $(1 \times 0,75) \text{ m}^2$.

VI.4 : Modélisation :

VI.4.1. Introduction

La modélisation est une partie parmi les parties les plus important dans l'étude d'une structure, elle l'objet d'une élaboration d'un modèle de n'importe quelle complexité qui seras capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de la structure sous différent condition de résistance et de service. D'un point de vu général la modélisation d'un ouvrage suit le model de travail suivant :

- ✓ La définition de la structure.
- ✓ La définition de différentes sections de l'ouvrage.
- ✓ La définition des matériaux à utilisés (béton, acier, précontrainte ...).
- ✓ La définition des appuis et leurs conditions aux limites.
- ✓ Choix d'une méthodologie de calcul.
- ✓ Définitions des charges, surcharges et des combinaisons entre eux.
- ✓ Vérification des résultats.
- ✓ Lancement des calculs.
- ✓ Interprétation des résultats.

VI.4.2. Logiciel de calcul

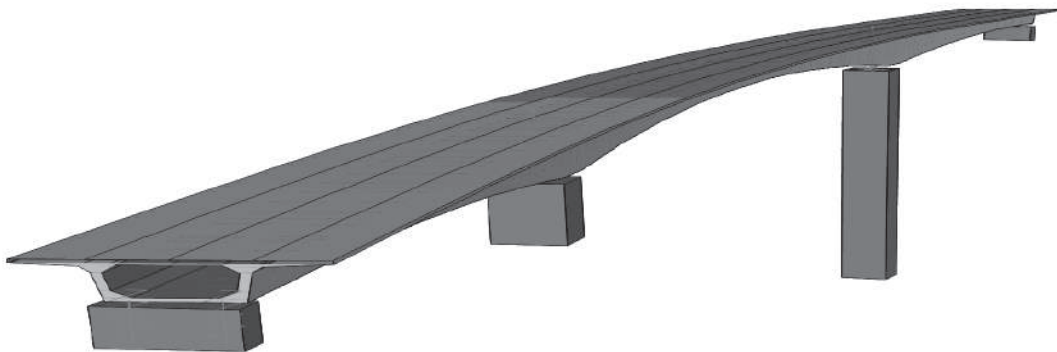
Sur le marché des logiciels de calcul, beaucoup de logiciels figurent dans la liste des logiciels recommandés, chacun d'entre eux présente des points forts dans un domaine de traitement spécifique, pour notre cas le logiciel adopté nommé CSIBridge, une des merveilles de modélisation vu la simplicité et les options qui le accompagnent dans le traitement des ponts et des viaducs, développé par Computers and Structures, Inc. (CSI) qui est reconnue mondialement comme le leader pionnier des outils logiciels pour l'ingénierie des structures.



ures.

VI.4.3. Définition de la structure

Pour la définition d'après définition des matériaux et des sections, CSIBridge permet de choisir entre trois éléments (élément barre, élément surfacique et élément cubique) notre choix a été une étude avec des éléments barres vu que notre objectif est la vérification des contraintes et des efforts.



VI.5. Model réalisé sur CSIBridge.

VI.4.4. Modélisation de charge, surcharges et combinaisons

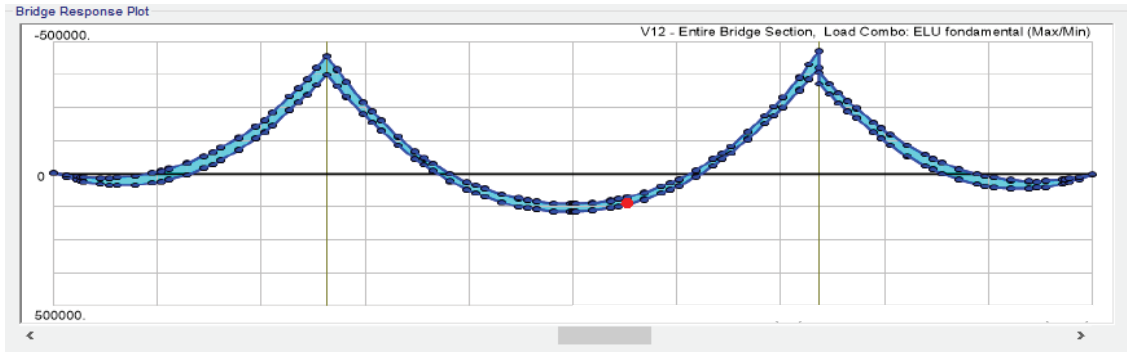
Les charges modélisées sont déjà discutées dans le chapitre charge et surcharges. (Poids propre, asphalte, les corniches, les glissières, A(l), Bc, Bt, Br, MC120, D240, charge thermique, charges sismiques dans les différents directions).

Remarque : les charges et les combinaisons aux états limites sont retirées du fascicule N61 titre 2, et combinaisons sismiques suivent la réglementation du RPOA sont modélisée en suivant les multiples dispositions possibles sur la chaussée (nombre de voies) et de cas de chargements possible.

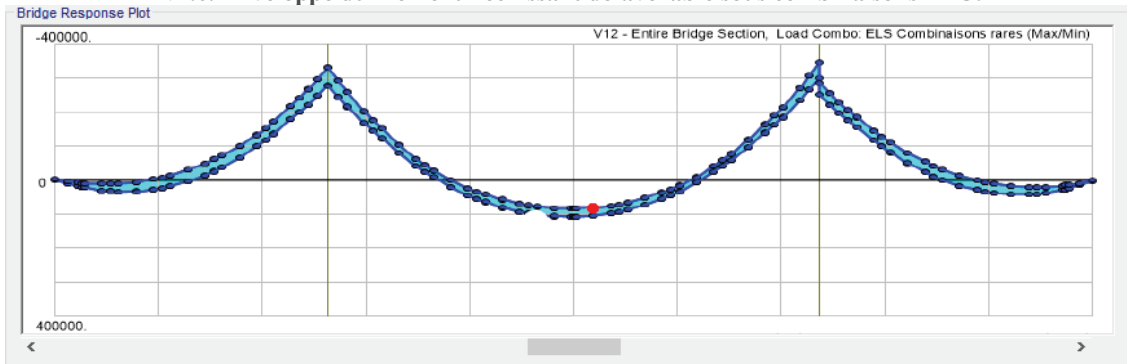
VI.4.5. Résultats :

Les résultats obtenus sont de formes de diagrammes et de tableaux qui sont de multiple usage dans les différents chapitres élaborer dans cette thèse. D'une manière simple **CSIBridge** permet de crée directement des enveloppes pour exploiter les résultats défavorables directement.

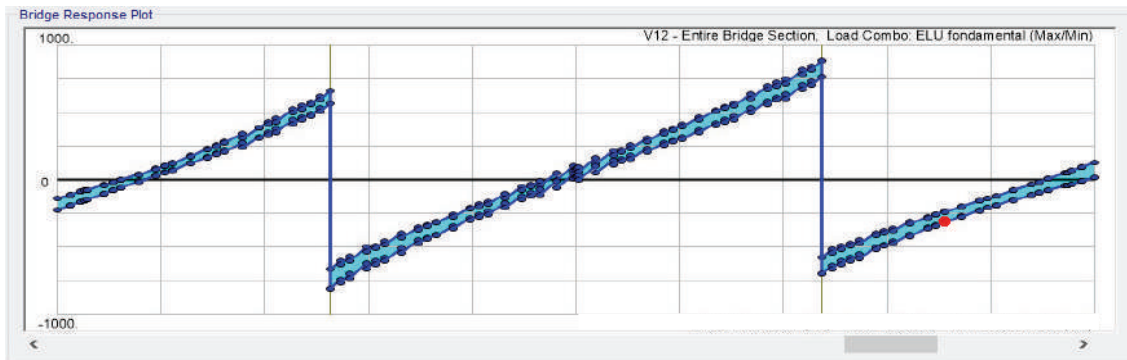
Les figures suivantes donnent un aperçu sur les résultats obtenus :



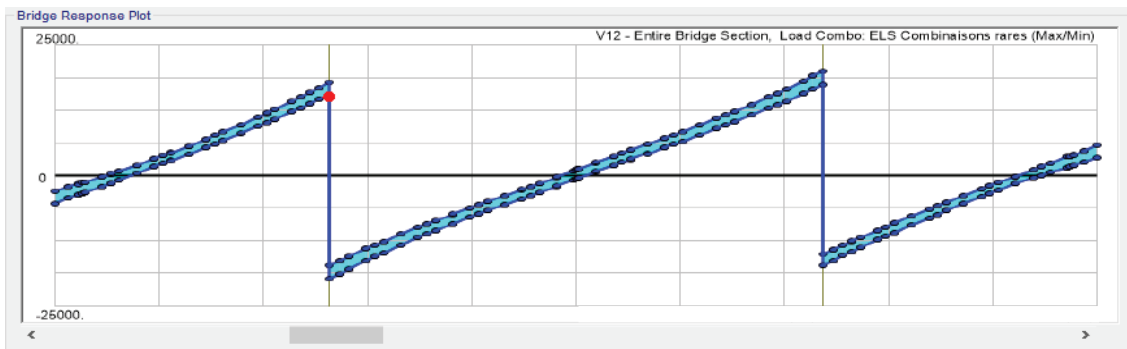
VI.6. Enveloppe du moment fléchissant défavorable sous combinaisons ELU.



VI.7. Enveloppe du moment fléchissant défavorable sous combinaisons ELS.



VI.8. Enveloppe de l'effort tranchant sous combinaisons ELU.



VI.9. Enveloppe de l'effort tranchant sous combinaisons ELS.

VII.1 : Introduction ;

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

La méthode consiste à soumettre les éléments à des efforts permanents de compression avant la mise en service par une précontrainte d'une intensité suffisante pour annuler tous les efforts de traction provoqués par les forces extérieures et le poids des éléments. Ainsi, la sollicitation totale résultante obtenue grâce à la précontrainte est une compression dans le béton. Appliquée aux éléments de béton elle leur permet de travailler à un taux plus élevé en tension, ce qui diminue leur volume, leur poids et favorise parfois une architecture.

VII.2 : Application de la précontrainte à notre projet

VII.2.1 : Procédé utilisé

Dans notre cas (construction d'un pont par encorbellements successifs), on a utilisé le procédé de la précontrainte par post_tension. Ce type de précontrainte est réalisé par des armatures (câbles) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis), en respectant les étapes suivantes :

- Des conduites (les plus utilisées sont des gaines) sont positionnées à l'intérieur du coffrage (cage d'armature) avant bétonnage ;
- Les armatures sont enfilées dans des conduites après bétonnage ;
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes d'ancrages,
- Le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement ;
- Les conduites sont injectées par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs se compose, essentiellement, de deux familles de câble : *Les câbles de fléau et les câbles de continuité.*

- ❖ **Les câbles de fléau jouent deux rôles** : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et aussi ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en construction et en service. En pratique, on arrête au moins un câble par âme.
- ❖ **Quant aux câbles de continuité**, ils assurent la résistance aux moments positifs et ils sont enfilés au voisinage des clavages de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

VII.2.2 : Détermination du nombre de câbles du fléau :

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la formule suivante :

$n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}$	P : la force de la précontrainte	
	P₀ = σ_{P0} * S_{15T15s} . P ₀ : effort de précontrainte limite qu'un câble de 15T15s peut créer.	S_{15T15s} = 2250mm² P₀ = 3.35 MPa
	ΔP : perte de la précontrainte « 25% »	

▪ Evaluation de l'effort de la précontrainte P :

L'effort de la précontrainte P est calculé à partir de la formule suivante :

$$P = \frac{\frac{M \cdot v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot v}{I}} \quad \text{tel que :} \quad e = v - d$$

Application Numérique : (on prend le cas où le moment est maximale).

<p>M= 464321.66KN.m (<u>voir tableau VI.3</u>)</p> <p>d= 12 cm.</p> <p>I= 85.5359 m⁴.</p> <p>S= 14.79m²</p> <p>v=3.42m</p>		<p>P=97.95 MPa.</p> <p>n=30 câbles de 15T15s</p>
--	--	--

*****N. B:-** le nombre des câbles retenus doit être pair .

-Le nombre de câbles dans chaque gousset doit être le même pour éviter l'effet de torsion.

Nous résumons les résultats de chaque voussoir dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 :Estimation du nombre de câbles du fleau.

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	464321.66	6.20	3.42	2.78	85.5359	14.79	2.66	97.95	39.01	30
Fin VSP	4	431528.97	5.94	3.16	2.78	76.8057	14.39	2.66	94.22	37.52	30
Fin V01	7.5	347407.67	5.53	3.00	2.53	63.6007	13.73	2.41	81.91	32.62	26
Fin V02	11	298523.232	5.09	2.79	2.30	52.6993	13.12	2.18	76.02	30.27	24
Fin V03	14.5	253256.967	4.69	2.60	2.09	43.7531	12.56	1.97	69.64	27.73	22
Fin V04	18	211611.565	4.33	2.43	1.90	36.4576	12.06	1.78	62.76	25.00	20
Fin V05	21.5	173589.4	4.01	2.28	1.73	30.5492	11.61	1.61	55.43	22.08	18
Fin V06	25	139192.533	3.73	2.14	1.59	25.8014	11.21	1.47	47.70	19.00	16
Fin V07	28.5	108422.706	3.48	2.02	1.46	22.022	10.86	1.34	39.74	15.83	14
Fin V08	32	81281.3576	3.27	1.91	1.36	19.0501	10.57	1.24	31.69	12.62	12
Fin V09	35.5	57769.6251	3.10	1.84	1.27	16.7532	10.33	1.15	23.81	9.48	10
Fin V10	39	37888.3585	2.97	1.77	1.20	15.0247	10.15	1.08	16.38	6.52	8
Fin V11	42.5	21638.1305	2.88	1.72	1.16	13.7815	10.02	1.04	9.72	3.87	6
Fin V12	46	9019.2434	2.82	1.69	1.13	12.9624	9.94	1.01	4.17	1.66	4
Fin V13	49.5	3.4948	2.80	1.68	1.12	12.5259	9.91	1.00	0.00	0.00	2

Remarque : on remarque que le nombre des câbles retenus est inférieur à la valeur calculée car cette dernière assure une contrainte de traction nulle, mais nous travaillons par la classe II, cette classe permet la présence des contraintes de tractions à condition que ces contraintes soient limitées.

VII.2.3 : Position et enrobage des câbles :

Pour garantir un bétonnage correcte « cheminé de bétonnage » et pour éviter une interaction d'un paquet de gaines sur l'autre lors de la mise en tension, nous devons respecter la distance minimale entre ces conduits et aussi l'enrobage.

Pour :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \phi_g = 2 \cdot 9.5 = 19 \text{ cm}$.
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \phi_g = 2 \cdot 9.5 = 19 \text{ cm}$.
- L'enrobage $C = \max(3/4 \cdot a, \phi_g, d) = 15 \text{ cm}$.

a: la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits

ϕ_g : diamètre de la gaine = 9.5 cm.

VII.2.4 : Tracé des câbles en plan :

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})} ; R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_i)}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$$\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$$

L'inclinaison dans la section d'ancrage :

$$\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_{i+1} - z_i)}{x_{i+1}}$$

Dans mon cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : $x_i = x_{i+1}$.

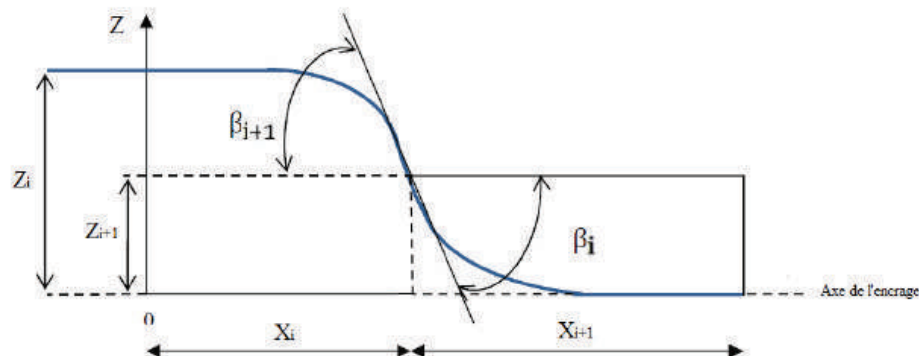


Figure VII.1 : Tracé en plan des câbles de fléau.

VII.2.5 : Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :
 Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
 Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

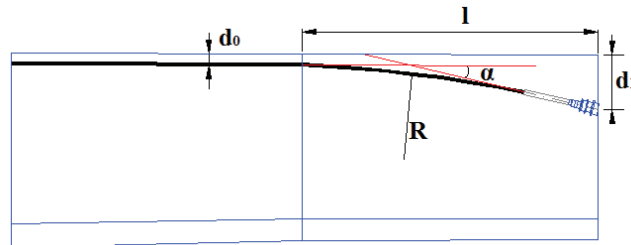


Figure VII.2 :tracé en élévation du câble

L'équation de la parabole :

$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon de courbure en un point d'une distance x :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$$

L'angle de déviation :

$$\alpha_n = \text{artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$$

:

- d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
- d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
- L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
- R_{\min} : rayon minimal pour les câbles

On resume les resultats de calcul des equations de variation en plan et en elevation dans les deux tableaux suivants :

***** le tracé des câbles en élévation et en plan est élaboré dans les figures VII.3 et VII.4 et VII.5.**

Tableau VII.2 : les equations de la variation en plan

Cables	L _{1,2} (m)	Z _{i+1} (m)	X _{i+1} (m)	R _i (m)	β _i (rad)	Equation		
C1 C1-a-C2	RECTILIGNE							
C3-C4-C10-C11	3.50	0.10	1.75	16.12	0.11	0.19	-0.01	x2
C5-C6-C12-C13	3.50	0.19	1.75	8.06	0.21	0.38	-0.02	x2
C7-C8-C14	3.50	0.29	1.75	5.37	0.31	0.57	-0.02	x2
C9	3.50	0.00	0.00	infinie	0.00	RECTILIGNE		

Tableau VII.3 : les equations de la variation en elevation.

Cables	L(m)	d ₀	d ₁	R _i (m)	α(rad)	Equation				
C1-C1-a	RECTILIGNE									
C2-C3-C4-C5-C6-C7-C8	3.5	0.387	0.68	20.90444	0.151446	0.387	+	0.023918	x2	
C9-C10-C11-C12-C13-C14	3.5	0.197	0.68	12.68116	0.219459	0.197	+	0.039429	x2	

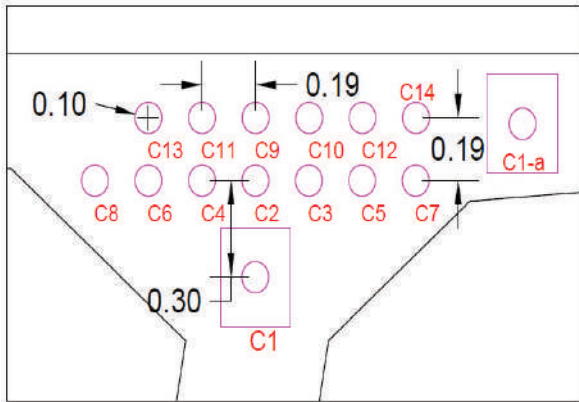


Figure VII.3: Disposition des câbles du fléau .

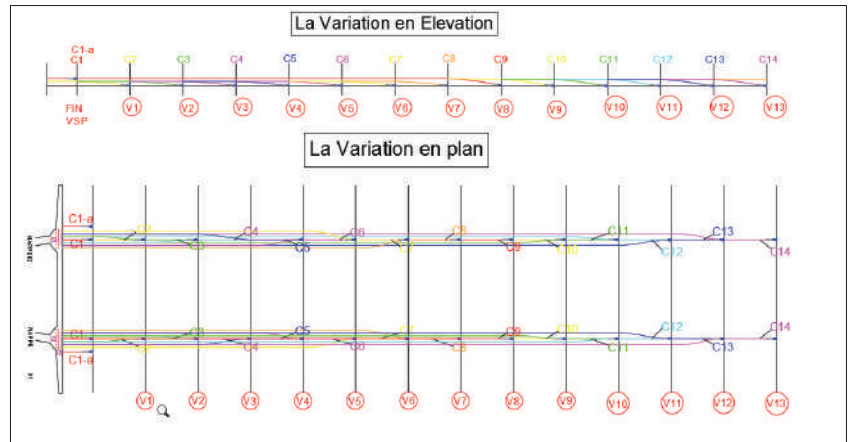


Figure VII.4 : Tracé en élévation en plan des câbles.

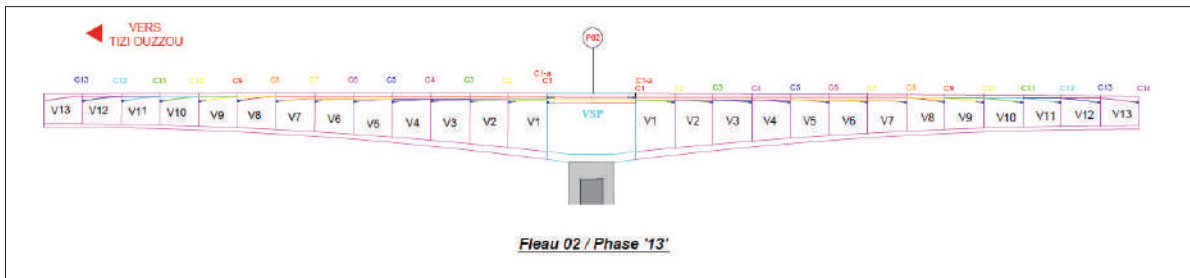


Figure VII.5 : La phase finale de la réalisation du fléau.

VII.3 : Evaluation des pertes de la précontrainte :

D'une façon générale, on désigne sous le nom « **perte de tension** » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement ;
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

VII.3.1 : TYPES DE PERTES

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension.

VII.3.1.1 : Pertes de tension Instantanées :

On distingue trois types de perte :

- Perte de tension par frottement
- Perte de tension par recul d'ancrage
- Perte de tension par raccourcissement du béton.

➤ Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Le 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 :

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

- σ_{p0} : la tension à l'origine ;
- σ_{p0} : la tension à l'origine ;
- e : la base des logarithmes népériens ;
- f (rd^{-1}) = **0.20** : coefficient de frottement en courbe;
- β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
- φ (m^{-1}) = **0.003** : coefficient de frottement en ligne;
- x : la distance de la section considérée (m).

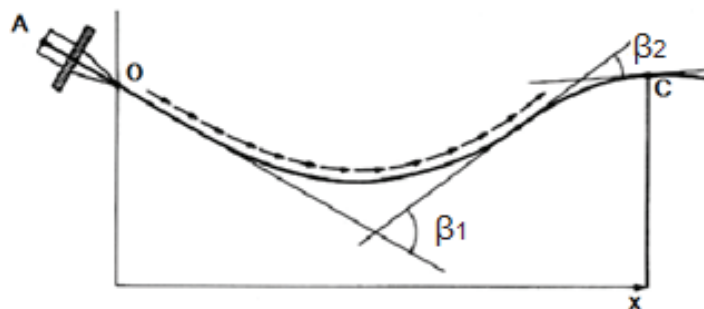


Figure VII.3 ; Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

- Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$
- Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha}$$

**Les résultats de calcul sont représentés dans l'annexe B.

➤ **Pertes de tension par recul de l'ancrage**

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », ils sont définis comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x), \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Avec

- k : fonction croissante ;
- d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
- σ_{p0} : Contrainte initiale ;
- $g = 2 \text{ mm}$: l'intensité du recul d'ancrage ;
- $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$: module d'élasticité des aciers.

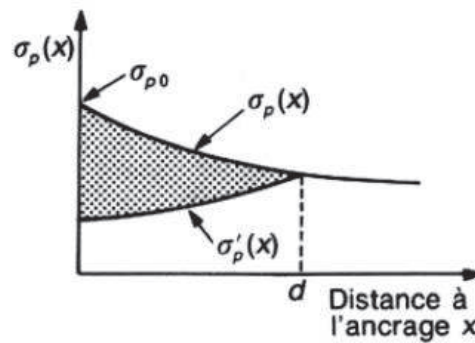


Figure VII.4 : Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin

**Les résultats sont représentés dans L'annexe B

➤ **Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension**

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câbles provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le $n^{\text{ème}}$ câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux $(N - n)$ câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec

σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;

P : effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$;

Tableau VII.4 :les pertes de tension instantanées en %

Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13
11.77	12.33	12.67	12.57	12.54	13.27	14.54	14.05	13.27	12.54	12.10	11.60	10.82	9.52	6.99

M_p : moment dû au poids propre.

** Les résultats sont représentés dans L'annexe B

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

Donc le pourcentage des perte de tension instantanées est la valeur maximale des valeurs représentées dans le tableau précédent :

$$\Delta\sigma_i = 14.54 \% = 1488 * 0.1454 = 216.35 \text{ MPa}$$

** Les résultats détaillées sont représentés dans L'annexe B.

.VII.3.1.2 : Pertes de tension différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

➤ 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 : $\epsilon_r [1 - r (t_0)]$.

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [1 - r (t_0)]$

Très souvent, on peut négliger $r (t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \epsilon_r$$

Avec

- ϵ_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée ;
- $r (t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

➤ **Pertes par fluage**

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

- La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \epsilon_f$
- La déformation finale de fluage : $\epsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

D'où :

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

➤ **Pertes 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 :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ et } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec

- $\rho_{1000} (\%) = 2.5$: relaxation garantie à 1 000 h ;
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation ;
- $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

➤ **Pertes différées 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 :

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

Tableau VII.5 : les pertes de tension différées en %

Axe	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN	FIN
VSP	VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13
6.68	6.92	8.07	8.04	7.75	7.1	6.54	6.57	6.59	6.67	6.72	6.58	6.56	6.28	6.72

Donc : $\Delta\sigma_d = 8.07\% = 0.0807 \times 1488 = 120.08 \text{ MPa}$.

***les résultats sont représentés dans l'annexe B.

D'après les résultats de l'annexe B on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Pour la suite de calculs on prend : $\Delta\sigma = 21.08\%$.

VII.4: Etude de la précontrainte de continuité

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tentions après le clavage afin de s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VII.4.1: Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire :

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \text{ avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V6	0	786.57	2.14	1.59	25.80	11.21	2.01	0.25	0.10	2
FIN V7	3.5	35350.86	2.02	1.46	22.02	10.86	1.90	12.19	4.62	6
FIN V8	7	64048.16	1.91	1.36	19.05	10.57	1.79	23.46	8.89	10
FIN V9	10.5	86255.49	1.84	1.27	16.75	10.33	1.71	33.24	12.60	12
FIN V10	14	103709.7	1.77	1.20	15.02	10.15	1.65	41.79	15.84	14
FIN V11	17.5	117031.1	1.72	1.16	13.78	10.02	1.59	48.91	18.54	16
FIN V12	21	124703.8	1.69	1.13	12.96	9.94	1.56	53.38	20.24	18
FIN V13	24.5	127756.5	1.68	1.12	12.52	9.91	1.56	55.37	20.99	20
FIN V13	25.5	126349.8	1.68	1.12	12.52	9.91	1.56	54.76	20.76	20
FIN V12	29	125737.5	1.69	1.13	12.96	9.94	1.56	53.82	20.40	18
FIN V11	32.5	125413.97	1.69	1.13	12.96	9.94	1.56	53.68	20.35	16
FIN V10	36	118674.651	1.72	1.16	13.78	10.02	1.59	49.60	18.80	14
FIN V9	39.5	106583.2	1.77	1.20	15.02	10.15	1.65	42.95	16.28	12
FIN V8	43	90509.41	1.84	1.27	16.75	10.33	1.71	34.88	13.22	10
FIN V7	46.5	68796.96	1.91	1.36	19.05	10.57	1.79	25.20	9.55	8
FIN V6	50	42466.58	2.02	1.46	22.02	10.86	1.90	14.65	5.55	6
FIN V5	53.5	11111.0	2.14	1.59	25.80	11.21	2.01	3.60	1.36	2

** le combinaison défavorable dans ce cas est 1.35G + 1.6BC3 + 0.9T . « Voir annexe D »

VII.4.2: Tracé des câbles de continuité en travée intermédiaire :

Les résultats de tracé des câbles de continuité en travée principale sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 :Tracé des câbles de travée principale en plan.

Cables	Zi (m)	Xi (m)	Ri (m)	βi (rad)	Equation		
C1-C2-C3-C4-C5-C6	0	0	INFINI	0	RECTILIGNE		
C7-C8	0.19	1.75	16.11842	0.108148	0.19	-0.03102	X²
C9-C10	0.38	1.75	8.059211	0.213823	0.38	-0.06204	X²

Tel que : $Z_i=Z_{i+1}$, $R_i=R_{i+1}$ et $\beta_i= \beta_{i+1}$.

Tableau VII.8 :Tracé des câbles de travée principale en elevation.

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α(rad)	Equation			
FIN V5	C1	3.5	0	0.75	8.16	0.00	RECTILIGNE			
FIN V6	C2	3.5	0.5031	0.8831	16.11	0.19	0.5031	+	0.38	x ²
FIN V7	C3	3.5	0.2825	0.776	12.41	0.22	0.2825	+	0.4935	x ²
FIN V8	C4	3.5	0.5031	0.8831	16.11	0.19	0.5031	+	0.38	x ²
FIN V9	C5	3.5	0.1325	0.767	9.65	0.26	0.1325	+	0.6345	x ²
FIN V10	C6	3.5	0.3131	0.89532	10.52	0.25	0.3131	+	0.58222	x ²
FIN V11	C7	3.5	0.1325	0.77433	9.54	0.26	0.1325	+	0.64183	x ²
FIN V12	C8	3.5	0.3131	0.90265	10.38	0.25	0.3131	+	0.58955	x ²
FIN V13	C9	3.5	0.1325	0.77677	9.50	0.26	0.1325	+	0.64427	x ²
	C10	3.5	0.3131	0.90509	10.34	0.25	0.3131	+	0.59199	x ²

VII.4.3 : Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive :

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \text{ avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 – Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cables	N retenus
V1	2.00	0.00	1.68	1.12	12.53	9.91	1.56	0.00	0.00	4
V2	4.00	1525.47	1.68	1.12	12.53	9.91	1.56	0.66	0.25	4
VC	6.00	12974.16	1.68	1.12	12.53	9.91	1.56	5.61	2.13	4
V4	9.50	19928.75	1.68	1.12	12.53	9.91	1.56	8.62	3.27	8
V5	13.00	33199.58	1.69	1.13	12.96	9.94	1.57	14.18	5.38	8
V6	16.50	40654.85	1.69	1.13	12.96	9.94	1.57	17.36	6.58	8
V7	20.00	42212.95	1.72	1.16	13.78	10.02	1.60	17.61	6.67	8
V8	23.50	37773.35	1.77	1.20	15.02	10.15	1.65	15.19	5.76	8
V9	27.00	27613.68	1.84	1.27	16.75	10.33	1.72	10.62	4.03	4
V10	30.50	12535.95	1.91	1.36	19.05	10.57	1.79	4.58	1.74	4

** le combinaison défavorable dans ce cas est **1.35G + 1.6BC3 + 0.9T** . « Voir annexe D »

VII.4.4 : Tracé des câbles de continuité en travée intermédiaire :

Tableau VII.10 :Tracé des câbles de travée principale en plan.

Cables	Zi (m)	Xi (m)	Ri (m)	β_i (rad)	Equation
C1-C2-C3-C4	0	0	INFINI	0.000	RECTILIGNE

Tableau VII.11 :Tracé des câbles de travée principale en elevation.

Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α (rad)	Equation			
C3	3.5	0.51	0.97	13.3152	0.21	0.51	+	0.46	x^2
C4	3.5	0.11	0.75	9.57031	0.26	0.11	+	0.64	x^2
C1	3.5	0.7	0.97	22.6852	0.14	0.7	+	0.27	x^4
C2	3.5	0.3	0.75	13.6111	0.21	0.3	+	0.45	x^2
C1	2	0.7	0.93	8.69565	0.22	0.7	+	0.23	x^2
C2	2	0.3	0.71	4.87805	0.34	0.3	+	0.41	x^2
C3	2	0.51	0.95	4.54545	0.36	0.51	+	0.44	x^2
C4	2	0.11	0.74	3.1746	0.45	0.11	+	0.63	x^2

Les figures suivantes **VII.8**,**VII.9** et **VII.10** représentent la disposition des câbles au niveau de gousset inférieur et le tracé des câbles de continuité en plan et en élévation.

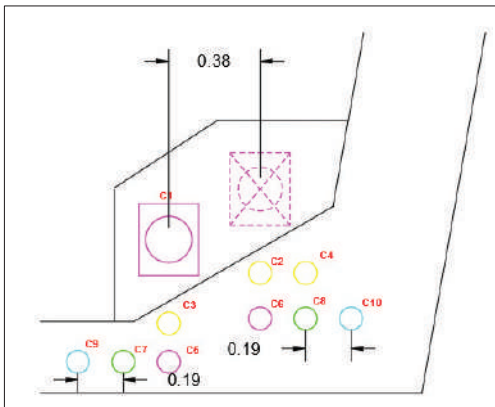


Figure VII.8 : Disposition des câbles de continuité « T-P »

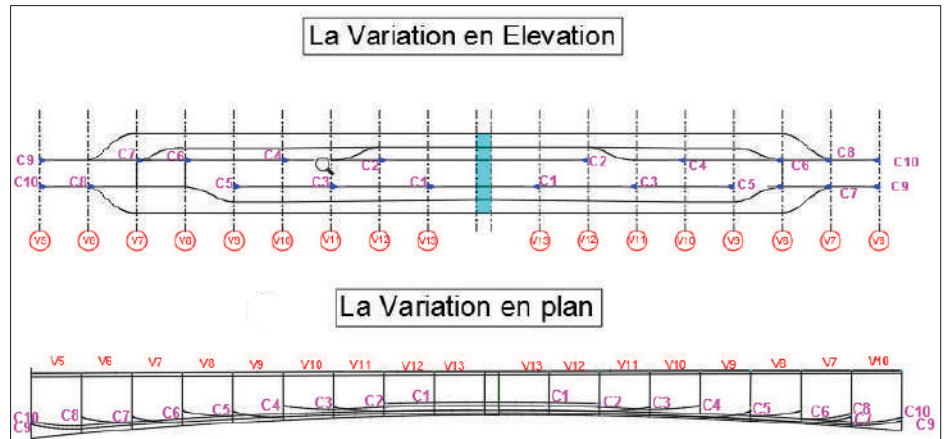


Figure VII.9 : Tracé des câbles en élévation et en plan.

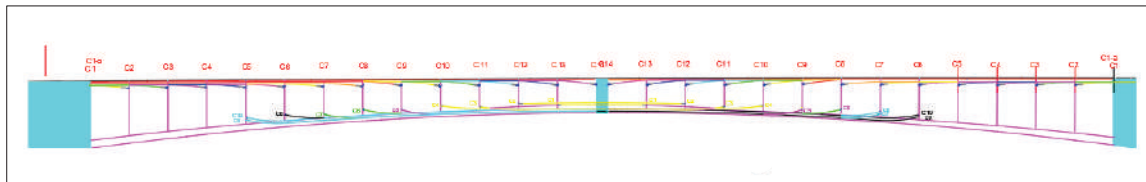


Figure VII.10 : La disposition des câbles de précontraintes au niveau du travée principale.

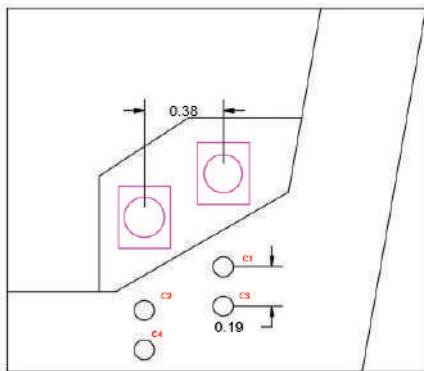


Figure VII.11 : Disposition des câbles de continuité « T-RIVE »

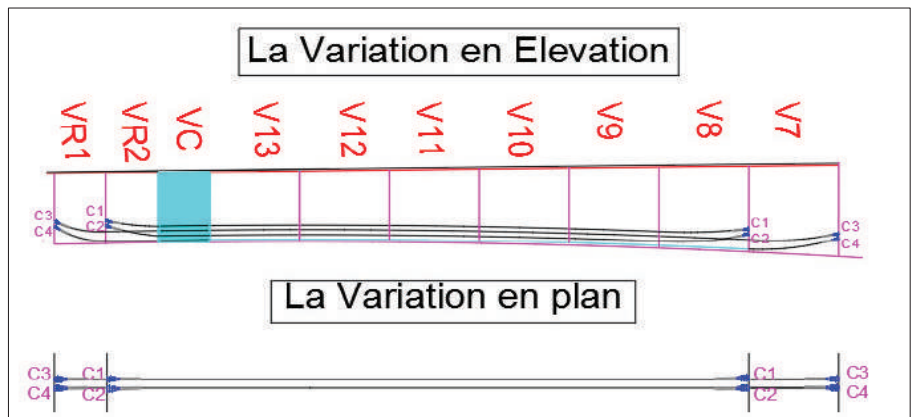


Figure VII.12 : Tracé des câbles en élévation et en plan « T-RIVE »

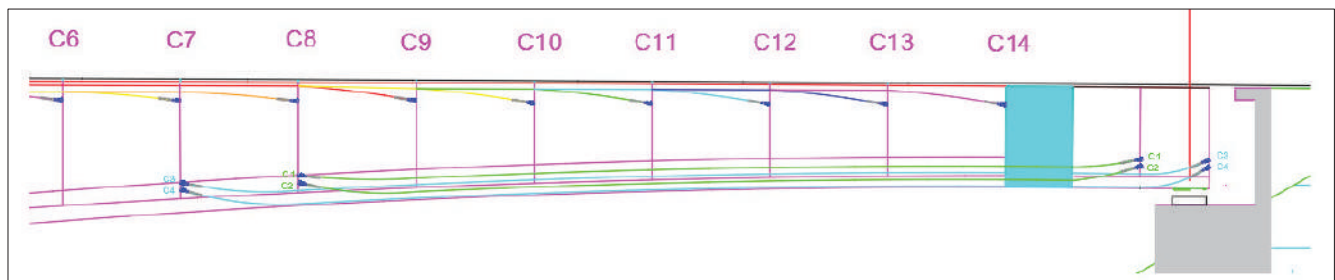


Figure VII.13 : La disposition des câbles de précontrainte au niveau du travée de rive « P02-C02 »

VII.5 : Vérification des contraintes :

La condition à vérifier est la suivante :

$$\bar{\sigma}_{bt1} < \bar{\sigma}_c \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{dans la fibre supérieure;}$$

$$\bar{\sigma}_{bt2}' < \bar{\sigma}_c' \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{dans la fibre inférieure ; avec } \sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I}y$$

Avec

- **P** : effort de précontrainte ;
- **B** : surface de la section considérée ;
- **I** : inertie de la section considérée ;
- **e₀** : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
- **M** : moment extérieur ;
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95 \text{ MPa}$, Hors section d'enrobage ;
- $\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3.3 = 2.31 \text{ MPa}$, Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TableauVII.12 : verification des contraintes pour le demi fleau

	x (m)	N° cables	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
Axe VSP	0	30	505890.24	3.42	2.78	85.54	14.79	2.66	100.40	-0.97	16.34
Fin VSP	4	30	469871.30	3.16	2.78	76.81	14.39	2.66	100.40	-0.36	15.32
Fin V01	7.5	26	405838.58	3.00	2.53	63.60	13.73	2.41	87.01	-1.46	15.58
Fin V02	11	24	350253.02	2.79	2.30	52.70	13.12	2.18	80.32	-1.52	15.40
Fin V03	14.5	22	298661.49	2.60	2.09	43.75	12.56	1.97	73.63	-1.48	15.00
Fin V04	18	20	251111.76	2.43	1.90	36.46	12.06	1.78	66.93	-1.33	14.36
Fin V05	21.5	18	207566.56	2.28	1.73	30.55	11.61	1.61	60.24	-1.07	13.45
Fin V06	25	16	168053.78	2.14	1.59	25.80	11.21	1.47	53.55	-0.73	12.18
Fin V07	28.5	14	132565.71	2.02	1.46	22.02	10.86	1.34	46.85	-0.31	10.72
Fin V08	32	12	101103.26	1.91	1.36	19.05	10.57	1.24	40.16	0.14	8.95
Fin V09	35.5	10	73667.12	1.84	1.27	16.75	10.33	1.15	33.47	0.57	7.12
Fin V10	39	8	50257.78	1.77	1.20	15.02	10.15	1.08	26.77	0.93	5.15
Fin V11	42.5	6	30875.53	1.72	1.16	13.78	10.02	1.04	20.08	1.16	3.25
Fin V12	46	4	15520.45	1.69	1.13	12.96	9.94	1.01	13.39	1.17	1.61
Fin V13	49.5	2	4192.43	1.68	1.12	12.53	9.91	1.00	6.69	0.90	0.34

VII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service :

On distingue dans cette phase deux états de vérifications « Voir-Annexe B » :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95 \text{ MPa}, \text{ Hors section d'enrobage ;}$$

$$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = 3.30 \text{ MPa}, \text{ Section d'enrobage.}$$

Application Numérique :

VII.1. calcul du fléau :

- **Evaluation de l'effort de la précontrainte P :**

$$M = 464321.66 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad P = 97.95 \text{ MPa.}$$

$$d = 12 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad n = 30 \text{ câbles de } \underline{19T15s}$$

$$I = 85.5359 \text{ m}^4.$$

$$S = 14.79 \text{ m}^2$$

$$v = 3.42 \text{ m}$$

VII.2.4 : Tracé des câbles en plan :

« C03 » :

- **Donnée :**

$$Z_i = 0.19 \text{ m} ; Z_{i+1} = 0.19 \text{ m} ; X_i = 1.75 \text{ m} ; X_{i+1} = 1.75 \text{ m}$$

- **Résultats :**

$$\beta_i = \beta_{i+1} = 0.11 \text{ (rad).} \quad \text{Donc : } \rightarrow Z(x) = 0.19 - 0.01x^2$$

VII.2.5 : Tracé des câbles en élévation

- **Donnée :**

$$L = 3.5 \text{ m} \quad ; \quad d_0 = 0.387 \quad ; \quad d_1 = 0.68$$

- **Résultats :**

$$R_i(\text{m}) = 20.9044 \text{ m} \quad ; \quad \alpha(\text{rad}) = 0.15 \quad ; \quad \rightarrow y = 0.38 + 0.024x^2$$

VII.3. Evaluation des pertes de la précontrainte « Cable C₂ »

1. Pertes de tension par frottement :

$$\beta = 0 \text{ rad}; \quad \alpha = 0.151 \text{ rad}; \quad \theta = 0.151 \text{ rad};$$

$$\varphi = 0.003 \text{ m}^{-1}; \quad f = 0.20 \text{ rd}^{-1}; \quad \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa};$$

$$\rightarrow \Delta\sigma\varphi = 157.37 \text{ MPa.}$$

2. Pertes de tension par recul de l'ancrage :

$$E_p = 190000 \text{ MPa}; \quad l = 3.35 \text{ m}; \quad g = 0.002 \text{ m}; \quad \theta = 0.15 \text{ rad};$$

$$k = 0.006; \quad d = 6.334 \text{ m}; \quad \rightarrow \Delta\sigma_g = 29.98 \text{ MPa.}$$

3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

$M_p = 405.84 \text{ MN.m}$; $n = 26$ cables; $\sigma_{\infty} = \sigma_0 (1 - \Delta P) = 0.75$; $P_0 = 2930 \text{ KN}$;
 $e = 2.41 \text{ m}$; $B = 13.73 \text{ m}^2$; $I = 63.6 \text{ m}^4$; $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$; $E_{bi} = 39125.82 \text{ MPa}$;
 $\rightarrow \Delta \sigma_e = 7.59 \text{ MPa} = 0.51\%$

4. Pertes par retrait :

$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$;
 $\Delta \sigma_r = 38 \text{ MPa}$.

5. Pertes par fluage :

$M_p = 405.84 \text{ MN.m}$; $n = 26$ cables; $\sigma_{\infty} = \sigma_0 (1 - \Delta P) = 0.75$; $P_0 = 2930 \text{ KN}$;
 $e = 2.41 \text{ m}$; $B = 13.73 \text{ m}^2$; $I = 63.6 \text{ m}^4$; $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$; $E_{bi} = 39125.82 \text{ MPa}$;
 $\rightarrow \Delta \sigma_f = 34.60 \text{ MPa} = 2.33\%$

6. Pertes par relaxation :

$\sigma_i = 1304.39 \text{ MPa}$;
 $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$;
 $\rho_{1000} = 2.5\%$;
 $\mu_0 = 0.43$;
 $\mu = 0.71$;
 $\rightarrow \Delta \sigma_{rel} = 53.08 \text{ MPa} = 3.57\%$

VII.6 : VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VII.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

VII.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant :

Efforts extérieurs de résultante V tels que

$$V_{Ser} = V_g + V_q$$

Avec

- V_g : Relative aux charges permanentes
- V_q : Relative aux charges variables

➤ Effort tranchant dû à la précontrainte

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α % a la fibre moyenne

$$V_P = P \times \sin\alpha$$

Selon les combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

$$V_{red} = V_{ser} - V_P$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2), \text{ avec : } \tau = \frac{V_{red}}{z \cdot b_n}$$

tel que :

$$\begin{aligned}\bar{\tau}_1^2 &= 0,4 \times f_{ij} \times [f_{ij} + \sigma_x]. \\ \bar{\tau}_2^2 &= 2 \times \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{ij} + \sigma_x].\end{aligned}$$

Avec

- σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;
- z : le bras de levier ($z = I/S$), et par simplification $z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$;
- ρ : le rendement mécanique de la section vaut : $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$;
- b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme: $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$;
- b_0 : l'épaisseur brute de l'âme ;
- n : nombre de câble ;
- $k=0.5$; injection de coulis de ciment ;
- Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

$V_{Ser}=26.324 \text{ MN}$	$\tau_{max} = 2.49 \text{ MPa}$	
$\alpha_{moy}=0.166=9 \text{ rad}$	$\sigma_x = 1.82 \text{ MPa}$	
$P= 27.93 \text{ MN}$	$\tau_1 = 6.81 \text{ MPa}$	
$V_{red} = 8.69 \text{ MN} ; \rho = 60.44 \%$	$\tau_2 = 26.54 \text{ MPa}$	
$f_{c28} = 45 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3.3 \text{ MPa}$		
$b_n = 1 \text{ m} ; z = 4.97 \text{ m}$	On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau} \rightarrow$	<input checked="" type="checkbox"/>

VII.6.1.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de 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 transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

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.
- β_u l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, $\beta_u=45^\circ$ car il y a reprise de bétonnage.

Application Numérique :

$V_{max \text{ comb - Elu}} = 26.324 \text{ MN} ; \tau_u = 2.78 \text{ MPa}$	$\frac{A_t}{S_t} \geq 49.38 \text{ cm}^2/\text{m}$
$f_{t28} = 3.3 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$	
$\gamma_s = 1,15 ; b_n = 1 \text{ m} ; \beta_u = 41^\circ$	

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 13.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau = 5.28 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 7.5 \text{ MPa}; \text{ Ce qui est vérifié.}$$

VI.7. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif. Les différents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

VIII.1 : Introduction :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif est la section tubulaire, du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures.

Elles assurent aussi la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale l'étude est faite sur des sections dangereuses qui sont la section sur pile et à la clef (moment de flexion sont les plus importants).

VIII.2 : Evaluation des efforts transversaux :

VIII.2.1. Modélisation :

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis « CSI BRIDGE ». Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m. Les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes de manière de poids et d'inertie.

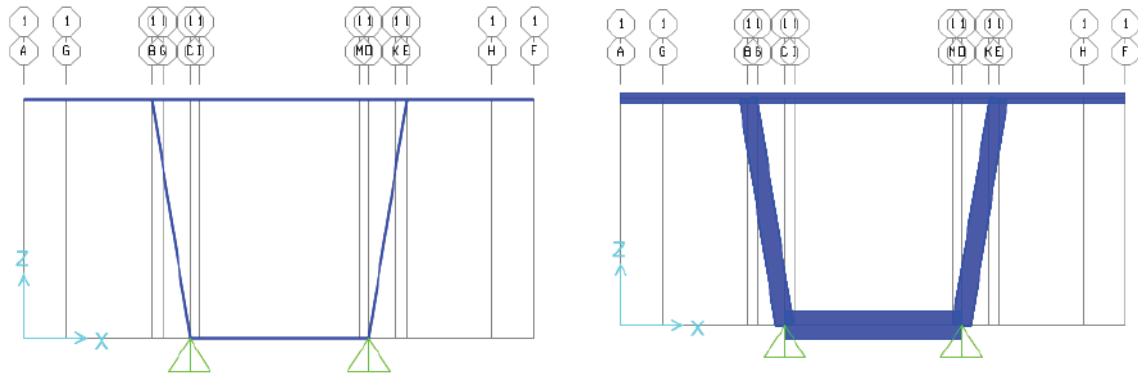


Figure VIII.1. Modélisation du voussoir sur pile .

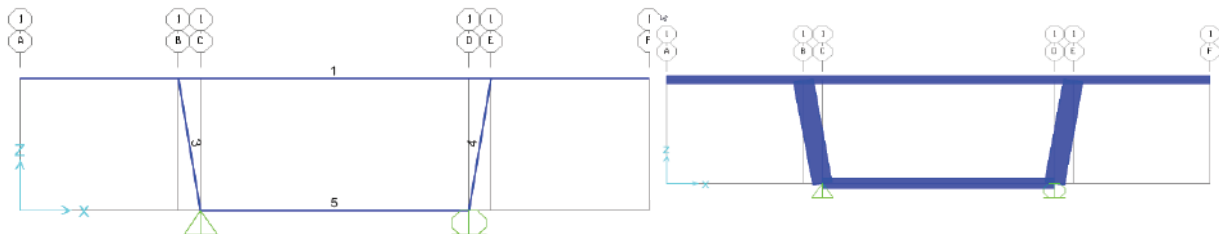


Figure VIII.2. Modélisation du voussoir à la clef

VIII.2.2. Les combinaisons de charge ;

Le tableau suivant donne les différentes combinaisons de calculs possibles :

Tableau VIII.1 : Les combinaisons des charges possibles.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 01	1.35	1.6	-	-	-	-
	COMB 02	1.35	-	1.6	-	-	-
	COMB 03	1.35	-	-	1.6	-	-
	COMB 04	1.35	--	-	-	1.35	-
	COMB 05	1.35	-	-	-	-	1.35
ELS	COMB 01	1	1.2	-	-	-	-
	COMB 02	1	-	1.2	-	-	-
	COMB 03	1	-	-	1.2	-	-
	COMB 04	1	-	-	-	1	-
	COMB 05	1	-	-	-	-	1

VIII.2.3. Résultats :

Le tableau suivant représente les efforts internes dans « L'hourdis supérieur -l'hourdis inférieur et l'âme » :

Tableau VII.2. Les efforts internes dans les elements du voussoir.

			ELU			ELS		
			N (KN)	V(KN)	M(KN.M)	N(KN)	V(KN)	M(KN.M)
VSP	Hourdis_sup	MIN	-	-488.5	-666.38	-	-362.59	-493.61
		MAX	-	488.549	424.88	-	361.887	314.73
	Hourdis_inf	MIN	-	-183.683	-160.42	-	-136.1	-118.83
		MAX	-	183.746	61.95	-	136.108	45.89
	Ame	MIN	-717.797	39.67	248.46	-531.7	29.385	-118.72
		MAX	-1031.58	90.483	-160.27	764.133	67.024	184.04
VSC	Hourdis_sup	MIN	-	-374.1	-446.82	-	-279.48	-333.82
		MAX	-	373.149	250.27	-	279	187.12
	Hourdis_inf	MIN	-	-30.46	-35.76	-	-22.55	-26.59
		MAX	-	30.46	9.9	-	22	7.23
	Ame	MIN	-553.21	70.508	-35.76	-412.04	53.196	-26.59
		MAX	-502.61	78.76	191.22	-374.54	59.319	144.48

***Les résultats obtenues par logiciel de calcul sont représentées dans L'Annexe C .

VIII.3 : Ferrailage

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- ✓ Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VIII.4 : Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur

VIII.4.1. Nappe supérieure

Les fissurations sont jugées **préjudiciables**, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Application Numérique :

$b = 1.00 \text{ m}$; On calcule le ferrailage par mètre linéaire ;
 $h = 0.3 \text{ m}$; $c = 0.05 \text{ m}$; $M_{ser}(\text{sup}) = -493.61 \text{ KN.m}$;
 $\overline{\sigma}_{bc} = 27 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$; $d = 0.9 h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$;
 $x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \times d = 61.69 \text{ cm}$; $z = d - \frac{x}{3} = 21.5 \text{ cm}$
 $M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 484.42 \text{ KN.m}$;
 $M_1 \geq M_{ser}(\text{sup}) \rightarrow$ Section avec armatures comprimées (S.A.A.C) ;

$$\sigma_{sc} = \frac{n * \overline{\sigma}_{bc}(x - d')}{x} = 332 \text{ MPa}$$

$$A_{S1} = \frac{M_{ser} - M_1}{(d-d') \sigma_{sc}} = 98.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose deux nappes de 13HA32 ;}$$

$$A_{S2} = \left(\frac{M_1}{z} + \frac{M_{ser} - M_1}{d-d'} \right) \frac{1}{\overline{\sigma}_{bc}} = 14.8 \text{ cm}^2$$

(C.N.F) = $0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.09 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \rightarrow$ Condition de non fragilité est vérifiée.

Nappe supérieure :

$M_{ser} = 314.73 \text{ KN.m}$: Section sans armatures comprimées

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = 48.38 \text{ cm}^2/\text{m} + A_{S2} = 63.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\rightarrow On propose deux nappes de 13HA25 ;

VIII.4.1. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 32.76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose une nappe de 7HA25.}$$

$$A(\text{C.N.F}) = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.09 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \rightarrow \text{Condition de non-fragilité est vérifiée.}$$

VIII.4.2. Ferrailage passif du voussoir :

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. Ferrailage passif des voussoirs.

			M<0	M>0	Total	Choix des barres	Escapement	LONG
			cm ² /m	cm ² /m	cm ² /m	/	cm	/
VSP	Hourdis sup	As sup	98.3	-	98.3	13HA32	10	7HA25
		As inf	14.8	48.3	63.1	13HA25	15	
	Hourdis inf	As sup	9.8	-	9.8	13HA14	10	7HA12
		As inf	-	9.8	9.8	13HA12	10	
	Ame	As sup	22.2	-	22.2	13HA12	10	7HA12
		As inf	-	33.1	33.1	13HA12	5	
VSC	Hourdis sup	As sup	65.4	-	65.4	13HA32	5	7HA25
		As inf	-	35.1	35.1	13HA25	5	
	Hourdis inf	As sup	9.8	-	9.8	13HA12	15	7HA12
		As inf	-	9.8	9.8	13HA12	5	
	Ame	As sup	10.8	-	10.8	13HA12	8	7HA12
		As inf	5.5	21.3	26.8	13HA12	10	

***Le calcul détaillé de ferrailage est représenté dans l'Annexe C.

***l'effet de torsion est négligeable parce qu'on a un grand rayon de courbure.

Les schémas de ferrailage des deux voussoirs « VSP-VSC » sont représentés dans les figures suivantes **VIII.3 & VIII.4** :

VIII.5 : VIII.5.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prisme spéciales dites « bossages ».

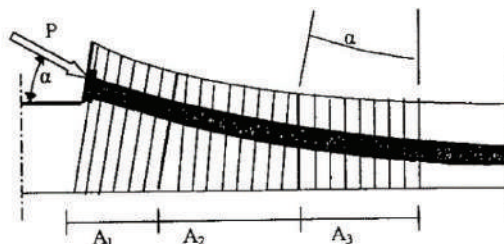


Figure VII.3. Aciers de bossage.

Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages. Pour éviter cet effet, on utilise un ferrailage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

Pour le câble Cc1(fin de voussoir 1)

- Aciers d'éclatement A1

Ils se situent sur une distance de $1.2C$ en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0.15P}{f_{yd}} = \frac{0.15 \times 2.75}{434.78} = 9.48 \text{ cm}^2$$

Avec

P : force précontrainte à l'ancrage ;

$$f_{yd} = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

- Aciers intermédiaires de couture

Les Aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

$$A_2 = \frac{0.4P}{f_{yd}} = 25.3 \text{ cm}^2$$

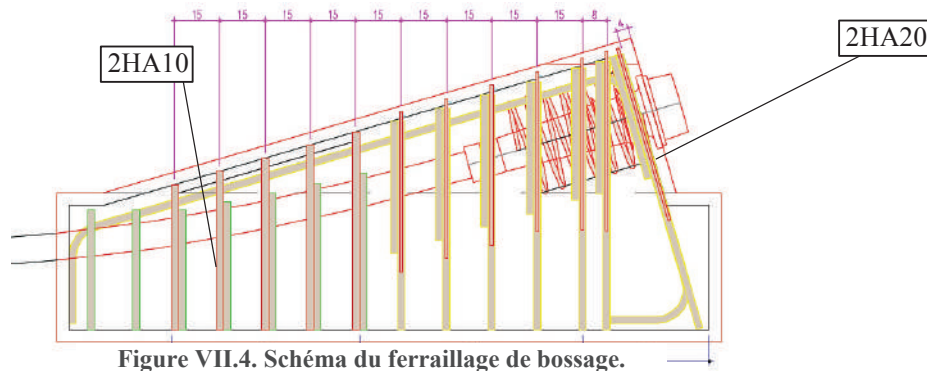
- Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2}{3} \frac{P}{f_{yd}} \sin \alpha = 7.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec}$$

$\alpha = 0.168 \text{ rad}$: l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

- $A_1 + A_2 = 34.78 \text{ cm}^2$ soit 12HA20 ;
- $A_3 = 7.12 \text{ cm}^2$ soit 10HA10.

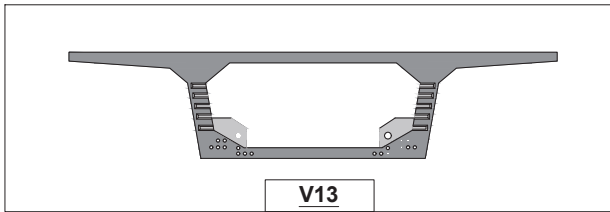


VIII.6 : CONCLUSION

Ce chapitre a porté sur l'étude transversale du tablier (VSP-VSC), pour le but de déterminer les différentes sollicitations agissant sur les voussoirs.

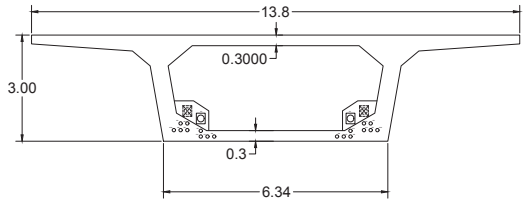
Le ferrailage de la dalle supérieure et les portes à faux sont conséquents, vu l'importance des charges roulantes qui tend à fléchir la dalle.

Ce ferrailage est pour le but de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la bonne transmission des charges verticales aux appuis.

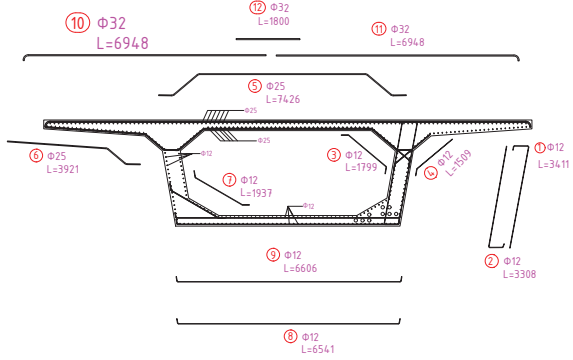


V13

Plan de coffrage



Plan de ferrailage

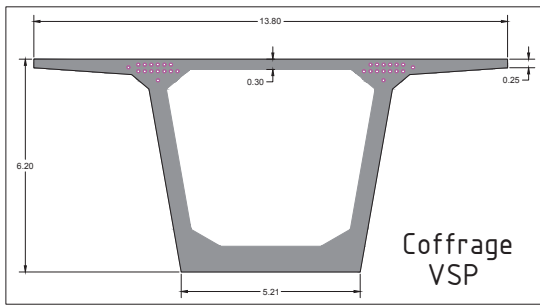


Mark	Φ (mm)	Shape (mm)	Length (mm)	QTY	Mass (kg)
⑩	Φ32	[Diagram]	3411	2	6.7
⑪	Φ32	[Diagram]	3308	2	6.5
⑫	Φ32	[Diagram]	1799	2	3.06
⑬	Φ32	[Diagram]	1509	2	2.6
⑭	Φ25	[Diagram]	7426	1	28.07
⑮	Φ25	[Diagram]	3921	2	29.24
⑯	Φ12	[Diagram]	1937	2	3.3
⑰	Φ12	[Diagram]	6541	1	5.61
⑱	Φ12	[Diagram]	6606	1	5.67
⑲	Φ32	[Diagram]	6948	2	84.89
⑳	Φ32	[Diagram]	6948	1	42.44
㉑	Φ32	[Diagram]	1800	1	10.99



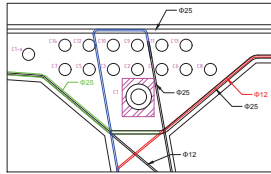
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Plan de coffrage & ferrailage de "VSC"	BENBOKHARI & BOUKHOUCHE	BENAZOUZI CHIKH	1:20	VSC-F01	2019/2020

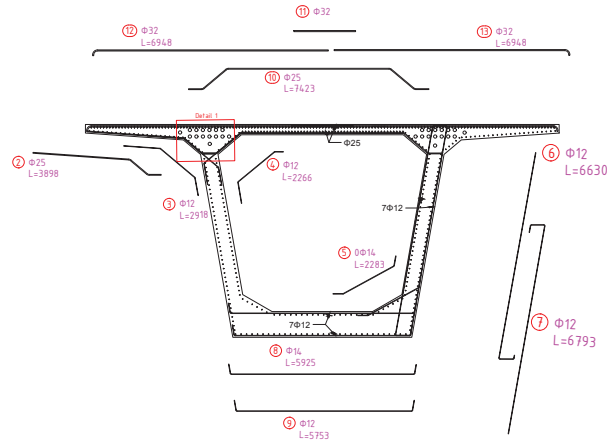
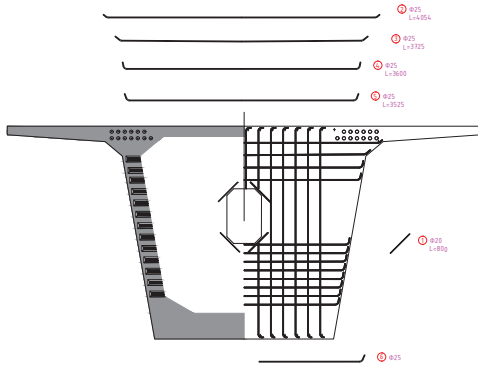


Coffrage VSP

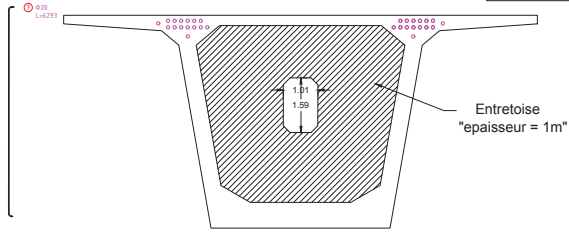
Detail 1
Gousset gauche



Mark	Ø (mm)	Slope (mm)	Length (mm)
⊙	20	---	800
⊙	25	---	3932
⊙	25	---	3705
⊙	25	---	6120
⊙	25	---	6723
⊙	25	---	3190
⊙	20	---	5293



Mark	Ø (mm)	Shape (mm)	Length (mm)	QTY	Mass (kg)
⊙	25	---	3898	2	29.03
⊙	12	---	2918	2	5.01
⊙	12	---	2266	2	3.94
⊙	14	---	2283	2	5.03
⊙	12	---	6630	2	13.66
⊙	12	---	6793	2	11.8
⊙	14	---	5925	1	6.92
⊙	12	---	5753	1	4.98
⊙	25	---	7423	1	27.7
⊙	32	---	1800	1	10.99
⊙	32	---	6948	1	4.25
⊙	32	---	6948	1	4.25
Total mass = 204.22 kg					



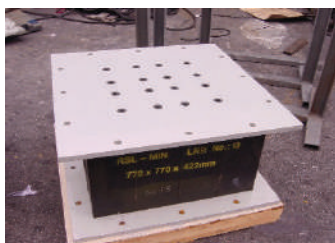
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Plan de ferrailage de "VSP"	BENBOUHARI & BOUKHOUCHE	BENAZOUZI CHIKH	1:20	VSP-F01	2019/2020

IX.1 : INTRODUCTION.

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée.



IX.2 : APPAREIL D'APPUIS.

IX.2.1. Choix de type d'appareil d'appuis :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Et d'après la norme NF-EN 1337-5 publiée par SETRA, les appareils d'appuis en élastomère fretté et les appareils d'appuis a pot présentent la majorité des appareils utilisées pour les ponts (+90%).

Pour notre cas, on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type présente des avantages nombreux qui sont citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre et le réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- N'exige aucun entretien.
- Leur cout et relativement modéré.

IX.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau.IX.1 :les efforts verticaux appliqués sur l'appareil d'appuis.

	C01	P01	P02	C02
$R_{max}(KN)$	9518.53	51799.65	59049.7	10574.8
$F_z(KN)$	4759.26	12949.91	14762.425	5287.4

IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

On utilise les appareils d'appuis du type **B** ils comportent **n+1** frettes métalliques et **n** feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobé sur leur périphérie d'une

épaisseur d'élastomère d'au moins **4mm** et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de **2.5 mm** .

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire .
- T : épaisseur totale de l'élastomère.
- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère
- t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette élémentaire
- e : enrobage

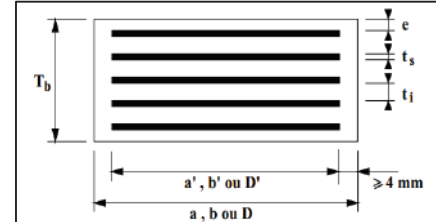


Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

IX.2.2.1. Aire l'appareil d'appui :

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{\max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 21 \text{ MPa} ; \text{ avec } N_{\max} = \frac{R_{\max}}{4}$$

IX.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$$

Avec

a : est le grand côté de l'élastomère.

IX.2.2.3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

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

Tel que :

$$\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a' \times b'} \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \end{cases}$$

Application numérique:

❖ **Cas de la pile 01:**

- $N_{\max} = \frac{R_{\max} \cdot 51799.65}{4} = 12949 \text{ KN} = 12.94 \text{ MN}$.
- $A = N_{\max} / \sigma_{\text{adm}} = \frac{12.94}{21} = 0.616 \text{ m}^2 = 6166.55 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (800 \times 800) \text{ mm}^2$.
- $80 \leq T \leq 160 \text{ (mm)}$.
- $t_s > 3.10 \text{ mm} \rightarrow t_s = 4 \text{ mm}$.

Donc, on prend :

- ✓ 6 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$.
- ✓ 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 8 \text{ mm}$.
- ✓ 7 Frettes métalliques de : $t_s = 4 \text{ mm}$.
- ✓ Enrobage des chants : 4 mm .
- ✓ Enrobage extérieur : 2.5 mm .

$$(a \times b \times t) \rightarrow (800 \times 800 \times 130)$$

❖ **Cas de la culée 02:**

- $N_{\max} = \frac{R_{\max} \cdot 10574}{4} = 5287 \text{ KN} = 5.287 \text{ MN}$.
- $A = N_{\max} / \sigma_{\text{adm}} = \frac{5.28}{21} = 0.2517 \text{ m}^2 = 2517.92 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (600 \times 600) \text{ mm}^2$.
- $55 \leq T \leq 110 \text{ (mm)}$.
- $t_s > 3.09 \text{ mm} \rightarrow t_s = 4 \text{ mm}$.

Donc, on prend :

- ✓ 5 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$.
- ✓ 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 8 \text{ mm}$.
- ✓ 6 Frettes métalliques de : $t_s = 4 \text{ mm}$.
- ✓ Enrobage des chants : 4 mm .
- ✓ Enrobage extérieur : 2.5 mm .

$$(a \times b \times t) \text{ mm}^3 \rightarrow (600 \times 600 \times 110)$$

IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

IX.2.3.1. Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \epsilon$$

Avec

- X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
- K_i : la rigidité des appuis;
- ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec $\Delta T = 12^\circ\text{C}$ et $\lambda = 10^{-5}$;
- ϵ_f : coefficient du fluage $\epsilon_f = K_{\text{fl}} \times 10^{-4}$;
- K_{fl} : vaut à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_{\text{fl}} = 2.5$;
- $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

IX.2.3.2. Actions dynamiques :

Il y a une seule action dynamique c'est celle de l'effort de freinage maximal dû à un camion
 $B_c : F_{fr} = 0.36 \text{ MN}$

IX.2.3.3. Déplacement horizontale :

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec

- V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \epsilon_T$;
- V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \epsilon_f$;
- V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \epsilon_r$;
- L : longueur de délitage (entre les joints de chaussée) qui vaut 281.2 m ;
- V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui $G = 0,9 \text{ MPa}$;

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau IX.2. Déplacement horizontal du tablier.

	$X_i \text{ (m)}$	$V_{xt} \text{ (m)}$	$V_{xf} \text{ (m)}$	$V_{xr} \text{ (m)}$	$V_x \text{ frein}$	$K_{app} \text{ (MN/m)}$	$H_t \text{ (MN)}$	$H_{\text{fluage}} \text{ (MN)}$	$H_{\text{retrait}} \text{ (MN)}$
C1	109.126	0.0218	0.0273	0.0218	0.0606	7.62	0.1109	0.1387	0.1109
P1	53.62	0.0107	0.0134	0.0107	0.0456	5.70	0.0816	0.1019	0.0816
P2	46.37	0.0093	0.0116	0.0093	0.315	147.11	0.06	1.7	1.20
C2	101.97	0.0204	0.0255	0.0204	0.0767	7.62	0.1037	0.1296	0.1037

Avec

$$X_{CR} : \text{centre de rigidité ; } X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 109.12 \text{ m ;}$$

$|X_i|$: la distance entre l'appui et le centre de rigidité ;

K_i : raideur d'appui ; (*chapitre Xi*).

Donc

$$V_{x \text{ pile max}} = 0.08 \text{ m.}$$

$$V_{x \text{ culée max}} = 0.140 \text{ m.}$$

X.2.4. Vérifications du dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification à l'ELA doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

IX.2.4.1. Résistance à la compression :

❖ Cas de la pile :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{12.49}{0.8 \times 0.8} = 19.51 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{5.28}{0.6 \times 0.6} = 14.66 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

IX.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité ;

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: 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 ;

$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$: le facteur de forme.

Application Numérique :

Cas de la pile

$S = 12.50$; $d = 0.02 \text{ m}$;

$h = 0.129 \text{ m}$;

$B = 0.64 \text{ m}^2$;

$P_c = 55.81 \text{ MN}$;

$P_u = 12.94 \text{ MN}$;

$\gamma_s \times P_u = 38.82 \text{ MN} \leq P_c = 55.81 \text{ MN}$

\rightarrow Vérifiée.

Cas de la culée

$S = 9.38$; $d = 0.020 \text{ m}$;

$h = 0.109 \text{ m}$;

$B = 0.36 \text{ m}^2$;

$P_c = 20.9 \text{ MN}$;

$P_u = 5.28 \text{ MN}$;

$\gamma_s \times P_u = 15.84 \text{ MN} \leq P_c = 20.9 \text{ MN}$

\rightarrow Vérifiée.

IX.2.4.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

$$\delta = V_x / T < \delta_c$$

Pour $p = P_u/P_c = 0.179 \text{ MN} < 0.25 \text{ MPA}$; on trouve : $\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p)$.

Tel que : $\delta_0 = b/T$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$.

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile

$b = 800 \text{ mm}$; $T = 130 \text{ mm}$;

$\delta_0 = 5.83$;

On prend : $\delta_0 = 2$;

$\delta_c = 1.07$;

$V_x = 0.159 \text{ m}$;

$\delta = 1.042$;

$\delta \leq \delta_c \rightarrow$ Vérifiée.

Cas de la culée

$b = 600 \text{ mm}$; $T = 110 \text{ mm}$;

$\delta_0 = 5$;

On prend : $\delta_0 = 2$;

$\delta_c = 1.35$;

$V_x = 0.175 \text{ m}$;

$\delta = 1.68$;

$\delta \leq \delta_c \rightarrow$ Non Vérifiée

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée.

IX.2.3. Vérifications du dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification à l'ELA doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

IX.2.3.1. Résistance à la compression :

Cas de la pile :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{12.94}{0.8 \times 0.8} = 20.21 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{5.23}{0.6 \times 0.6} = 14.52 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

IX.2.3.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité ;

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

$Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: 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 ;

$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$: le facteur de forme.

Application Numérique :

Cas de la pile

$S = 12.90$; $d = 0.020 \text{ m}$;

$h = 0.130 \text{ m}$;

$B = 0.64 \text{ m}^2$;

$Pc = 55.81 \text{ MN}$;

$Pu = 12.94 \text{ MN}$;

$\gamma_s \times Pu = 38.85 \text{ MN} \leq Pc = 55.81 \text{ MN}$

Cas de la culée

$S = 9.38$; $d = 0.020 \text{ m}$;

$h = 0.110 \text{ m}$;

$B = 0.36 \text{ m}^2$;

$Pc = 20.9 \text{ MN}$;

$Pu = 5.23 \text{ MN}$;

$\gamma_s \times Pu = 5.23 \text{ MN} \leq Pc = 20.9 \text{ MN.}$

IX.2.3.3. Limitation de distorsion :

On doit vérifier :

$$\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$$

Pour $p = Pu/Pc = 0.23 \text{ MN} < 0.25 \text{ MPA}$; on trouve : $\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p)$.

Tel que : $\delta_0 = b/T$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$.

b : petit côté de l'appui ;

T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile

$b = 800 \text{ mm}$; $T = 130 \text{ mm}$;

$\delta_0 = 6.15$; $p = 0.23$

On prend : $\delta_0 = 2$;

$\delta_c = 0.794$;

$V_x = 0.080 \text{ m}$;

$\delta = 1.136$;

$\delta \leq \delta_c \rightarrow$ **Vérifiée.**

Cas de la culée

$b = 600 \text{ mm}$; $T = 110 \text{ mm}$;

$\delta_0 = 5.45$; $p = 0.25$

On prend : $\delta_0 = 2$;

$\delta_c = 0.7$;

$V_x = 0.140 \text{ m}$;

$\delta = 0.785$;

$\delta \leq \delta_c \rightarrow$ **Non Vérifiée**

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée.

IX.2.4.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \text{ et } f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

Avec

N est l'effort de compression vertical ;

f est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

Cas de la pile

$N = 12.95 \text{ MN}$

$\sigma_m = 20.23 \text{ MPa}$; $f = 0.13$; $K_s = 0.6$

$H = K_s \times (V_{xT} + V_{xf} + V_{xr}) + F_{\text{freinage}} = 0.55 \text{ MN}$;

$0.55 \text{ MN} < 12.95 \times 0.13 = 1.68 \text{ MN}$

\rightarrow **Vérifiée.**

Cas de la culée

$N = 5.28 \text{ MN}$;

$\sigma_m = 14.66 \text{ MPa}$; $f = 0.14$;

$H = 0.68 \text{ MN}$;

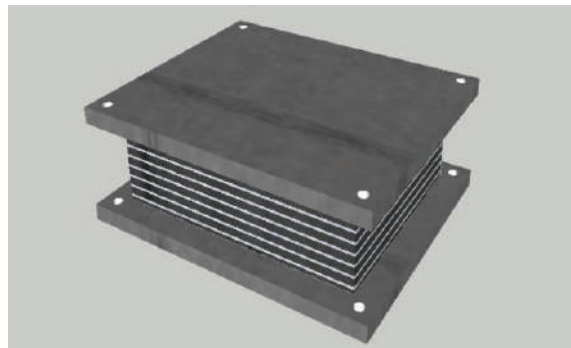
$0.68 \text{ MN} < 5.28 \times 0.14 = 0.7 \text{ MN}$

\rightarrow **Vérifiée.**

IX.2.4.5. Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de **22,5 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.



IX.3 : Dés 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.

IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

$$A = b + 200 \rightarrow A = 800 + 200 \rightarrow A = 1000 \text{ mm} ;$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 800 + 200 \rightarrow B = 1000 \text{ mm} ;$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.5 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$$

Avec $B_0 = A \times B = 1.00 \text{ m}^2 ;$
 $P_0 = 2 (A + B) = 4.00 \text{ m.}$

IX.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

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

❖ Armatures de chaînage

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

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 12.94}{434.78} = 74.40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 10\text{HA}32(e=6\text{cm})$$

❖ 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.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 12.94}{434.78} = 37.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 10\text{HA}25(e=8\text{cm})$$

❖ Frette supérieure

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 12.94}{434.78} = 11.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 10\text{HA}14 (e=9\text{cm})$$

❖ Frette inférieure

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

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 12.94}{434.78} = 29.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 10\text{HA}20(e=6\text{cm})$$

IX.3.3. Dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

$$(A \times B \times h) = (800 \times 800 \times 400) \text{ mm}^3.$$

Tableau IX.3 : ferrailage des dés d'appuis des culées

Armatures de chaînage	Armatures horizontales	Frette supérieure	Frette inférieure
30.07 (cm ²)	15.03 (cm ²)	4.81 (cm ²)	12.02 (cm ²)
10HA20	10HA14	10HA12	10HA14

Les deux 02 schémas suivantes représentent les plans de ferrailages des dés d'appuis de la pile P01 et les deux culées C01 & C02.

(Voir PLAN DE FERRAILAGE Planche N IX-1).

IX.4 : JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

IX.4.1. Dimensionnement :

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

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

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3} \dots\dots\dots(VIII.9)$$

Avec

- W** : souffle total du joint ;
- W_D** : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
- W_T** : souffle thermique ;
- W_S** : souffle sismique.

Les souffles **W_T**, **W_D** sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (**W_S = 24.2 cm**).

Donc : **W = 20.97 cm**.

IX.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 25.97 cm il faut considérer la famille de joints appelée **Wd** (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

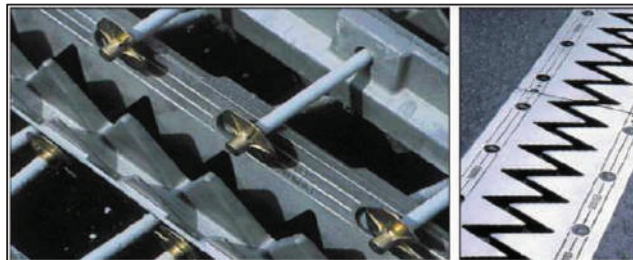


Figure VIII.2. Joint du type Wd.

Tableau IX.4. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

IX.5 : L'évacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles.

La forme de la pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 2,5 % (cas de chaussée unidirectionnelle).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

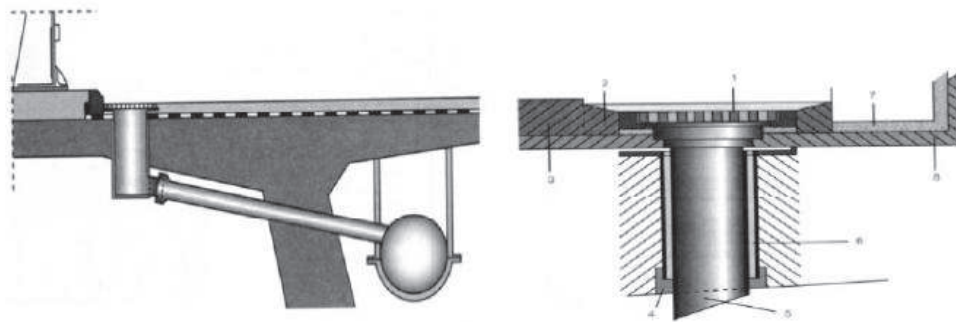


Figure IX.3. Système d'évacuation des eaux.

IX.6 : Revêtement des tabliers

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important tant par son coût (4 à 5 % du coût total) que par son rôle (protection de la structure, résistance et anti-déravage).

Généralement, le revêtement est d'épaisseur de 8 à 11 cm, de masse volumique de 2,4 t/m³ avec une variation de ± 20% dû au rechargement ultérieur ou aux irrégularités des extrados du tablier.

IX.7 : Étanchéité des tabliers

Le béton, même comprimé, n'est pas bien étanche (existence des pores et des ségrégations locales tel que fissures, nids de cailloux et reprise de bétonnage). Pour protéger les armatures contre la corrosion, il est nécessaire de poser une couche d'étanchéité sur la dalle de couverture. En dépassant de 2 à 3% du coût total sur l'étanchéité, on prolonge la durée de vie de l'ouvrage considérablement.

La surface de béton sur laquelle on pose l'étanchéité doit être bonne et préparer souvent par un soufflage ou balayage. De plus, l'étanchéité doit protéger l'ouvrage, elle doit être prolongé sous les trottoirs et doit être raccordée aux joints.

IX.8 : La couche de roulement

La couche de roulement doit présenter un bon uni et être antidérapant. De nos jours, la couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux d'épaisseur de 7 à 8 cm et de masse volumique de 2,2 à 2,5 t/m³ (selon la compacité). La couche de roulement présente un problème de perméabilité à l'eau. Ainsi, l'eau peut stagner entre la couche de roulement et la chape d'étanchéité.

IX.9 : Les corniches

Le rôle principal des corniches est l'esthétique. Elles présentent la "ligne" de l'ouvrage. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriqués. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des garde-corps.

IX.10 : Dispositifs de retenue

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue **les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.**

IX.10.1 Le garde-corps

Il a essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.



Figure IX.4. Garde-Corps en métal BN4

IX.10.2 Les glissières

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



Figure IX.5. Glissières de sécurité galvanisée

IX.10.3 L'éclairage

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieure dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

Les hauteurs de feux sont à préciser sur la base d'une étude photométrique lors du choix du matériel. Les distances inter-luminaires nommées inter-distances dépendent également de la hauteur du feu. À titre d'ordres de grandeurs :

- La largeur de la chaussée (L) peut être égale à la hauteur de feux (H). Donc $L = H$.
- L'inter-distance est comprise entre $3,5 \times H$ et $4 \times H$.

FONDAMENTAUX D'ECLAIRAGE PUBLIC

Si la hauteur de feux $H=7\text{m}$ (**60W**), donc la distance entre chaque poteau doit être égale à 28m au maximum . \Rightarrow On a besoin de **8*2 Unités.**

IX.11 : CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage a court et long terme.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

X.1 : Introduction Générale :

L'isolation sismique est une solution pour contrôler l'ampleur des dégâts qui peuvent être causées lors d'un tremblement de terre, ce contrôle consiste à réduire la réponse sismique transmise de la pile d'un pont vers le tablier, chose qui n'était pas possible avant l'introduction des isolateurs sismiques dans le domaine en question qui permet en grande partie de fournir un comportement différent entre le tremblement de terre et la superstructure.

Cette recherche est présentée en suivant un modèle de calcul d'origine dynamique vue le comportement des structures ouvrages d'arts qui se caractérise par des sollicitations qui varient dans l'espace et le temps. Les modèles qui peuvent être utilisés donnent une discrétisation qui converge vers le comportement réel des appuis parasismiques, on peut noter les méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalente simplifiée : Une méthode linéaire qui définit le comportement sismique par des coefficients sismiques ; les forces dynamiques réelles développées au niveau de la structure sont présentées par des forces statiques fictives.
- Méthode d'analyse modale spectrale : Une méthode qui consiste à étudier plusieurs modes propres et rechercher la réponse maximale probable des efforts en utilisant des spectres de réponses qui décrivent le comportement de l'ouvrage vis à vis du séisme.
- Méthode d'analyse dynamique par des accéléro-grammes : Une méthode qui consiste à faire une étude en fonction du temps, c'est la méthode la plus précise pour présenter l'action du séisme et de faire le calcul non-linéaire des structures ce qui impose l'utilisation des logiciels de calculs.

Le choix entre ces méthodes est par le type de recherche voulu et du mode de comportement de l'ouvrage, si le comportement est influencé par le mode propre on adopte un calcul linéaire qui va donner une discrétisation sur la participation des isolateurs sismiques pour identifier les paramètres dynamiques principaux. On note aussi que les calculs non-linéaires sont très utiles pour la réévaluation des ouvrages d'où leur mode d'emploi dans les analyses des ouvrages existants.

La problématique qu'on essaye de traiter dans ce chapitre c'est la contribution des isolateurs sismiques dans la dissipation d'énergie et la réduction de la demande sismique au niveau de la pile et des culées dimensionner dans le chapitre infrastructure et de prendre un choix d'isolateur qui sera employé dans le chapitre équipement.

Le travail qu'on va présenter se partage sur deux parties qui s'enchaînent pour atteindre notre objectif de déterminer quel est l'effet d'ajout d'un appui parasismique dans la dissipation de l'énergie de la demande sismique, la première partie traitera la recherche bibliographique sur l'ensemble de définitions de la méthode à utiliser, la deuxième traitera l'évaluation de la demande sismique dans le cas d'un ouvrage non équipé (non isolé) et d'un ouvrage isolé avec le système d'isolation sismique déjà élaboré dans le chapitre précédent pour conclure à une étude comparative pour aboutir à la solution de la problématique.

X.2 : Partie I : Recherche bibliographique

X.2.1. Introduction Générale :

La notion d'isolation sismique est une notion qui est restée abstraite jusqu'à l'arrivée des nouvelles d'étude parasismique qui ont permis une transaction radicale dans le monde de construction. Jadis dans le début de la construction des ponts la sûreté était assurée le mécanisme d'encastrement de pile avec le tablier pour le protéger contre les dégâts causés par le phénomène de tremblement des terres, aujourd'hui l'isolation sismique nous permet de construire des ouvrages d'art faible et vulnérable mais plus résistants et insensibles en modifiant le comportement parasismique engendré sur le tablier sans interrompre les opérations fonctionnelles, cette modification est atteinte en jouant sur la période de vibration de la structure, en éloignant ce paramètre de la période prédominante du séisme par conséquent on peut réduire considérablement les accélérations et les forces transmises au tablier.

X.2.2. Concepts de base

La conception en isolateur sismique est une technologie largement adaptée dans les ouvrages d'arts visant l'allègement et la sécurité qu'elle a pu fournir. Cette conception repose sur le principe de diminution de la réponse sismique transmise.

Le principe fondamental de l'isolation sismique est l'introduction d'une flexibilité au niveau de la base ce qui implique une augmentation dans la période de vibration, cette solution n'est qu'une conséquence du spectre de dimensionnement qui présente la réponse en pseudo accélération en fonction des périodes de vibration figure X.1 On remarque très bien que l'augmentation de la période va diminuer la réponse en pseudo accélération, la figure X.2 donne un aperçu de la réponse en fonction du temps.

Pour avoir une déformation acceptable au niveau des isolateurs sismiques plusieurs conditions sont nécessaires comme la limitation spatiale et la stabilité, pour mieux contrôler cette déformation un amortissement supplémentaire est présent par le système isolateur sachant que la structure en béton armé présente un amortissement dans la gamme de 1 à 5%, les recherches portées dans ce domaine précisent clairement que l'accélération diminue toujours avec l'augmentation de l'amortissement, sachant que le taux d'amortissement diminue avec l'augmentation du taux d'amortissement il convient de garder une gamme de conception bien rentable au-delà de cette gamme la nouvelle réduction de réponse ne fait qu'augmenter le coût.

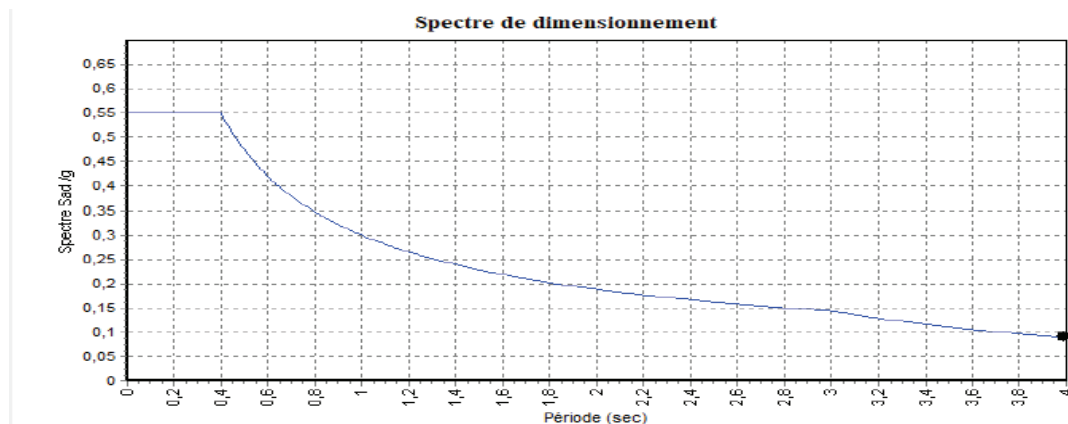


Figure X.1 Spectre de Dimensionnement extrait d'un exemple calculé par RPOA.

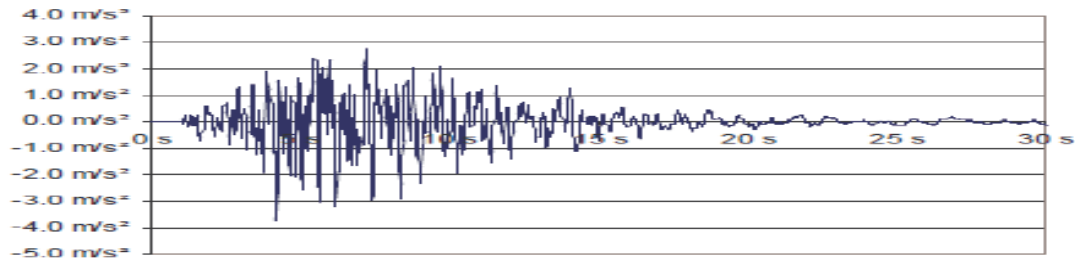


Figure X.1 Réponse en accélération donnée par un accélérographe.

X.2.3. Modélisation des piles de pont

La pile 01 « P01 » est modélisée en utilisant un modèle SDOF {Single Degree Of Freedom} présenté par la figure X.3 sur le côté gauche un système SDOF sans isolateur « encastré » et sur la partie droite une représentation d'un système SDOF avec isolateur sismique « avec des appareils d'appuis ».

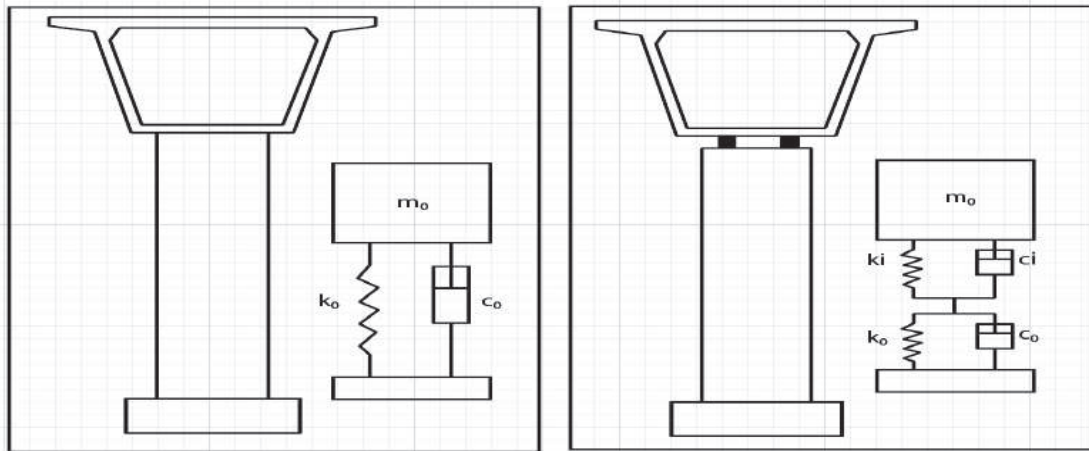


Figure X.3 modélisation de la pile avec système SDOF sans (gauche) et avec (droite) isolateur.

m_0 Masse de la superstructure.

k_0 La rigidité de la pile k_i la rigidité de l'isolateur sismique.

c_0 L'amortissement de la pile et c_i amortissement visqueux de l'isolateur sismique.

L'équation de mouvement du système SDOF non isolé est exprimé par :

$$m_0\ddot{u} + c_0\dot{u} + k_0u = -m_0\ddot{u}_g \quad [X.1]$$

Un cycle de vibration est exprimé par la période naturelle qui est définit par :

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m_0}{k_0}} \quad [X.2]$$

L'ajout d'un isolateur sismique modifie la rigidité du model devient $k = \frac{k_0k_i}{k_0+k_i}$ [X.3] donc l'équation X.1 devient

$$m_0\ddot{u} + (c_0 + c_i)\dot{u} + ku = -m_0\ddot{u}_g \quad [X.4]$$

Donc la période de vibration naturelle du système isolée devient aussi :

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m_0(k_0+k_i)}{k_0k_i}} \quad [X.5]$$

L'équation X.5 nous permet d'avoir un ordre de grandeur des modifications qu'on doit apporter on remarque les modifications suivantes :

k_i/k_0	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%
$T_{0\text{isolée}}/T_{0\text{non-isolée}}$	30.1%	40.8%	48%	35.4%	57.7%	61.2%	64.1%

Tableaux X.1 modification apportée sur le rapport de période en fonction de la rigidité apportée.

Remarque : les systèmes complexes se traitent en plusieurs degrés de liberté (MDOF) mais le principe de traitement reste le même que le système présenter (SDOF).

X.2.4. Effet de la dissipation de l'énergie sur la réponse dynamique de l'ouvrage

Traiter l'effet de dissipation de l'énergie revient à traiter l'effet d'amortissement vu la relation directe qui les relie, pour des raisons théorique le système explicité précédemment est utilisée pour des raisons de simplification.

Dans la mécanique des structures pour expliciter la notion de dissipation de l'énergie, la notion amortissement critique c_c est introduite elle définit la quantité d'amortissement qui empêche la réponse du par des oscillations libres, l'expression qui exprime cette quantité est donnée par $c_c = 2\sqrt{mk}$ [X.6], cette expression fait naissance à un autre terme plus descriptif appelé coefficient d'amortissement $\xi = \frac{c_0}{c_c} = \frac{c_0}{2\sqrt{m_0k_0}}$ [X.7].

Pour introduire la notion d'énergie dans les calculs de la dissipation une représentation graphique sous forme de courbe hystérésis est adoptée, cette représentation décrit la force générée par les dispositifs d'amortissement en fonction du déplacement la figure X.5 est un exemple réel de la courbe en question.

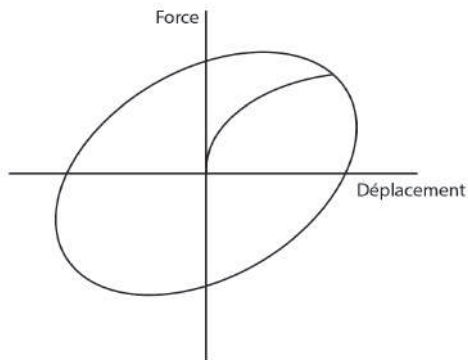


Figure X.4 courbe hystérésis d'un dispositif de Dissipation d'énergie théorique d'un cycle.

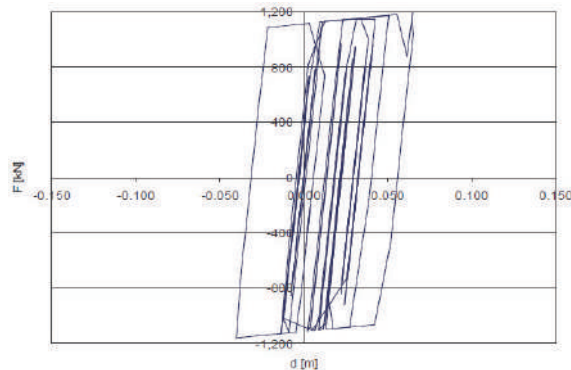


Figure X.5 Exemple d'une courbe hystérésis D'un dispositif de dissipation d'énergie réel.

Par suite on peut définir l'efficacité d'un mécanisme d'amortissement par rapport à un amortisseur visqueux équivalent défini par : $\xi_{eq} = \frac{E_d}{4\pi E_{ms}}$ [X.8] où :

E_d Énergie dissipée par l'amortisseur dans un cycle de mouvement cyclique, figure X.4. Il peut y'être mesurer par la surface formée par la boucle hystérésis.

E_{ms} Énergie de déformation maximale stockée dans l'ouvrage.

L'équation X.4 donc devient avec l'introduction de la nouvelle notion :

$$\ddot{u} + 2\sqrt{\frac{k_0}{m_0}}(\xi_0 + \xi_{eq})\dot{u} + \frac{k_0}{m_0}u + \frac{f(u,\dot{u})}{m_0} = -\ddot{u}_g \quad [X.9]$$

Remarque : Ainsi le model de calcul reste valable pour des systèmes MDOF, pour chaque mode de vibration i de l'ouvrage on définit $\xi_{eq}^i = \frac{E_d^i}{4\pi E_{ms}^i}$ [X.10].

X.2.5. Les Appuis Parasismiques

Beaucoup de type d'appuis parasismique existe sur le marché de travaux publics, d'autre sont resté au stade d'étude théorique, la différence entre ces types c'est leur mode de fonctionnement qui nous permet de les classer dans les catégories suivantes :

X.2.5.1 Les Appuis en Élastomères

La famille des élastomères se caractérise par les appuis élastomères fretté sans noyau de plomb, avec noyau et les élastomères fretté à amortissement élevé. Ces types existent sur le marché sous forme géométrique circulaire et rectangulaire, composés de couches d'élastomères et de frettes, généralement l'élastomère c'est du caoutchouc naturel mais peut exister sous forme de néoprène, butyle ou nitrile et les frettes c'est des plaques en acier.

X.2.5.2 Élastomère Fretté

C'est des appuis à faible amortissement d'ordre de 5% doté d'un comportement quasi linéaire-élastique, ils peuvent réduire considérablement le coût de la construction comme leur utilisation est très répandue, donc c'est une solution économique. Ce type est composé uniquement de couches d'élastomères qui répondent aux charges latérales et de frettes qui répondent aux charges verticales. L'existence sur le marché est garantie sous forme circulaire et rectangulaire.

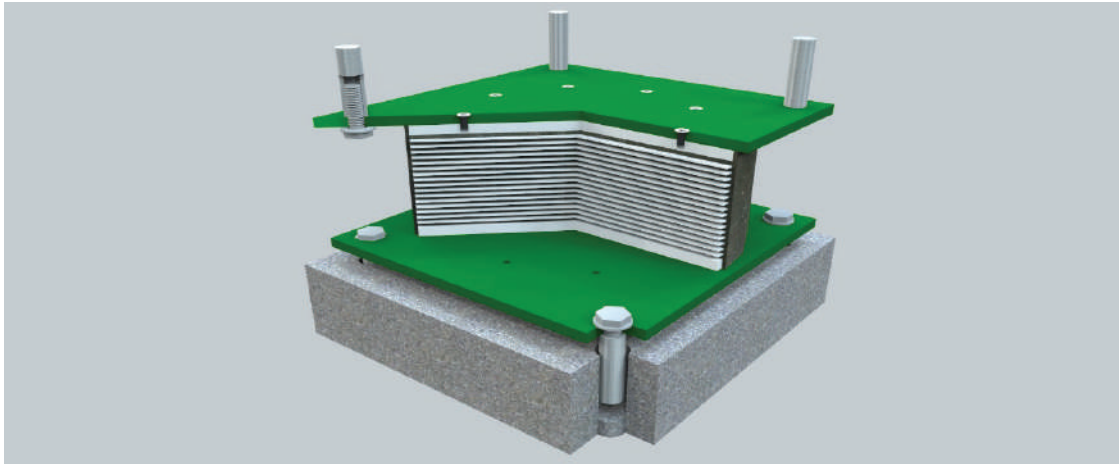


Figure X.6 modélisation d'une coupe 3D d'un élastomère fretté sans noyaux de plomb.

X.2.5.3 Élastomère Fretté avec noyau de plomb

C'est un produit similaire au précédent à l'exception d'un trou central parfaitement circulaire accueillant un noyau de plomb, le rôle de ce noyau est de se déformer quand l'isolateur est soumis à des déplacements latéraux ce qui provoque une grande capacité de dissipation d'énergie. Ce type d'appui confère un amortissement plus élevé d'ordre 30%, mais comme

tous appuis élastomères la charge verticale reste limitée, il constitue une autre façon économique d'isolation parasismique.

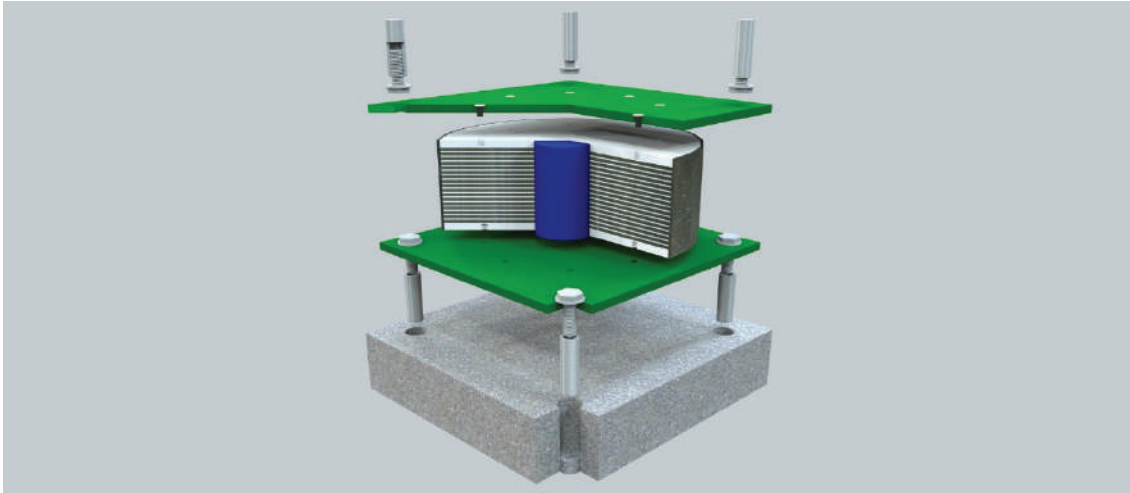


Figure X.7 modélisation d'une coupe 3D d'un élastomère fretté sans noyaux de plomb.

X.2.5.4. Élastomère Fretté à Amortissement Élevé

Les isolateurs en élastomères frettés à amortissement élevé sont identiques aux appuis frettés standard, mais en utilisant des caoutchoucs avec des propriétés amortissantes plus grandes. L'amortissement supplémentaire est obtenu par l'ajout d'additifs à l'élastomère pendant le processus de fabrication. Généralement l'amortissement est d'environ 10%.

Remarque : les appuis élastomères présentent une courbe hystérésis similaires a la figure X.8

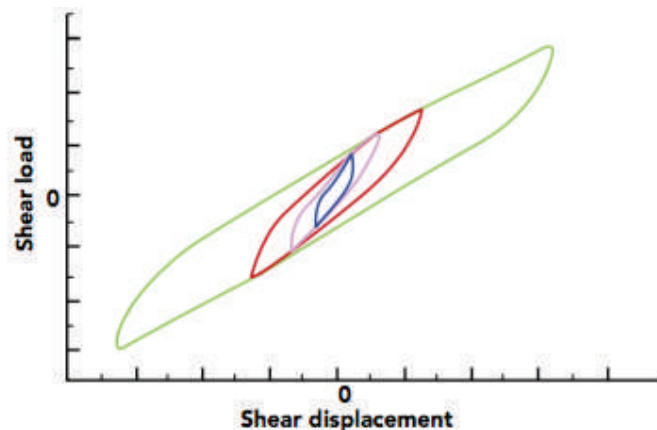


Figure X.8 courbe hystérésis générale présenté par les appuis élastomères.

X.2.5.5 Les Appuis Glissants

L'Appuis glissant est une catégorie parmi les appuis parasismique utilisée, dont le plus utilisé est l'appui en pendules glissants qui se compose d'une surface concave de forme sphérique recouvert d'une plaque d'acier inoxydable articulé en contact de la surface concave par une articulation qui garantit un contact uniforme.

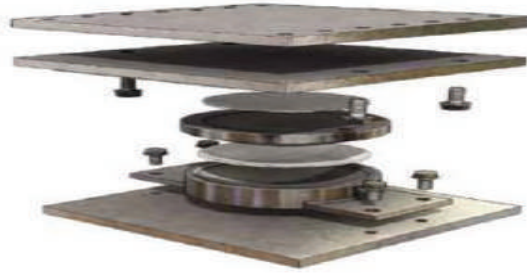


Figure X.9 exemple d'un appui en pendule glissant multidirectionnel.

X.2.5.6 Le système ISOLATECH (ZTS)

C'est un système révolutionnaire qui permet de résister à des charges verticales plus élevées grâce à un disque en élastomère confiné. L'énergie est dissipée par une interface de glissement et des ressorts qui se déforment. Il peut s'adapter facilement à plusieurs taux d'amortissement en modifiant les caractéristiques des ressorts.



Figure X.10 l'appui parasismique doté d'un système ISOLATECH (ZTS).

X.2.6. Critère de choix parasismique

Pour choisir un type d'appui convenable pour l'ouvrage pour garantir les propriétés d'isolation parasismique on doit évaluer les caractéristiques mécaniques de l'ensemble, les normes de performance sismique et le coût des appareils adoptés et le coût d'entretien sur le long terme, les élastomères nécessitent un entretien périodique pour vérifier la matière de l'appuis vu qu'elle peut présenter des problèmes de durcissement à long terme or que l'appui glissant ne présente pas ce problème.

X.2.7. Avantages et inconvénients des isolateurs parasismiques

Dans la construction d'ouvrage d'arts les appuis parasismiques sont des éléments d'importance majeur favorable pour multiple raisons dans on peut citer les points suivants :

- Les ouvrages présentes une bonne protection face au grand séisme.

- La dégradation progressive de la construction est évitée grâce aux déformations permanentes éliminées.
- L'aide portée aux calculs des éléments de la superstructure grâce à l'hypothèse de comportement élastique qu'elle peut conquérir vue la dissipation de l'énergie portée.
- Les appuis parasismiques peuvent rester intacts face aux multiples séismes qu'ils peuvent rencontrer pendant la phase de service.

Pour le seul point qu'on peut interpréter comme inconvénient à l'utilisation

- Les transformations ultérieures des éléments est interdit sans étude préalable vu le changement qu'il peut provoquer dans le comportement dynamique de l'ouvrage ce qui entraîne un coût d'adaptation élevé comme le cas de la construction d'un ouvrage temporaire.

X.3 : Partie II : Exemple de Calcul (Analyse dynamique non-linéaire)

X.3.1 : Introduction

L'analyse de la structure pour une étude de comportement se présente dans deux grands chapitres : l'analyse statique et l'analyse dynamique. Dans ce chapitre on focalise sur l'analyse dynamique non-linéaire vu qu'elle peut décrire le comportement dynamique non-linéaire et temporel de la structure. La complexité de l'analyse qui s'effectue pas à pas en imposant directement les mouvements sismiques à la base à travers un accélérogramme sélectionné, explique la nécessité de faire appel à un logiciel de calcul sophistiqué comme SAP2000.

X.3.2 : L'analyse dynamique non-linéaire

L'analyse dynamique non-linéaire est l'analyse la plus proche du comportement réel, elle consiste à résoudre l'équation

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + N(u(t)) = F(t) \quad [X.11].$$

Avec M matrice de masse K matrice de rigidité $C = \alpha M + \beta K$ [X.12] matrice d'amortissement α et β coefficients N vecteur d'efforts internes lié au vecteur de déplacement par liaison non-linéaire u vecteur de déplacement F vecteur de charges qui est défini par $F^{ext}(t) = -M I_{dir} \ddot{\phi}_g(t)$ [X.13] I_{dir} vecteur de direction et $\ddot{\phi}_g(t)$ est l'accélérogramme.

Le programme utilisé pour cette analyse est SAP2000, dans la modélisation on a choisi un accélérogramme de l'enregistrement du séisme EL-CENTRO1940 illustré par la figure X.11.

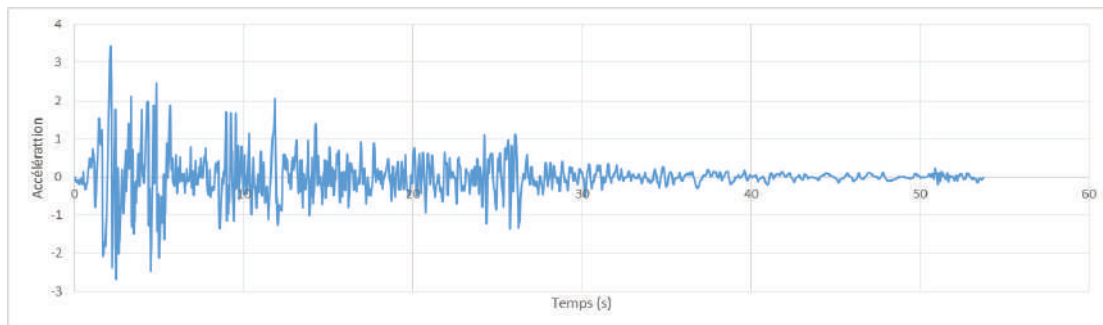


Figure X.11 accélérogramme du séisme EL-CENTRO 1940.

Remarque: La procédure qu'on va suivre dans cette étude est une comparaison entre la structure isolée et la structure non isolée du viaduc déjà dimensionnée dans les chapitres précédents.

X.3.3 : Résultats de calcul et interprétation

X.3.3.1. Courbes hystérésis

Le comportement hystérésis des deux structures est représenté par les deux figures suivantes

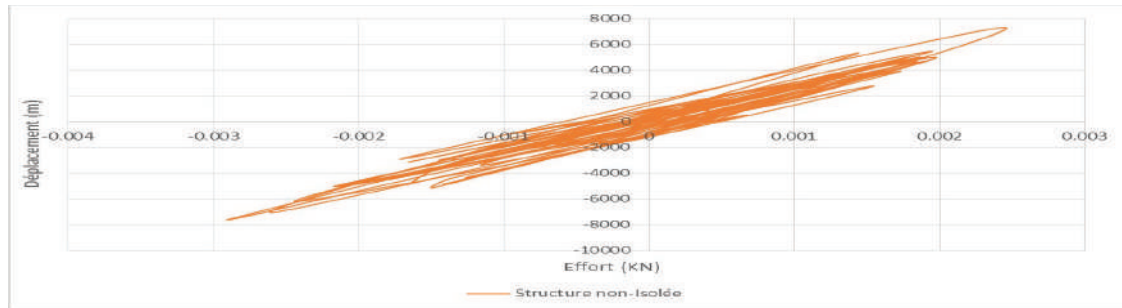


Figure X.12 courbe hystérésis pour la structure non-isolée

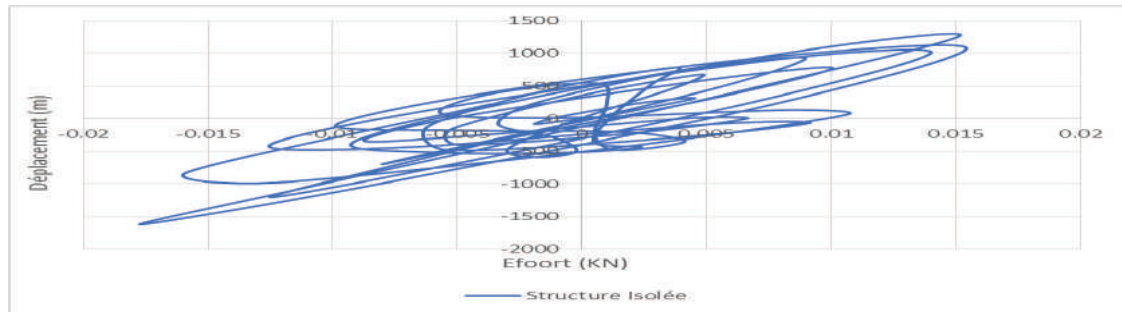


Figure X.13 courbe hystérésis pour la structure isolée.

Les deux courbes hystérésis nous permettent d'avoir une idée globale sur l'ajout d'un appareil parasismique dans un pont, on remarque que les déplacements au niveau de la superstructure s'amplifient avec la libération de la liaison rigide et les efforts au niveau de la base s'allègent en produisant un changement catégorique dans le comportement de l'ensemble {pile, superstructure}.

X.3.3.2. Déplacement et accélération

la comparaison des déplacements et des accélérations est effectuée au niveau d'un point qui se situe sur la superstructure sur l'axe vertical de la pile 01 dans le sens transversal. Après l'analyse et la superposition des résultats on a les figures suivantes :

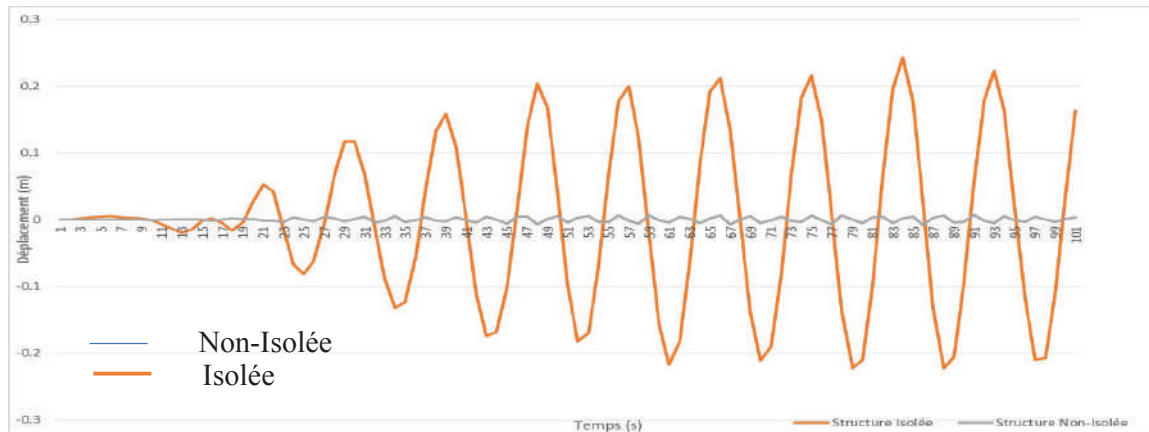


Figure X.14 Superposition des déplacements transversaux de la structure isolée et non-isolée.

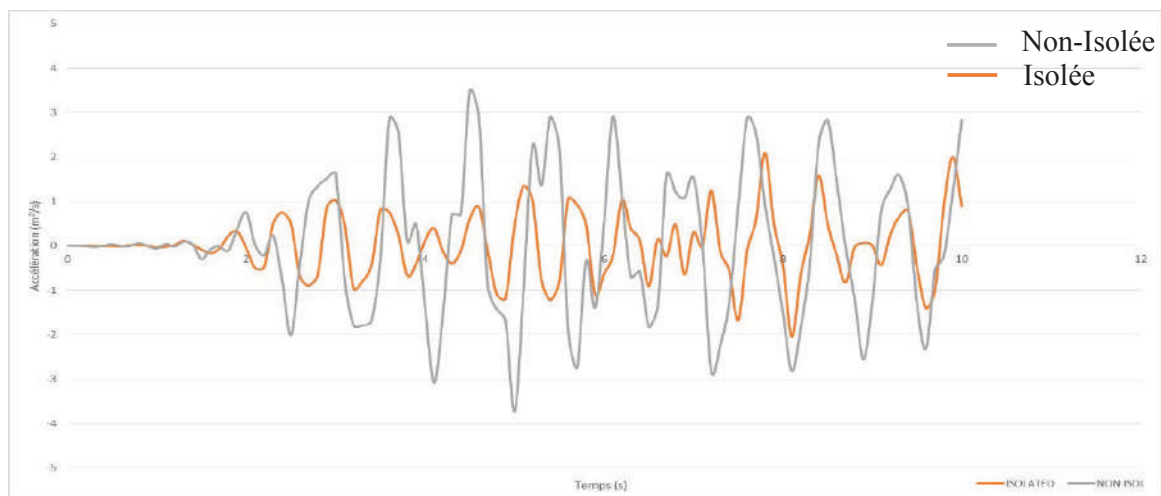


Figure X.15 Superposition des accélérations transversales de la structure isolée et non-isolée.

D'après les deux figures X.14 et X.15 on peut voir le changement de comportement dans le temps, le déplacement de la structure non-isolée est très faible sous l'effet du séisme $u_{non-isolée}^{max} = 7.8mm$, contrairement à la structure isolée qui présente un déplacement $u_{isolée}^{max} = 242.51mm$, cette augmentation est dû à la libération de la liaison rigide entre la pile et la superstructure. Contrairement dans les accélérations on remarque les deux valeurs $\ddot{u}_{isolée}^{max} = 2.095m/s^2$ et $\ddot{u}_{non-isolée}^{max} = 3.729m/s^2$ ce qui veut dire que l'isolation sismique permet de réduire l'accélération de la superstructure.

X.4 : Conclusion

La comparaison des réponses dynamiques non-linéaires nous permet de faire une conclusion sur le changement de comportement et de la structure, l'ajout des appuis parasismiques sophistiqués permet de dissiper l'énergie transférée de la pile vers superstructure, d'après les résultats numériques précédentes on peut déduire que :

- Le système d'isolation permet de dissiper mieux l'énergie transférée vers la superstructure ce qui diminue l'accélération et augmente le déplacement.
- L'ajout d'un appui parasismique permet d'alléger les efforts tranchants au niveau de la base de la pile.

Le mouvement de la superstructure est plus souple avec une isolation sismique

XI.1 : Introduction :

L'étude de l'infrastructure 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 amène à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

XI.2 : Etude de la Pile :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. Elle intervient dans la résistance globale du pont.

Un appui comporte deux parties :

- **Le voile** : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- **La fondation** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

XI.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 cas nous avons optés pour une pile caisson évidée sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête, et l'autre, elle s'agit d'une pile avec une section pleine sur toute sa hauteur.

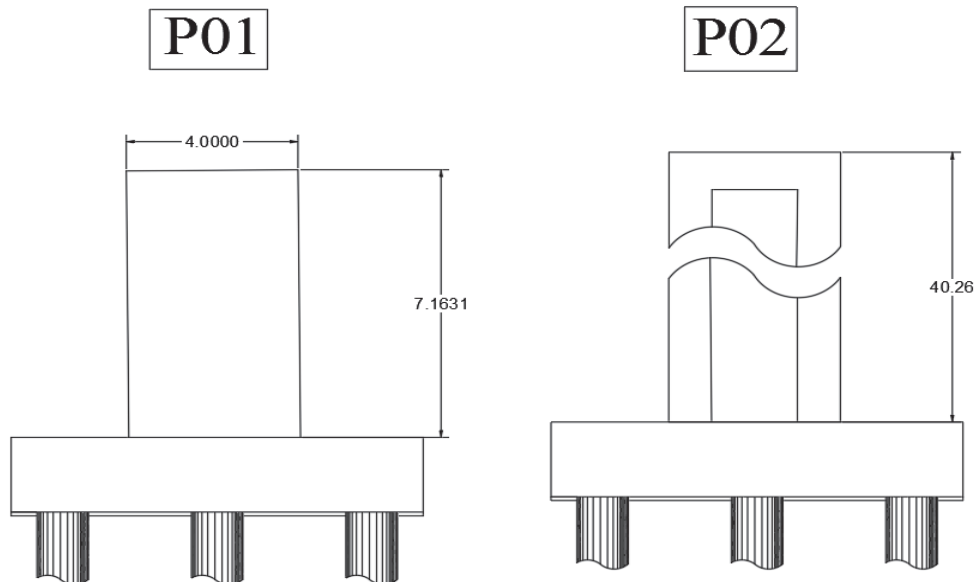


Figure XI.1 : les dimensions de la pile la plus haute « P02 ».

XI.2.1.1. Evaluation de la raideur totale K :

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ et } k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad K_{Pile} = \frac{12EI}{h^3} \text{ « encasté » } \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A - App}}}$$

Avec

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 35$ MPa

Tableau XI.1. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C ₁	2.73	3.81	5.08	Infini	7.62	10.16
P ₁	7.20	5.70	7.60	7808.54	5.70	30.30
P ₂	40.24	Infini	Infini	181.20	147.11	147.11
C ₂	4.05	3.81	5.08	Infini	7.62	10.16

Tableau XI.2. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis transversale	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C ₁	2.73	3.81	5.08	Infini	7.62	10.16
P ₁	7.20	5.70	7.60	13971.49	11.40	15.19
P ₂	40.24	Infini	Infini	320.13	232.92	232.92
C ₂	4.05	3.81	5.08	Infini	7.62	10.16

XI.2.2. Etude sismique

XI.2.2.1. 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 **2^{ème} groupe** ;
- ✓ Le sol est de catégorie **S3** (site meuble) ;
- ✓ L'ouvrage est classé en zone **IIa** ;
- ✓ L'accélération de zone **A= 0.2**.

Pour l'étude sismique ,le règlement R.P.O.A propos deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse monomodale
- L'analyse spectre de réponse.

Mais tout d'abord, il faut passer par des conditions a vérifiées pour justifier l'utilisation de la méthode.

L'analyse monomodale :

❖ **Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieur a 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieur a 43% de la masse du tablier : $MT=$.

Tel que : G : le poids total du tablier.

Q : la charge d'exploitation (charge routière de type **Bc 3** voies chargées)

α : **20%** des charges d'exploitation routières pour ponts routier urbains.

Application numérique :

$$M_{pile} = 25 * (10.93 * 40.24) = 10995.58 \text{ KN.}$$

$$M_{total} = G + \alpha Q = 58615 + 0.2 * 7807.27 = 60176.45 \text{ KN.}$$

$$M_{pile} < 0.43 * 60176.45 = 25875.8 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée

❖ **Angle de biais:**

L'angle de biais doit être > 70 gr et les raideurs longitudinales et transversales totale des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Il s'agit d'un pont sans biais

Condition vérifiée

❖ **Courbe du pont**

Il s'agit d'un pont avec un grand rayon (en plan) = 600m

Condition vérifiée

❖ **Symétries transversales :**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_M - X_R| < 5\% L$$

Avec : $X_M = L/2 = 105.5\text{m}$ et $X_R = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 146.07 \text{ m}$ et $0.05L = 10.55\text{m}$

donc: $|105.5 - 146.7| = 41.2\text{m} > 10.55\text{m}$

Condition non vérifiée

***La 4^{eme} condition ne vérifie pas, la méthode monomodale n'est pas applicable pour le cas de cet ouvrage, alors nous devons faire une analyse spectrale.

XI.2.2.2. L'analyse spectre de réponse :

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul « **CSI BRIDGE** ». On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements et leurs rigidités.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

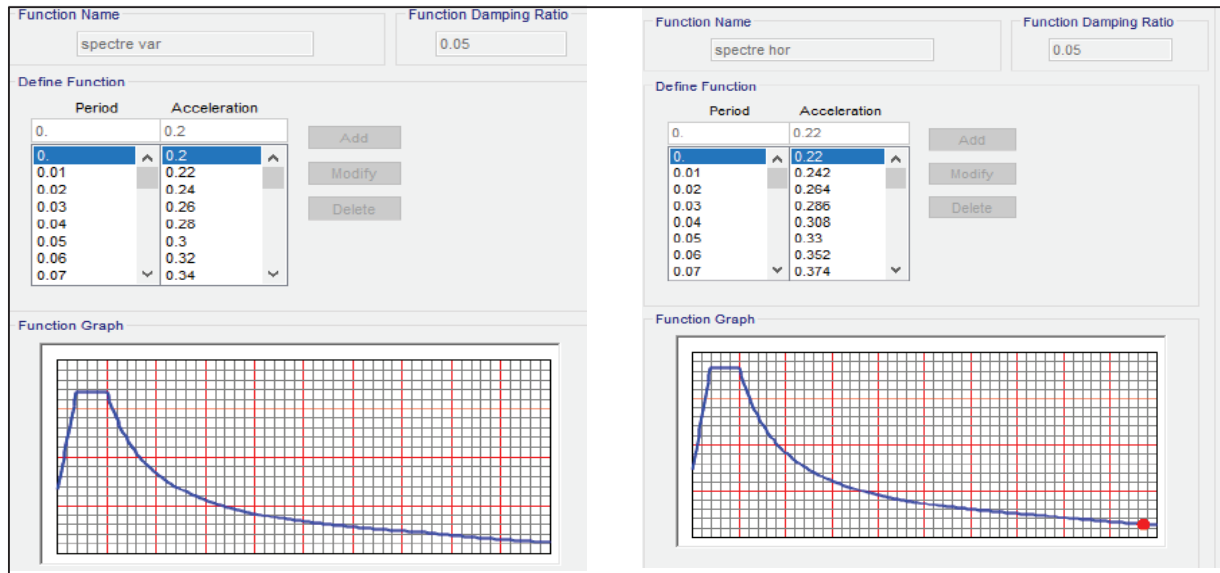


Figure XI.2 : les spectres de réponse vertical et horizontal.

Les résultats obtenus par logiciel sont représentés dans **l'annexe D** (Modes & périodes),

XI.2.3. Combinaison des efforts

Tableau XI.3. Combinaison des efforts.

Cas		Combinaisons	Cas		Combinaisons
ELS	C-1	$G + 1.2 A(l)2Vs + St + 0.6H_T + F_{flv}$	ELA _long	C-9	$G + Ex + 0.2A(l)2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}$
	C-2	$G + D240 + 0.6 H_T + H_{flv}$		C-10	$G + Ex + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}$
	C-3	$G + 1.2 Bc 2Vs + St + 0.6T + H_{flv}$		C-11	$G + Ex + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}$
	C-4	$G + Mc 120 + 0.6 H_T + H_{flv}$		C-12	$G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}$
ELU	C-5	$1.35G + 1.6A(l)2Vs + 1.6St + 0.9H_T + H_{flv}$	ELA _trans	C-13	$G + Ey + 0.2A(l)2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}$
	C-6	$1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + H_{flv}$		C-14	$G + Ey + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}$
	C-7	$1.35 G + 1.6 Bc Vs + 1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}$		C-15	$G + Ey + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 H_T + H_{flv}$
	C-8	$1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}$		C-16	$G + Ey + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}$

XI.2.4 : Etude de la pile 01 :

XI.2.4.1. Caractéristiques géométriques :

Tableau XI.3 : les caracteristiques geometriques de pile 01.

Largeur	m	4.00	
Longueur	m	5.21	
Hauteur	m	7.16	
Perimeter	m	18.42	
Aire	m ²	21.12	
Moment d'inertie	m ⁴	I _{xx}	47.14
	m ⁴	I _{yy}	27.28

XI.2.4.2. Les efforts sollicitant :

D’après les résultats obtenues par logiciel de calcul « CSI_Bridge », et après une analyse spectrale « 3D », nous avons trouvés les résultats suivantes :

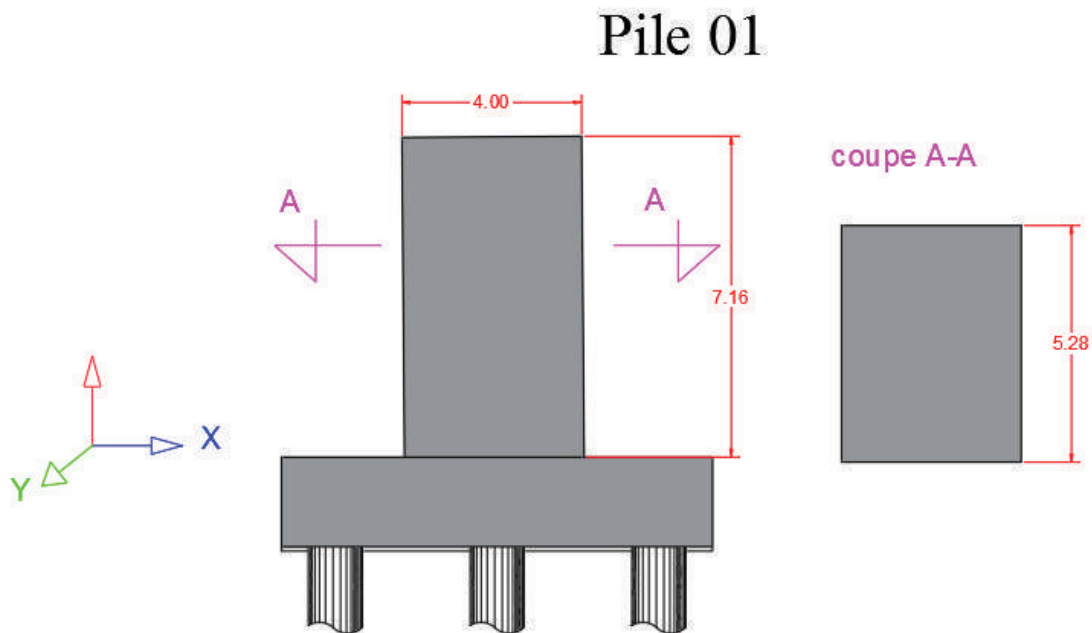


Figure XI.4 : Sollicitations agissants sur la pile 01

Tableau XI.4. sollicitaion agissant sur pile 01 en « MN »

	H	Fy	Mx
Max (MN)	56.11	2.9	20.5

XI.2.4.3 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicitée « Pile 1 » :

$$I_x=47.14 \text{ m}^2 ; I_y=27.28 \text{ m}^2 ; S=21.12 \text{ m}^2 ; h=7.16 \text{ m}$$

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

$$\lambda = l_f/i \leq 70$$

Avec

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times h = 14.32\text{m}$;

i : rayon de giration.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.13 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 12.67 < 70 .$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 1.49 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 9.61 < 70 .$$

Pas de risque de flambement autour les deux axes xx-yy.

XI.2.4.4. Ferrailage de la pile :

➤ Phase de service :

❖ Longitudinalement :

La section de la pile est sollicitée par « effort horizontal – vertical – moment », le dimensionnement de ferrailage se fait à ELS et à l'aide d'un logiciel de calcul « EXPERT 2010 », nous avons trouvés les résultats suivantes :

$$As_1=211.2 \text{ cm}^2 ; As_2=211.2 \text{ cm}^2 ; As_{\min}=422.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour ; **2*27HA32** avec : $As=217.15*2(\text{cm}^2)$. (Espacement <25cm, donc e=4cm)
 ***voir l'annexe D pour plus de détail de calcul.

➤ Phase de réalisation :

Cette consiste à déterminer le ferrailage nécessaire pour reprendre les charges qui sollicitent pile pendant la réalisation « phase de fléau ». D'après les résultats obtenus dans **le chapitre VI**, nous avons trouvés les résultats les plus défavorables suivantes :

Tableau XI.5 :les réactions d'appuis de fleau « phase de réalisation »

COMB	N	FY	FX	MZ	MY	MX
A1	32381.282	0	0	0	-33875.8691	-24790.0399
A2	27208.407	0	0	0	-31404.9906	-21646.2891
B1	28703.468	0	0	0	-172788.089	-17605.1602
B2	23530.593	0	0	0	-170317.211	-14461.4094

$$A_{s1} = 741.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 47 * 2 \text{ HA}32.$$

$$A_{s2} = 28.5 \text{ cm}^2.$$

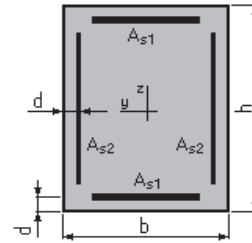
**les résultats sont obtenus par « EXPERT2010 ».

**le calcul détaillé est représenté dans l'annexe D.

La section d'armature finale est formée par :

- Dans le sens x : 2*27HA32. (e=15 cm)
- Dans le sens y : 2*47HA32. (e=10cm)

**le repère est représenté dans la figure XI.4



➤ **Armature transversale :**
 ❖ **Espacement des armatures**

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min (24\Phi_t ; 8 \Phi_l ; 0,25 d)$$

Avec :

d : hauteur utile

Φ_t : diamètre des armatures transversales. **Φ**

l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc : $St = \min (24 * 1.4 ; 8 * 3.2 ; 0,25 * 0.9 * 4) = 25 \text{ cm}.$

❖ **Section minimale des armatures transversales**

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

$$A_t > \frac{A_l * f_{el}}{16 * f_{et}} * \frac{St}{100}$$

Avec:

A_t : la section d'armature transversale.

A_l : section d'armature longitudinale

f_{el} : limite d'élasticité d'acier = 500MPa .

St : espacement transversale.

$$A_t > \frac{422.4 * 500}{16 * 500} * \frac{25}{100} = 6.4 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \text{On opte pour: } \underline{\underline{6\text{HA}12.}}$$

XI.2.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = P_{\text{horizontal}} (\text{ELU}) = 2.9 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2.9}{5.28 * 0.9 * 4} = 0.159 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u' = \inf\{4 \text{ MPa}; 0.1 f_{c28}\} = 3.5 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u' \geq \tau_u \rightarrow \text{vérifiée}$$

On opte pour des cadres horizontales de **HA12** .

XI.2.5 : Etude de la pile 02 :

XI.2.5.1. Caractéristiques géométriques :

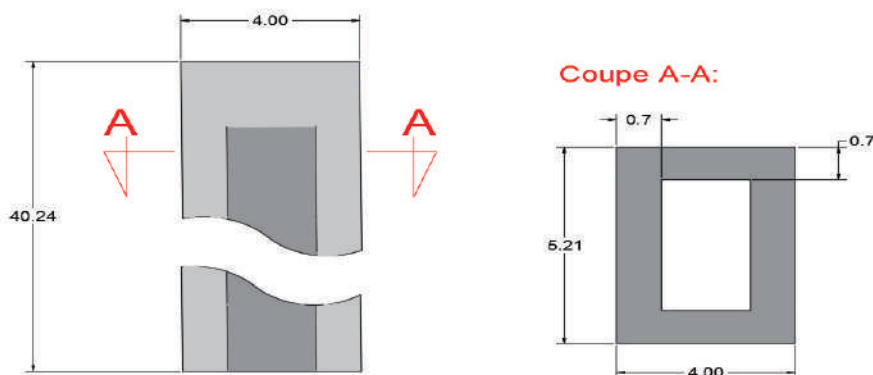


Figure XI.5 : coupe longitudinale et transversale de la pile 02.

Tableau XI.6 : les caracteristiques geometriques de pile 02.

Largeur	m	4.00	
Longueur	m	5.28	
Hauteur	m	40.24	
Perimeter	m	31.52	
Aire	m ²	11.03	
Moment d'inertie	m ⁴	I _{xx}	36.41
	m ⁴	I _{yy}	22.46

XI.2.5.2. Les efforts sollicitant :

**les résultats des charges et les combinaisons sont représentées dans l'annexe D.

Tableau XI.7 : les reactions de la pile 02.

	H	Fy	My	Fx	Mx
Effort_Max (MN)	59.66	4.022	152.33	7.87	139.41

XI.2.5.3 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité « Pile 2 » :

$$I_x=36.41 \text{ m}^4 ; I_y=22.46 \text{ m}^4 ; S=11.03 \text{ m}^3 ; h=40.26 \text{ m}$$

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

$$\lambda = l_f/i \leq 70 ; l_f = 0.5 \times h = 20.13 \text{ m} ;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.13 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 11.18 < 70 .$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 1.49 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 14.47 < 70 .$$

Pas de risque de flambement autour les deux axes xx-yy.

XI.2.5.4. Ferrailage de la pile :

❖ **Phase de service :**

la flexion composée ne pose aucune problème de représentation (interaction mr-nr). la flexion oblique, par contre , nécessiterait en principe un mode de représentation a 3 dimensions.

Principe de travail :

La représentation d'efforts relatifs et sans dimensions (n,mx,my) équivaut a la transformation de la section réelle de dimension B*H en une section extérieurement carré (1*1). lors transformation , la partie creuse peut demeurer rectangulaire devenir également carrée.

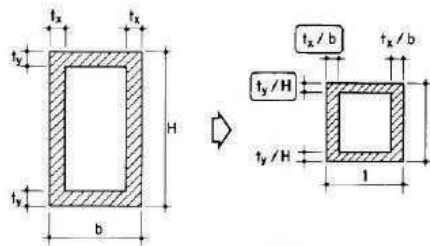


Figure XI.6 : la transformation géométrique.

Orientation de la section :

Condition d'orientation : $t_y/H < t_x/b$.

$0.7/4 = 0.175. \Rightarrow 0.1325 < 0.175$

vérifiée.

$0.7/5.28 = 0.1325.$

$$n = \frac{N}{bHfc28} ; mx = \frac{Mx}{bH^2fc28} ; my = \frac{My}{b^2Hfc28} ; \eta = \frac{my}{mx}$$

Tel que :

- **n** : efforts intérieur relatifs = 0.0807.
- **mx** : efforts intérieur relatifs = 0.0345.
- **my** : efforts intérieur relatifs = 0.0515.
- **η** = 1.4892.

le rapport **η** donné peut être encadré par une borne supérieure **ηs**, et une borne inférieure **ηi**,

Tel que : $\eta_i < \eta < \eta_s / 1.0 < 1.48 < 2.0.$

La méthode consiste a remplacer la sollicitation donnée **my = ηmx** par la sollicitation

myi = ηi*mx, et **mys = ηs*mx** afin de pouvoir entrer dans les abaques données pour déterminer une limite inférieure **ωi** et **ωs** pour la grandeur **ω** chercher :

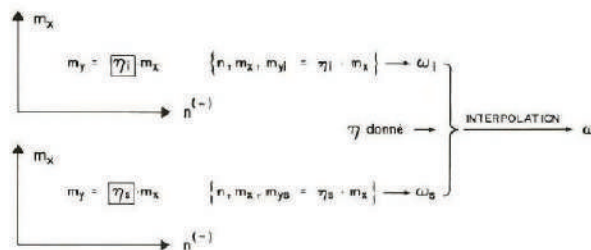


Figure XI.7 : diagramme de l'interpolation.

Pour réaliser l'interpolation, on inverse les rapports et l'on interprète les abaques.

On trouve les degrés mécaniques d'armatures suivantes :

$$\omega_s = 0.14 : \omega_i = 0.06 \Rightarrow \omega = 0.08; (\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} (\eta - \eta_i))$$

Donc : $F_a \text{ tot} = \frac{\omega \cdot H \cdot b \cdot f_{c28}}{f_s} = 0.1292 \text{ m}^2$.

- As (coté b) : $0.2 \cdot F_a = 258.53 \text{ cm}^2$. **40HA32.#53HA25.**
 - As (coté H) : $0.3 \cdot F_a = 387.81 \text{ cm}^2$. **60HA 32.#80HA25.**
- **Armature transversale :**

❖ **Espacement des armatures**

L'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min (24\Phi_t ; 8 \Phi_l ; 0,25 d)$$

Donc : $St = \min (24 \cdot 1.2 ; 8 \cdot 3.2 ; 0,25 \cdot 0.9 \cdot 4) = 25 \text{ cm}$.

❖ **Section minimale des armatures transversales**

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

$$A_t > \frac{A_l \cdot f_{el}}{16 \cdot f_{et}} * \frac{St}{100}$$

St : espacement transversale.

$A_t > \frac{A_l \cdot 500}{16 \cdot 500} * \frac{25}{100} = (,5.08) \text{ cm}^2/\text{ml}$. => On opte pour : **7HA12 /ml.(e=15cm)** « coté de b »

XI.2.5.5. Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = P_{\text{horizontal}} \text{ (ELU)} = 2.9 \text{ MN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{7.87}{5.28 \cdot 0.9 \cdot 4} = 0.49 \text{ MPa}$$

$\tau_u' = \inf\{4 \text{ MPa}; 0.1 f_{c28}\} = 3.5 \text{ MPa}$. (Fissuration préjudiciable).

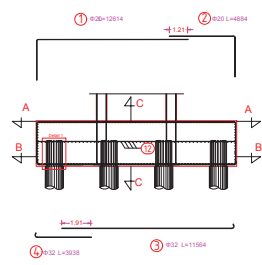
$\tau_u' \geq \tau_u \rightarrow$ vérifiée

On opte pour des cadres horizontales de **HA12** .

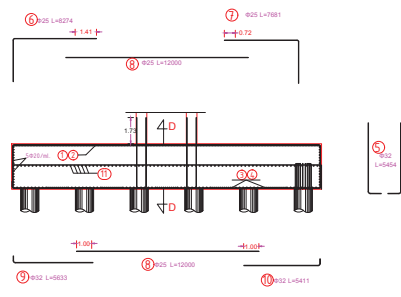
***** Voir PLANCHES N «C-P1-P1/F-P1-2/F-SPI/F-SP2 » pour les plans de ferrillages et coffrages de la pile 01 & pile 02.**

Ferrailage de la pile 02

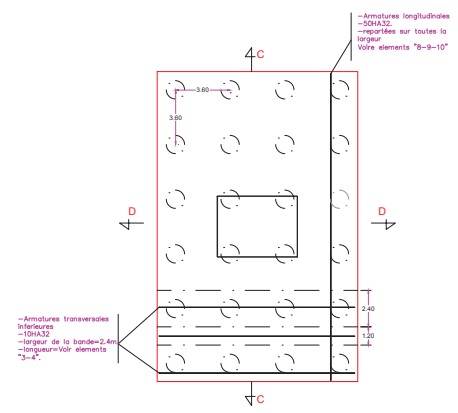
coupe D-D:



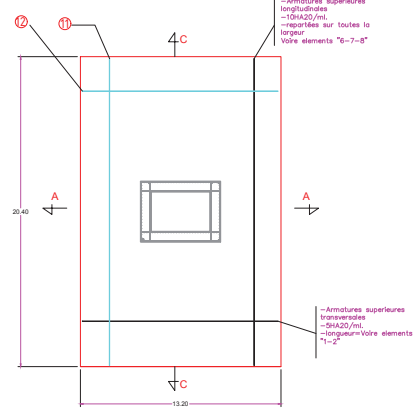
coupe C-C:



coupe B-B:



coupe A-A:

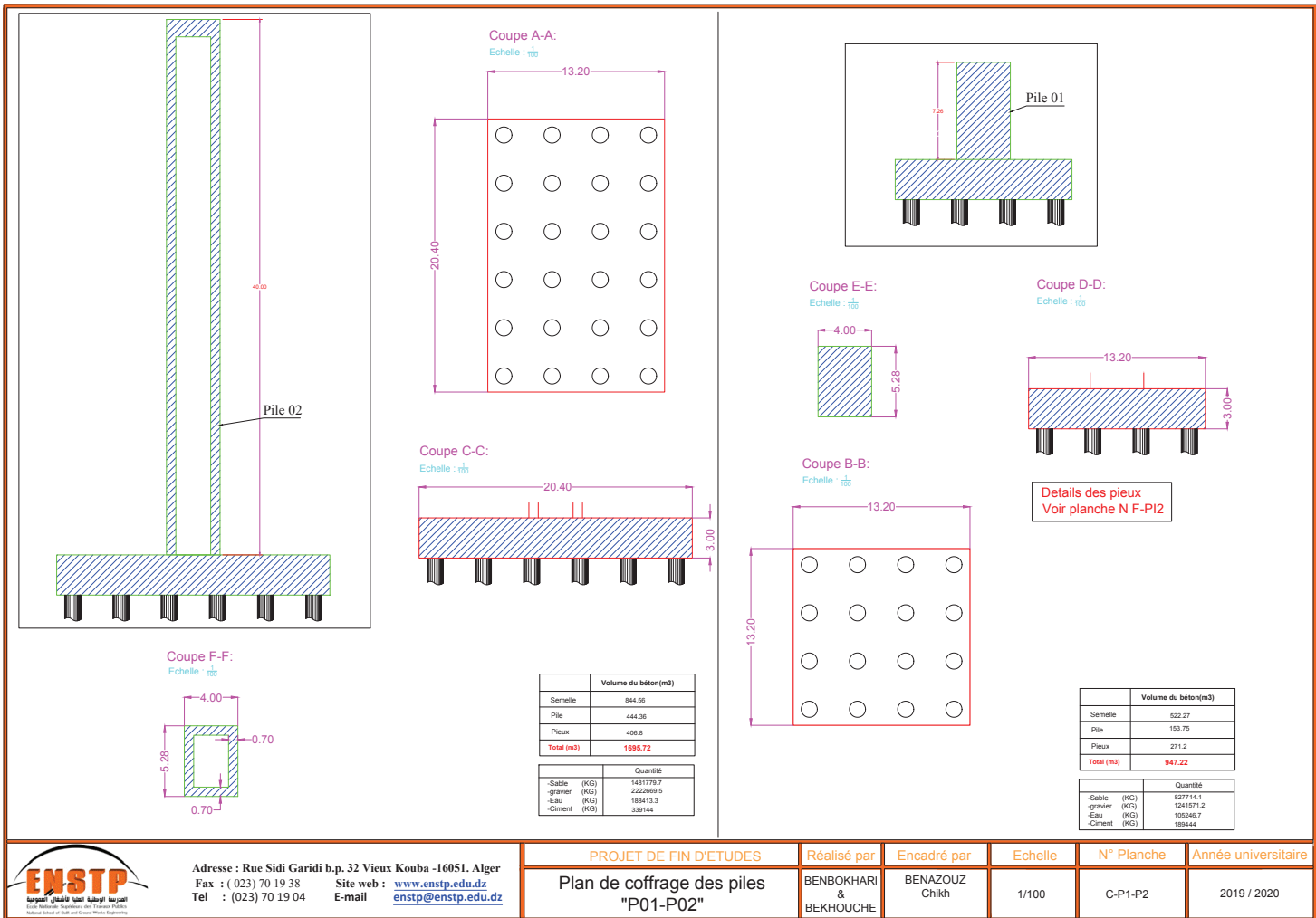


Mark	Ø (mm)	Shape (mm)	Length (mm)	QTY
1	Ø20		12614	200
2	Ø20		7630	200
3	Ø32		17564	60
4	Ø32		3938	60
5	Ø32		5454	280
6	Ø25		8274	50
7	Ø25		7681	50
8	Ø25		12000	50
9	Ø32		5633	50
10	Ø32		5411	50
11-a	Ø20		11300	12
11-b	Ø20		11300	12
12-a	Ø20		6800	8
12-b	Ø20		6800	8



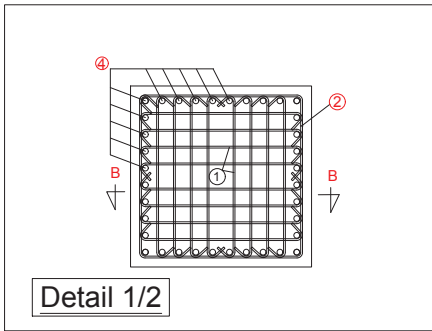
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Plan de ferrailage de la semelle "pile02"	BENBOKHARI & BEKHOUCHE	BENAZOUZ Chikh	1/1000	F-SP2	2019 / 2020



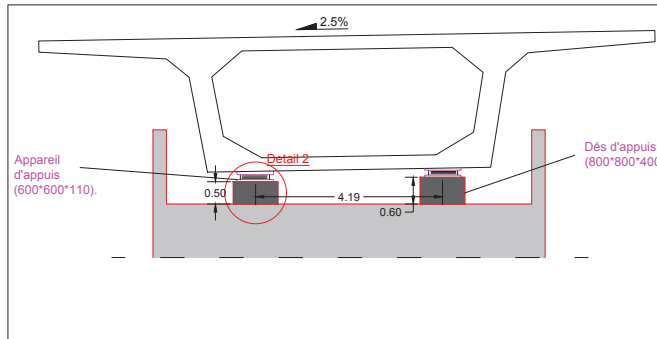
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Plan de coffrage des piles "P01-P02"	BENBOKHARI & BEKHOUCHE	BENAZOUZ Chikh	1/100	C-P1-P2	2019 / 2020

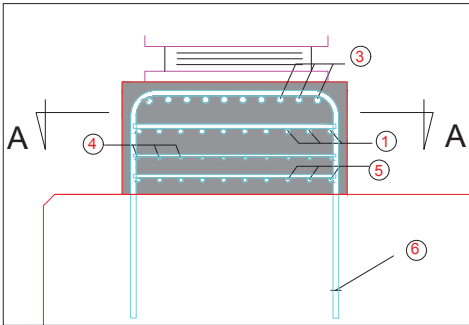


Detail 1/2

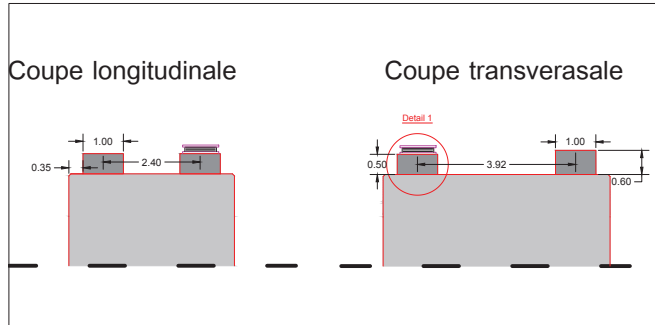
COUPE A-A



Cas d'une culée



COUPE B-B



Cas d'un pile

N	Φ [mm]	Forme [mm]	Length [mm]
①	Φ14		1079
②	Φ10		3745
③	Φ20		1079
④	Φ12		1079
⑤	Φ14		1079
⑥	Φ20		4314

-Acier HA500.
 -Plan de ferrailage est valable pour la culée 01/02.
 - $f_{c28} = 35\text{MPa}$.



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et etude du Viaduc V12 "Penetrante de Tizi Ouzou"

Plan de ferrailage des Dés d'appuis "C 01-C02 - P01"

Réalisés par

BENBOKHARI & BEKHOUCHE

Encadré par

Mr.BENAZOUZ Chikh

Echelle

1:100

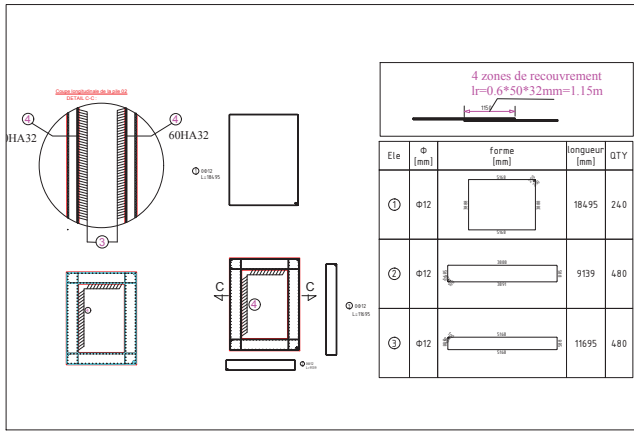
N° Planche

IX.1

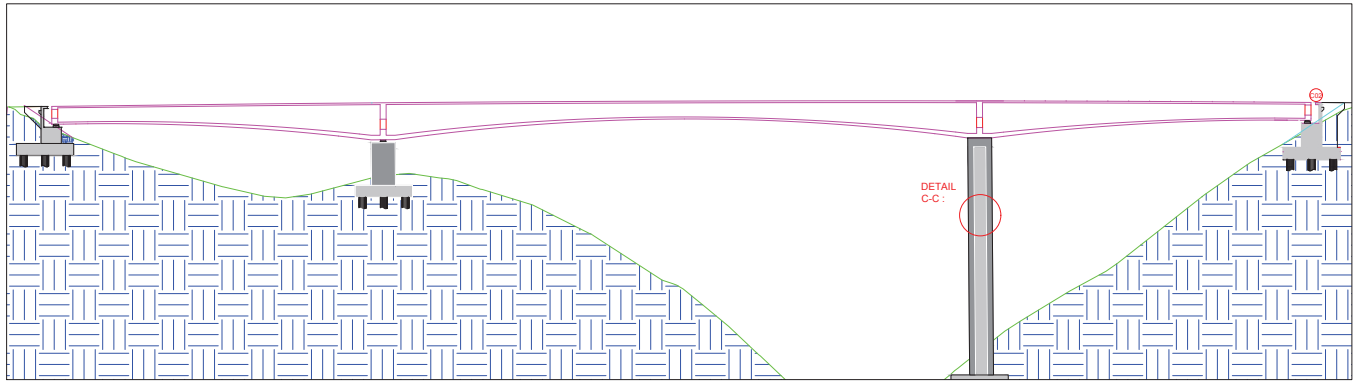
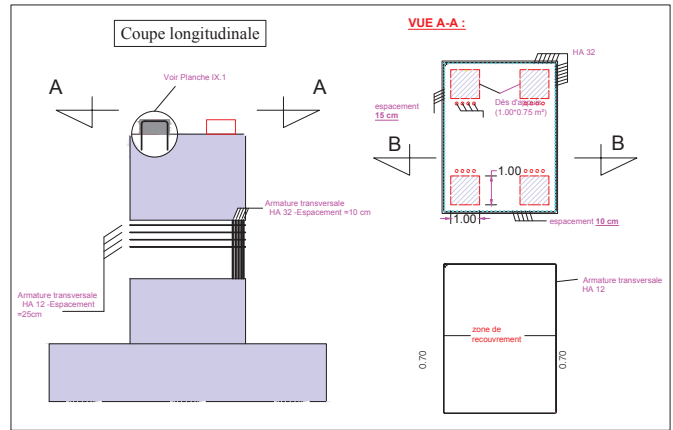
Année universitaire

2019/2020

FERRAILLAGE DE LA PILE 02



FERRAILLAGE DE LA PILE 01



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Plan de ferrailage de la pile 01&02

Réalisé par

BENBOKHARI & BEKHOUCHE

Encadré par

BENAZOUZ Chikh

Echelle

1/100

N° Planche

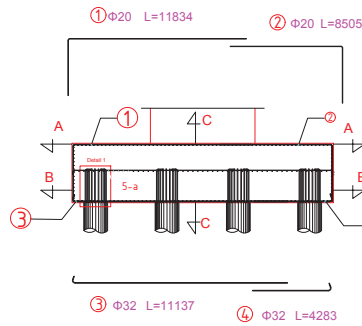
F-P1-2

Année universitaire

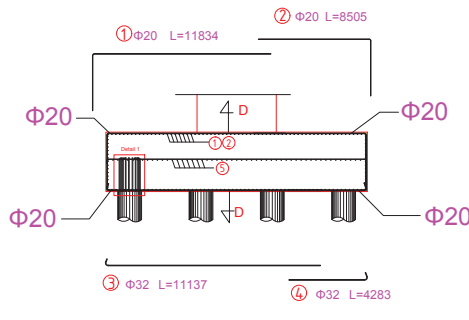
2019 / 2020

FERRAILLAGE DE LA PILE 01

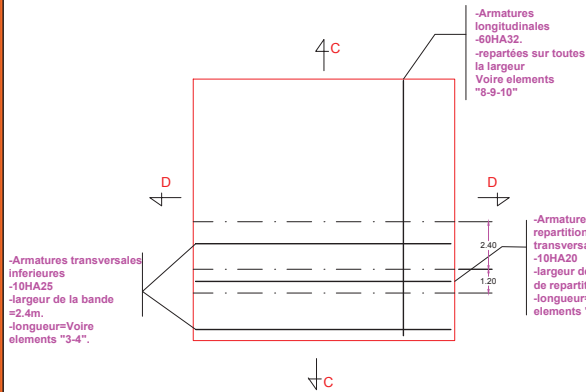
coupe D-D



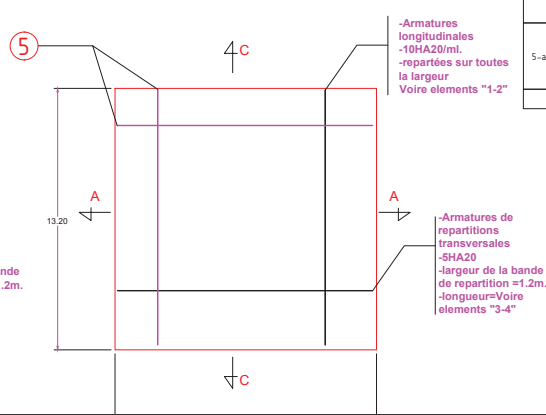
coupe C-C



coupe B-B:



coupe A-A:



Mark	Ø (mm)	Shape (mm)	Length (mm)	QTY
①	Φ20		11834	65
②	Φ20		8505	65
③	Φ32		11137	65
④	Φ32		4283	65
⑤	Φ20		6800	8
5-a	Φ20		6800	8
Total mass = 0 kg				



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Plan de ferrailage de la semelle "pile01"	BENBOKHARI & BEKHOUCHE	BENAZOUZ Chikh	1/100	F-SP1	2019 / 2020

XI.3 : Etude de la culée :

Introduction :

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.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du passage d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

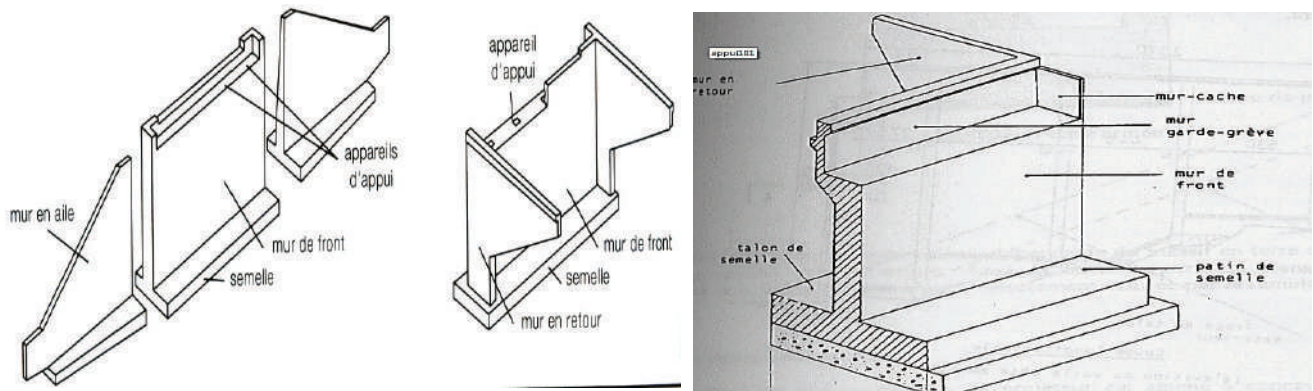


Figure XI.9 : La culée remblayée.

XI.3.2 Pré dimensionnement de la culée

Tableau XI.13. Les dimensions des éléments de la culée.

	Role	C01	C02
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	Longueur : 13.8m Epaisseur : 3.55 m Hauteur : 4.05 m	Longueur : 13.8m Epaisseur : 3.55 m Hauteur : 4.05 m
Mur de garde grève	Séparation physiquement le remblai de l'ouvrage	Longueur : 13.2 m Epaisseur : 0.6 m Hauteur : 3.83 m	Longueur : 13.2 m Epaisseur : 0.6 m Hauteur : 3.83 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	Surface : 22.46 m ² Epaisseur : 0.5 m	Surface : 22.46 m ² Epaisseur : 0.5 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide	Longueur : 5.0 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 12.7 m	Longueur : 5.0 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 12.7 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	Longueur : 9.6 m Epaisseur : 2.5 m Largeur : 16.8 m	Longueur : 9.6 m Epaisseur : 2.5 m Largeur : 16.8 m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapeze	Voir Planché N C-C1	Voir Planché N C-C2
Mur cache	Protection des appareils d'appuis	Voir Planché N C-C1	Voir Planché N C-C2

XI.3.3. Efforts dus à la culée

❖ Calcul du coefficient de poussée

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :

$$k_h = 0.2 \quad ; \quad k_v = 0.3 \quad \times \quad k_h = 0.06$$

- k_h : Coefficient sismique horizontal ;
- k_v : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_{ad} \times H^2 \dots \dots \dots (IX.5)$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]}$$

Avec:

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres ;

φ = 36° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

β = 0° : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg \left(\frac{k_H}{1 \pm k_V} \right).$$

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI.14. Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Action du séisme	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,333
séisme «horizontal ; 1+ k_V »	0.2	0.06	10.68	0.449
séisme «horizontal ; 1- k_V »	0.2	-0.06	12.01	0.457

Tableau XI.15. Evaluations des efforts du mur frontale.

		Efforts verticaux Fv (KN)	Efforts horizontaux FH (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Mur garde grève		828.3	/	/	5.34	4423.122	/
Mur frontal		4960.23	/	/	3.8	18848.87	/
Mur en retour		561.5	/	/	7.85	4407.775	/
Dalle de transition		476.25	/	/	8.17	3890.963	/
Poids de terre		421.37	/	/	7.11	2995.941	/
Surcharge		250	/	/	7.9	2225	/
Poussée des terres	CN	/	497.4243178	3.19	/	/	1588.442
	CS	/	742.4020598	3.19	/	/	2370.737
	CS	/	682.651391	3.19	/	/	2179.933
Poussée des surcharges	CN	/	16.65	5.19	/	/	86.4135
	CS	/	24.5	5.19	/	/	127.155
	CS	/	22.85	5.19	/	/	118.5915
Dés d'appuis		29			3.08	89.32	
Corbeau		82.15			5.79	475.6485	557.7985
COMB		8926.4	536.31	7.05	3.08	27493.31	40200.7
semelle		600			4.54	2724	
Somme	CN	16935.2	1050.384318			67323.95	42551.67
	CS	16935.2	1303.21206			67323.95	43256.39
	CS	16935.2	1241.811391			67323.95	43057.02

XI.3.4. Vérification de la stabilité de la culée :

Pour la vérification de la stabilité de la culée on a calculé tous les efforts agissant sur celle-ci (Tableau X.15).

Deux conditions nécessaires sont à vérifier :

- Stabilité au renversement :
 - $M_s/M_r \geq 1,50$ Condition normale.
 - $M_s/M_r \geq 1,00$ Condition sismique.
- Stabilité au glissement :
 - $V/H * \text{tg}(\varphi) \geq 1,50$ Condition normale.
 - $V/H * \text{tg}(\varphi) \geq 1,00$ Condition sismique.

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée tout en vérifiant les deux conditions précédentes :

Tableau XI.16 : Résultats du calcul a vide.

condition	Efforts verticaux F_v (KN)	Efforts horizontaux F_H (KN)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	$V/H * \gamma \text{tg}(\varphi)$	Verification
CN	12283.37	1007.33	68386.34	5152.323	13.27292	8.77	verifier
CS	12283.37	1260.16	68386.34	5975.36	11.44472	5.89	verifier
CS	12283.37	1198.76	68386.34	5775.992	11.83976	6.39	verifier

XI.3.5. Ferrailage des éléments de la culée

XI.3.5.1. Ferrailage du mur garde grève

- Evaluation des efforts
 - Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

- H : hauteur des remblais, $H = 3.19\text{m}$;
- K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0.33$;
- L : longueur des remblais, $L = 1\text{m}$.

➔ $M_{P-ELS} = 154.41 \text{ KN.m/ml}$.

➔ $M_{P-ELU} = 208.466 \text{ KN.m/ml}$.

- Moment due à la force de freinage M_{fBc} :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 \mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \text{ Avec}$$

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'E.L.U et $\mu = 1.2$ à l'E.L.S ;
 $P = 60 \text{ KN}$.

➔ $M_{f-ELS} = 69.72 \text{ KN.m/ml}$.

➔ $M_{f-ELU} = 92.97 \text{ KN.m/ml}$.

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Chapitre XI : Infrastructure.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma \dots \dots \dots (IX.8)$$

Avec

- γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;
- B_c : coefficient de pondération du système B_c ;
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
- h : hauteur de mur garde grève.

→ $M_{P-ELS} = 5.169 \text{ KN.m/ml.}$

→ $M_{P-ELU} = 6.899 \text{ KN.m/ml.}$

➤ **Combinaison d'actions sur le MGG**

→ $M_{ELS} = M_P + 1.2M_Q = 229.3 \text{ KN.m/ml.}$

→ $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 308.34 \text{ KN.m/ml.}$

❖ **Ferraillage de mur garde-grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (Voir Annexe D).

- Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 13.2 \text{ cm}^2$, On prend **6HA20/ml**
- Armatures horizontales : $A_{st} = A_s/4$; Soit : **6HA12/ml** .
- Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **6HA12/ml** .
- $A_s \text{ min}$ = **6.5 cm²**.

❖ **Dalle de transition**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

❖ **Evaluation des efforts**

- Remblai : $G_R = \gamma_R \times 0,5 = 20 \times 0,5 = 10 \text{ KN/m.}$
- Poids propre de la dalle : $G = 0,3 \times 25 = 7.5 \text{ KN/m.}$
- Revêtement : $G_R = \gamma \times e = 24 \times 0.08 = 1.92 \text{ KN/m.}$
- Surcharges : $Q = 12.0 \text{ KN/m}$ (surcharges sur remblai).

Tableau XI.17. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G+1.6Q	192.55	113.54
ELS	G+1.2Q	143.187	79.75

➤ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (Voir Annexe D)

- Section d'acier : $A_s = 19.4 \text{ cm}^2$ On prend **7HA20/ml** (nappe inférieure)
- Armatures longitudinales : barres de **7HA12/ml** (nappe supérieure) ;
- Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **7HA12/ml** .

❖ Le mur Corbeau

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il se présente comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux.

➤ Evaluation des efforts

• Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

• Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{Dal-T}} = \frac{ql}{2} \quad \text{Avec : } q : \text{ charge due au poids de la dalle de transition.}$$

• Réaction due au poids du corbeau :

$$R_{\text{Cor}} = S \times \gamma \quad \text{Avec } V : \text{ volume du corbeau ;}$$

γ : densité du béton.

$$\rightarrow R_{\text{Cor}} = 0.18 \times 25 = 4.50 \text{ KN/ml}$$

• Combinaisons d'actions

$$M_{\text{ELU}} = 113.54 * 0.175 + 4.5 * 1.35 * 0.175 = 20.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ELS}} = 79.75 * 0.175 + 4.5 * 1 * 0.175 = 14.74 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage du corbeau

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Section d'acier : $A_{s \text{ min}} = 4.9 \text{ cm}^2$ On prend **6HA12/ml**.
- Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **4HA10/ml**.

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1 m.

❖ Le mur frontal

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

✓ **Forces verticales**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

✓ **Forces horizontales**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,2 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.
- Le résultat de les combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul (*voir Annexe*)).

Tableau XI.18. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

	ELU		ELS	
	Condition normale	C.sismique	Condition normale	C.sismique
M (KN.m)	3981.20	3461.95	2944.52	2558.88
V (KN)	2688.07	2688.07	1991.17	1991.17

➤ **Ferraillage mur frontal**

- Ferraillage vertical : $A_{s1} = 35.5 \text{ cm}^2$, $A_{s2} = 35.5 \text{ cm}^2$ On prend **8HA25/ml** .
- Ferraillage horizontal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : **8HA12/ml** .
- Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **8HA14/ml** .

❖ **Mur en retour**

➤ **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrier sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : $P_{\text{terres}} = 0.5 \times (0.333 \times 20 \times 7.24^2 \times 1) = 174.55 \text{ KN/ml}$;
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{sr} = 16.25 \text{ KN/m}^2$;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

➤ **Combinaisons des efforts**

E.L.S : $M_u = (M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,2 (M_{sr})$.

E.L.U : $M_u = 1,35(M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,6 (M_{sr})$.

Tableau XI.19. Résultats et ferraillage du mur en retour.

		Max ELU (KN)	Max ELS (KN)	As (cm ²)	Armatures
Sens verticale	coté remblais	256.7	232.2	10.1	6HA16
	coté extérieure	133.5	95.5	6.5	6HA16
Sens horizontal e	coté remblais	211.3	170.5	8.9	6HA16
	coté extérieure	80.1	66.7	6.5	6HA16

XI.3.5. ETUDE DE FONDATION

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profonde (pieux forés), de diamètre $\Phi=1,2$ m et de portance Q_{adm} . Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

- **Calcul la portance des pieux :**

Pour calculés les portances des pieux, nous avons utilisées deux (02) méthodes :

- **Méthode de TERZAGHI. (Voir l'ANNEXE D).**
- **Méthode de PRESSIONMETRE. (Voir l'ANNEXE D).**

Et nous avons obtenus les résultats suivants :

Tableau XI.20.la portance d'un pieu.

	C1	C2	P1	P2
Qf (KN)	5277.88	6031.86	6031.86	6031.86
Qp (KN)	6194.06	6930.06	15042.8	7372.61
Q_{adm} (KN)	4856.32	5475.95	9532.03	5696.92
profondeur (m)	14.00	16.00	16.00	18.00

- **Nombre des pieux : $n = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$**

Tel que : N_{max} : l'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle ».
 Q_{adm} : est la portance d'un pieu. « Voir tableau X.9 ».

Tableau XI.21. Nombre des pieux retenus.

	C1	C2	P1	P2
N_pieux	5	4	6	9
N_pieux retenus	14	14	14	20
Entraxe	3.6			

X.3.5.1 Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau XI.22. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

	P01	P02	C02
Longueur :	13.2	20.4	16.8
Largeur :	13.2	13.2	9.6
Epaisseur :	3	3	2.5

XI.3.5.2. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment

Tableau XI.23. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Etat	C02			P01			P02		
	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	11614.48	1572.84	4189.62	59949.2	168.18	1177.25	70727.7	2136.64	9936.73
ELS	8625.21	1203.66	3698.46	45471.15	126.306	884.14	55300.0	1561.61	6108.96
ELA	20520.82	3746.66	8533.43	45027.47	2927.492	20491.4	57233.5	5496.603	152334.9

XI.3.6 Ferrailage des pieux :

XI.3.6.1 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu

Si x_i et y_i sont les coordonnées d'un pieu, et si l'on a (n) pieux, la charge verticale supportée par ce pieu est donnée par :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

- x_i, y_i : coordonnées du pieu.
- x_j : distance du pieu j par rapport à l'axe Y.
- y_i : distance du pieu j par rapport à l'axe X.

Les résultats doivent vérifiés les conditions suivantes :

- $R_{max} < Q_{adm}$, la condition de non poinçonnement est vérifiée.
- $R_{min} > 0$, la condition de non soulèvement est vérifiée.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau XI.24.les efforts verticaux max & min

		P1	P2	C02	Condition	remarque
ELU	R_{max} (KN)	4348.61	3519.25	1878.635	$< Q_{adm}$	<u>Vérifié</u>
	R_{min} (KN)	4298.06	3415.99	725.9629	> 0	<u>Vérifié</u>
ELS	R_{max} (KN)	3437.43	2884.01	1600.71	$< Q_{adm}$	<u>Vérifié</u>
	R_{min} (KN)	3399.48	2765.58	605.3181	> 0	<u>Vérifié</u>
ELA	R_{max} (KN)	3764.97	4731.4	2478.076	$< Q_{adm}$	<u>Vérifié</u>
	R_{min} (KN)	2910.94	1079.32	955.6227	> 0	<u>Vérifié</u>
	Q_{adm}	9532.034	5696.924	4856.322		

XI.3.6.2 Calcul du moment maximal au niveau du pieu

La méthode de WARNER permet de calculer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points.

Le moment fléchissant en tête du pieu est donné par la formule suivante :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

M: moment en tête du pieu.

P: effort tranchant en tête du pieu.

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$X_{\theta M}$ $X_{\theta P}$: coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L.

Calcul de λ :

Il est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu * b}{4 * EI}}$$

Tel que :

C_u : module de réaction du sol égale.

b : diamètre du pieu égale à 1,2 m.

E : module d'élasticité du béton égale à 35981 MPa.

I : moment d'inertie de la section du pieu

Les résultats :

Le tableau suivant représente les résultats obtenus pour P1 & P2 & C02.

Tableau XI.25. Moment & effort tranchant appliqués sur seul pieu .

	P1	P2	C02
λ	0.272	0.262	0.272
$X_{\theta P}$	1.69	2.12	1.69
$X_{\theta M}$	1.26	1.24	1.26
P_{ELU} (KN)	10.51	89.02	10.51
P_{ELA} (KN)	182.96	229.02	182.96
M_{ELU} (KN.m)	51.83	580.9	51.83
M_{ELS} (KN.m)	902.24	1494.50	902.24

XI.3.6.3. Ferrailage longitudinal des pieux :

A l'aide de logiciel de calcul « EXPERT2010 », nous avons obtenus les résultats suivants :

- Pour la pile 01 : $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$ « section minimale » => 15HA32.
- Pour la pile 02 : $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$ « section minimale » => 15HA32.
- Pour la Culée 02 : $A_s = 22.5 \text{ cm}^2$ « section minimale » => 15HA32.

***pour le détail de calcul « voir Annexe D »

XI.3.6.4. Ferrailage transversal

Selon le fascicule 62 titre 2, pour des armatures longitudinales de diamètre =32 mm correspondent des armatures transversales de diamètre = 16 mm.

Donc on prendra des cercles de **HA16** avec un espacement **de 20 cm** dans la zone courante et **15cm** dans la zone de jonction.

XI.2.7. Ferrailage de la semelle

Le ferrailage est calculé selon le document technique (Appuis des tabliers) du SETRA

X.2.7.1. Section armatures inférieures transversales

$$A_{ti} = \frac{R_{max}}{\sigma_a} \times \left(\frac{1 - \frac{b}{4}}{d} \right)$$

R_{max} : réaction maximale du pieu.

σ_a : limite admissible de traction des armatures.

b : longueur de la pile

l : distance entraxe des pieux extrêmes

d : hauteur utile

Ces armatures sont placées dans des bandes axées sur les pieux de largeur L égale à $(D + d)$ tel que D : est le diamètre du pieu.

$$A'_{ti} = A_{ti}/3.$$

Entre les bandes, on placera des armatures de répartition dont la section est :

$$A_{ri} = A'_{ti}/3.$$

XI.2.7.2. Armatures longitudinales inférieures

Avec :

$$A_{li} = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}} \times d \times \left(\frac{1}{2} - \frac{l'}{2n_y} \right)$$

- l : distance entraxe des 2 pieux extrêmes en sens Y.
- l' : distance entre nus des 2 pieux extrêmes en sens Y.
- n_y : nombre de pieux dans le sens Y.

Tableau XI.26. Resultats du calculs .

		P01	P02	C02
Armature transversale inférieure	R_{max} (MN)	4.32	3.46	2.62
	σ_a	333.00	333.00	333.00
	l (m)	10.80	18.00	10.80
	d (m)	3.60	3.60	2.25
	A_{ti} (cm ²)	147.14	222.15	68.24
	L	4.80	4.80	3.45
	A_{ti}' (cm ²)	49.05	74.05	22.75
	A_{ri} (cm ²)	16.35	24.68	7.58
Armature longitudinale inférieure	l (m)	10.80	10.80	10.80
	l' (m)	9.60	9.60	9.60
	n_y	4.00	4.00	5.00
	A_{li} (cm ²)	453.95	364.09	291.05
Armature supérieure	A_{ts} (cm ² /ml)	4.90	7.40	2.27
	A_{ls} (cm ² /ml)	16.34	24.68	7.58
	A (cm ² /ml)	4.90	7.40	2.27

Armatures de construction

- Armatures transversales supérieures $A_{ts} = A'_{ti}/10.$
- Armatures longitudinales supérieures $A_{ls} = A'_{ti}/3.$
- Armatures latérales $A = A'_{ti}/10.$

Et on opte pour :

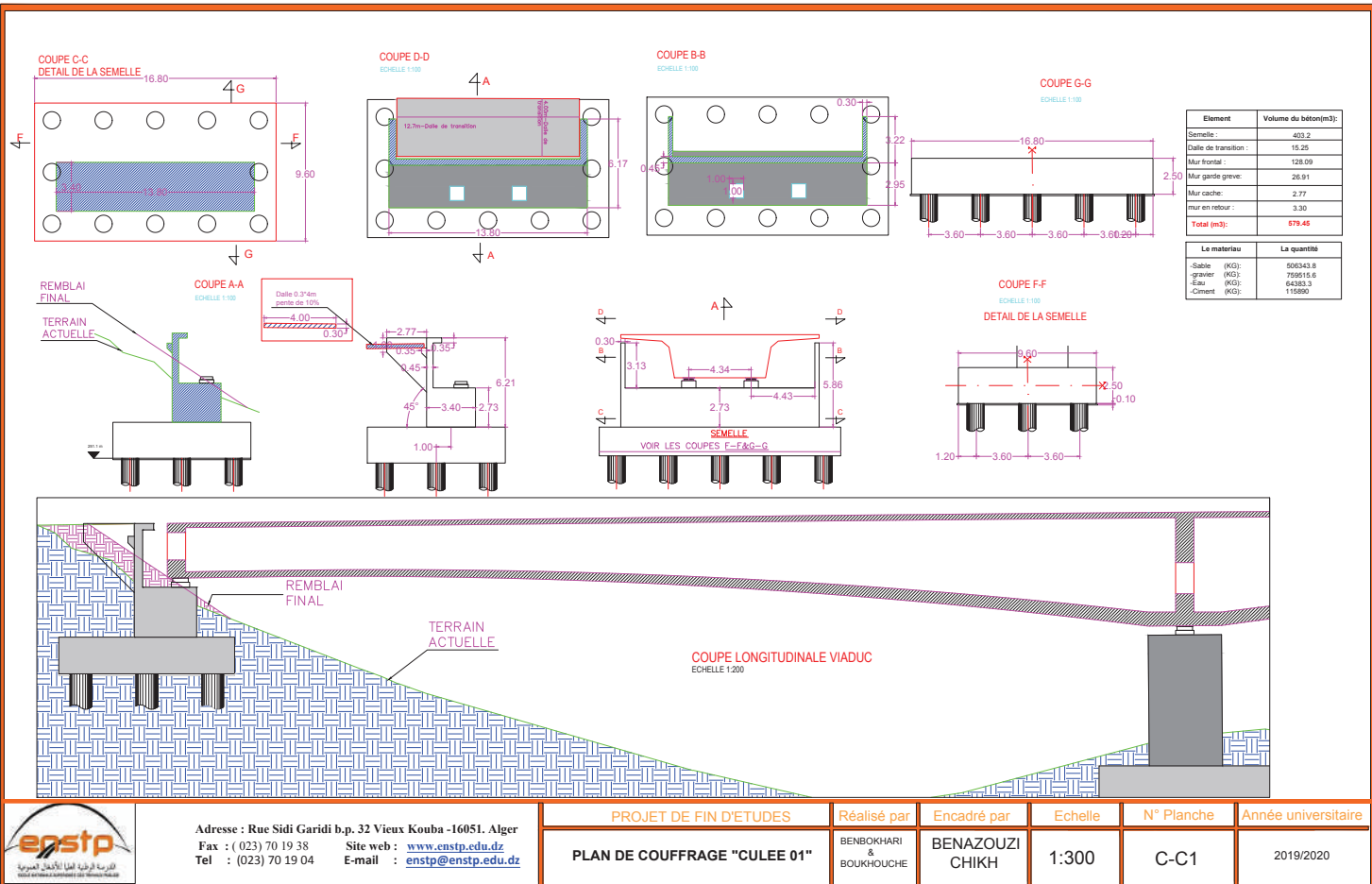
Tableau XI.27. Resultats du calculs .

	P01	P02	C02
Ati'	10HA25	10HA32	10HA32
Ari	10HA 20	10HA20	5HA20
Ali	60HA32	50HA32	40HA32
Ats	5HA20	5HA20	5HA20
Als	10HA20	10HA20	10HA20
A	5HA20	5HA20	5HA20

****voir les planches N «C-C1/C-C2/C2-1/C2-2/C2-3/C2/4 » pour plus de détails sur les coffrages et ferrillages.**

XI.4 : CONCLUSION

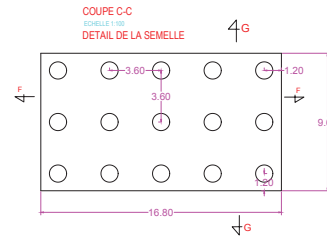
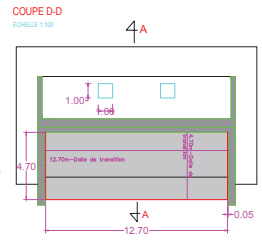
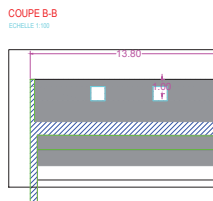
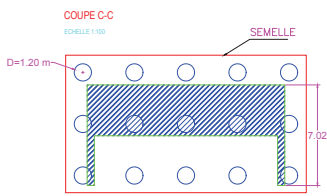
Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé. Pour notre cas.



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

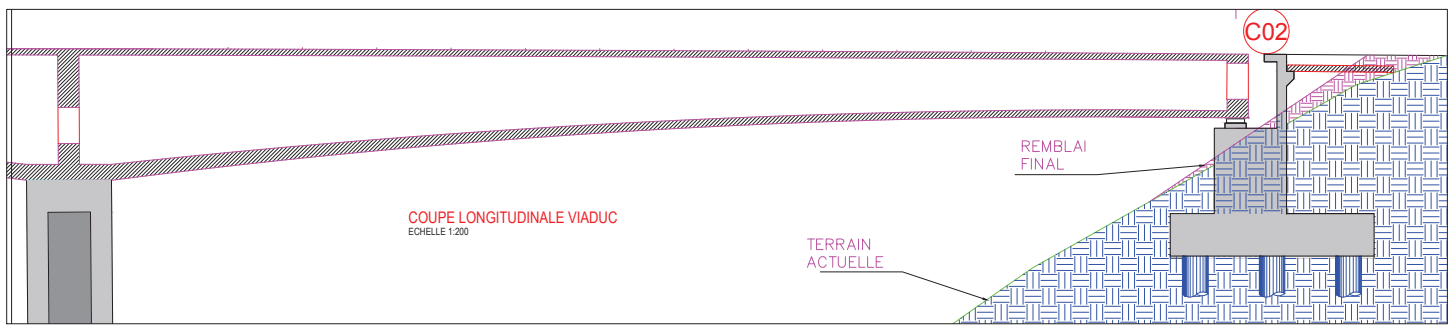
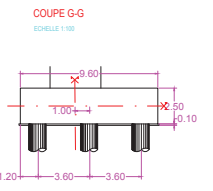
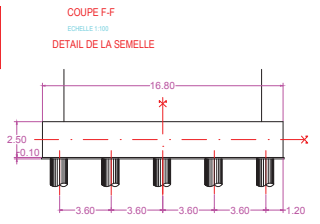
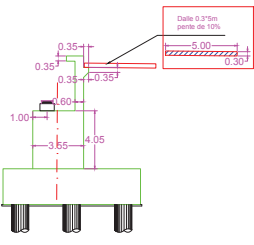
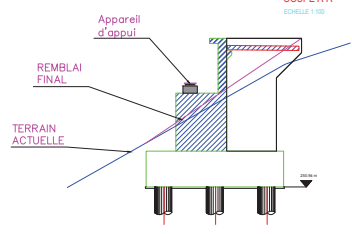
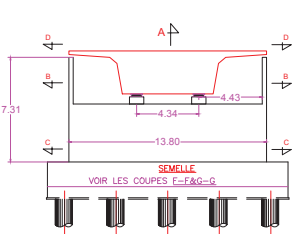
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par BENBOKHARI & BOUKHOUCHE	Encadré par BENAZOUZI CHIKH	Echelle 1:300	N° Planche C-C1	Année universitaire 2019/2020
------------------------	--	-----------------------------------	------------------	--------------------	----------------------------------

PLAN DE COUFRAGE "CULEE 01"



Element	Volume du béton(m3):
Semelle	493.2
dalle de transition	191.05
Mur frontal	198.41
Mur garde greve:	34.95
Mur cache	2.86
Mur en retour	30.65
Total (m3):	688.74

Le materiau	La quantité
Sable (KG)	601845.2
gravier (KG)	902787.8
Eau (KG)	78526.7
Ciment (KG)	137748



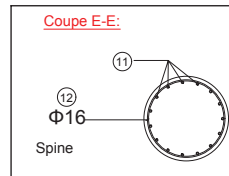
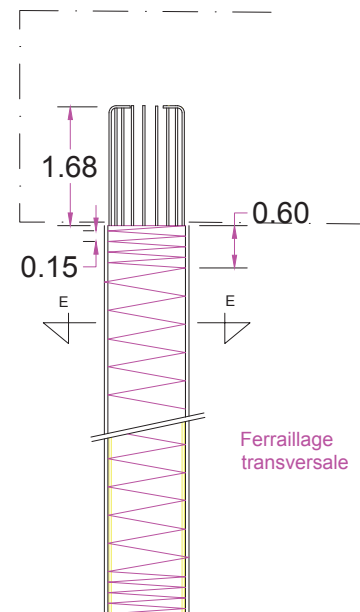
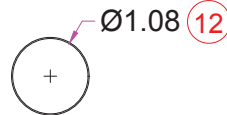
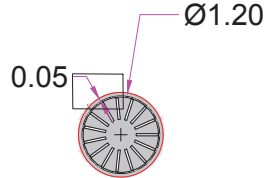
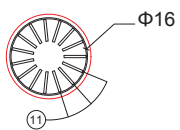
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
PLAN DE COFFRAGE "CULEE 02"	BENBOKHARI & BOUKHOUCHE	BENAZOUZI CHIKH	1:300	C-C2	2019/2020

Pieu -Pile 02

Valable seulement pour la pile 02

Detail 1:



Mark	Φ [mm]	Shape [mm]	Length [mm]	QTY
11	Φ32		12000	15
11-a	Φ32		9836	15
Poids total (kg)= 9836				



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Plan de ferrailage du pieu "pile02"

Réalisé par

BENBOKHARI & BEKHOUCHE

Encadré par

BENAZOUZ Chikh

Echelle

1/1000

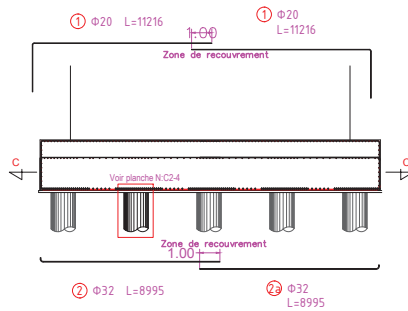
N° Planche

F-P12

Année universitaire

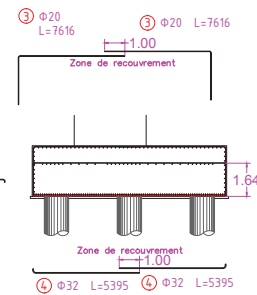
2019 /2020

COUPE F-F
Echelle 1:100
DETAIL DE LA SEMELLE

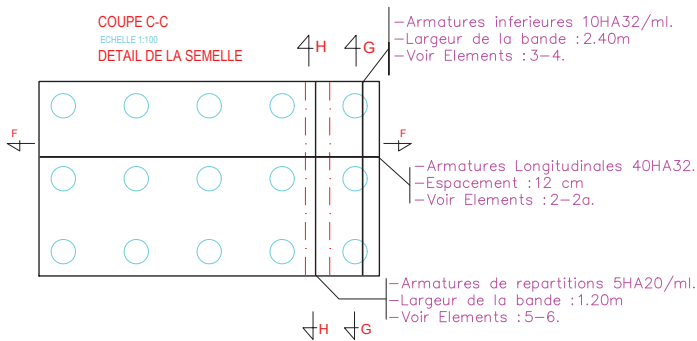


Armatures de constructions
 $l_r = 0.5m$.

COUPE G-G
Echelle 1:100

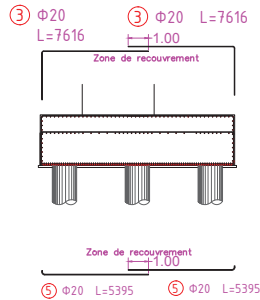


COUPE C-C
Echelle 1:100
DETAIL DE LA SEMELLE



COUPE H-H

Echelle 1:100



Mark	Φ [mm]	Shape [mm]	Length [mm]	QTY
1	Φ20		11216	51
2	Φ32		8995	51
3	Φ20		7616	150
4	Φ32		5395	115
5	Φ32		5395	20
6	Φ20		9711	
7	Φ20		8965	

Volum(m³) = 20.05 ; poids total (kg)=152413.3.

ACIER Utilisé : Fe500 HA.
ENROBAGE : 5cm."Milieu Agressif".
Longueur de recouvrement = 50*D.
Longueur de scellement = 0.5*lr.
Voir PLANCHE N: C2-1/C2-2.



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA
CULEE 02 " 3/4".

Réalisé par

BENBOKHARI
&
BOUKHOUCHE

Encadré par

BENAZOUZ
CHIKH

Echelle

1:100

N° Planche

C2-3

Année universitaire

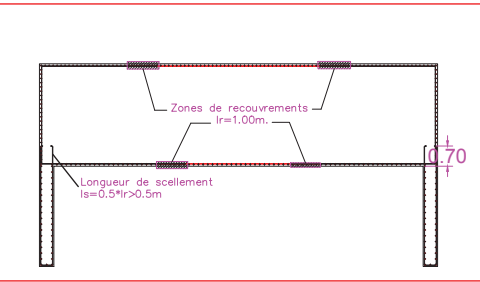
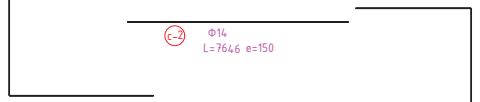
2019/2020

Part	Ø (mm)	Shape (mm)	Length (mm)	Qty
1	Φ12	[Diagram]	12362	24
2	Φ14	[Diagram]	7646	24
3	Φ14	[Diagram]	5647	24
4	Φ14	[Diagram]	8758	24

COUPE C-C

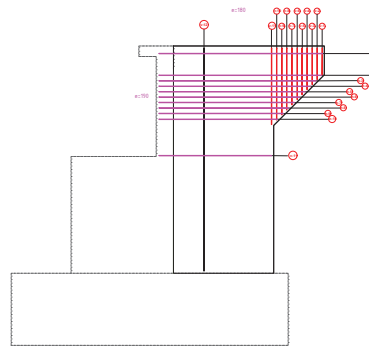
ECHELLE 1:100

①-1 ØΦ12 L=12362 e=150



④-1 ØΦ14 L=8758 e=200

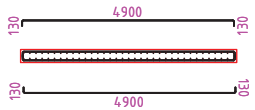
④-3 ØΦ14 L=5647 e=150



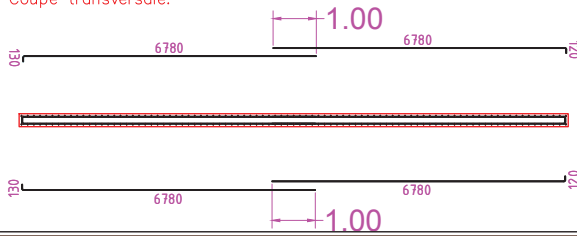
Part	Ø (mm)	Shape (mm)	Length (mm)	Qty	Part	Ø (mm)	Shape (mm)	Length (mm)	Qty
1-1	ØΦ8	[Diagram]	5382	2	1-1	ØΦ8	[Diagram]	5191	02
1-2	ØΦ8	[Diagram]	5573	2	1-2	ØΦ8	[Diagram]	5575	02
1-3	ØΦ8	[Diagram]	5713	2	1-3	ØΦ8	[Diagram]	5527	02
1-4	ØΦ8	[Diagram]	5376	2	1-4	ØΦ8	[Diagram]	5592	02
1-5	ØΦ8	[Diagram]	5575	2	1-5	ØΦ8	[Diagram]	5573	02
1-6	ØΦ8	[Diagram]	4441	2	1-6	ØΦ8	[Diagram]	5201	02
1-7	ØΦ8	[Diagram]	4728	2	1-7	ØΦ8	[Diagram]	5829	02
1-8	ØΦ8	[Diagram]	3883	2	1-8	ØΦ8	[Diagram]	5643	02
1-9	ØΦ8	[Diagram]	3676	2	1-9	ØΦ8	[Diagram]	5568	02
1-10	ØΦ8	[Diagram]	5203	2	1-10	ØΦ8	[Diagram]	5545	02
1-11	ØΦ8	[Diagram]	2328	2					
1-12	ØΦ8	[Diagram]	5870	2					
1-13	ØΦ8	[Diagram]	5870	2					

dalle de transition:

Coupe longitudinale:



Coupe transversale:



ACIER Utilisé : Fe500 HA.
ENROBAGE : 5cm."Milieu Agressif".
Longueur de recouvrement = 50*D.
Longueur de scellement = 0.5*lr.
Voir PLANCHE N:C2-1/C2-3.



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA CULEE 02 " 2/4".

Réalisé par

BENBOKHARI & BOUKHOUCHE

Encadré par

BENAZOUZ CHIKH

Echelle

1:300

N° Planche

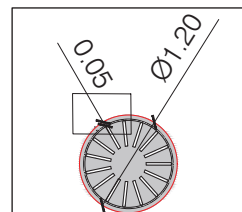
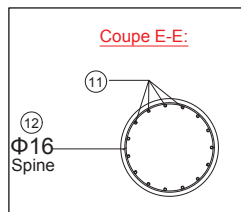
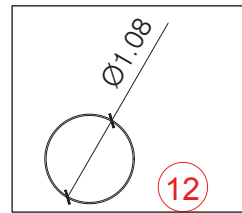
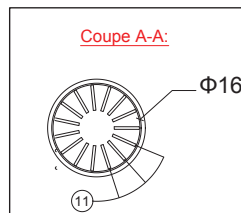
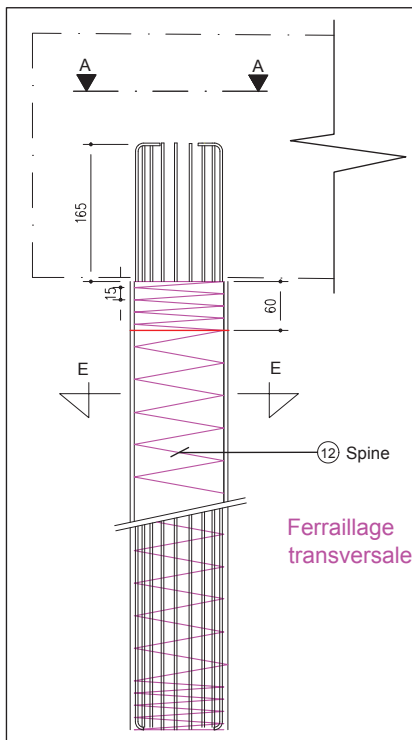
C2-2

Année universitaire

2019/2020

Plan de coffrage et ferrailage

!!CE PLAN EST VALABLE SEULEMENT POUR : Culée_01&02.



Mark	Φ [mm]	Shape [mm]	Length [mm]	QTY
11	Φ32		12000	15
11-a	Φ32		2472	15
1283*15=19234				

- Acier : HA500.
- Armatures transversales ont une forme spirale .
- L'enrobage : 5.00 cm.
- Profondeur du pieu : 16m.

Materiau	Unité	Quantité
-Sable		13824.1
-Gravier	KG	20736.1
-Eau		1757.8
-Ciment		3164
Volume total	m3	15.82

Nombre des pieux : 15 U.



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Plan de coffrage et ferrailage des pieux "Culée 01-02"

Réalisé par

BENBOKHARI & BOUKROUCHE

Encadré par

BENAZOUZ CHIKH

Echelle

1:300

N° Planche

C2-4

Année universitaire

2019/2020

ANNEXE A

Annexe C-1 : la variation d'épaisseur d'hourdis inf. et la hauteur des voussoirs

$H_p =$	6.2	m
$H_c =$	3	m
$l =$	47.5	m
$L_v =$	3.5	m

$E_p =$	0.75	m
$E_c =$	0.3	m
$l =$	47.5	m
$L_v =$	3.5	m

N° Vrs	x	H(x)
Vsp	0.00	6.20
vsp	2.00	5.94
V1	5.50	5.50
V2	9.00	5.10
V3	12.50	4.74
V4	16.00	4.41
V5	19.50	4.11
V6	23.00	3.85
V7	26.50	3.63
V8	30.00	3.43
V9	33.50	3.28
V10	37.00	3.16
V11	40.50	3.07
V12	44.00	3.02
V13	47.50	3.00

N° Vrs	x	E(x)
Vsp	0.00	0.75
vsp	2.00	0.71
V1	3.50	0.69
V2	7.00	0.63
V3	10.50	0.58
V4	14.00	0.54
V5	17.50	0.49
V6	21.00	0.46
V7	24.50	0.43
V8	28.00	0.40
V9	31.50	0.38
V10	35.00	0.36
V11	38.50	0.35
V12	42.00	0.34
V13	45.50	0.34

Annexe C-2 : le poids propre de chaque voussoir et leurs volumes.

$S_p =$	14.79	m
$S_c =$	9.91	m
$l =$	47.5	m
$L_v =$	3.5	m

$n_{vsp} =$	1	m
$n_{vscl} =$	2	m

N° Vrs	x	S(x)
Vsp	0	14.79
vsp	2	14.39
V1	5.5	13.73
V2	9	13.12
V3	12.5	12.56
V4	16	12.06
V5	19.5	11.61
V6	23	11.21
V7	26.5	10.86
V8	30	10.57
V9	33.5	10.33
V10	37	10.15
V11	40.5	10.02
V12	44	9.94
V13	47.5	9.91
Vscl	/	9.91

L(m)	V(m³)	P(kN)
2	29.58	739.50
2	28.78	719.39
3.5	48.04	1200.97
3.5	45.91	1147.64
3.5	43.96	1098.96
3.5	42.20	1054.91
3.5	40.62	1015.50
3.5	39.23	980.72
3.5	38.02	950.59
3.5	37.00	925.08
3.5	36.17	904.22
3.5	35.52	887.99
3.5	35.06	876.40
3.5	34.78	869.44
3.5	34.69	867.13
1	9.91	247.75

ANNEXE B

Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	30	2.78	0.540	2.66	85.54	14.79	464.321	2.96	6.25	0.42
FIN VSP	30	2.78	0.540	2.66	76.81	14.39	431.528	2.95	5.22	0.35
FIN V1	26	2.53	0.380	2.41	63.60	13.73	347.407	2.93	7.59	0.51
FIN V2	24	2.30	0.380	2.18	52.70	13.12	298.523	2.93	7.33	0.49
FIN V3	22	2.09	0.380	1.97	43.75	12.56	253.256	2.93	6.83	0.46
FIN V4	20	1.90	0.380	1.78	36.46	12.06	211.611	2.91	6.28	0.42
FIN V5	18	1.73	0.380	1.61	30.55	11.61	173.589	2.87	5.58	0.38
FIN V6	16	1.59	0.380	1.47	25.80	11.21	139.192	2.89	4.20	0.28
FIN V7	14	1.46	0.380	1.34	22.02	10.86	108.422	2.91	2.60	0.17
FIN V8	12	1.36	0.380	1.24	19.05	10.57	81.281	2.94	1.04	0.07
FIN V9	10	1.27	0.190	1.15	16.75	10.33	57.769	2.96	0.38	0.03
FIN V10	8	1.20	0.190	1.08	15.02	10.15	37.888	2.98	1.55	0.10
FIN V11	6	1.16	0.190	1.04	13.78	10.02	21.638	3.01	2.35	0.16
FIN V12	4	1.13	0.190	1.01	12.96	9.94	9.019	3.06	2.60	0.17
FIN V13	2	1.12	0.190	1.00	12.53	9.91	0.00349	3.13	2.10	0.14

Pertes Instantanées totales

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13
P.I	11.13	11.65	12.08	12.01	12.03	12.80	14.12	13.68	12.93	12.24	11.85	11.40	10.66	9.41	6.94

ANNEXE B

Pertes dues aux fluage

	N° cables	υ (m)	d (m)	e _{moy} (m)	l (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	30	2.78	0.54	2.66	85.54	14.79	464.321	2.97	28.20	1.90
FIN VSP	30	2.78	0.38	2.66	76.81	14.39	431.528	2.93	25.02	1.68
FIN V1	26	2.53	0.38	2.41	63.60	13.73	347.407	2.93	34.60	2.33
FIN V2	24	2.30	0.38	2.18	52.70	13.12	298.523	2.97	31.77	2.13
FIN V3	22	2.09	0.38	1.97	43.75	12.56	253.256	2.97	29.63	1.99
FIN V4	20	1.90	0.38	1.78	36.46	12.06	211.611	2.92	28.28	1.90
FIN V5	18	1.73	0.38	1.61	30.55	11.61	173.589	2.86	25.97	1.75
FIN V6	16	1.59	0.38	1.47	25.80	11.21	139.192	2.87	19.69	1.32
FIN V7	14	1.46	0.38	1.34	22.02	10.86	108.422	2.88	12.91	0.87
FIN V8	12	1.36	0.19	1.24	19.05	10.57	81.281	2.90	5.81	0.39
FIN V9	10	1.27	0.19	1.15	16.75	10.33	57.769	2.92	1.00	0.07
FIN V10	8	1.20	0.19	1.08	15.02	10.15	37.888	2.93	6.20	0.42
FIN V11	6	1.16	0.19	1.04	13.78	10.02	21.638	2.98	10.42	0.70
FIN V12	4	1.13	0.19	1.01	12.96	9.94	9.019	3.02	11.64	0.78
FIN V13	2	1.12	0.00	1.00	12.53	9.91	0.00349	2.96	8.91	0.60

ANNEXE B

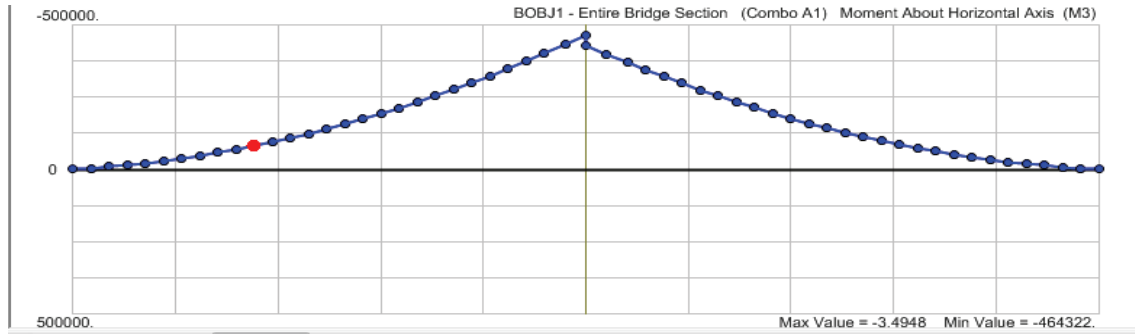
Pertes par relaxation

	N° cables	Seg pi	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	30	1321.42	0.710	0.43	55.59	3.74
FIN VSP	30	1302.70	0.700	0.43	52.83	3.55
FIN V1	26	1304.39	0.701	0.43	53.08	3.57
FIN V2	24	1321.07	0.710	0.43	55.53	3.73
FIN V3	22	1321.05	0.710	0.43	55.53	3.73
FIN V4	20	1299.32	0.699	0.43	52.34	3.52
FIN V5	18	1270.60	0.683	0.43	48.24	3.24
FIN V6	16	1277.15	0.687	0.43	49.17	3.30
FIN V7	14	1280.72	0.689	0.43	49.67	3.34
FIN V8	12	1289.35	0.693	0.43	50.90	3.42
FIN V9	10	1299.47	0.699	0.43	52.36	3.52
FIN V10	8	1300.21	0.699	0.43	52.47	3.53
FIN V11	6	1324.32	0.712	0.43	56.02	3.76
FIN V12	4	1343.52	0.722	0.43	58.91	3.96
FIN V13	2	1313.46	0.706	0.43	54.41	3.66

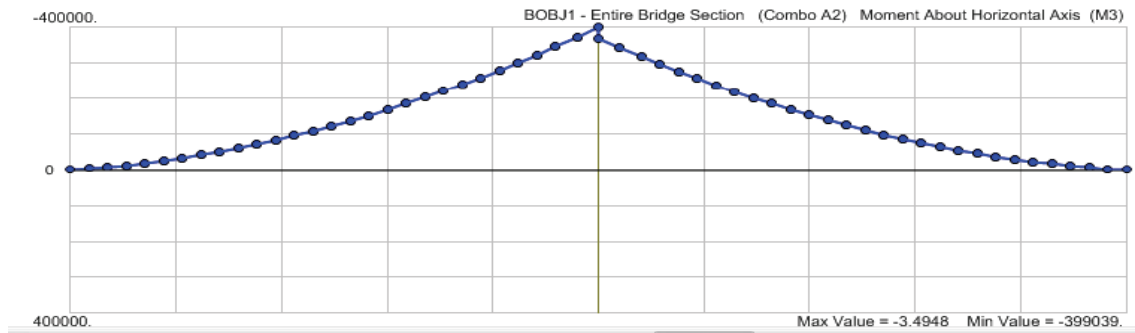
Resultat totale

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	
PERTES DIFFEREES	3.77	3.83	8.07	8.04	7.75	7.15	6.54	6.57	6.59	6.67	6.72	6.58	6.56	6.28	6.72	-
PERTES INSTANTANES	11.13	11.64	12.08	12.01	12.02	12.79	14.12	13.67	12.93	12.24	11.85	11.40	10.66	9.41	6.93	-
Total (%)	19.25	15.48	20.15	20.06	19.78	19.94	20.66	20.25	19.52	18.91	18.57	17.98	17.22	15.69	13.65	20.6

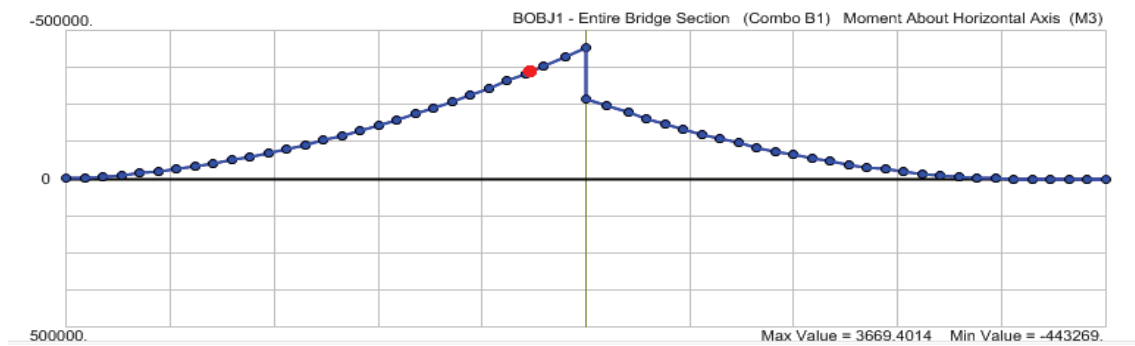
ANNEXE B



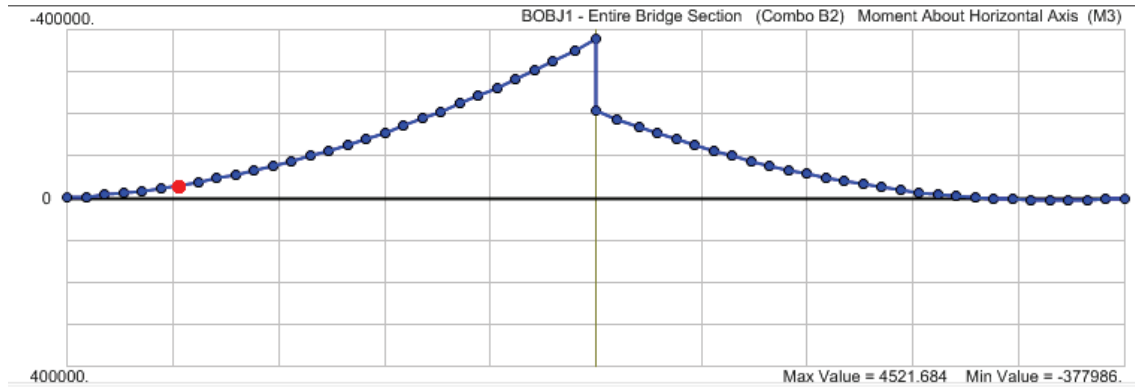
Moment fléchissant du a la combinaison A1.



Moment fléchissant du a la combinaison A2.

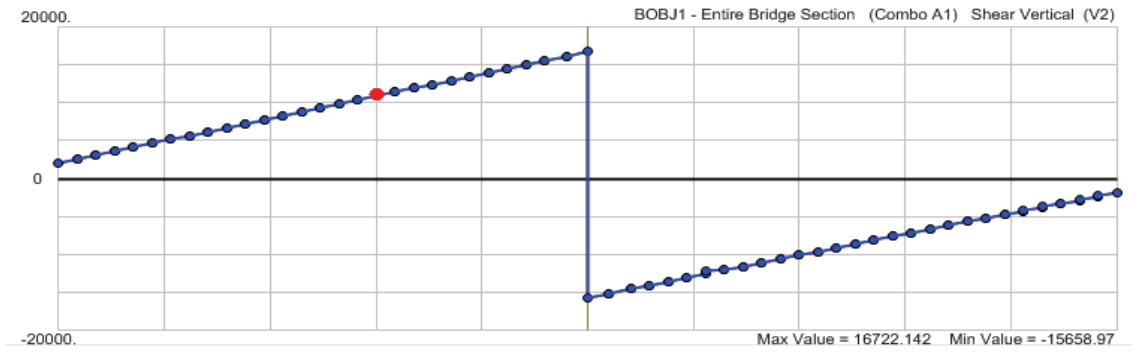


Moment fléchissant du a la combinaison B1.

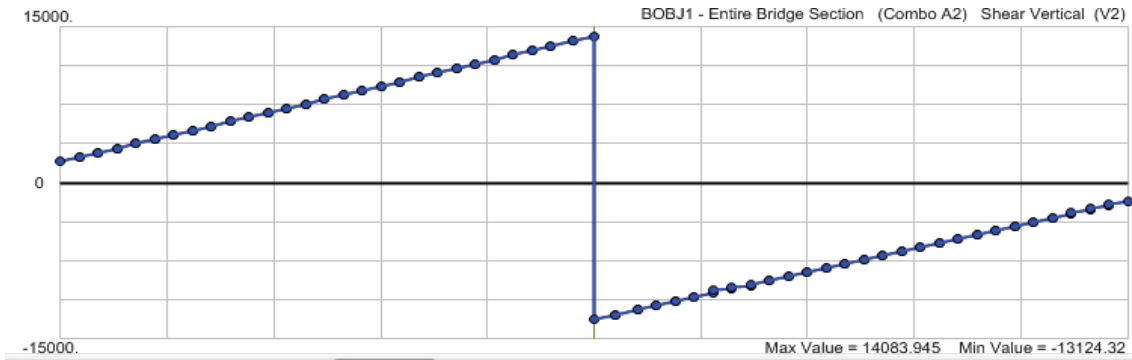


Moment fléchissant du a la combinaison B2.

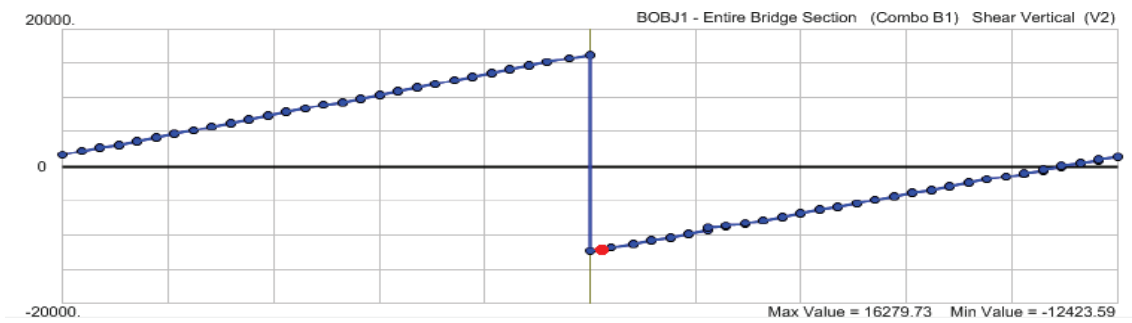
ANNEXE B



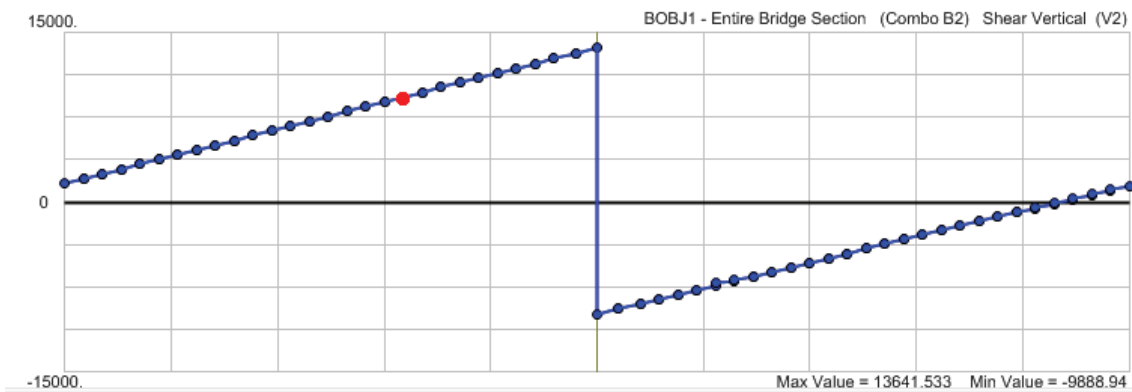
L'effort tranchant du a la combinaison A1



L'effort tranchant du a la combinaison A2



L'effort tranchant du a la combinaison B1



L'effort tranchant du a la combinaison B2

Les valeurs d'effort tranchant et le moment flechissant pour le cas defavorable A1

Distance	V	M3
m	KN	KN-m
0	2041.002	-3.4948
3.5	3082.569	-9019.2434
7	4120.345	-21638.131
10.5	5158.128	-37888.359
14	6195.917	-57769.625
17.5	7233.711	-81281.358
21	8271.509	-108422.71
24.5	9309.31	-139192.53
28	10347.11	-173589.4
28	10347.11	-173589.4
31.5	11384.91	-211611.57
31.5	11384.91	-211611.57
35	12422.72	-253256.97
35	12422.72	-253256.97
38.5	13460.51	-298523.23
42	14498.31	-347407.67
45.5	15536.1	-399907.3
47.5	16129.12	-431528.97
49.5	16722.14	-464321.66
51.5	-15095.74	-399468.03
53.5	-14532.5	-369902.87
57	-13546.83	-320856.46
60.5	-12561.14	-275239.88
64	-11708.12	-233371.36
67.5	-10589.75	-194623.49
71	-9604.048	-159313.9
72.75	-9111.194	-142949.2
74.5	-8618.34	-127444.9
76.25	-8125.484	-112801.25
78	-7632.628	-99018.467
79.75	-7139.771	-86096.747
81.5	-6646.914	-74036.278
83.25	-6154.057	-62837.225
85	-5661.199	-52499.735
86.75	-5168.342	-43023.941
88.5	-4675.484	-34409.955
92	-3845.743	-19495.895
95.5	-2860.028	-8029.064
99	-1868.714	-15.6094

ANNEXE B

Pertes Dues Aux Recul D'ancrage

X	Cables	L	Théta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13
4.00	C1	4.00	-	0.003	9.226	46.66	82.37													
4.00	C1-a	4.00	-	0.003	9.226	46.66	82.37													
7.50	C2	7.50	0.15	0.007	6.023	-	52.86	126.17												
11.00	C3	11.00	0.19	0.006	6.334	-	-	53.68	120.00											
14.50	C4	14.50	0.19	0.006	6.781	-	-	-	54.23	112.08										
18.00	C5	18.00	0.26	0.006	6.589	-	-	-	-	54.07	115.35									
21.50	C6	21.50	0.26	0.005	6.868	-	-	-	-	-	54.27	110.65								
25.00	C7	25.00	0.35	0.006	6.657	-	-	-	-	-	-	54.14	114.16							
28.50	C8	28.50	0.35	0.005	6.862								54.26	110.75						
32.00	C9	32.00	0.22	0.004	7.643									53.90	99.44					
35.50	C10	35.50	0.24	0.004	7.645										53.90	99.42				
39.00	C11	39.00	0.24	0.004	7.754											53.77	98.01			
42.50	C12	42.50	0.30	0.004	7.601												53.95	99.99		
46.00	C13	46.00	0.30	0.004	7.696													53.84	98.76	
49.50	C14	49.50	0.38	0.005	7.517														54.03	101.10
Moyenne (MPa)						11.67	27.20	29.98	34.85	41.54	56.54	82.40	84.21	82.33	76.67	76.59	75.98	76.91	76.39	101.10
En (%)						0.78	1.83	2.01	2.34	2.79	3.80	5.54	5.66	5.53	5.15	5.15	5.11	5.17	5.13	6.79

Pertes Dues Aux Frottement

X	Cables	L	$\alpha 1$	$\alpha 2$	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13
4	C1	4.00	0.000	0.000	17.75	0.00													
4	C1-a	4.00	0.000	0.000	17.75	0.00													
7.5	C2	7.50	0.000	0.151	76.51	59.47	0.00												
11.0	C3	11.00	0.108	0.151	100.64	83.89	69.07	0.00											
14.5	C4	14.50	0.108	0.151	115.13	98.56	83.89	59.47	0.00										
18.0	C5	18.00	0.214	0.151	149.50	133.34	119.05	104.60	59.47	0.00									
21.5	C6	21.50	0.214	0.151	163.48	147.49	133.34	119.05	104.60	89.99	0.00								
25.0	C7	25.00	0.315	0.151	199.63	184.08	170.32	156.41	142.35	128.15	113.79	0.00							
28.5	C8	28.50	0.315	0.151	197.70	197.70	184.08	170.32	156.41	142.35	128.15	113.79	0.00						
32.0	C9	32.00	0.000	0.219	178.64	178.64	164.82	150.85	136.74	122.47	108.06	93.49	78.77	0.00					
35.5	C10	35.50	0.108	0.219	198.44	198.44	184.83	171.07	157.17	143.13	128.93	114.59	100.09	85.44	0.00				
39.0	C11	39.00	0.108	0.219	211.91	211.91	198.44	184.83	171.07	157.17	143.13	128.93	114.59	100.09	85.44	0.00			
42.5	C12	42.50	0.214	0.219	239.96	239.96	226.78	213.47	200.02	186.42	172.69	158.80	144.77	130.59	116.27	101.79	0.00		
46.0	C13	46.00	0.214	0.219	252.99	252.99	239.96	226.78	213.47	200.02	186.42	172.69	158.80	144.77	130.59	116.27	101.79	0.00	
49.5	C14	49.50	0.315	0.219	283.90	283.90	271.19	258.34	245.36	232.25	218.99	205.60	192.06	178.38	164.56	150.59	136.47	122.21	0.00
Moyenne					160.26	151.36	157.37	151.27	144.24	140.20	133.35	123.49	112.73	106.55	99.37	92.16	79.42	61.10	0.00
EN (%)					10.77	10.17	10.58	10.17	9.69	9.42	8.96	8.30	7.58	7.16	6.68	6.19	5.34	4.11	0.00

ANNEXE B

Vérification des contraintes « Cas Vide »

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m ²)	i (m ⁴)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
début VC 01	-	-0.02	0	4	0.00	0.01	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	0.00	0.00
début VC 02	2.00	-15.8929215	0	4	0.00	8.54	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	0.63	1.10
début VSC C01-P01	4.00	-26.937751	0	4	0.00	13.83	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	0.91	1.88
début V 04	6.00	-37.3105184	2	8	1.97	17.06	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	0.78	3.06
début V 05	9.50	-50.6181435	4	8	7.17	22.45	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.56	1.00	4.96
début V 06	13.00	-56.8845326	6	8	13.87	24.92	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.59	1.21	6.54
début V 07	16.50	-56.3424895	8	8	21.72	23.80	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.65	1.24	7.73
début V 08	20.00	-48.8643846	10	8	30.36	19.52	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.71	1.04	8.62
début V 09	23.50	-34.435332	12	4	39.42	12.81	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.79	0.63	9.25
début V 10	27.00	-13.4419484	14	4	48.59	4.05	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.90	0.15	9.54
début V 11	30.50	13.307409	16	0	57.60	0.00	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	2.01	0.74	9.54
début V 12	34.00	47.367749	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	2.35	9.07
début V 13	37.50	89.5715147	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	3.94	8.42
début V 14	41.00	138.845962	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	5.44	7.63
début V 15	44.50	195.278386	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	6.84	6.76
début V 16	48.00	258.935781	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	8.10	5.84
début VSP P 01	51.50	326.44785	28	0	102.59	0.00	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	9.07	5.19
AXE VSP P 01	53.50	366.87135	30	0	106.72	0.00	14.79	85.54	2.78	3.42	1.00	3.22	15.67	-1.24

ANNEXE B

début VSP P 01	57.50	400.12117	28	0	102.59	0.00	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	11.74	2.52
début V 18	59.00	365.7173725	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	12.35	1.60
début V 19	62.50	290.1486363	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	10.98	2.62
début V 20	66.00	220.00904	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	9.32	3.76
début V 21	69.50	153.9155957	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	7.29	5.07
début V 22	73.00	93.76656191	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	4.98	6.44
début V 23	76.50	39.8022846	16	0	57.60	2.55	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	2.01	2.92	7.81
début V 24	80.00	-7.18918437	14	4	48.59	17.00	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.90	3.38	8.69
début V 25	83.50	-47.0838994	12	8	39.42	31.02	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.79	3.77	9.55
début V 26	87.00	-80.030034	10	12	30.36	43.79	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.71	4.17	10.18
début V 27	90.50	-106.193386	8	14	21.72	55.09	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.65	4.45	10.68
début V 28	94.00	-127.274512	6	16	13.87	64.16	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.59	4.45	11.13
début V 29	97.50	-142.528098	4	18	7.17	70.31	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.56	4.33	11.27
début V 30	101.00	-152.167734	2	20	1.97	73.34	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	4.01	11.18
début VSC P01-P02	104.50	-156.25810	0	20	1.97	73.34	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	3.65	11.55
début V 31	105.50	-157.34821	2	8	1.97	73.39	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	3.56	11.65
début V 32	109.00	-154.33330	4	8	7.17	71.25	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.56	3.52	12.26
début V 33	112.50	-147.189206	6	8	13.87	67.34	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.59	3.52	12.69
début V 34	116.00	-134.852574	8	8	21.72	59.44	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.65	3.17	12.83
début V 35	119.50	-116.123627	10	8	30.36	48.75	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.71	2.57	12.74
début V 36	123.00	-92.7662975	12	4	39.42	36.13	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.79	1.65	12.64
début V 37	126.50	-63.6889869	14	4	48.59	22.05	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.90	0.74	12.27
début V 38	130.00	5.65156	16	0	57.60	-8.83	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	2.01	-1.61	10.32

ANNEXE B

début V 39	133.50	15.80267596	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	0.56	10.86
début V 40	137.00	65.67629729	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	2.69	9.66
début V 41	140.50	123.0790349	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	4.69	8.39
début V 42	144.00	186.7197347	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	6.46	7.14
début V 43	147.50	254.6970716	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	7.93	6.01
début VSP P 02	151.00	328.092325	28	0	102.59	0	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	9.13	5.13
AXE VSP P 02	153.00	371.6299525	30	0	106.72	0.00	14.79	85.54	2.78	3.42	2.66	3.22	10.07	4.36
début VSP P 02	158.00	329.9721198	28	0	102.59	0	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	9.20	5.06
début V 44	160.00	291.231701	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	9.38	4.56
début V 45	163.50	228.0500411	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	8.27	5.33
début V 46	167.00	169.3427734	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	6.90	6.18
début V 47	170.50	117.8272122	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	5.41	6.95
début V 48	174.00	72.84576991	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	3.79	7.63
début V 49	177.50	34.39592463	16	0	57.60	0.00	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	1.94	2.04	8.24
début V 50	181.00	2.926977929	14	4	48.59	4.05	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.82	1.21	8.48
début V 51	184.50	-22.108611	12	4	39.42	12.81	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.71	1.44	8.44
début V 52	188.00	-39.725219	10	8	30.36	19.52	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.64	1.62	8.04
début V 53	191.50	-51.5950572	8	8	21.72	23.80	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.57	1.48	7.49
début V 54	195.00	-57.150417	6	8	13.87	24.92	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.52	1.03	6.72
début V 55	198.50	-61.40221954	4	8	7.17	22.45	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.49	-0.09	6.05
début V 56	202.00	-48.5830143	2	8	1.97	17.06	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.00	-1.07	4.92

ANNEXE B

début VSC P01-P02	205.50	-34.929973	0	4	0.00	13.83	9.91	12.53	1.12	1.68	0.00	1.48	0.10	2.69
début VC 57	207.50	-23.8659736	0	4	0.00	8.54	9.91	12.53	1.12	1.68	0.00	1.48	-0.14	1.87
début VC 58	209.50	-24.9184294	0	4	0.00	0.01	9.91	12.53	1.12	1.68	0.00	1.48	-2.23	2.23

Vérification des contraintes « Cas chargé »

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
début VC 01	-	-1.5254665	0	4	0.00	0.01	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	-0.13	0.14
début VC 02	2.00	-12.9741609	0	4	0.00	8.54	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	0.89	0.83
début VSC C01-P01	4.00	-19.9287547	0	4	0.00	13.83	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	1.54	1.25
début V 04	6.00	-33.199576	2	8	1.97	17.06	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	1.15	2.69
début V 05	9.50	-40.6548517	4	8	7.17	22.45	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.56	1.87	4.10
début V 06	13.00	-42.2129473	6	8	13.87	24.92	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.59	2.44	5.30
début V 07	16.50	-37.7733463	8	8	21.72	23.80	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.65	2.72	6.25
début V 08	20.00	-27.6136756	10	8	30.36	19.52	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.71	2.64	7.01
début V 09	23.50	-12.5359542	12	4	39.42	12.81	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.79	2.19	7.69
début V 10	27.00	8.3895953	14	4	48.59	4.05	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.90	1.60	8.10
début V 11	30.50	36.1783226	16	0	57.60	0.00	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	2.01	2.15	8.13
début V 12	34.00	70.1416906	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	3.64	7.78
début V 13	37.50	110.43775	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	5.02	7.33
début V 14	41.00	156.419228	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	6.28	6.79
début V 15	44.50	209.128864	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	7.44	6.16
début V 16	48.00	266.67183	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	8.41	5.54

ANNEXE B

début VSP P 01	51.50	301.002076	28	0	102.59	0.00	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	8.15	6.11
AXE VSP P 01	53.50	339.33539	30	0	106.72	0.00	14.79	85.54	2.78	3.42	1.00	3.22	14.78	-0.34
début VSP P 01	57.50	296.662485	28	0	102.59	0.00	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	7.99	6.27
début V 18	59.00	259.791923	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	8.13	5.81
début V 19	62.50	197.64978	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	6.94	6.66
début V 20	66.00	140.118459	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	5.50	7.57
début V 21	69.50	87.2643611	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	3.82	8.54
début V 22	73.00	39.9544696	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	1.93	9.49
début V 23	76.50	-0.7865765	16	0	57.60	2.55	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	2.01	0.42	10.32
début V 24	80.00	-35.3508639	14	4	48.59	17.00	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.90	1.51	10.56
début V 25	83.50	-64.0481645	12	8	39.42	31.02	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.79	2.56	10.76
début V 26	87.00	-86.2554966	10	12	30.36	43.79	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.71	3.70	10.65
début V 27	90.50	-103.709744	8	14	21.72	55.09	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.65	4.65	10.49
début V 28	94.00	-117.031128	6	16	13.87	64.16	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.59	5.32	10.26
début V 29	97.50	-124.703837	4	18	7.17	70.31	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.56	5.88	9.71
début V 30	101.00	-127.756507	2	20	1.97	73.34	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	6.20	9.00
début VSC P01-P02	104.50	-126.349833	0	20	1.97	73.34	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	6.32	8.88
début V 31	105.50	-125.413903	2	8	1.97	73.39	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.56	6.42	8.79
début V 32	109.00	-118.674651	4	8	7.17	71.25	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.56	6.63	9.16
début V 33	112.50	-106.583238	6	8	13.87	67.34	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.59	6.94	9.28
début V 34	116.00	-90.5094178	8	8	21.72	59.44	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.65	6.71	9.29
début V 35	119.50	-68.7969681	10	8	30.36	48.75	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.71	6.14	9.17

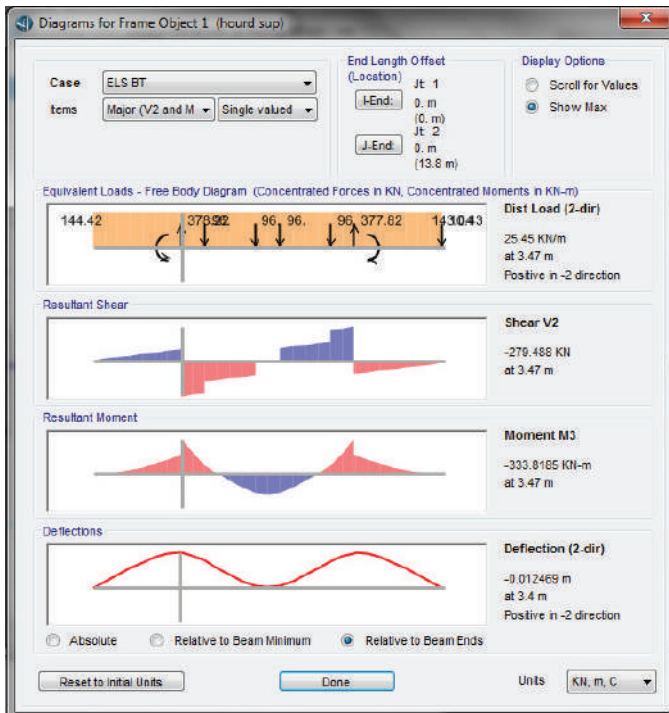
ANNEXE B

début V 36	123.00	-42.4665875	12	4	39.42	36.13	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.79	5.24	9.05
début V 37	126.50	-11.1111003	14	4	48.59	22.05	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.90	4.22	8.78
début V 38	130.00	26.311188	16	0	57.60	-8.83	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	2.01	-0.34	9.04
début V 39	133.50	69.9180193	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	3.63	7.80
début V 40	137.00	118.614173	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	5.45	6.91
début V 41	140.50	172.716258	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	7.06	6.02
début V 42	144.00	230.063162	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	8.36	5.25
début V 43	147.50	291.936564	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	9.41	4.53
début VSP P 02	151.00	360.25697	28	0	102.59	0	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	10.29	3.97
AXE VSP P 02	153.00	402.79369	30	0	106.72	0.00	14.79	85.54	2.78	3.42	2.66	3.22	11.08	3.35
début VSP P 02	158.00	264.055028	28	0	102.59	0	14.39	76.81	2.78	3.16	2.66	2.96	6.81	7.45
début V 44	160.00	228.066477	26	0	95.68	0.00	13.73	63.60	2.53	3.00	2.41	2.80	6.87	7.07
début V 45	163.50	196.418562	24	0	89.19	0.00	13.12	52.70	2.30	2.79	2.18	2.59	6.89	6.71
début V 46	167.00	145.684214	22	0	82.12	0.00	12.56	43.75	2.09	2.60	1.97	2.40	5.77	7.31
début V 47	170.50	98.4735833	20	0	74.48	0.00	12.06	36.46	1.90	2.43	1.78	2.23	4.40	7.95
début V 48	174.00	56.0241892	18	0	66.28	0.00	11.61	30.55	1.73	2.28	1.61	2.08	2.84	8.58
début V 49	177.50	19.2450705	16	0	57.60	0.00	11.21	25.80	1.59	2.14	1.47	1.94	1.11	9.17
début V 50	181.00	-11.9235141	14	4	48.59	4.05	10.86	22.02	1.46	2.02	1.34	1.82	0.23	9.46
début V 51	184.50	-36.9891193	12	4	39.42	12.81	10.57	19.05	1.36	1.91	1.24	1.71	0.38	9.50
début V 52	188.00	-54.9629664	10	8	30.36	19.52	10.33	16.75	1.27	1.84	1.15	1.64	0.47	9.19
début V 53	191.50	-67.6237539	8	8	21.72	23.80	10.15	15.02	1.20	1.77	1.08	1.57	0.20	8.78
début V 54	195.00	-74.9984611	6	8	13.87	24.92	10.02	13.78	1.16	1.72	1.04	1.52	-0.47	8.22

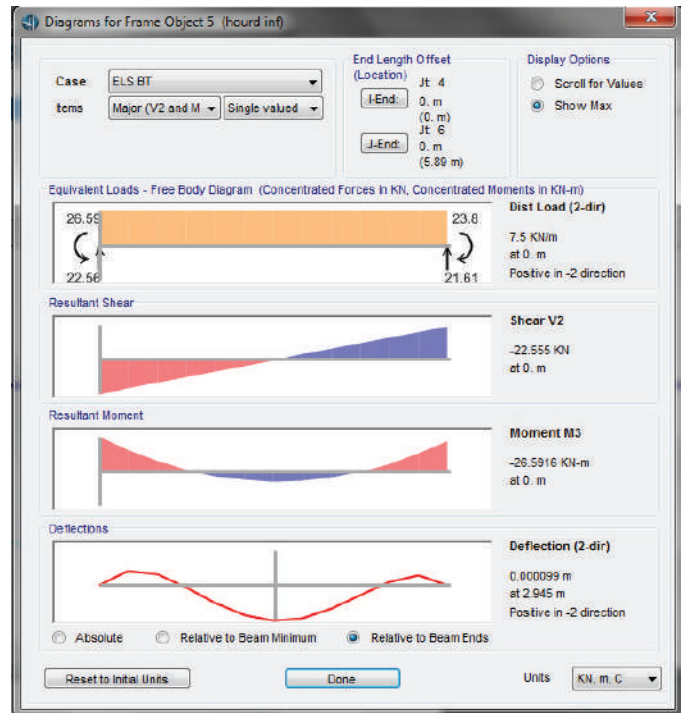
ANNEXE B

début V 55	198.50	-76.3730203	4	8	7.17	22.45	9.94	12.96	1.13	1.69	1.01	1.49	-1.39	7.36
début V 56	202.00	-36.233542	2	8	1.97	17.06	9.91	12.53	1.12	1.68	1.00	1.00	0.03	3.81
début VSC P01-P02	205.50	-26.2454314	0	4	0.00	13.83	9.91	12.53	1.12	1.68	0.00	1.48	0.88	1.91
début VC 57	207.50	-12.2424253	0	4	0.00	8.54	9.91	12.53	1.12	1.68	0.00	1.48	0.90	0.83
début VC 58	209.50	-0.442445	0	4	0.00	0.01	9.91	12.53	1.12	1.68	0.00	1.48	-0.04	0.04

ANNEXE C

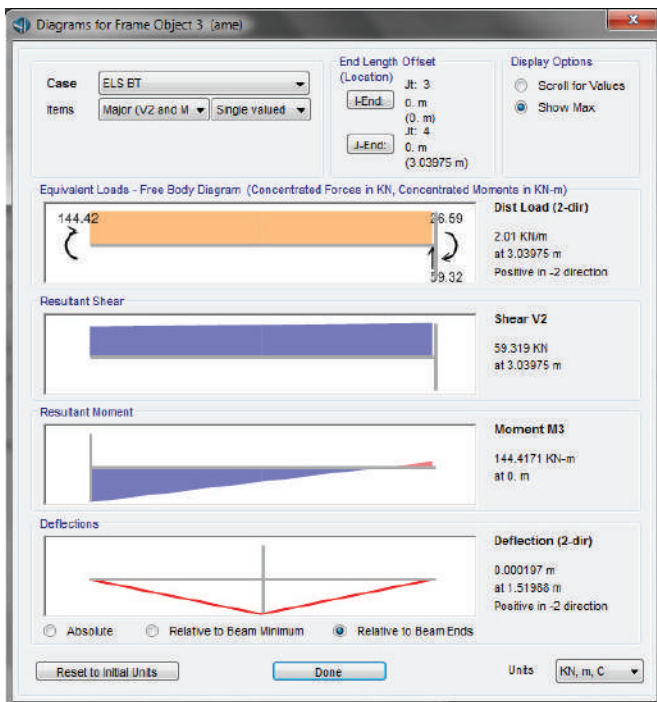


Les efforts internes a ELS pour l'hourdis superieur inferieur

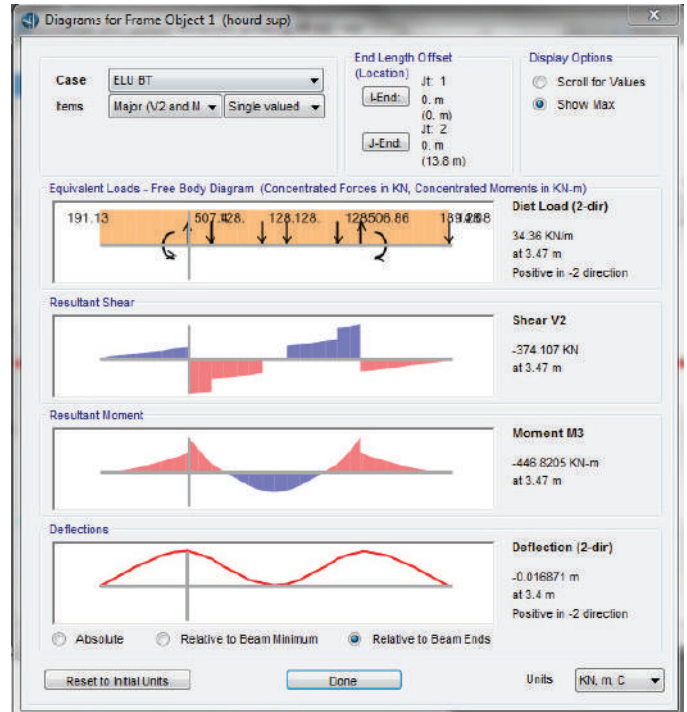


Les efforts internes a ELS pour l'hourdis

ANNEXE C

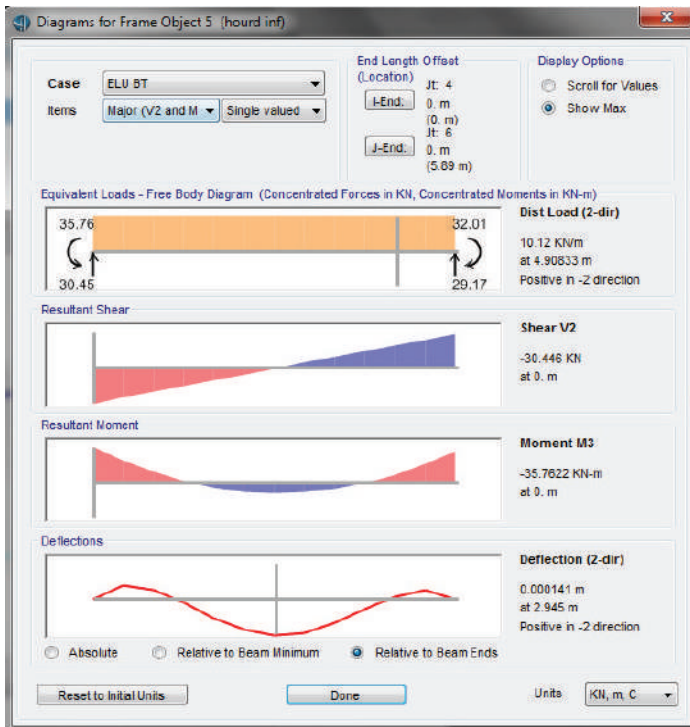


Les efforts internes a ELS pour l'âme

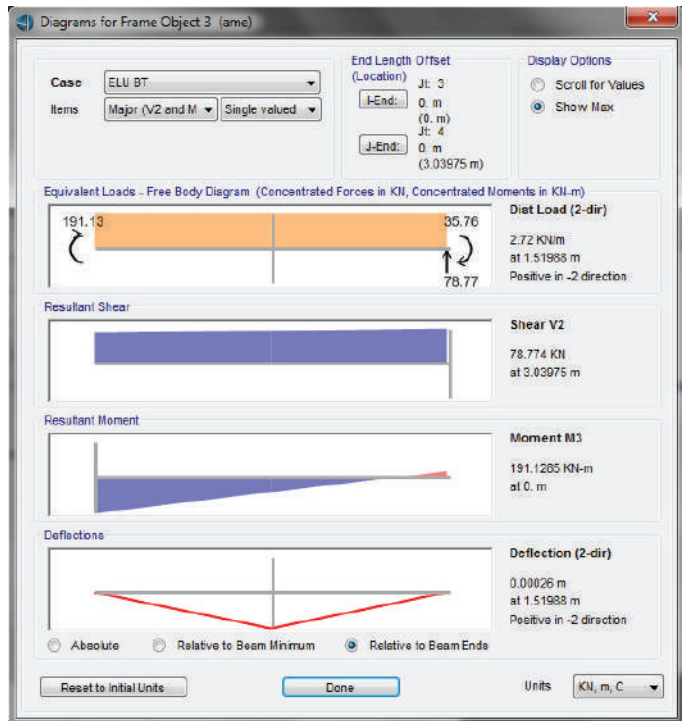


Les efforts internes a ELU pour l'hourdis supérieur

ANNEXE C

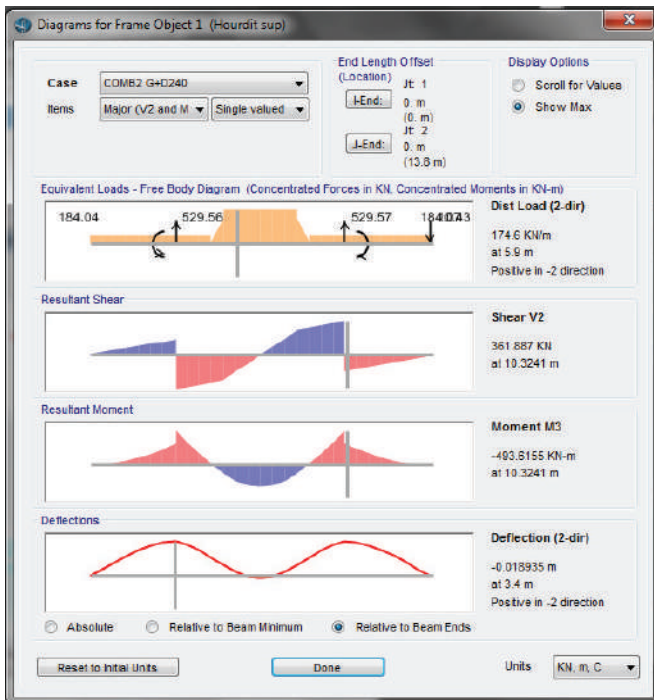


Les efforts internes a ELU pour l'hourdis inferieur

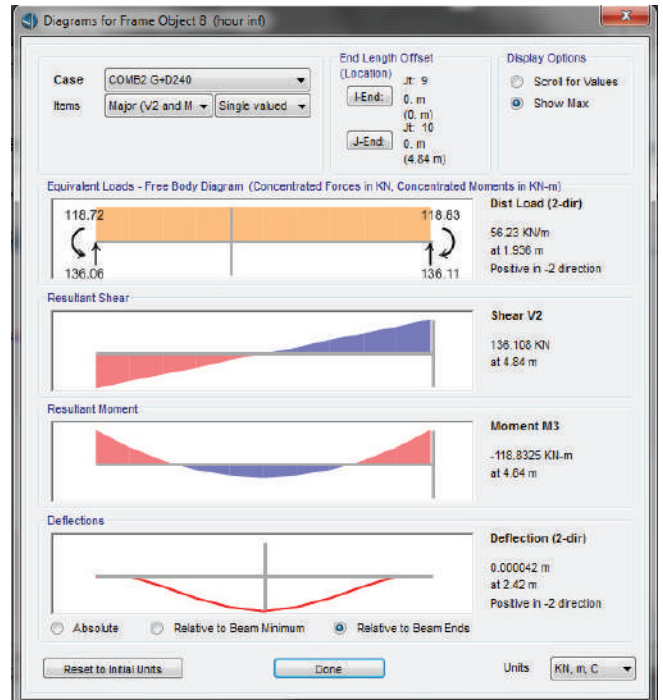


Les efforts internes a ELU pour l'âme

ANNEXE C

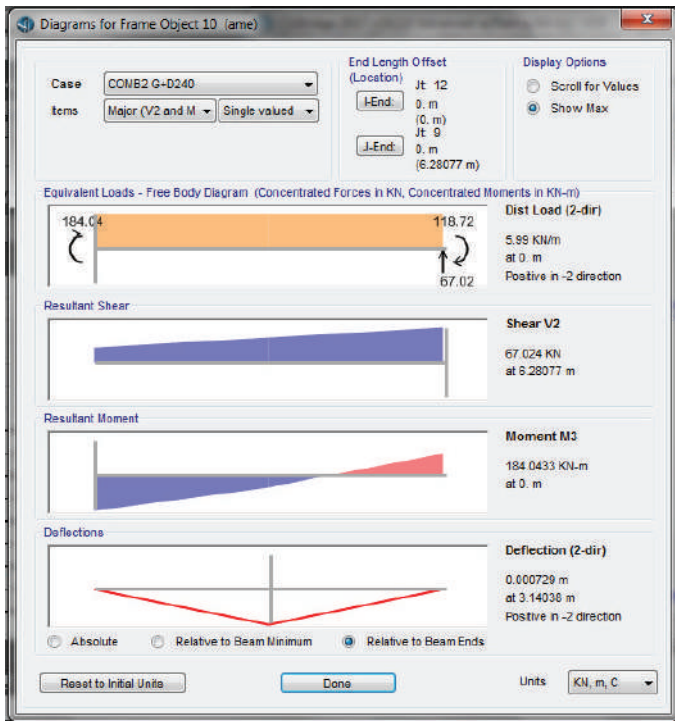


Les efforts internes a ELS pour l'hourdis superieur

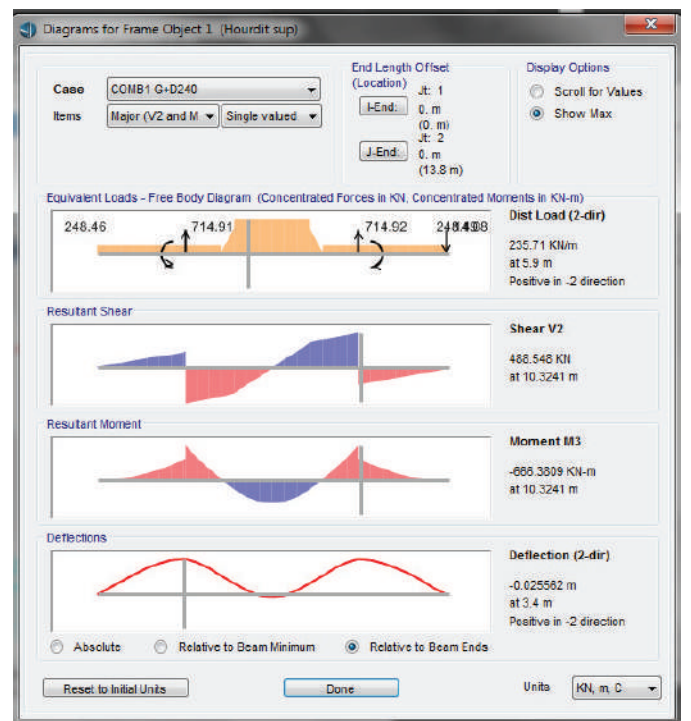


Les efforts internes a ELS pour l'hourdis inferieur

ANNEXE C

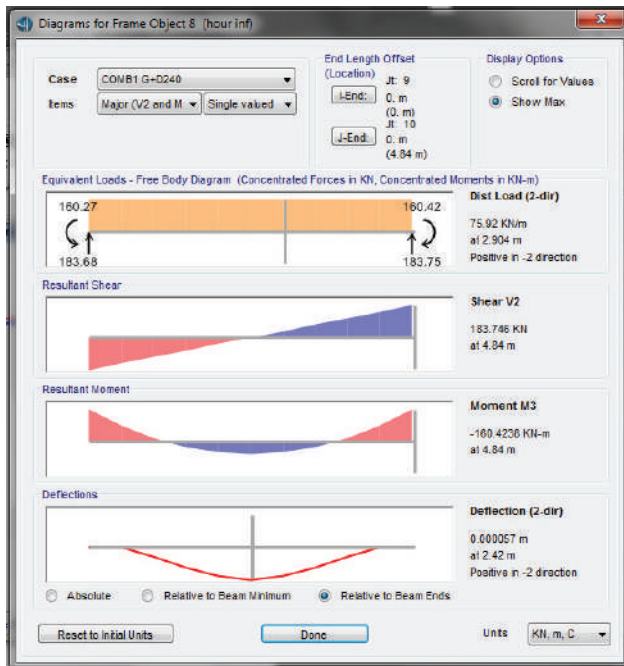


Les efforts internes a ELS pour l'âme

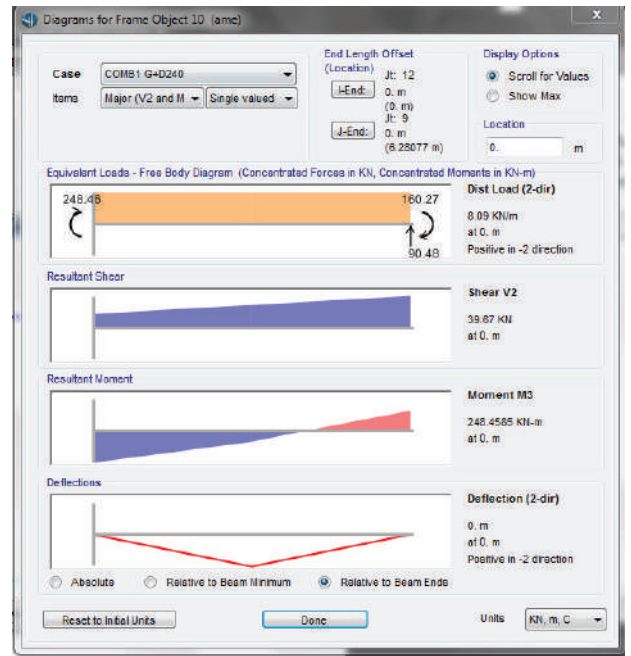


Les efforts internes a ELU pour l'hourdis supérieur

ANNEXE C



Les efforts internes a ELU pour l'hourdis inferieur



Les efforts internes a ELU pour l'âme

Ferrailage de la dalle supérieure « VSC »

Pour le moment <0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

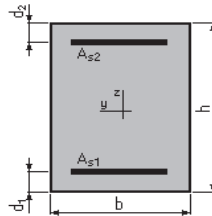
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	-333.82

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 65.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 4.4$ (cm²)

théorique $r = 2.62$ (%)

minimum $r_{\min} = 0.18$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 0.00** (kN) **M = -333.82** (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 14.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 22.9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

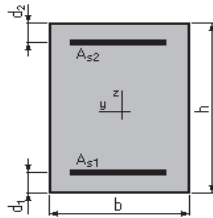
tendue : $s_s = 252.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

Pour le moment >0

2. Section:

b = 100.0 (cm)
 h = 30.0 (cm)
 d₁ = 5.0 (cm)
 d₂ = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	187.12

4. Résultats:

sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 35.1 (cm²) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm²)
 Section minimum A_{s min} = 4.4 (cm²)
 théorique r = 1.41 (%)
 minimum r_{min} = 0.18 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 187.12 (kN*m)

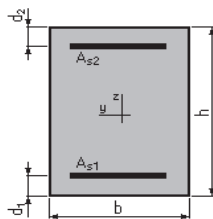
Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: y = 11.8 (cm)
 Bras de levier: Z = 21.1 (cm)
 Contrainte maxi du béton: s_b = 15.1 (MPa)
 Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 27.0 (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: s_s = 252.8 (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: s_{s lim} = 252.8 (MPa)

Ferraillage de la dalle inferieure« VSC »

Pour le moment <0

2. Section:

b = 100.0 (cm)
 h = 75.0 (cm)
 d₁ = 5.0 (cm)
 d₂ = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
--------------------	------	--------	----------

Annexe C

1. ELS 0.00 -26.59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 9.8$ (cm²)
Section minimum $A_{s\ min} = 9.8$ (cm²)
théorique $r = 0.14$ (%)
minimum $r_{\min} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

cas N° 1: Type ELSN = 0.00 (kN) $M = -26.59$ (kN*m)

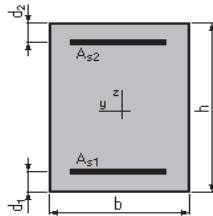
Coefficient de sécurité: 6.13
Position de l'axe neutre: $y = 13.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 65.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $s_b = 0.3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $s_s' = 3.5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

Pour le moment >0

1

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 75.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	15.26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9.8$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
Section minimum $A_{s\ min} = 9.8$ (cm²)
théorique $r = 0.14$ (%)
minimum $r_{\min} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 0.00$ (kN) $M = 15.26$ (kN*m)

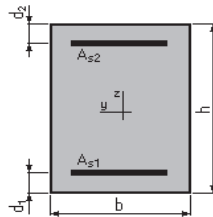
Annexe C

Coefficient de sécurité: 10.68
Position de l'axe neutre: $y = 13.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 65.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $s_b = 0.2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 2.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s \text{ lim}} = 252.8$ (MPa)

Ferrailage de l'ame « VSC » Pour le moment < 0

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 50.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-412.04	-26.59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5.5$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 10.8$ (cm²)
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6.8$ (cm²)
théorique $r = 0.36$ (%)
minimum $r_{\text{min}} = 0.15$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -412.04 (kN) M = -26.59 (kN*m)

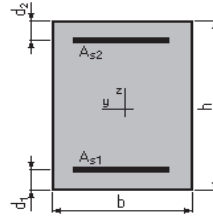
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = - \text{infini}$
Bras de levier: $Z = 45.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $s_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 18.6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s \text{ lim}} = 252.8$ (MPa)

Ferrailage de la dalle supérieure « VSP »

Pour le moment <0

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	-493.61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 98.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4.4$ (cm ²)		
théorique	$r = 4.52$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.18$ (%)		

Analyse par Cas:

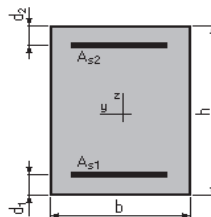
Cas N° 1: Type ELS **N = 0.00** (kN) **M = -493.61** (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 15.4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 19.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 27.0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$s_s = 252.8$ (MPa)
comprimée:	$s_s' = 273.4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$s_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

Pour le moment >0

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Annexe C

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	314.73

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 48.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4.4$ (cm ²)		
théorique	$r = 2.46$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 314.73 (kN*m)

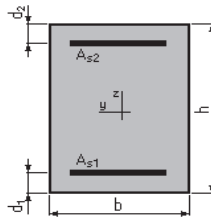
Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 14.1 (cm)
Bras de levier:	Z = 20.3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 21.9$ (MPa)
Contrainte limite:	0,6 $f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$s_s = 252.8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$s_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

Ferraillage de la dalle inferieure « VSP »

Pour le moment <0

2. Section:

b = 100.0	(cm)
h = 75.0	(cm)
d ₁ = 5.0	(cm)
d ₂ = 5.0	(cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	45.89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 9.8$ (cm ²)		
théorique	$r = 0.14$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

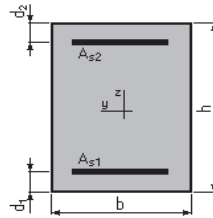
Cas N^o 1: Type ELS **N = 0.00 (kN) M = 45.89 (kN*m)**

- Coefficient de sécurité: 3.55
- Position de l'axe neutre: y = 13.0 (cm)
- Bras de levier: Z = 65.7 (cm)
- Contrainte maxi du béton: s_b = 0.5 (MPa)
- Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 27.0 (MPa)
- Contrainte de l'acier:
 - tendue: s_s = 6.0 (MPa)
- Contrainte limite de l'acier: s_{s lim} = 252.8 (MPa)

Pour le moment >0

2. Section:

- b = 100.0 (cm)
- h = 75.0 (cm)
- d₁ = 5.0 (cm)
- d₂ = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	-118.72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

- Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm²) Section théorique A_{s2} = 9.8 (cm²)
- Section minimum A_{s min} = 9.8 (cm²)
- théorique r = 0.14 (%)
- minimum r_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS **N = 0.00 (kN) M = -118.72 (kN*m)**

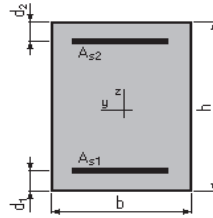
- Coefficient de sécurité: 1.37
- Position de l'axe neutre: y = 13.0 (cm)
- Bras de levier: Z = 65.7 (cm)
- Contrainte maxi du béton: s_b = 1.2 (MPa)
- Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 27.0 (MPa)
- Contrainte de l'acier:
 - comprimée: s_{s'} = 15.5 (MPa)
- Contrainte limite de l'acier: s_{s lim} = 252.8 (MPa)

Ferrailage de l'ame « VSP »

Pour le moment <0

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 75.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-412.04	-118.72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 15.4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 9.8$ (cm ²)		
théorique	$r = 0.23$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.14$ (%)		

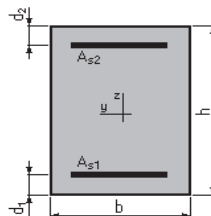
Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS	N = -412.04 (kN)	M = -118.72 (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.00	
Position de l'axe neutre:	$y = -\infty$	
Bras de levier:	$Z = 70.0$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 0.6$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$s_s = 23.2$ (MPa)	
comprimée:	$s_s' = 6.5$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$s_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)	

Pour le moment >0

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 50.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-764.13	-184.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 33.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.8$ (cm ²)		
théorique	$r = 0.74$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS **N = -764.13 (kN)** **M = -184.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 5.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 2.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 252.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

ANNEXE D

Annexe D-1 : La participation massique modale .

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Mode	Sec	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1	1.719493	1.41E-01	6.95E-01	1.90E-04	0.14141	0.69508	0.00019	3.89E-02	4.20E-04	1.42E-02	0.03885	0.00042	0.0142
2	1.548353	7.16E-01	1.45E-01	1.64E-03	0.8576	0.83989	0.00183	1.53E-02	2.87E-03	2.34E-06	0.05413	0.00329	0.0142
3	1.217724	2.18E-03	1.10E-02	1.59E-07	0.85978	0.85091	0.00183	1.89E-05	1.58E-06	8.45E-01	0.05415	0.00329	0.85877
4	0.752028	1.50E-03	3.17E-02	1.47E-05	0.86128	0.88258	0.00184	1.68E-03	1.04E-05	2.30E-04	0.05584	0.0033	0.859
5	0.661759	2.75E-02	9.70E-04	9.25E-02	0.88878	0.88355	0.09438	1.13E-02	2.17E-03	9.74E-05	0.0671	0.00547	0.8591
6	0.366301	1.22E-08	6.70E-04	5.22E-06	0.88878	0.88421	0.09438	3.09E-03	1.60E-05	1.21E-03	0.07019	0.00549	0.86031
7	0.330723	5.06E-03	2.30E-04	8.53E-03	0.89384	0.88444	0.10292	1.18E-01	2.54E-01	5.88E-05	0.18804	0.25958	0.86037
8	0.270258	1.08E-03	1.60E-04	4.39E-01	0.89492	0.8846	0.54158	1.91E-02	8.61E-03	3.11E-05	0.20718	0.26819	0.8604
9	0.203743	6.79E-05	6.20E-04	2.31E-05	0.89499	0.88522	0.5416	1.11E-02	1.17E-03	6.40E-04	0.21827	0.26936	0.86104
10	0.202326	3.50E-04	2.28E-05	8.10E-08	0.89534	0.88525	0.5416	1.38E-01	3.46E-01	2.54E-06	0.35588	0.61507	0.86104
11	0.13066	5.60E-04	1.74E-02	5.29E-05	0.8959	0.9026	0.54166	1.29E-01	3.10E-04	9.53E-03	0.48521	0.61538	0.87057
12	0.126586	6.58E-05	1.24E-02	2.92E-03	0.89596	0.91501	0.54457	9.16E-02	8.36E-05	8.22E-03	0.57678	0.61546	0.87879
13	0.125937	3.85E-03	2.10E-04	9.10E-02	0.89981	0.91522	0.63553	2.43E-03	9.70E-04	3.10E-04	0.57921	0.61644	0.8791
14	0.118516	3.09E-03	2.89E-05	3.13E-02	0.9029	0.91525	0.66684	4.70E-04	1.81E-03	1.20E-04	0.57968	0.61825	0.87922
15	0.104146	3.95E-03	2.90E-04	2.66E-02	0.90685	0.91554	0.6934	1.82E-03	6.85E-03	7.16E-05	0.5815	0.6251	0.87929
16	0.094047	4.13E-03	1.90E-04	2.94E-02	0.91098	0.91573	0.72277	4.59E-05	9.17E-03	3.02E-05	0.58154	0.63427	0.87932
17	0.090379	7.96E-08	1.70E-04	2.33E-06	0.91098	0.9159	0.72277	2.04E-03	6.66E-06	1.70E-04	0.58358	0.63427	0.87949
18	0.088479	3.30E-03	1.40E-04	6.80E-03	0.91428	0.91605	0.72958	2.90E-04	1.58E-03	1.69E-05	0.58387	0.63585	0.87951
19	0.075787	9.50E-04	6.61E-05	5.50E-04	0.91523	0.91611	0.73013	4.00E-02	5.97E-02	1.44E-05	0.62387	0.69554	0.87952
20	0.068526	2.17E-05	3.20E-04	2.46E-05	0.91525	0.91644	0.73015	2.49E-03	4.56E-05	1.30E-04	0.62636	0.69558	0.87965
21	0.060447	1.19E-06	5.80E-07	6.36E-02	0.91525	0.91644	0.79376	7.83E-03	1.80E-02	1.31E-06	0.63419	0.71353	0.87966
22	0.054364	1.13E-05	2.60E-04	1.08E-06	0.91527	0.9167	0.79376	2.38E-03	1.20E-04	2.10E-04	0.63657	0.71365	0.87986
23	0.052386	2.98E-05	8.17E-06	4.69E-03	0.91529	0.91671	0.79845	3.00E-04	3.90E-04	8.03E-08	0.63687	0.71404	0.87986
24	0.051029	7.80E-04	2.59E-05	3.97E-03	0.91608	0.91673	0.80242	4.41E-03	5.53E-03	4.79E-06	0.64128	0.71957	0.87987
25	0.046453	3.70E-04	1.55E-05	2.92E-02	0.91645	0.91675	0.83165	1.34E-02	3.80E-02	1.81E-06	0.65466	0.75754	0.87987
26	0.044542	1.30E-04	3.67E-03	7.35E-06	0.91658	0.92043	0.83166	3.85E-02	1.76E-05	2.44E-03	0.69311	0.75755	0.88231

ANNEXE D

Annexe D-2 : Les charges transmis aux appuis.

	Combinaison	StepType	FZ	MZ	FY	MY	FX	MX
	Text	Text	KN	KN-m	KN	KN-m	KN	KN-m
PILE 01	ELA LONG	Max	41183.628	7.19E-13	1844.35	5.3253	0.002092	12909.8264
	ELA LONG	Min	33073.894	-7.90E-13	1682.136	-0.9029	-0.00208	-11774.3259
	ELA TRANS	Max	40339.305	1.18E-12	2927.492	5.3226	0.001666	20491.4837
	ELA TRANS	Min	33918.218	-1.25E-12	2765.278	-0.9003	-0.00166	-19355.9832
	ELS Combinaison fréquent	Max	41627.313	-4.13E-14	126.306	2.66E+01	3.49E-06	884.1402
	ELS Combinaison fréquent	Min	36506.009	-5.41E-14	69.86	-4.45E+00	2.79E-06	489.0232
	ELU fondamental	Max	56105.363	-5.86E-14	168.18	35.8637	4.77E-06	1177.257
	ELU fondamental	Min	49276.959	-6.70E-14	101.496	-6.0126	3.90E-06	710.4715
PILE 02	ELA LONG	Max	46166.638	5630.423	2485.597	152334.853	5496.603	81493.4789
	ELA LONG	Min	36849.161	-6855.146	-2182.12	-143496.38	-7869.59	-85884.2089
	ELA TRANS	Max	45288.867	9588.6751	4022.548	96682.8882	3054.48	135024.0308
	ELA TRANS	Min	37726.932	-10813.398	-3719.08	-87844.416	-5427.47	-139414.761
	ELS Combinaison fréquent	Max	44233.101	-439.6051	223.091	10267.2824	-1071.71	-279.2821
	ELS Combinaison fréquent	Min	41001.353	-783.1561	157.227	6108.9655	-1561.61	-3111.2506
	ELU fondamental	Max	59660.841	-628.5624	307.562	9936.7343	-1483.43	-1104.1443
	ELU fondamental	Min	55351.845	-1029.5722	219.744	9129.7571	-2136.64	-3901.2987
CULE 01	ELA LONG	Max	11985.389	11.9743	936.472	2640.6483	3013.903	3926.5676
	ELA LONG	Min	-3963.42	-28.1711	-879.129	-8640.1289	-681.979	-6452.5623
	ELA TRANS	Max	16313.272	23.9111	1473.889	745.0652	2397.168	7082.6519
	ELA TRANS	Min	-8291.304	-40.1078	-1416.54	-6744.5458	-65.244	-9608.6465
	ELS Combinaison fréquent	Max	6314.359	-4.5078	52.77	-3301.0363	1704.938	-912.2958
	ELS Combinaison fréquent	Min	2865.191	-11.5416	23.374	-4634.189	1264.476	-2230.4137
	ELU fondamental	Max	8489.462	-6.0286	63.981	-4708.1761	2106.532	-1218.9244
	ELU fondamental	Min	3891.195	-15.4549	34.99	-5659.4509	1789.139	-2976.0425
CULE 02	ELA LONG	Max	13338.368	12.3697	500.951	5071.4843	2244.81	4291.7038

ANNEXE D

	ELA LONG	Min	-4423.207	-23.6315	-599.578	-6290.1591	-1477.15	-5639.8425
	ELA TRANS	Max	17832.74	23.5151	873.996	2929.8195	1547.102	7412.2664
	ELA TRANS	Min	-8917.579	-34.7767	-972.623	-4148.4942	-779.448	-8760.4052
	ELS Combinaison fréquent	Max	6634.042	-0.1056	-30.563	374.7021	434.559	-445.9421
	ELS Combinaison fréquent	Min	3557.861	-9.1068353	-78.028	-746.1133	63.399	-1542.7644
	ELU fondamental	Max	8926.402	-0.1405	-45.229	208.4178	536.818	-586.5196
	ELU fondamental	Min	4825.319	-12.235677	-102.579	-854.5843	182.862	-2048.7551

Annexe D-2 : Les réactions des appuis dues aux les charges et les surcharges.

Element	OutputCase	StepType	FZ	MZ	FY	MY	FX	MX	
Text	Text	Text	KN	KN-m	KN	KN-m	KN	KN-m	
CULE 01	BC 1V	Max	973.678	0.6118512	2.7215	69.536	46.6898	0.0162	
	BC 1V	Min	-508.9329	-1.1046448	-7.5853	-141.2228	-22.7361	-664.0569	
	BC 2V	Max	1571.618	0.8246161	4.1236	131.9946	83.7357	0.0309	
	BC 2V	Min	-746.2426	-1.4486737	-10.3252	-253.7217	-43.1465	-894.968	
	BC 3V	Max	2002.6761	1.0230914	5.0473	186.2862	111.651	104.2276	
	BC 3V	Min	-872.598	-1.5001845	-10.1939	-338.9344	-60.898	-856.3566	
	D240	Max	620.537	3.4534771	1.7653	88.7698	51.7229	0.01740374	
	D240	Min	-305.6706	-0.465484	-3.5653000	-145.7386	-24.283	-295.4594	
	MC120	Max	1193.358	0.792003	3.0437	79.6955	57.3266	0.0187	
	MC120	Min	-716.3002	-1.4758649	-6.9171	-173.5758	-26.0442	-855.7258	
	BT	Max	884.222	0.3900265	2.2979	77.8926	47.0322	0.01830444	
	BT	Min	-366.2518	-0.6647614	-4.7229	-142.569	-25.45999	-411.0158	
	THERMIQUE			63.4222	0.1925	37.9089	-2743.3776	899.0703	187.3758
	Ex	Max	3922.2128	8.7457	515.1151	4850.1954	1587.7606	2811.4455	
	Ez	Max	2459.0729	0.7433804	22.2255	283.566	93.2344	236.3178	
	Ey	Max	10113.6054	22.6066	1276.3438	2145.9567	704.3058	7320.7241	
	Br	Max	99.92443	0.02159696	0.178988	10.894	5.8298	0.8912	
Br	Min	-25.593438	-0.0169324	-0.090484	-17.75247	-3.557456	-7.203		

ANNEXE D

	G		3849.0301	15.2261	14.8957	-1786.3599	703.4829	-1269.396
	E1	Max	7694.0159	15.7511	904.6855	5579.0517	1827.0221	5078.558
	E1	Min	-7694.0159	-15.7511	-904.6855	-5579.0517	-1827.022	-5078.558
	E2	Max	12027.9907	25.454	1437.5457	3686.0843	1208.6043	8235.0529
	E2	Min	-12027.990	-25.454	-1437.5457	-3686.0843	-1208.604	-8235.0529
	E3	Max	6669.818	10.1493	559.6623	2382.4117	780.8542	3275.9687
	E3	Min	-6669.818	-10.1493	-559.6623	-2382.4117	-780.8542	-3275.9687
	AL		3809.198	1.3462467	7.9641	-359.9461	118.7167	958.1405
PILE 01	BC 1V	Max	763.662	0	12.268	4.578E-07	1.296E-07	85.8787
	BC 1V	Min	-69.47	0	-15.024	-9.641E-07	-3.916E-08	-105.1662
	BC 2V	Max	1408.19	0	16.67	8.511E-07	2.415E-07	116.6917
	BC 2V	Min	-127.681	0	-21.553	-1.795E-06	-7.25E-08	-150.8732
	BC 3V	Max	1931.33	0	19.614	1.173E-06	3.34E-07	137.2963
	BC 3V	Min	-174.543	0	-22.064	-2.481E-06	-9.985E-08	-154.4446
	D240	Max	768.095	0	5.747	26.5657	1.341E-07	38.8276
	D240	Min	-70.632	0	-8.675	-4.4538	-3.904E-08	-60.7152
	MC120	Max	1352.86	0	13.77	3.939E-07	1.516E-07	96.3929
	MC120	Min	-81.286	0	-15.443	-1.192E-06	-9.269E-08	-108.1032
	BT	Max	788.896	0	7.703	5.72E-07	1.569E-07	53.9179
	BT	Min	-74.698	0	-10.249	-1.106E-06	-7.727E-08	-71.7421
	THERMIQUE		-107.167	-3.211E-14	74.923	-0.0000102	1.456E-06	524.4586
	Ex	Max	1774.07	4.227E-13	986.108	0.0058	0.001014	6902.4297
	Ez	Max	5612.179	1.846E-14	43.104	0.0191	0.003178	301.539
	Ey	Max	567.894	1.086E-12	2533.454	0.002	0.0004055	17733.3688
	Br	Max	104.019	0	0.555	7.786E-08	2.138E-08	3.8876
	Br	Min	-9.786	0	-0.492	-1.497E-07	-1.112E-08	-3.4456
	G		36779.761	-2.202E-14	51.383	-0.0000142	2.037E-06	359.6816
	E1	Max	3628.091	7.539E-13	1759.076	0.0122	0.00209	12312.902
E1	Min	-3628.091	-7.539E-13	-1759.076	-0.0122	-0.00209	-12312.902	

ANNEXE D

	E2	Max	2783.768	1.218E-12	2842.217	0.0095	0.001663	19894.5594
	E2	Min	-2783.768	-1.218E-12	-2842.217	-0.0095	-0.001663	-19894.559
	E3	Max	6314.768	4.71E-13	1098.972	0.0215	0.003604	7692.2786
	EZ_	Min	-6314.768	-4.71E-13	-1098.972	-0.0215	-0.003604	-7692.2786
	AL		11625.597	-3.585E-15	8.364	-1.141E-06	1.631E-07	58.5446
PILE 02	BC 1V	Max	768.102	16.933	36.401	130.357	58.703	0.000443
	BC 1V	Min	-88.126	-116.2937	0	-78.4273	-87.925	-974.1033
	BC 2V	Max	1410.369	34.5459	49.471	226.5417	108.348	0.0016
	BC 2V	Min	-164.077	-178.492	0	-149.4925	-160.843	-1353.2133
	BC 3V	Max	1926.207	52.1893	48.237	292.4902	148.735	142.108
	BC 3V	Min	-227.177	-198.4419	-5.415	-211.8705	-218.852	-1324.6076
	D240	Max	767.097	20.0081	17.429	118.4621	59.992	0
	D240	Min	-91.096	-78.5888	0	-84.7465	-87.695	-502.4533
	MC120	Max	1377.096	22.11	45.883	148.6802	47.158	0.0004145
	MC120	Min	-103.76	-156.1698	0	-106.368	-108.384	-1434.1482
	BT	Max	788.952	20.8856	22.421	128.915	63.33	0.0511
	BT	Min	-96.173	-89.356	-0.029	-93.8603	-91.407	-614.1907
	THERMIQUE		-50.285	263.5518	81.987	9760.1807	-373.881	3020.2815
	Ex	Max	1814.408	3441.4475	1250.861	127097.704	5558.992	46021.1213
	Ez	Max	8022.944	158.1529	145.205	21630.0253	1540.696	2456.0181
	Ey	Max	560.45	9096.0933	3446.505	47594.8973	2070.245	122493.338
	Br	Max	103.086	3.298	0.595	14.9771	8.367	0.56
	Br	Min	-12.935	-6.4268	-0.039	-13.1255	-11.852	-13.8264
	G		41304.136	-703.1569	114.533	507.1017	-1025.866	-3299.5636
	E1	Max	4389.426	6217.7214	2328.374	147865.181	6642.274	83505.9283
E1	Min	-4389.426	-6217.7214	-2328.374	-147865.1	-6642.274	-83505.923	
E2	Max	3511.655	10175.9735	3865.325	92213.2162	4200.151	137036.48	
E2	Min	-3511.655	-10175.973	-3865.325	-92213.216	-4200.151	-137036.48	
E3	Max	8735.401	3919.4152	1554.415	74037.8058	3829.467	53010.356	

BENBOKHARI & BEKHOUCHE



ANNEXE D

	EZ_	Min	-8735.401	-3919.4152	-1554.415	-74037.805	-3829.467	-53010.356
	AL		7089.463	34.3274	-16.663	582.995	-152.464	1292.0647
CULE 02	BC 1V	Max	903.581041	0.5461649	1.714	107.762001	42.8279	0.0259725
	BC 1V	Min	-286.75843	-0.985518	-21.9483	-129.3891	-35.2088	-606.8428
	BC 2V	Max	1476.089	0.73709653	2.3257	196.4342	79.3717	0.0473129
	BC 2V	Min	-423.4898	-1.2925997	-29.7706	-240.3108	-64.18809	-816.1612
	BC 3V	Max	1901.2187	0.9143842	5.5169	266.4202	109.4002	97.5602
	BC 3V	Min	-520.51	-1.3002432	-29.046	-332.0389	-87.0616	-779.1494
	D240	Max	580.969	5.886673	0.4535	116.7789	50.5554	0.0256
	D240	Min	-165.61425	-0.3616196	-10.3897	-132.7227	-35.18024	-248.2246
	MC120	Max	891.59	0.53707302	1.7788	89.1759	52.6705	0.02139932
	MC120	Min	-395.49147	-0.989080	-27.6892	-159.643	-29.08684	-589.8655
	BT	Max	880.496	0.3739293	1.8893	114.072	45.2895	0.2173
	BT	Min	-207.1661	-0.619232	-13.3809	-137.1358	-37.27294	-407.9232
	THERMIQUE		94.7065	-0.0091	22.8871	1604.1469	-525.7984	195.4324
	Ex	Max	4526.0049	7.5982	295.5078	4950.9961	1620.6412	2688.285
	Ez	Max	2725.5655	0.6448334	13.8803	309.3966	101.6039	136.1156
	Ey	Max	10953.8134	20.5475	823.6367	1893.7649	621.4573	7146.8886
	Br	Max	99.9196689	0.01729802	0.044544	14.7001	6.0309	1.2124
	Br	Min	-20.193667	-0.0080157	-0.3047548	-18.369557	-4.803637	-4.6184
	G		4274.5676	15.3522	-50.48	-1149.2833	493.2578	-680.5108
	E1	Max	8629.8192	13.9561	546.7625	5611.9444	1837.5611	4873.1864
E1	Min	-8629.8192	-13.9561	-546.7625	-5611.9444	-1837.561	-4873.1864	
E2	Max	13129.2847	23.0208	916.4535	3471.8826	1138.1303	7994.2088	
E2	Min	-13129.284	-23.0208	-916.4535	-3471.8826	-1138.13	-7994.2088	
E3	Max	7369.512	9.0887	349.6238	2362.8258	774.2342	3086.6678	
EZ_	Min	-7369.512	-9.0887	-349.6238	-2362.8258	-774.2342	-3086.6678	
AL		1340.5055	0.5387529	17.9689	-101.0929	33.2903	395.3401	

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION

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

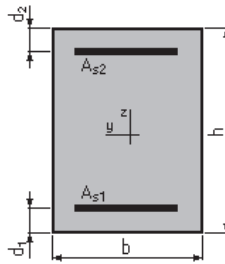
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	192.55	0.00
Etat Limite de Service	143.18	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3.6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.77$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 192.55$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.69$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 143.18$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.48

Position de l'axe neutre: $y = 9.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13.8$ (MPa)

FERRAILLAGE DU CORBEAU

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

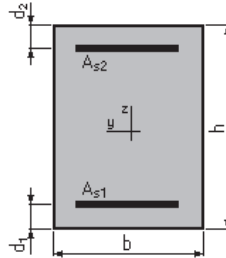
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (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)	20.00	0.00
Etat Limite de Service	14.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4.6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 4.6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.13$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 20.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.43 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34.5$ (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 $M_{max} = 14.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.37

Position de l'axe neutre: $y = 6.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.5$ (MPa)

FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

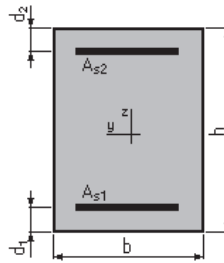
2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	308.40	0.00
Etat Limite de Service	229.30	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 13.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0.24 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{min} = 0.12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 308.40 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 53.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.71 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 229.30 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.46

Position de l'axe neutre: $y = 12.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50.7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 341.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$

FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL

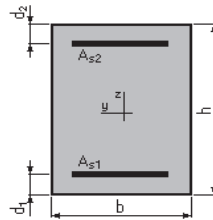
2. Section:

$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 355.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2688.07	3981.20
2.	ELS	1991.17	2944.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 35.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 35.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 71.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 1775.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0.20 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0.20 \text{ (\%)}$

maximum $r_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU $N = 2688.07 \text{ (kN)}$ $M = 3981.20 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 7.99 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 135.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 295.8 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $e_s = 5.55 \text{ (\%o)}$

Déformation du béton: $e_b = 3.50 \text{ (\%o)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$ comprimée: $s_s' = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas N^o 2: Type ELS $N = 1991.17 \text{ (kN)}$ $M = 2944.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 6.01

Position de l'axe neutre: $y = 164.2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 295.3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1.8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 10.7 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 27.0 \text{ (MPa)}$

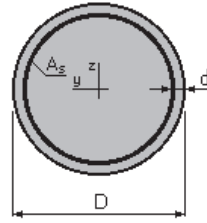
Contrainte limite de l'acier: $s_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

FERRAILLAGE DU PIEU DE LA CULEE 02

2. Section:

$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.ELU	3519.25	902.24	0.00	

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 22.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 22.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.20$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565.5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELU **N = 3519.25 (kN)** **M_y = 902.24 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.22 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 78.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 78.7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1.63$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 325.6$ (MPa)

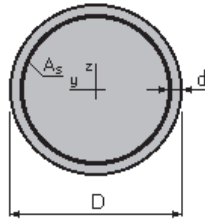
comprimée: $\sigma'_s = 434.8$ (MPa)

FERRAILLAGE DU PIEU DE PILE 01

2. Section:

$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	4348.00	902.24	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113.1$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565.5$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELA N = 4348.00 (kN) M_y = 902.24 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.71 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 93.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 72.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.79$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 157.2$ (MPa)

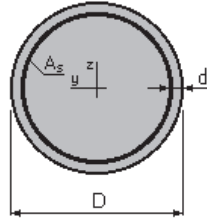
comprimée: $\sigma'_s = 500.0$ (MPa)

FERRAILLAGE DU PIEU DE PILE 02

2. Section:

$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELA	4731.40	1494.50	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113.1$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%)

Section maximum $A_{s \max} = 565.5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 4731.40 (kN)** **M_y = 1494.50 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.27 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 76.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 79.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1.75$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 349.3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Annexe D

Tableau : les resultats obtenus par l'essai pressiométrique

profondeur	CP CV12 C1(bar)			CP CV12 C2(bar)			CP CV12 P1(bar)			CP CV12 P2(bar)		
	E	PL	Pf	E	PL	Pf	E	PL	Pf	E	PL	Pf
5	36.2	5.82	5.11				107.08	10	3.71	90.58	9.99	6.83
7	22.057	13.86	6.08				57.17	9.13	4.76	590.18	11.92	4.97
9	445.35	16.81	6.2	178.14	22.62	12.29	113.58	18.56	10.99	149.69	16.07	10.86
11	306.52	38.24	26.53	512.68	38.54	21.78	245.06	25.32	12.1	214.24	22.72	14.67
15	436.44	45.78	24.31	266.33	29.7	14.49	420.34	27.25	27.25	326.3	52.05	30.65
20	590.72	47.57	47.57	354.331	24.03	5.09	540.2	51.08	51.08	670.02	51.15	47.18
25	508.11	48.1	48.1	1147.92	47.03	47.03	543.8	49.67	49.67	420.72	52.17	52.17
30	515.7	47.64	47.6	1366.35	56.93	32.62	1024.77	51.32	51.32	520.85	52.17	52.17

Tableau : les resultats obtenus par la methode de terzaghi (C1-C2)

z	phi	y	c(kpa)	Qp	Qf	Qadm
0	30	20	20	1042.06	0	521.0299
2	30	20	20	1778.06	753.9822	1140.357
4	30	20	20	2514.06	1507.964	1759.685
6	30	20	20	3250.06	2261.947	2379.012
8	30	20	20	3986.06	3015.929	2998.34
10	30	20	20	4722.06	3769.911	3617.667
12	30	20	20	5458.06	4523.893	4236.994
14	30	20	20	6194.06	5277.876	4856.322

phi	y	c(kpa)	Qp	Qf	Qadm
30	20	20	1042.06	0	521.0299
30	20	20	1778.06	753.9822	1140.357
30	20	20	2514.06	1507.964	1759.685
30	20	20	3250.06	2261.947	2379.012
30	20	20	3986.06	3015.929	2998.34
30	20	20	4722.06	3769.911	3617.667
30	20	20	5458.06	4523.893	4236.994
30	20	20	6194.06	5277.876	4856.322
30	20	20	6930.06	6031.858	5475.649
30	20	20	7666.06	6785.84	6094.977
24.6	24	176	16809.23	11309.73	12174.53
24.6	24	176	17692.43	12440.71	12993.12

Annexe D

Tableau :les resultats obtenus par la methode de terzaghi (P1-P2)

z	phi	y	c(kpa)	Qp	Qf	Qadm
0	30	20	20	1042.06	0	521.0299
2	30	20	20	1778.06	753.9822	1140.357
4	30	20	20	2514.06	1507.964	1759.685
6	30	20	20	3250.06	2261.947	2379.012
8	30	20	20	3986.06	3015.929	2998.34
10	30	20	20	4722.06	3769.911	3617.667
12	30	20	20	5458.06	4523.893	4236.994
14	30	20	20	6194.06	5277.876	4856.322
16	24.6	24	176	15042.83	6031.858	9532.034
18	24.6	24	176	15926.03	6785.84	10224.96
20	24.6	24	176	16809.23	7539.822	10917.89

phi	y	c(kpa)	Qp	Qf	Qadm
36.08	24	65	3064.926	0	1532.463
36.08	24	65	3948.126	753.9822	2225.391
36.08	24	65	4831.326	1507.964	2918.318
36.08	24	65	5714.526	2261.947	3611.245
36.08	24	65	6597.726	3015.929	4304.173
30	20	30	5164.61	3769.911	3838.942
30	20	30	5900.61	4523.893	4458.269
30	20	30	6636.61	5277.876	5077.597
30	20	30	7372.61	6031.858	5696.924
30	20	30	8108.61	6785.84	6316.252
24.68	24	176	16809.23	7539.822	10917.89

Ferrailage de la dalle supérieure « VSC »

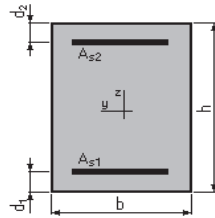
Pour le moment ≤ 0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 30.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	-333.82

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 65.4$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s \min} = 4.4$ (cm ²)		
	$\rho = 2.62$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 0.00 (kN) M = -333.82 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 14.4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 20.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 22.9$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier :	
tendue :	$\sigma_s = 252.8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 252.8$ (MPa)

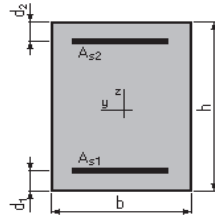
Pour le moment >0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 30.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	187.12

4. Résultats:

sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 35.1$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 4.4$ (cm²)

théorique $\rho = 1.41$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 187.12 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 11.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15.1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 252.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 252.8$ (MPa)

Ferrailage de la dalle inferieure« VSC »

Pour le moment <0

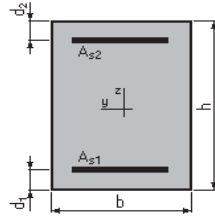
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 45.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 75.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	-26.59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 9.8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.14$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

cas N° 1: Type ELS N = 0.00 (kN) M = -26.59 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	6.13
Position de l'axe neutre:	$y = 13.0$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 65.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0.3$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
comprimée:	$\sigma_s' = 3.5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

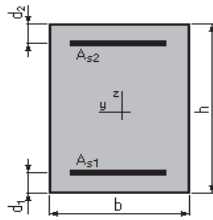
Pour le moment >0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 75.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	15.26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9.8$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 9.8$ (cm²)

théorique $\rho = 0.14$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 0.00** (kN) **M = 15.26** (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10.68

Position de l'axe neutre: $y = 13.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 2.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 252.8$ (MPa)

Ferrailage de l'ame « VSC »

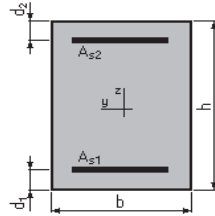
Pour le moment <0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-412.04	-26.59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5.5$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 10.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 6.8$ (cm²)

théorique $\rho = 0.36$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -412.04 (kN) M = -26.59 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = -\infty$

Bras de levier: $Z = 45.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 18.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

Ferrailage de la dalle supérieure « VSP »

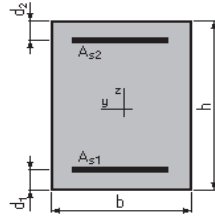
Pour le moment <0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 30.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	-493.61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 14.8$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 98.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 4.4$ (cm²)

théorique $\rho = 4.52$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 0.00 (kN) M = -493.61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 15.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 27.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 252.8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 273.4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 252.8$ (MPa)

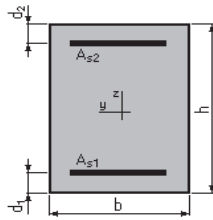
Pour le moment >0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 30.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	314.73

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 48.3$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4.4$ (cm²)

théorique $\rho = 2.46$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.18$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 0.00** (kN) **M = 314.73** (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 14.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 21.9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 252.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 252.8$ (MPa)

Ferrailage de la dalle inferieure « VSP »

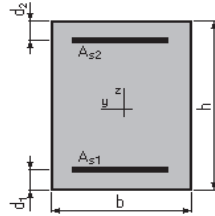
Pour le moment <0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 75.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	45.89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9.8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 9.8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.14$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 45.89 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3.55
Position de l'axe neutre:	$y = 13.0$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 65.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0.5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 6.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s_{lim}} = 252.8$ (MPa)

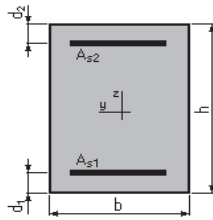
Pour le moment >0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 75.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	0.00	-118.72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 9.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 9.8$ (cm²)

théorique $\rho = 0.14$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 0.00** (kN) **M = -118.72** (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37

Position de l'axe neutre: $y = 13.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 15.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 252.8$ (MPa)

Ferrailage de l'ame « VSP »

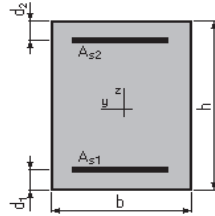
Pour le moment <0

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 75.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-412.04	-118.72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0.9$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 15.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 9.8$ (cm²)

théorique $\rho = 0.23$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -412.04 (kN) M = -118.72 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = -\infty$

Bras de levier: $Z = 70.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 23.2$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 6.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 252.8$ (MPa)

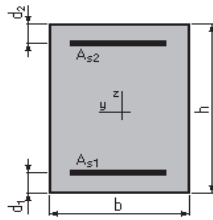
Pour le moment >0

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 45.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-764.13	-184.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 33.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6.8$ (cm²)

théorique $\rho = 0.74$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.15$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -764.13 (kN) M = -184.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 5.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43.1$ (cm)

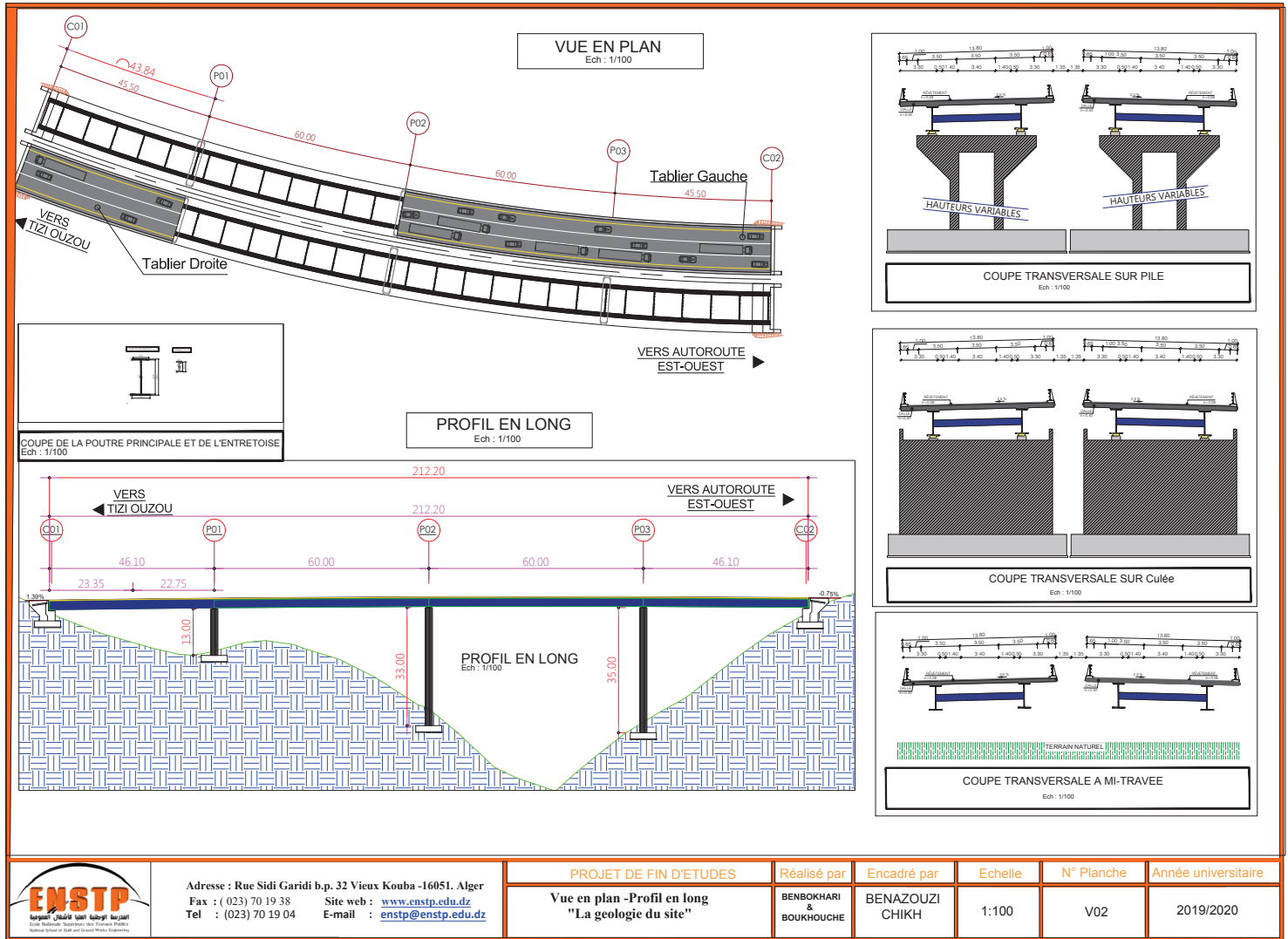
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 252.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 252.8$ (MPa)



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Vue en plan - Profil en long
 "La géologie du site"

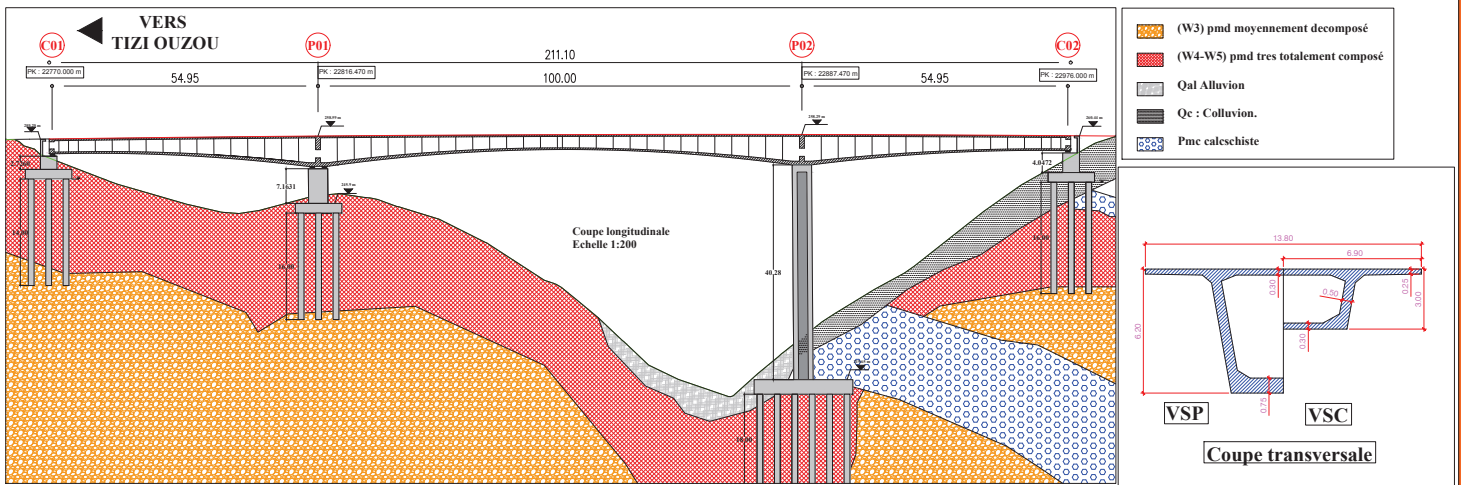
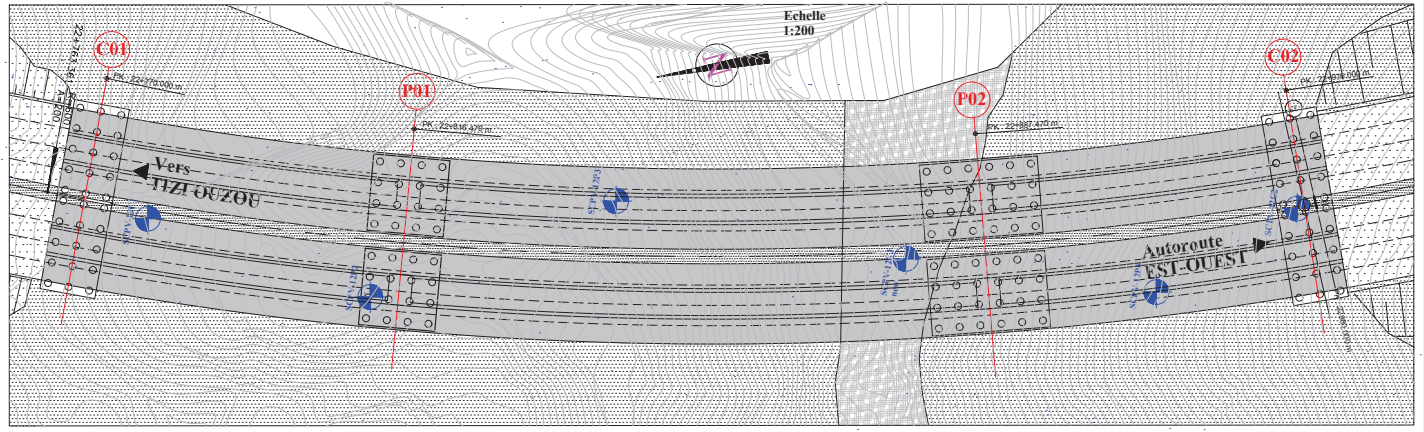
Réalisé par
 BENBOKHARI
 &
 BOUKHOUCHE

Encadré par
 BENAZOUZI
 CHIKH

Echelle
 1:100

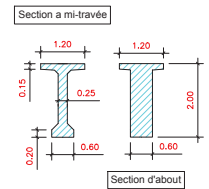
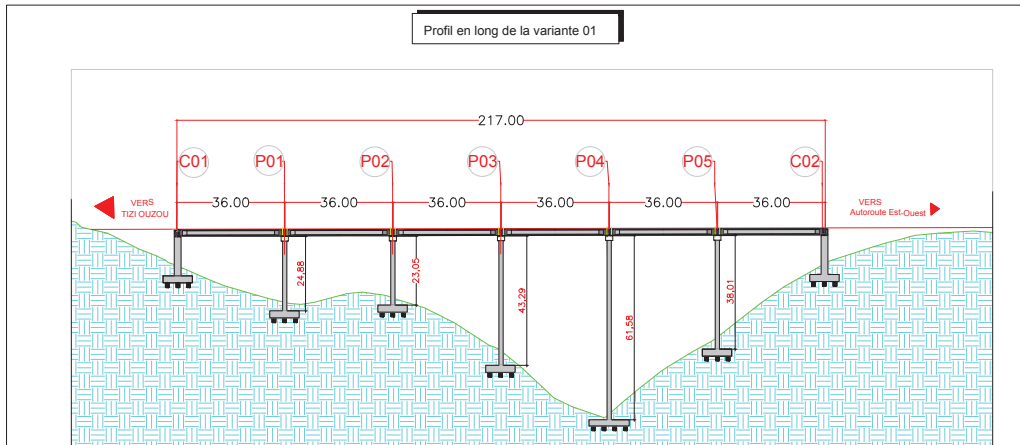
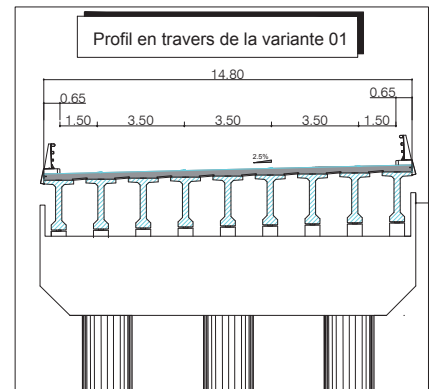
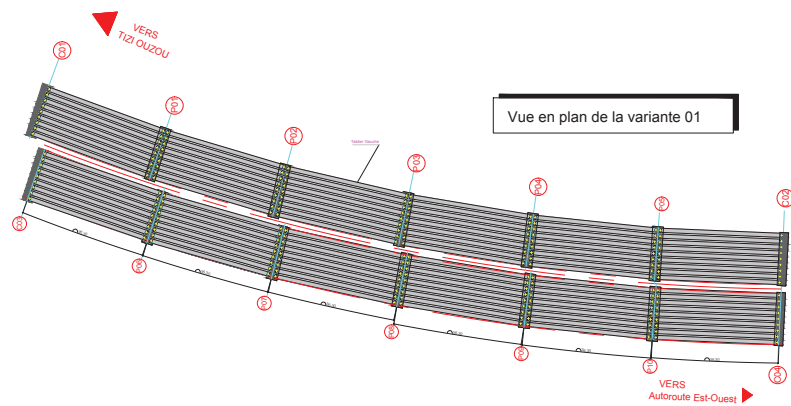
N° Planche
 V02

Année universitaire
 2019/2020



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Vue en plan -Profil en long "La géologie du site"	BENBOKHARI & BOUKHOUCHE	Dr.BENAZOUZ CHIKH	1:200	V03	2019/2020



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Vue en plan - Profil en long
 "La variante 01 'VIPP'"

Réalisé par
 BENBOUKHARI
 &
 BOUKHOUCHE

Encadré par
 BENAZOUZI
 CHIKH

Echelle
 1:300

N° Planche
 V01

Année universitaire
 2019/2020