



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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC V.21 EN
BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR
ENCORBELLEMENT SUCCESSIF COULE EN
PLACE AU PK40+257 DE LA PENETRANTE DE
TIZI-OUZOU - AUTOROUTE EST-OUEST**

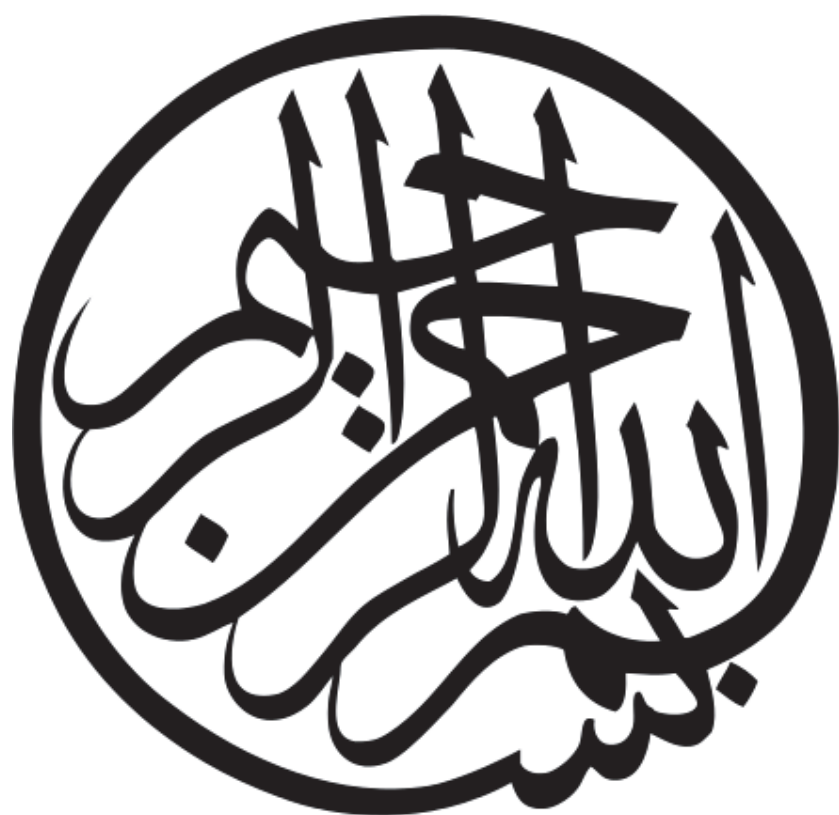
Présenté par :

BOUCHENAK Djallal

Encadré par :

Mr BABAKHOUYA Youcef
(Ing TP Sonatrach)

Promotion 2018 /2019



Remerciement

Je remercie tout d'abord le « Dieu Tout Puissant » de m'avoir donné la santé ,la patience et la volonté afin de réaliser ce modeste travail .

En second lieu je tiens à remercier mes chers parents de m'avoir offert tout ce dont j'ai besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans mes études.

Mes sincères remerciements vont à mon encadreur Mr BABAKHOUYA Youcef pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui m'ont guidés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Je remercie également Mr KIBBOUA Abderrahmane de m'avoir accordé sa confiance et accepté de m'aider.

Je remercie les membres du jury d'avoir honoré par leur présence à ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Je tiens à remercier également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et spécialement, ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, par leurs précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Sans oublier tout le personnel de l'Agence Nationale des Autoroutes (ANA) et Italconsult de Djebahia, particulièrement, l'équipe « ouvrage d'art » pour leurs disponibilités et leur patience durant toute la période du stage.

Dédicace

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à :

A mes chers parents qui m'ont donné le meilleur d'eux-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant toute ma vie.

A mes frères Houssem et Imad.

Pour ma chère sœur unique Manar.

Mes chers amis, pour leur permanente présence à mes côtés durant toute mon existence.

A tous ceux qui ont participé à ma formation académique.

Et enfin à tous ceux qui en seront honorés.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو تصميم و دراسة جسر يربط مدينة تيزي وزو و الطريق السيار شرق غرب بحيث يقع في النقطة الكيلومترية 257,25+40 م الى 464,65+40 م .
الجسر يمتد على مسافة 210 متر و عرض 13,80 متر .
اولا قمنا بعرض و تحديد الخيار المناسب من بين ثلاثة خيارات مختلفة، بعد ذلك انتقلنا الى الدراسة المعمقة للخيار المناسب مروراً بالنقاط التالية :
تعريف الحمولات و الحمولات الزائدة و دراسة الإجهاد وكذلك تقييم فقدان الإجهاد ، التحقق من القوة ، تحجيم معدات الجسر و نختم المذكرة بدراسة البنية التحتية.
فيما يتعلق بدرجة الماستر ، قمنا بإجراء بحث ببليوغرافي على أجهزة الدعم فيما يخص وظائفها وأنواعها المختلفة.

Résumé :

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc en reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est_Ouest sur 48 Km du PK 40+257.25 au PK 40+464.65. Le pont s'étend sur une longueur de 210 mètres, sa largeur est de 13,8 mètres.

Dans un premier temps, nous présentons cet ouvrage et identifions le choix approprié parmi trois propositions différentes puis par la suite les différentes étapes suivantes à savoir :

La définition des charges et surcharges, la détermination des sollicitations, l'étude de la précontrainte ainsi que l'évaluation des pertes, la vérification des contraintes, le dimensionnement des équipements du pont et nous clôturons le mémoire par une étude détaillée des appuis.

Concernant le master nous faisons une recherche bibliographique sur les appareils d'appuis en touchant leurs fonctions et leurs différents types.

Abstract :

The purpose of this work is the design and study of a bridge connecting the town of Tizi Ouzou to east-west highway within 48km located at PK 40+257,25 to PK 40+464,65 The bridge has 210 metres long and 13.8 metres wide.

First, we present this project and identify the appropriate choice among three different proposals, then we went to the in-depth study of the right choice through the following points :

The definition of the load and live load, the determination of solicitations, prestressed studies thus loss evaluation, constraints checking , the dimensioning of the bridge's equipment and we conclude the work with a detailed study of the supports.

Concerning the master's degree, we do a bibliographic research on the support devices by touching their functions and their different types.

Mot clés : encorbellement successif, béton précontraint, pieux, pile, inertie variable, post tension.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I	Recherche Bibliographique sur les Appareils d'Appuis
-------------------	---

I.1.	INTRODUCTION.....	2
I.2.	HISTORIQUE.....	2
I.3.	FONCTIONS DES APPAREILS D'APPUI.....	2
I.3.1.	Les fonctions habituelles	3
I.3.1.1.	Transmission des forces verticales	3
I.3.1.2.	Rotation	3
I.3.1.3.	Déplacements	3
I.3.2.	Les fonctions optionnelles	3
I.3.2.1.	Guidage	3
I.3.2.2.	Anti-soulèvement	3
I.3.3.	Les dispositifs complémentaires.....	3
I.3.3.1.	Anti-cheminement.....	3
I.3.3.2.	Butée.....	4
I.3.3.3.	Amortissement	4
I.4.	Description des différents types d'appareils d'appui.....	4
I.4.1.	Appareils d'appui en béton	4
I.4.1.1.	Les articulations Mesnager.....	4
I.4.1.2.	Les articulations Considere	4
I.4.1.3.	Les articulations Freyssinet.....	5
I.4.1.4.	Les articulations Caquot.....	5
I.4.1.5.	Les articulations doubles	5
I.4.2.	Appareils d'appui métalliques.....	6
I.4.2.1.	Appareils à plaques métalliques	6
I.4.2.2.	Appareils à balanciers	6
I.4.2.3.	Appareils à rouleaux.....	7
I.4.2.4.	Les bielles.....	7
I.4.3.	Appareils d'appui en caoutchouc fretté.....	7
I.4.3.1.	Typologie des appareils actuels.....	7
I.4.3.2.	Parties constitutives.....	8
I.4.4.	Appareils d'appui à pot	9
I.4.5.	Parties constitutives	9
I.4.6.	Typologie des appareils à pot	9
I.4.7.	Appuis parasismiques	10

I.4.7.1. Les différents types d'appuis parasismiques	10
I.5. CONCLUSION	11

CHAPITRE II

Présentation de L'ouvrage

II.1. INTRODUCTION.....	12
II.2. PRESENTATION DU PROJET.....	12
II.2.1. Objectif du projet.....	12
II.2.2. Situation du projet	12
II.2.3. L'obstacle à franchir	12
II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage	13
II.3. LES DONNEES DE PROJET	13
II.3.1. Les données fonctionnelles.....	13
II.3.1.1. Tracé en plan	13
II.3.1.2. Profil en long.....	13
II.3.1.3. Profil en travers	14
II.3.2. Les données naturelles.....	14
II.3.2.1. Topographie	14
II.3.2.2. Géotechnique.....	14
II.3.2.3. Sismicité du site	15
II.3.2.4. Température	15
II.3.2.5. Vent	16
II.3.2.6. Hydrologie.....	16
II.4. CONCLUSION.....	16

CHAPITRE III

Conception Générale

III.1 INTRODUCTION.....	17
III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	17
III.2.1 Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »	17
III.2.1.1 Conception longitudinale.....	17
III.2.1.2 Conception transversale.....	18
III.2.2 Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »	20
III.2.2.1 Conception longitudinale.....	20
III.2.2.2 Conception transversale.....	21
III.2.3 Variante 3 : « Pont Mixte Bipoutre »	23
III.2.3.1 Conception longitudinale.....	23
III.2.3.2 Conception transversale.....	23

III.3	VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT.....	26
III.3.1	Méthode de calcul	26
III.3.2	Vérification de la variante 1	26
III.3.2.1	Sollicitations.....	26
III.3.2.2	Estimation des sections de précontraintes :.....	27
III.3.2.3	Vérification des contraintes.....	27
III.3.3	Vérification de la variante 2	28
III.3.3.1	Sollicitations.....	28
III.3.3.2	Estimation des sections de précontraintes	28
III.3.3.3	Vérification des contraintes.....	28
III.3.4	Vérification de la variante 3	29
III.3.4.1	Sollicitations.....	29
III.3.4.2	Vérification des contraintes.....	29
III.4	ANALYSE MULTICRITERE.....	32
III.5	CONCLUSION.....	33

CHAPITRE IV

Charges et Hypothèses de Calcul

IV.1.	INTRODUCTION.....	34
IV.2.	NORMES et regles DE CALCUL.....	34
IV.3.	Caractéristiques des matériaux.....	34
IV.3.1.	Béton.....	34
IV.3.2.	Armatures	34
IV.3.2.1.	Armatures passives.....	35
IV.3.2.2.	Armatures de précontraintes.....	35
IV.3.3.	Contraintes admissibles	35
IV.3.3.1.	Béton	35
IV.3.3.2.	Armatures	36
IV.4.	EVALUATION DES ACTIONS.....	37
IV.4.1.	Evaluation des actions hors trafic	37
IV.4.1.1.	Actions permanentes	37
IV.4.1.2.	Action thermique.....	38
IV.4.2.	Evaluation des actions dues au trafic.....	38
IV.4.2.1.	Système de charge à considérer	38
IV.4.2.2.	Caractéristiques du pont :.....	38
IV.4.2.3.	Système de charge A	40
IV.4.2.4.	Système de charge B	40
IV.4.2.5.	Charges militaires : Mc 120	42
IV.4.2.6.	Charges exceptionnel : D240	43

IV.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique	43
IV.4.2.8. Efforts de freinage	44
IV.5. CONCLUSION.....	44

CHAPITRE V

Etude Longitudinale

V.1. INTRODUCTION.....	45
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION.....	45
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau.....	45
V.2.2. Charges à prendre en compte.....	46
V.2.3. Poids propre du fléau	46
V.2.4. Charge due au vent	47
V.2.5. Charges de chantier connues	47
V.2.6. Charges de chantier aléatoire.....	47
V.2.7. Actions accidentelles	47
V.2.8. Combinaisons d'action	48
V.2.9. Evaluation des efforts	48
V.2.10. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte	49
V.2.11. Calcul du nombre de câbles.....	49
V.2.12. Calcul de la surface des cales	50
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE.....	51
V.3.1. Phases de réalisation du tablier.....	51
V.3.2. Modélisation	52
V.3.3. Combinaisons d'action	53
V.3.4. Résultats.....	53
V.4. CONCLUSION.....	55

CHAPITRE VI

Etude de la Précontrainte

VI.1. INTRODUCTION.....	56
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTES DU FLEAU.....	56
VI.2.1. Détermination du nombre de câbles du fléau	56
VI.2.2. Position et enrobage des câbles	57
VI.2.3. Tracé des câbles en plan	58
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation	58
VI.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles	59

VI.3.	Etude de la précontrainte de continuité.....	62
VI.3.1.	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale.....	62
VI.3.2.	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive.....	63
I.1.1.	Tracé des câbles de continuité.....	63
VI.4.	Evaluation deS pertes de la précontrainte.....	66
VI.4.1.	Pertes de tension instantanées.....	66
VI.4.1.1.	Pertes de tension par frottement.....	66
VI.4.1.2.	Pertes de tension par recul de l'ancrage.....	67
VI.4.1.3.	Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.....	67
VI.4.2.	Pertes de tension différées.....	68
VI.4.2.1.	Pertes par retrait.....	68
VI.4.2.2.	Pertes par fluage.....	68
VI.4.2.3.	Pertes par relaxation.....	69
VI.4.2.4.	Pertes différées totales.....	69
VI.4.2.5.	Les pertes totales.....	69
VI.4.3.	Exemple de calcul des pertes.....	70
VI.5.	Vérification des contraintes.....	71
VI.5.1.	Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.....	71
VI.5.2.	Vérification des contraintes en phase de service.....	72
VI.5.3.	Armatures des zones tendues.....	73
VI.6.	VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT.....	73
VI.6.1.	Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	73
VI.6.1.1.	Détermination de l'effort tranchant.....	73
VI.6.1.2.	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	75
VI.6.2.	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.....	75
VI.6.2.1.	les bielles comprimées :.....	75
VI.6.2.2.	la résistance des armatures transversales.....	76
VI.6.	CONCLUSION.....	76

CHAPITRE VII.

Etude Transversale

VII.1.	INTRODUCTION.....	77
VII.2.	EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.....	77
VII.2.1.	Modélisation.....	77
VII.2.2.	Combinaisons de charges.....	78
VII.2.3.	Résultats.....	78

VII.3. FERRAILLAGE.....	78
VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur	78
VII.3.2. Ferrailage passif des voussoirs.....	80
VII.3.3. L'effet de la torsion.....	81
VII.4. CONCLUSION.....	81

CHAPITRE VIII.

Equipements du Tablier

VIII.1. INTRODUCTION.....	82
VIII.2. APPAREIL D'APPUI.....	82
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui	82
VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis	82
VIII.2.3. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B.....	82
VIII.2.4. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :.....	83
VIII.2.5. Dimensionnement des frettes :.....	83
VIII.2.6. Vérifications du dimensionnement	84
VIII.3. DES D'APPUIS.....	86
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis.....	86
VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis.....	86
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE.....	87
VIII.4.1. Dimensionnement	87
VIII.4.2. Type de joint	88
VIII. CONCLUSION.....	89

CHAPITRE IX.

Etude de L'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION.....	90
IX.2. ETUDE DE LA PILE.....	90
IX.2.1. Conception de la pile.....	90
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K.....	90
IX.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008	91
IX.2.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal	92
IX.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal	93
IX.2.3.3. Séisme vertical	94
IX.2.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)	94

IX.2.5.	Evaluation des efforts agissant sur la pile	94
IX.2.6.	Combinaison des efforts	95
IX.2.7.	Ferraillage de la pile	95
IX.2.7.1.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	95
IX.2.7.2.	Ferraillage en phase de réalisation	96
IX.2.7.3.	En phase de service	97
IX.2.7.4.	Ferraillage transversal	98
IX.2.8.	Etude de la fondation sous pile	98
IX.2.8.1.	Etude de la semelle.....	98
IX.2.8.2.	Fondation pieu.....	100
IX.3.	ETUDE DE LA CULEE.....	102
IX.3.1.	Choix de type de culée	102
IX.3.2.	Pré-dimensionnement de la culée.....	103
IX.3.3.	Vérification de la stabilité de la culée	104
IX.3.3.1.	Evaluation des efforts statiques.....	104
IX.3.3.2.	Evaluation des efforts sismiques.....	105
IX.3.3.3.	Fondation pieu :.....	106
IX.3.3.4.	Ferraillage de la fondation.....	107
IX.3.4.	Ferraillage des éléments de la culée	107
IX.3.4.1.	Ferraillage du mur garde grève	107
IX.3.4.2.	Dalle de transition	108
IX.3.4.3.	Mur frontal	109
IX.3.4.4.	Mur en retour	109
IX.4.	CONCLUSION.....	110

CONCLUSION GENERALE.....111

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

Liste des Figures

CHAPITRE I Recherche Bibliographique sur les Appareils d'Appuis

FIGURE I.1 : ARTICULATION-MESNAGER.....	4
FIGURE I.2 : ARTICULATION- CONSIDERE.....	4
FIGURE I.3 : ARTICULATION-FREYSSINET.	5
FIGURE I.4 : ARTICULATIONS-CAQUOT.	5
FIGURE I.5 : ARTICULATIONS-CAQUOT & FREYSSINET.	5
FIGURE I.6 : BALANCIER A CONTACT LINEAIRE.	6
FIGURE I.7 : BALANCIER A ROTULE AXIALE.....	6
FIGURE I.8 : BALANCIER A CALOTTE SPHERIQUE.	6
FIGURE I.9 : APPAREIL D'APPUI METALLIQUE A ROULEAU SIMPLE.	7
FIGURE I.10 : BIELLE.....	7
FIGURE I.11 : APPAREIL D'APPUI TYPE B.	8
FIGURE I.12 : APPAREIL D'APPUI TYPE C.	8
FIGURE I.13 : APPAREIL D'APPUI TYPE E.	8
FIGURE I.14 : LES PARTIES CONSTITUTIVES D'UN APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE.....	8
FIGURE I.15 : LES PARTIES CONSTITUTIVES D'UN APPAREIL D'APPUI A POT.....	9
FIGURE I.16 : PLAQUE DE GLISSEMENT, SANS GUIDAGE.....	10
FIGURE I.17 : PLAQUE DE GLISSEMENT ET GUIDAGE CENTRAL.	10
FIGURE I.18 : PLAQUE DE GLISSEMENT ET GUIDAGE LATERAL.....	10

CHAPITRE II Présentation de L'ouvrage

FIGURE II.1 : IMPLANTATION DU PROJET SUR LA CARTE.	12
FIGURE II.2 : TRACE EN PLAN V21.	13
FIGURE II.3 : PROFIL EN LONG V21.	13
FIGURE II.4 : PROFIL EN TRAVERS V21.....	14
FIGURE II.5 : VUE EN PLAN GEOLOGIQUE	15

CHAPITRE III Conception Générale

FIGURE III.1 : MORPHOLOGIE GENERALE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE.....	17
FIGURE III.2 : COUPE LONGITUDINALE ET VUE EN ELEVATION DE LA VARIANTE VIPP.....	18
FIGURE III.3 : COUPES TRANSVERSALES DE LA POUTRE.	19
FIGURE III.4 : COUPE TRANSVERSALE SUR PILE.....	19
FIGURE III.5 : VUE EN 3D VARIANTE 1.	19
FIGURE III.6 : COUPE LONGITUDINALE ET VUE EN ELEVATION DE LA VARIANTE VOUSOIR.....	20
FIGURE III.7 : NOTATIONS DES DIMENSIONS.....	21
FIGURE III.8 : COUPE TRANSVERSALE DU VOUSOIR VSP ET VC.....	22
FIGURE III.9 : COUPE TRANSVERSALE SUR PILE.....	22
FIGURE III.10 : VUE EN 3D VARIANTE 2.	22

FIGURE III.12 : COUPE LONGITUDINALE ET VUE EN ELEVATION DE LA VARIANTE 3.	23
FIGURE III.13 : NOTATIONS DES DIMENSIONS.	24
FIGURE III.14 : DIFFERENTES SECTIONS.	25
FIGURE III.15 : COUPE TRANSVERSALE SUR PILE VARIANTE 2.....	25
FIGURE III.16 : VUE EN 3D VARIANTE 3.	25
FIGURE III.17 : MOMENT MAXIMAL VARIANTE 1.....	26
FIGURE III.18 : MOMENT MAXIMAL VARIANTE 2.....	28
FIGURE III.19 : MOMENT MAXIMAL VARIANTE 3.....	29

CHAPITRE IV

Charges et Hypothèse de Calcul

FIGURE IV.1 : LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P.	36
FIGURE IV.2 : NUMERATION DES VOUSOIRS.	37
FIGURE IV.3 : LA LARGEUR ROULABLE.	38
FIGURE IV.4 : CAS DE CHARGEMENT.	39
FIGURE IV.5 : SYSTEME DE CHARGEMENT BC.....	41
FIGURE IV.6 : SYSTEME DE CHARGEMENT BT.	41
FIGURE IV.7 : SYSTEME DE CHARGEMENT BR.....	42
FIGURE IV.8 : CONVOI DE CHARGE MC 120.	42
FIGURE IV.9 : CONVOI EXCEPTIONNEL D240.....	43

CHAPITRE V

Etude Longitudinale

FIGURE V.1 : CHEMINEMENT DE LA REALISATION D'UN FLEAU.....	46
FIGURE V.2 : SITUATION TEMPORAIRE DE CONSTRUCTION A CONSIDERER.	47
FIGURE V.3 : SITUATION ACCIDENTELLE A CONSIDERER.	48
FIGURE V.4 : SCHEMA DESCRIPTIF DE CLOUAGE.	49
FIGURE V.5 : AMENAGEMENT DE TETE DE PILE EN PHASE DE CONSTRUCTION.	51
FIGURE V.6 : PHASES DE REALISATION DU TABLIER.	52
FIGURE V.7 : MODELE DE CALCUL.	53
FIGURE V.8 : MMAX A L'ELS.....	54
FIGURE V.9 : TMAX A L'ELS.....	54
FIGURE V.10 : MMAX A L'ELU.	54
FIGURE V.11 : TMAX A L'ELU.	55

CHAPITRE VI

Etude de la Précontrainte

FIGURE VI.1 : TRACE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU.....	58
FIGURE VI.2 : TRACE EN ELEVATION DES CABLES DU FLEAU.....	59
FIGURE VI.3 : POSITION DES CABLES C10.	59
FIGURE VI.4 : DISPOSITION DES CABLES DE FLEAU AU NIVEAU DU VSP.....	61
FIGURE VI.5 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DES FLEAUX P1/P2	61
FIGURE VI.6: DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE AU NIVEAU DES CLAVAGES P1-P2.....	64

FIGURE VI.7 : TRACE EN ELEVATION ET EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE AU NIVEAU DES CLAVAGES P1-P2.....	64
FIGURE VI.8 : DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE AU NIVEAU DU V09.....	65
FIGURE VI.9 : TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE CONTINUITE POUR LES TRAVEES DE RIVES.....	65
FIGURE VI.10 : FROTTEMENTS LE LONG DU CABLE LORS DE LA MISE EN TENSION.....	66
FIGURE VI.11 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES A $x = 74,10$ M.....	73
FIGURE VI.12 : EFFORT DE PRECONTRAINTE.	74

CHAPITRE VII.

Etude Transversale

FIGURE VII.1 : VUE EN 3D DU CAISSON SUR PILE MODELISE SUR LE LOGICIEL.	77
FIGURE VII.2 : VUE EN 3D DU CAISSON A LA CLE MODELISE SUR LE LOGICIEL.....	77
FIGURE VII.3 : FERRAILLAGE DU VOUSOIR SUR CLEF.	80
FIGURE VII.4 : FERRAILLAGE DU VOUSOIR SUR PILE.	81

CHAPITRE VIII.

Equipements du Tablier

FIGURE VIII.1 : DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL	83
FIGURE VIII.2 : JOINT DU TYPE WD.....	88

CHAPITRE IX.

Etude de L'infrastructure

FIGURE IX.1 : DIMENSIONS DE LA PILE LA PLUS HAUTE.....	90
FIGURE IX.2 : SOLLICITATIONS AGISSANT SUR LA PILE.	96
FIGURE IX.3 : ABAQUES DE WALTHER.	97
FIGURE IX.4 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ET DE LA PILE.	102
FIGURE IX.5 : FERRAILLAGE DE PIEU.	102
FIGURE IX.6 : DIMENSIONS DE LA CULEE.	104
FIGURE IX.7 : FERRAILLAGE DE LA CULEE.	110
FIGURE IX.8 : FERRAILLAGE DE PIEU.	110

Liste des Tableaux

CHAPITRE III Conception Générale

TABLEAU III.1 : RECAPITULATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1.	18
TABLEAU III.2 : RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSSOIRS.	20
TABLEAU III.3 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU VSP ET DU VC.	21
TABLEAU III.4 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES METALLIQUES.	24
TABLEAU III.5 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT.	24
TABLEAU III.6 : ANALYSE MULTICRITERES.	32

CHAPITRE IV Charges et Hypothèse de Calcul

TABLEAU IV.1 : CARACTERISTIQUES DE BETON.	34
TABLEAU IV.2 : CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON.	36
TABLEAU IV.3 : CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES.	36
TABLEAU IV.4 : ESTIMATION DU POIDS TOTAL DES VOUSSOIRS.	37
TABLEAU IV.5 : ESTIMATION DU POIDS DU AUX CCP ET LE BILAN DES CHARGES.	38
TABLEAU IV.6 : COEFFICIENT α_1	40
TABLEAU IV.7 : VALEURS DE $A(L)$ POUR LES 11 CAS POSSIBLES.	40
TABLEAU IV.8 : LES VALEURS DE BC	41
TABLEAU IV.9 : LES VALEURS DE BT	42
TABLEAU IV.10 : LES VALEURS DE Δ	43
TABLEAU IV.11 : L'EFFORT DE FREINAGE DE $A(L)$	44

CHAPITRE V Etude Longitudinale

TABLEAU V.1 : EVALUATION DU POIDS PROPRE DE CHAQUE PHASE.	46
TABLEAU V.2 : RECAPITULATION DES COMBINAISONS D'ACTION.	48
TABLEAU V.3 : EVALUATION DES EFFORTS MAX.	48
TABLEAU V.4 : CALCUL DE NOMBRE DE CABLES DE CLOUAGE.	50
TABLEAU V.5 : VALEURS LIMITES DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION.	51
TABLEAU V.6 : COMBINAISONS DE CHARGE EN PHASE DE SERVICE.	53

CHAPITRE III Etude de la Précontrainte

TABLEAU VI.1 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DU FLEAU.	57
TABLEAU VI.2 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU.	61
TABLEAU VI.3 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU.	61

TABLEAU VI.4 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE POUR LA TRAVEE PRINCIPALE.	62
TABLEAU VI.5 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE POUR LA TRAVEE DE RIVE.	63
TABLEAU VI.6 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES POUR LES TRAVEES PRINCIPALES..	64
TABLEAU VI.7 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES POUR LES TRAVEES PRINCIPALES.....	64
TABLEAU VI.8 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES POUR LES TRAVEES DE RIVES.....	65
TABLEAU VI.9: L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES POUR LES TRAVEES DE RIVES.....	65
TABLEAU VI.10 : LES PERTES TOTALES.	69
TABLEAU VI.11 : CONTRAINTES DES FIBRES EXTREMES DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION. ...	71

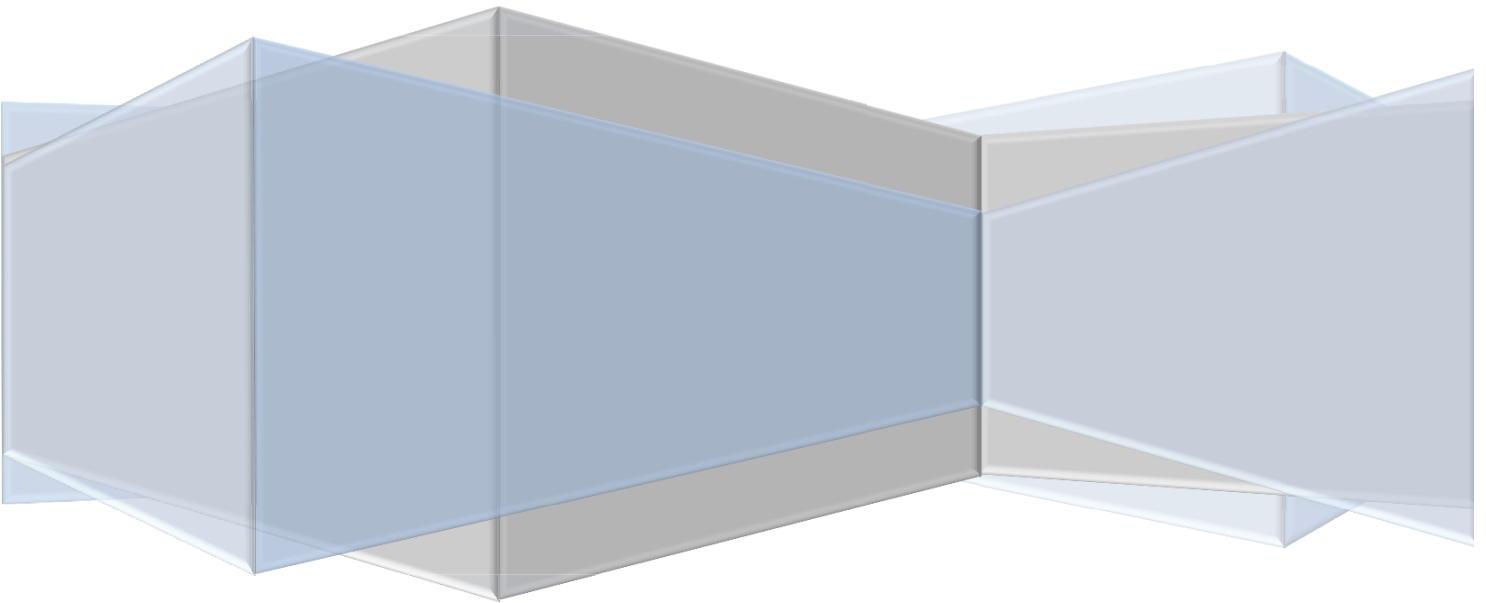
CHAPITRE VII.	Etude Transversale
TABLEAU VII.1 : COMBINAISONS DES CHARGES APPLIQUEES.....	78
TABLEAU VII.2 : MOMENTS EXTREMES DANS LE VOUSOIR SUR PILE.	78
TABLEAU VII.3 : MOMENTS EXTREMES DANS LE VOUSOIR A LA CLEF.	78
TABLEAU VII.4 : FERRAILLAGE PASSIF DU VSP ET VC.....	80

CHAPITRE VIII.	Equipements du Tablier
TABLEAU VIII.1 : LES EFFORTS NORMAUX APPLIQUES SUR LES APPAREILS D'APPUI.	82
TABLEAU VIII.2 : L'EFFORT HORIZONTAL POUR CHAQUE APPUI.	86
TABLEAU VIII.3 : MODELES DES JOINTS Wd.....	88
TABLEAU VIII.4 : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES JOINTS Wd.....	89

CHAPITRE IX.	Etude de L'infrastructure
TABLEAU IX.1 : IMPLANTATION ET HAUTEURS DES PILES.	90
TABLEAU IX.2 : RAIDEURS STATIQUES ET DYNAMIQUES LONGITUDINALES DES APPUIS.....	91
TABLEAU IX.3 : RAIDEURS STATIQUES ET DYNAMIQUES TRANSVERSALES DES APPUIS.	91
TABLEAU IX.4 : DISTRIBUTION DES FORCES ET DES DEPLACEMENTS LONGITUDINAUX SUR CHAQUE APPUI.	93
TABLEAU IX.5 : DISTRIBUTION DES FORCES ET DES DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX SUR CHAQUE APPUI.	94
TABLEAU IX.6 : LES EFFETS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU MOUVEMENT D'ENSEMBLE..	94
TABLEAU IX.7 : EVALUATIONS DES EFFORTS DE LA PILE LA PLUS SOLLICITEE.	95
TABLEAU IX.8 : COMBINAISONS DES EFFORTS.	95
TABLEAU IX.9 : VALEURS DES EFFORTS APPLIQUES SUR LA SEMELLE.....	99
TABLEAU IX.10 : REACTION SUR PIEUX.	100
TABLEAU IX.11 : RECAPITULATIF DES ROLES ET DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE. ..	103

TABLEAU IX.12 : EVALUATIONS DES EFFORTS DE LA CULEE LA PLUS SOLLICITEE.....	104
TABLEAU IX.13 : CALCUL DU COEFFICIENT DE POUSSEE K_{AD}	105
TABLEAU IX.14 : COMBINAISONS DES EFFORTS.	106
TABLEAU IX.15 : REACTION SUR PIEUX.	106
TABLEAU IX.16 : COMBINAISONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS POUR LA DALLE DE TRANSITION.....	109
TABLEAU IX.17 : COMBINAISONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS POUR LE MUR FRONTAL.	109

INTRODUCTION GENERALE



ENSTP 2018/2019

Afin de valider le diplôme d'ingénieur d'état à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics de Kouba spécialisé en Travaux Publics (Infrastructure de base), il est nécessaire de terminer la formation par un projet de fin d'études (PFE), j'ai choisi d'effectuer mon PFE au sein de l'Agence Nationale des Autoroutes, l'entreprise qui m'a accueilli pendant mon dernier semestre de cycle ingénieur.

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette dernière a engendré une insuffisance du réseau routier qu'on doit satisfaire la circulation automobile. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier, parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art dans lesquels les ponts occupent une place primordiale et indispensable.

D'une façon générale on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé, grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux, tel que le béton précontraint qui est la plus importante innovation du 20^{ème} siècle.

Le thème de mon mémoire porte sur la conception et l'étude d'un viaduc V.21 au PK40+257 m de la pénétrante de Tizi_Ouzou-Autoroute Est_Ouest.

Pour bien mener ce travail, le mémoire est structuré en neuf (09) chapitres en adoptant le plan suivant :

Le 1^{ier} chapitre pour une recherche bibliographique large comprenant des généralités sur les différents types d'appareils d'appuis.

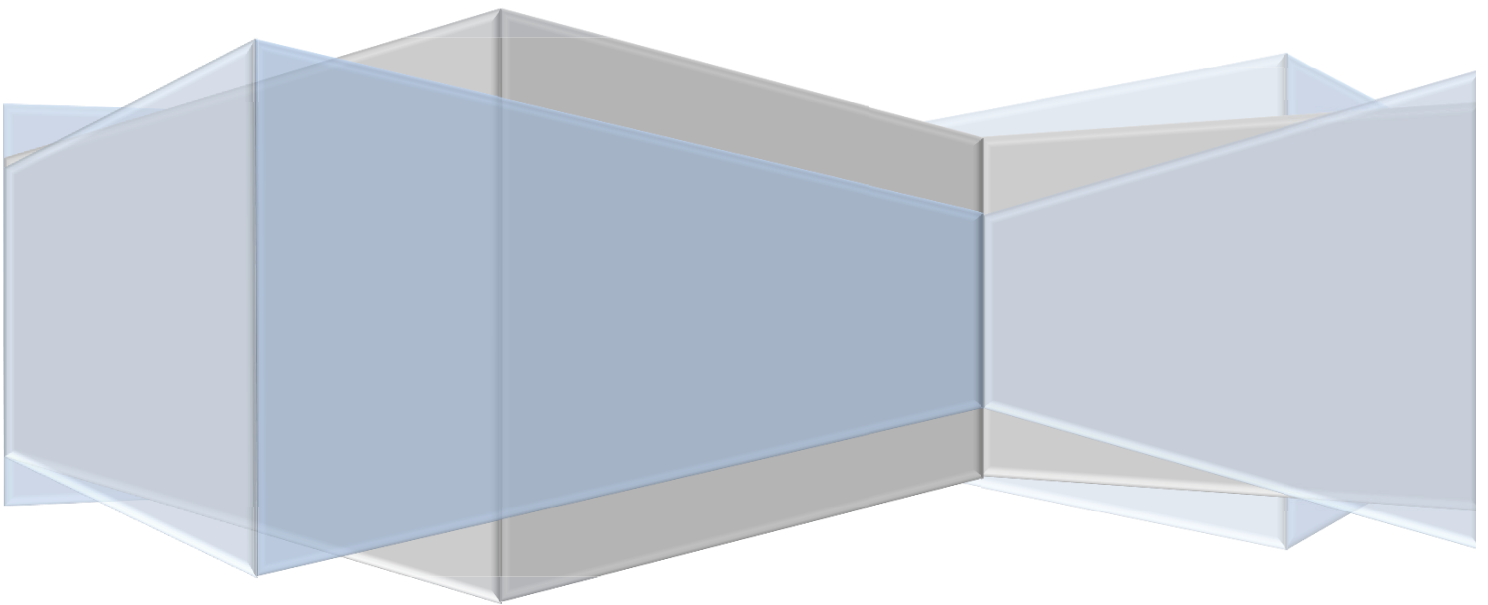
Le 2^{ème} et le 3^{ème} chapitre sont consacrés à la présentation de l'ouvrage, ainsi que la conception.

Les cinq chapitres suivants sont réservés au 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 d'un logiciel à la base des éléments finis.

Le 9^{ème} chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure.

Finalement, une conclusion générale achèvera mon travail mettant en avant les principaux points retenus durant cette étude.

**RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE
Sur Les Appareils
d'Appuis**



ENSTP 2018/2019

I.1. INTRODUCTION

Les ponts ne sont pas des structures statiques. Ils sont en continuel mouvement (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc. . .) .Pour permettre ces mouvements, on les équipe habituellement de dispositifs appelés appareils d'appui qui sont mis en place entre la structure et les appuis.

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation routières et ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

I.2. HISTORIQUE

Les premiers appareils d'appuis en béton sont les articulations Mesnager introduites en 1907 mais qui sont très rapidement supplantées par les articulations Freyssinet formées par une section rétrécie de béton, traversée par des armatures passives de type goujons, de nouvelles articulations dites de type Caquot apparaissent en 1928.

L'utilisation du caoutchouc fretté (matériau dénommé également élastomère) a été utilisé au début des années 1950 et qui constitue une évolution majeure, d'abord constitués de simple couches de caoutchouc et de grillages, en 1956 apparition de l'adhérence par vulcanisation, Plus tard dans les années 1990 sont utilisés des appuis en élastomère enrobé.

Les appareils à pot sont constitués d'une base métallique en forme de pot cylindrique dans laquelle est enfermé un coussin en caoutchouc, qui apparaissent au début des années 1960. Une plaque de glissement, généralement en PTFE (polytétrafluoroéthylène), peut être insérée dans la partie supérieure pour permettre les glissements.

I.3. FONCTIONS DES APPAREILS D'APPUI

Un appareil d'appui est une partie de l'ouvrage, qui joue un grand rôle dans le fonctionnement de la structure en assurant la transmission des efforts du tablier aux appuis.

La surveillance et l'entretien des appareils d'appui nécessitent donc de connaître le principe du fonctionnement de l'ouvrage, celui-ci doit figurer dans son document signalétique et qui peut être consulté avant toute opération de surveillance des appareils d'appui.

Afin de bien analyser le fonctionnement d'une structure, il est primordial de bien connaître le schéma théorique des possibilités de ses appareils d'appui et ensuite de s'assurer de la fonctionnalité de ces appareils.

I.3.1. Les fonctions habituelles

I.3.1.1. Transmission des forces verticales

Un appareil d'appui permet de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières et ferroviaires.

I.3.1.2. Rotation

- Dans une direction avec ou sans transmission de moments.
- Dans toutes les directions avec ou sans transmission de moments.

I.3.1.3. Déplacements

- fixes avec transmission des forces horizontales (déplacement nul).
- Unidirectionnels avec transmission des efforts perpendiculaires au sens privilégié de déplacement, ainsi que des efforts dus à la distorsion ou au frottement induits par le déplacement et la variation d'excentrement sur l'appui ou/et le tablier.
- Multidirectionnels avec transmission des efforts dus à la distorsion ou au frottement et des variations d'excentrement.

I.3.2. Les fonctions optionnelles

I.3.2.1. Guidage

Lorsqu'il est souhaitable que l'ouvrage se translate sur ses appuis avec un jeu transversal minime (quelques mm) on fait appel à un dispositif de guidage intégré à l'appareil ou indépendant. Les exemples les plus connus sont les dents ou des rainures de guidage des appareils d'appuis métalliques, ainsi que les clavettes ou des plaques de glissement guident des appareils d'appui à pot unidirectionnel. Les ouvrages courbes possèdent souvent des dispositifs de guidage intégrés à l'appareil ou constitués d'appareils spécifiques.

I.3.2.2. Anti-soulèvement

Cette fonction est recherchée dès qu'une réaction sur un appareil risque d'être négative et d'entraîner un déplacement de la structure. C'est le cas des travées de rive de faible portée d'ouvrages hyperstatiques, de nombreux ponts suspendus, etc.

I.3.3. Les dispositifs complémentaires

I.3.3.1. Anti-cheminement

Ce sont des dispositifs qui empêchent le déplacement des appareils lorsque ceux-ci ne sont pas assez chargés. Par exemple, ces dispositifs sont nécessaires notamment sur les appareils en caoutchouc fretté d'une travée de rive courte par rapport à sa travée adjacente dans un système de travées continues, ouvrages très biais, dalle large, etc.

I.3.3.2. Butée

Ce sont des dispositifs qui limitent les déplacements sur appui à une valeur donnée, ils trouvent généralement leur utilisation pour faire face à des situations exceptionnelles telles que les mouvements sismiques, les inondations nécessitant une retenue du tablier et les chocs de bateaux. La butée est en général indépendante de l'appareil d'appui porteur.

I.3.3.3. Amortissement

On utilise parfois les capacités des appareils d'appui en caoutchouc surtout pour des risques sismiques.

Les fonctions butées et amortissement peuvent également être exercées par d'autres éléments que les appareils d'appui.

I.4. Description des différents types d'appareils d'appui

I.4.1. Appareils d'appui en béton

I.4.1.1. Les articulations Mesnager

Ce type d'articulation se compose de barres d'acier qui se croisant en X dans une section rétrécie de béton ménagée entre les pièces à articuler. Les barres sont disposées alternativement dans l'une ou l'autre direction et sont concourantes sur une même droite : l'axe de l'articulation. La résistance est demandée exclusivement aux barres croisées, à l'exclusion du noyau de béton de la section rétrécie, qui n'a qu'un rôle de protection des armatures.

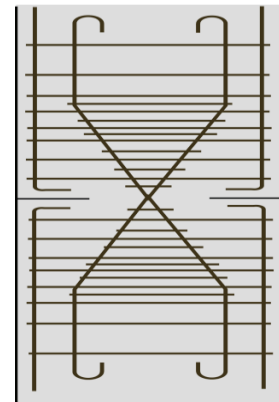


Figure I.1 : Articulation-Mesnager.

Le fonctionnement de l'articulation entraîne une fissuration du noyau et les aciers sont donc mal protégés de la corrosion.

I.4.1.2. Les articulations Considere

Ce sont des articulations provisoires qui se composent d'un élément de béton fretté, réduit à un noyau.

La présence d'armatures en attente permet ensuite d'enrober l'articulation et de reconstituer la section du poteau. De ce fait, elles sont difficilement identifiables.

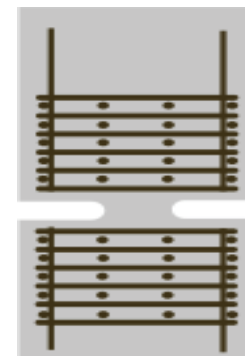


Figure I.2 : Articulation- Considere.

I.4.1.3. Les articulations Freyssinet

Les articulations Freyssinet ou à sections rétrécies de béton, elles possèdent ou ne possèdent pas d'aciers traversant (goujons) selon l'intensité des efforts horizontaux.

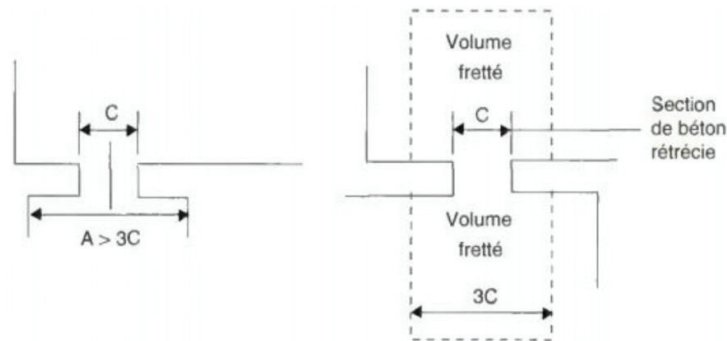


Figure I.3 : Articulation-Freyssinet.

I.4.1.4. Les articulations Caquot

A roulement de cylindre ou de sphère sur un plan ou un cylindre, dite articulation roulante. Elles remplissent le rôle d'appareil d'appui fixe.

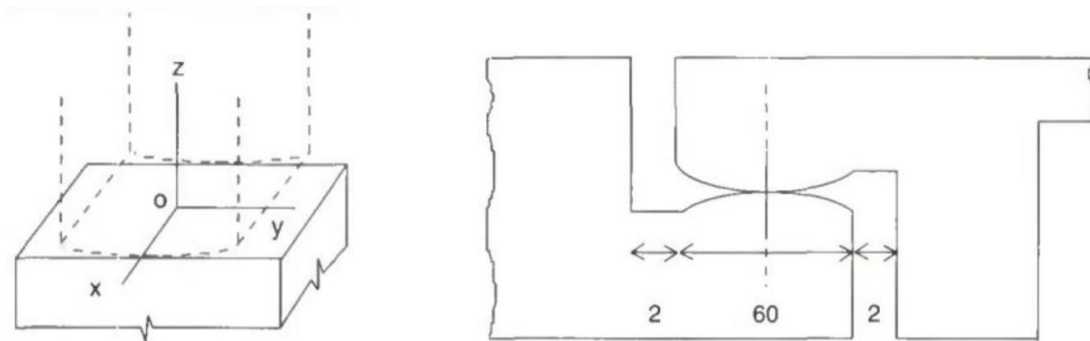


Figure I.4 : Articulations-Caquot(à gauche) simple , (à droite) double.

I.4.1.5. Les articulations doubles

Les articulations Caquot ou Freyssinet sont parfois dédoublées pour ajouter une capacité de translation à leur capacité normale de rotation.

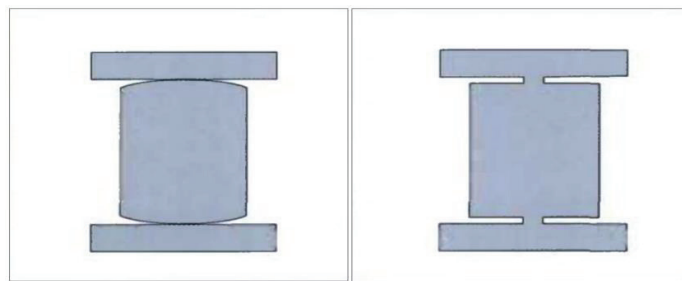


Figure I.5 : Articulations-Caquot & Freyssinet.

I.4.2. Appareils d'appui métalliques

I.4.2.1. Appareils à plaques métalliques

Ce sont les dispositifs les plus simples et les plus anciens. On les rencontre sur des ouvrages anciens avec des longueurs dilatables dépassant rarement 20 m et des descentes de charge réparties sur un assez grand nombre de points.

I.4.2.2. Appareils à balanciers

Ce type d'appareil d'appui comprend plusieurs pièces dont une présente en surface courbe, cylindrique ou sphérique, nommée balancier, sur laquelle peut rouler un autre élément plan ou courbe.

❖ Balanciers à contact linéaire

Ils sont composés d'une surface cylindre roulant sur une surface plane et permettent la rotation dans une direction et assurent la fonction d'appui fixe. Le guidage est assuré par des goujons ou des dents.

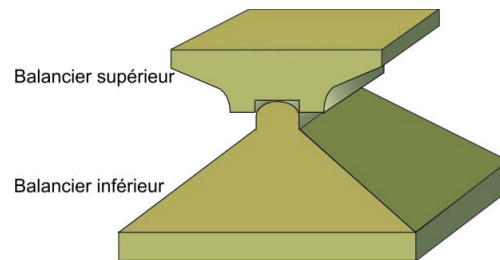


Figure I.6 : Balancier à contact linéaire.

❖ Appareil d'appui à balancier à rotule axiale

Ils jouent le rôle d'appareil d'appui fixe. En général, ils comportent un guidage qui empêche un cheminement de l'axe. On les rencontre conjugués avec un plan de glissement constitué de rouleaux multiples pour assurer en plus la fonction de déplacement longitudinal.

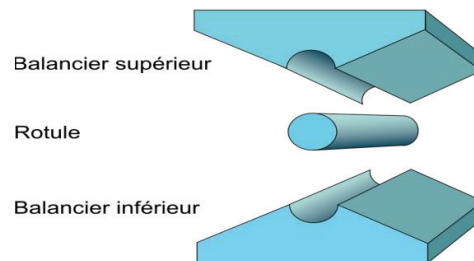


Figure I.7 : Balancier à rotule axiale.

❖ Balanciers à contact ponctuel

Il s'agit de petits appareils d'appui composés d'une surface sphérique convexe sur laquelle se déplace sans glisser, une surface plane ou une surface sphérique concave à grand rayon. Ils permettent les rotations dans toutes les directions, tout en jouant le rôle d'appui fixe.

❖ Appareils d'appui sphériques et cylindres

Les calottes sphériques sont une variante des appareils précédents. La surface de contact est sphérique, les balanciers supérieurs et inférieurs ayant le même rayon. Il existe des calottes cylindriques variantes des balanciers à rotule axiale. Elles sont aussi appelées genouillères.

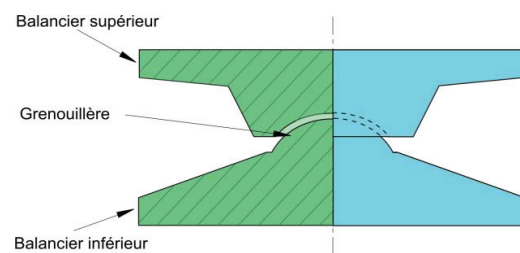


Figure I.8 : Balancier à calotte sphérique.

I.4.2.3. Appareils à rouleaux

Ils assurent à la fois le déplacement longitudinal et la rotation d'axe transversal dû à la flexion du tablier. Il existe plusieurs types de dispositifs : rouleau simple, rouleau simple tronqué (ou galet), rouleau à côtés aplatis (ou pendule), rouleaux multiples.

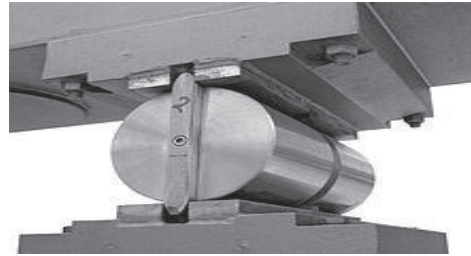


Figure I.9 : Appareil d'appui métallique à rouleau simple.

I.4.2.4. Les bielles

Les bielles permettent une double articulation. Elles sont donc généralement utilisées à la jonction de deux éléments dont les mouvements sont indépendants. On peut en trouver sur les ponts suspendus, les cantilevers, etc.

De par leur conception, les désordres éventuels sont à rechercher au niveau des surfaces de contact (axes, etc.), ovalisation par usure, jeu anormal, blocage par corrosion, déplacement. En cas de

translation importante les bielles entraînent des dénivellations entre les éléments

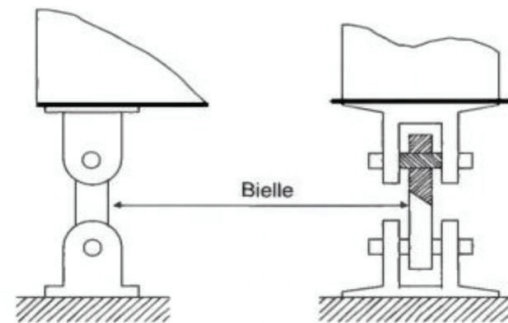


Figure I.10 : Bielle.

I.4.3. Appareils d'appui en caoutchouc fretté

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé, renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhérence) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte".

I.4.3.1. Typologie des appareils actuels

Selon la norme française NF EN 1337-3 on a six types d'appareils d'appui :

- **Type A** : appareil d'appui à une seule frette enrobée.
- **Type B** : appareil d'appui comportant au moins deux frettes (ici cinq) et entièrement enrobé.
- **Type C** : appareil d'appui comportant des plaques métalliques extérieures.
- **Type D** : appareil d'appui glissant comportant en surface une feuille de PTFE (polytétrafluoroéthylène).
- **Type E** : appareil d'appui glissant comportant en surface une plaque métallique en contact avec la feuille de PTFE.
- **Type F** : Appareil d'appui non fretté et en bande.

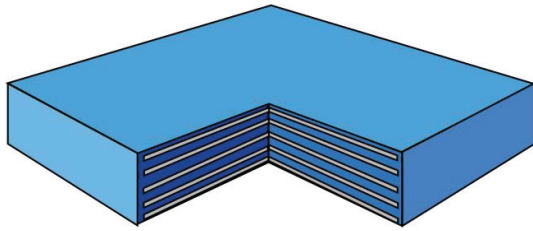


Figure I.11 : Appareil d'appui Type B.

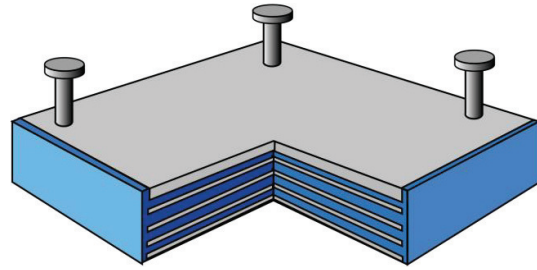


Figure I.12 : Appareil d'appui Type C.

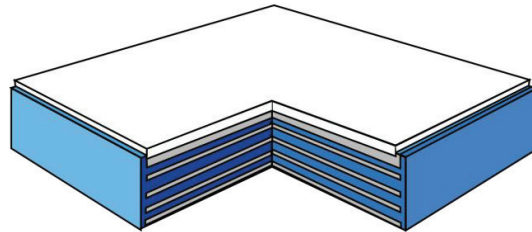


Figure I.13 : Appareil d'appui Type E.

I.4.3.2. Parties constitutives

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure ci-dessous :

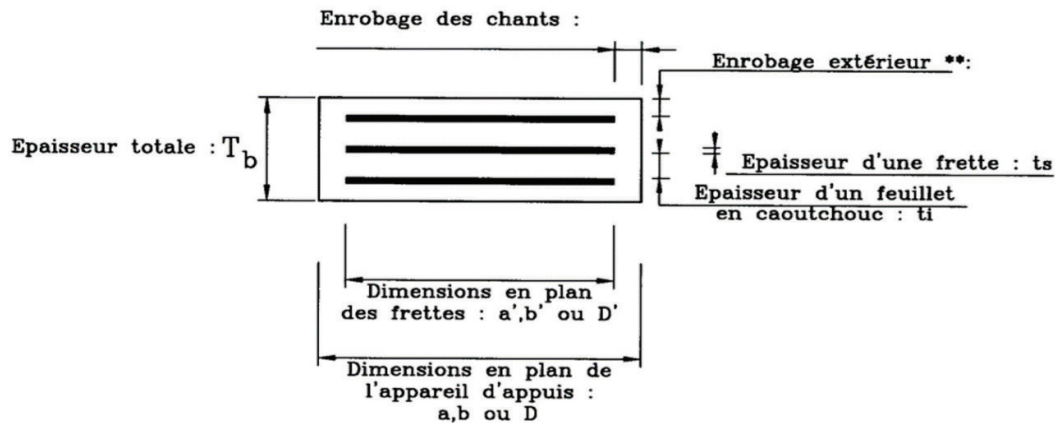


Figure I.14 : Les parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

❖ Le caoutchouc

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être naturel, d'origine végétale, de latex, et qui sont des polymères de l'isoprène (polyisoprène ou NR pour "Natural Rubber" dans la norme), ou synthétique dans ce cas, le composé est le plus souvent un polymère du chloroprène (polychloroprène ou CR pour "Chloroprène Rubber" dans la norme).

❖ Les frettes en acier

Elles sont systématiquement en acier S 235 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent, l'épaisseur des frettes ne pourra en aucun cas être inférieure à 2 mm.

I.4.4. Appareils d'appui à pot

Un appareil d'appui à pot a un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à un volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

I.4.5. Parties constitutives

Un appareil d'appui à pot comprend :

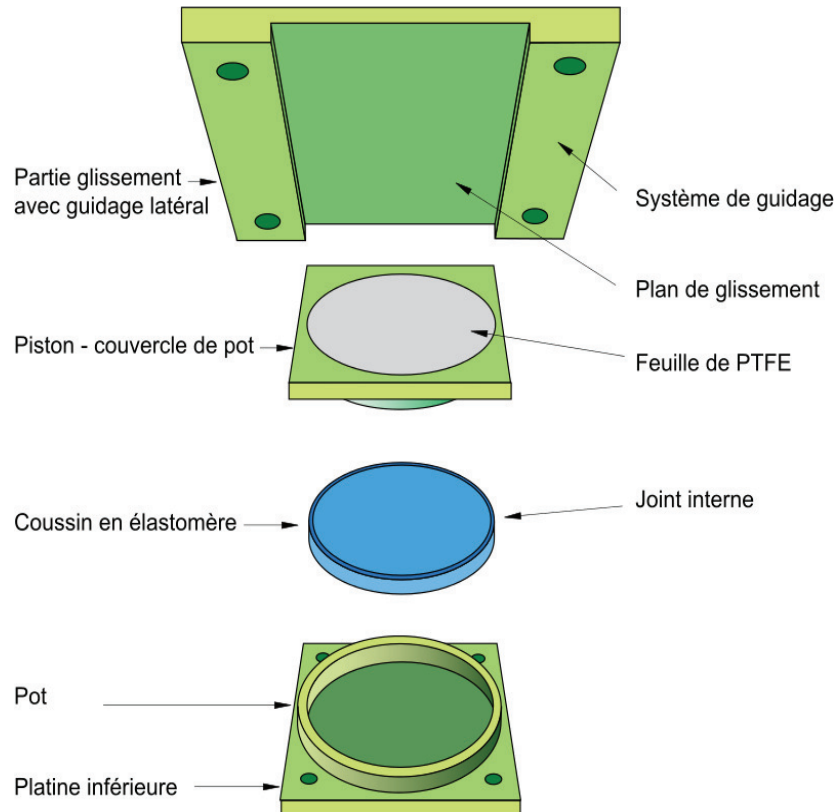


Figure I.15 : Les parties constitutives d'un appareil d'appui à pot.

I.4.6. Typologie des appareils à pot

Les appareils se différencient essentiellement par leur type de guidage qui peut être central ou latéral.

- Le guidage central peut être obtenu par une clavette centrale fixée au piston par boulons à serrage ou par soudage, ou bien par usinage de la plaque de glissement et engravure dans le piston.
- Le guidage latéral peut être obtenu par des plaques latérales boulonnées, soudées ou usinées dans la masse.

On distingue 3 types :

- ❖ avec plaque de glissement, sans guidage (multidirectionnel).



Figure I.16 : Plaque de glissement, sans guidage.

- ❖ avec plaque de glissement et guidage central (unidirectionnel).



Figure I.17 : Plaque de glissement et guidage central.

- ❖ avec plaque de glissement et guidage latéral.

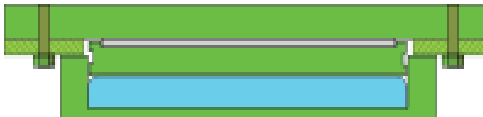


Figure I.18 : Plaque de glissement et guidage latéral.

I.4.7. Appuis parasismiques

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure. Ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Ils doivent permettre des déplacements horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure. Par ailleurs, ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges gravitaires de la structure pendant et hors séisme. La structure qui repose sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée.

I.4.7.1. Les différents types d'appuis parasismiques

Ils existent plusieurs types d'appuis parasismiques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- ❖ Appuis à déformation.
- ❖ Appuis à glissement.
- ❖ Appuis à déformation et glissement.
- ❖ Appuis à roulement.

▪ Les appuis à déformation

Ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère, caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes) analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts (appareils d'appuis).

▪ Les appuis à glissement

Le système d'appuis à glissement le plus simple est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement.

▪ Les appuis à déformation et glissement

Ces isolateurs sont constitués de plaques concentriques qui sont en contact de frottement l'une par rapport à l'autre et reliées par un ou plusieurs noyaux en caoutchouc dont le rôle est de distribuer le glissement sur la hauteur de l'isolateur.

▪ Les appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.

I.5. CONCLUSION

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareil sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière commune.

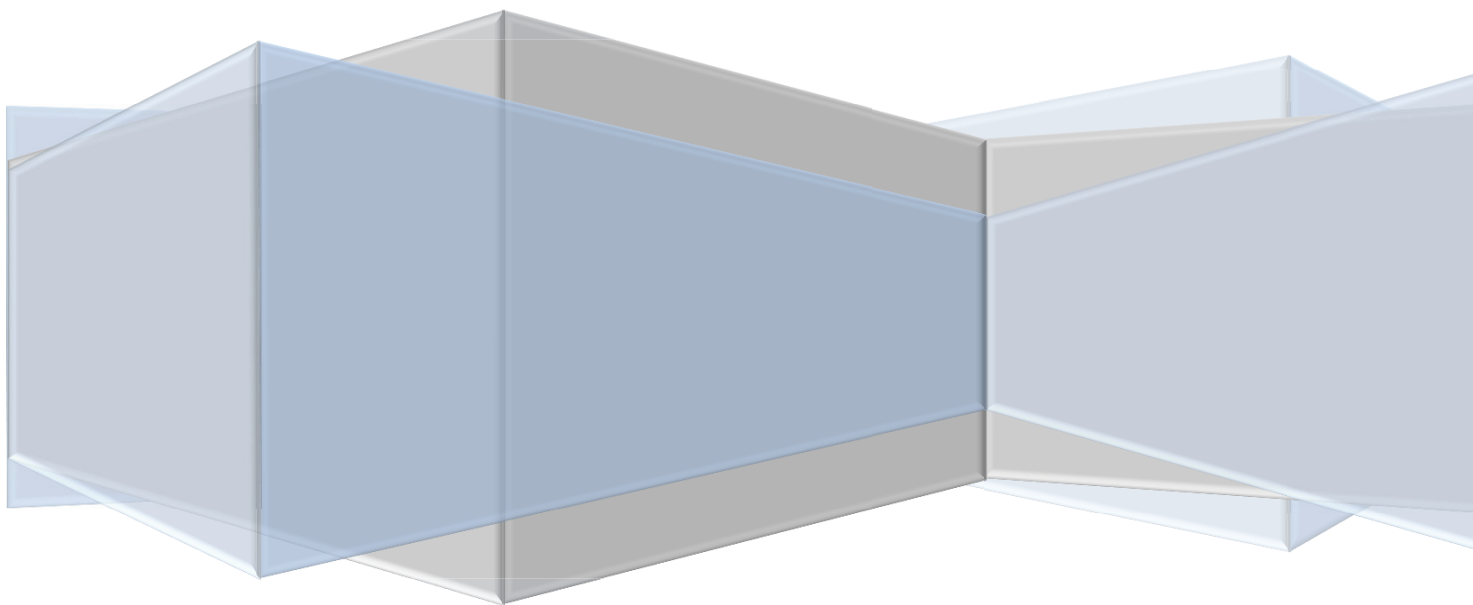
Bibliographie

Document SETRA, (1979) « Instruction Technique Pour La Surveillance Et L'entretien Des Ouvrages D'art ». Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

Document SETRA, (juillet 2007) « Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté ». Service d'études techniques des routes et autoroutes.

Document SETRA, (juillet 2007) « Guide technique Appareils d'appui à pot ». Service d'études techniques des routes et autoroutes.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



ENSTP 2018/2019

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à l'utilisateur. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et des exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Mon projet de fin d'études (PFE) a pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc V21, fait partie du projet de réalisation d'une pénétrante autoroutière reliant la ville Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48km, qui permet de franchir un relief difficile dans cette région.

II.2.2. Situation du projet

L'ouvrage d'art (Viaduc) V21 situé dans la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est Ouest sur 48 Km du PK 40+257.25 au PK 40+464.65.

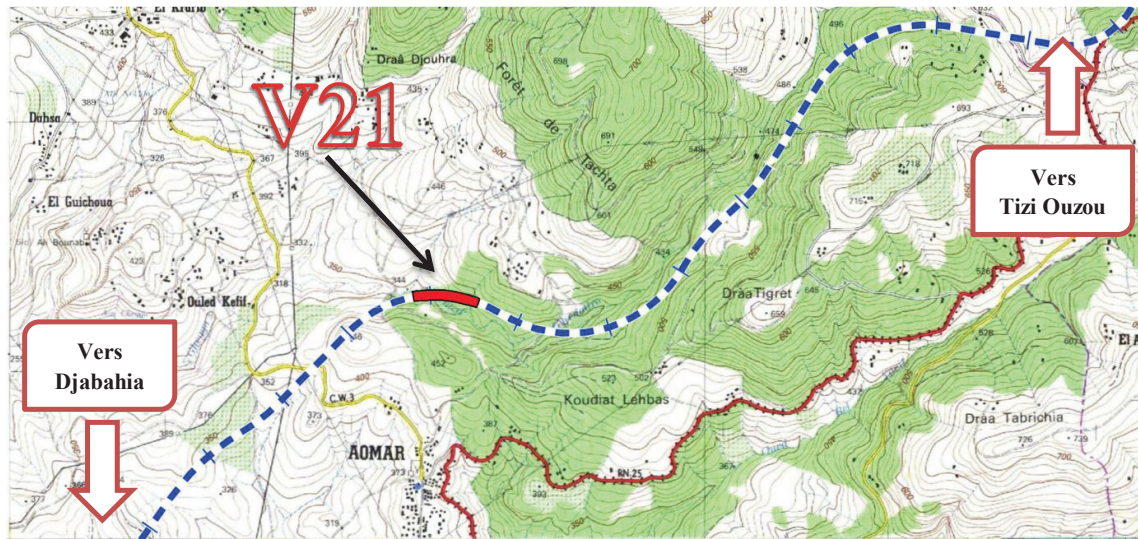


Figure II.1 : Implantation du projet sur la carte.

II.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une vallée moyennement profonde.

II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage imposé par le tracé routier de l'autoroute sont :

➤ **Viaduc sens PK (Tizi-Ouzou vers Djebahaia)**

- Longueur : 210.00 m du PK 40 + 257.250 au PK 40 + 464.65
- Largeur du tablier : 13,80 m.
- La pente : -3,396 %.

➤ **Viaduc sens inverse PK (Djebahaia vers Tizi-Ouzou)**

- Longueur : 204.80 m du PK 40 + 257.250 au PK 40 + 464.65
- Largeur du tablier : 13,80 m.
- La pente : -3,396 %.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont courbé d'un rayon de 680 mètres et d'une longueur de 207.4 mètres (axe principal).

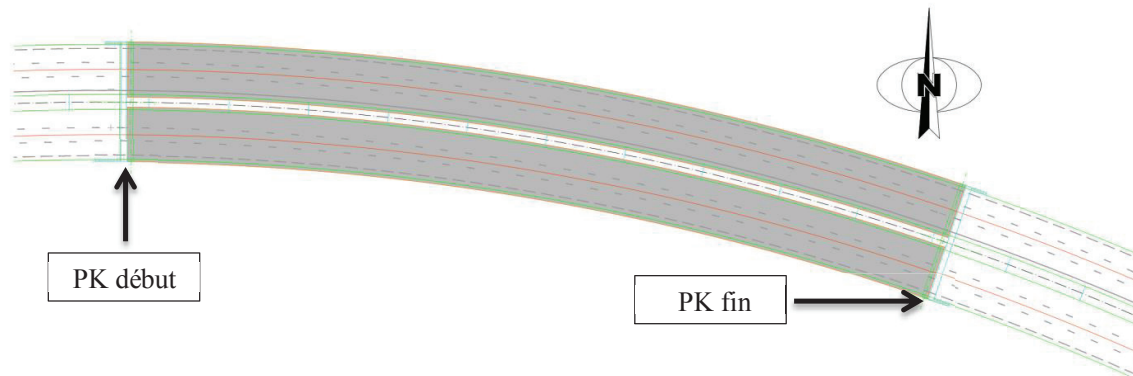


Figure II.2 : Tracé en plan V21.

II.3.1.2. Profil en long

Axe de roulement présent une pente longitudinale de -3,396 %. (Sens Pk).

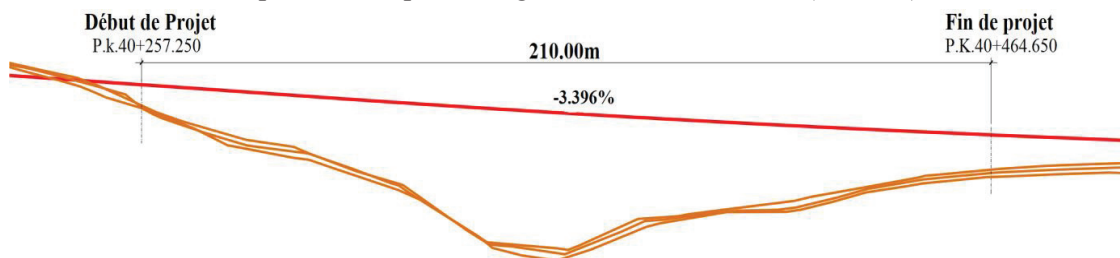


Figure II.3 : Profil en long V21.

II.3.1.3. Profil en travers

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

La largeur tablier de 13.8 m, comprend :

- Trois (3) voies de circulation de 10.5 m de largeur ;
- Deux (2) bandes d'arrêts d'urgence de 1 m de largeur ;
- Deux (2) Barrières de 0.65 m.

Avec un devers de 2.5%.

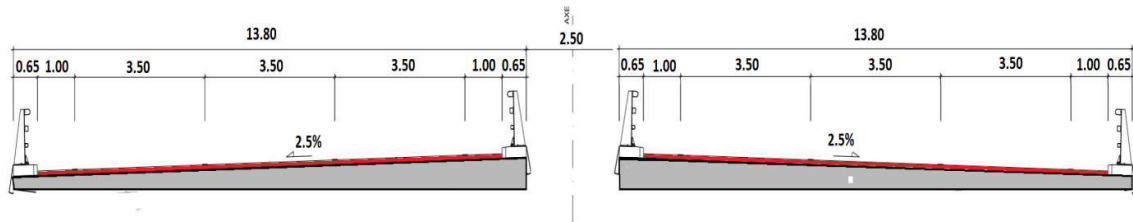


Figure II.4 : Profil en travers V21.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

II.3.2.2. Géotechnique

Les données géotechniques 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 et les niveaux possibles de fondation, elles doivent donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tels que :

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

Le sol a été classifié d'après la pression limite et le module pressiométrique tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S3.

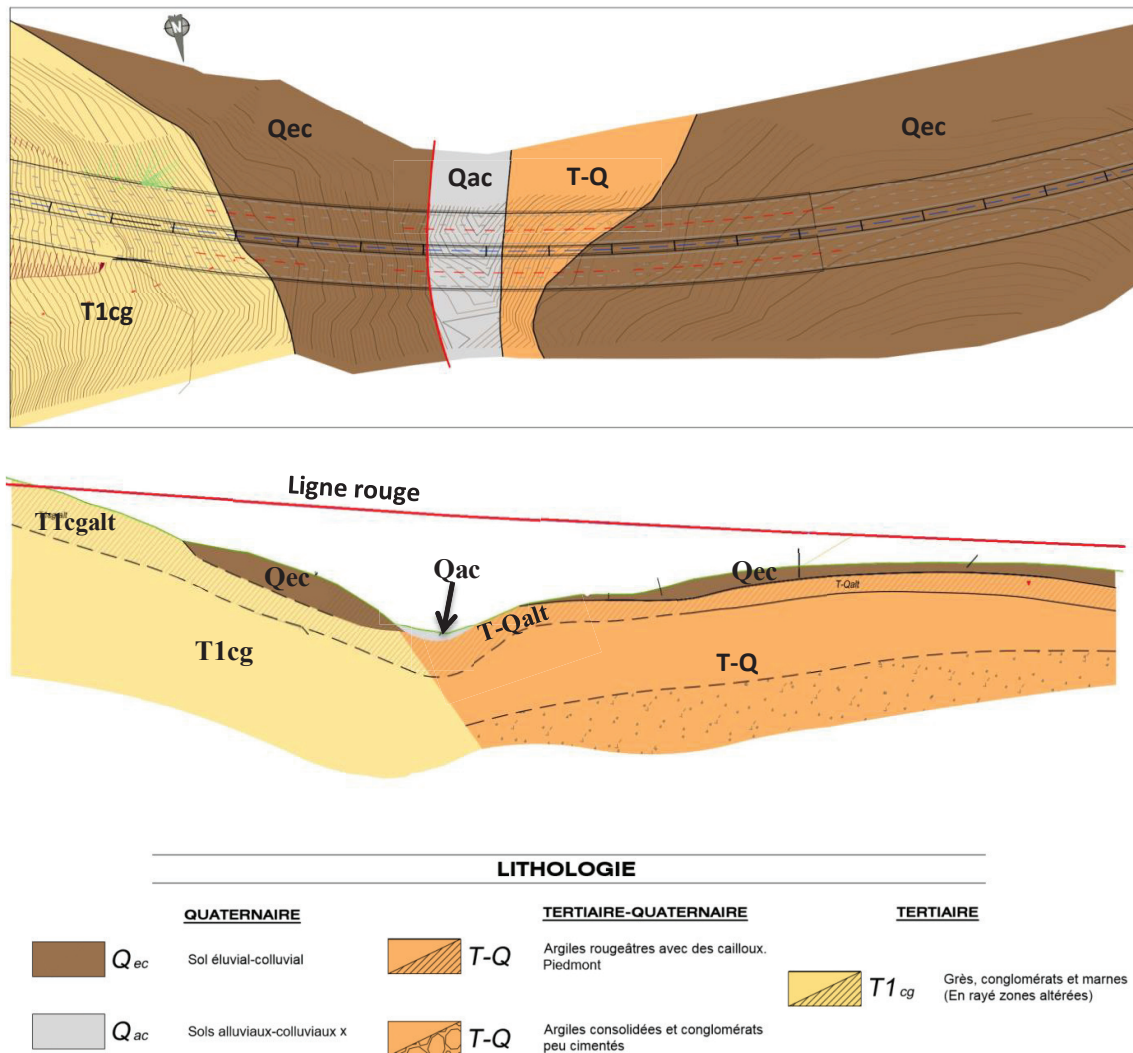


Figure II.5 : Vue en plan et en élévation géologique

II.3.2.3. Sismicité du site

L'ouvrage d'art est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Selon RPOA 2008 est une zone de sismicité moyenne. L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (pont important selon art.2.2), le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A = 0,2$.

II.3.2.4. 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'appui.

- 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 la journée et 0°C la nuit.

II.3.2.5. Vent

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

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

II.3.2.6. Hydrologie

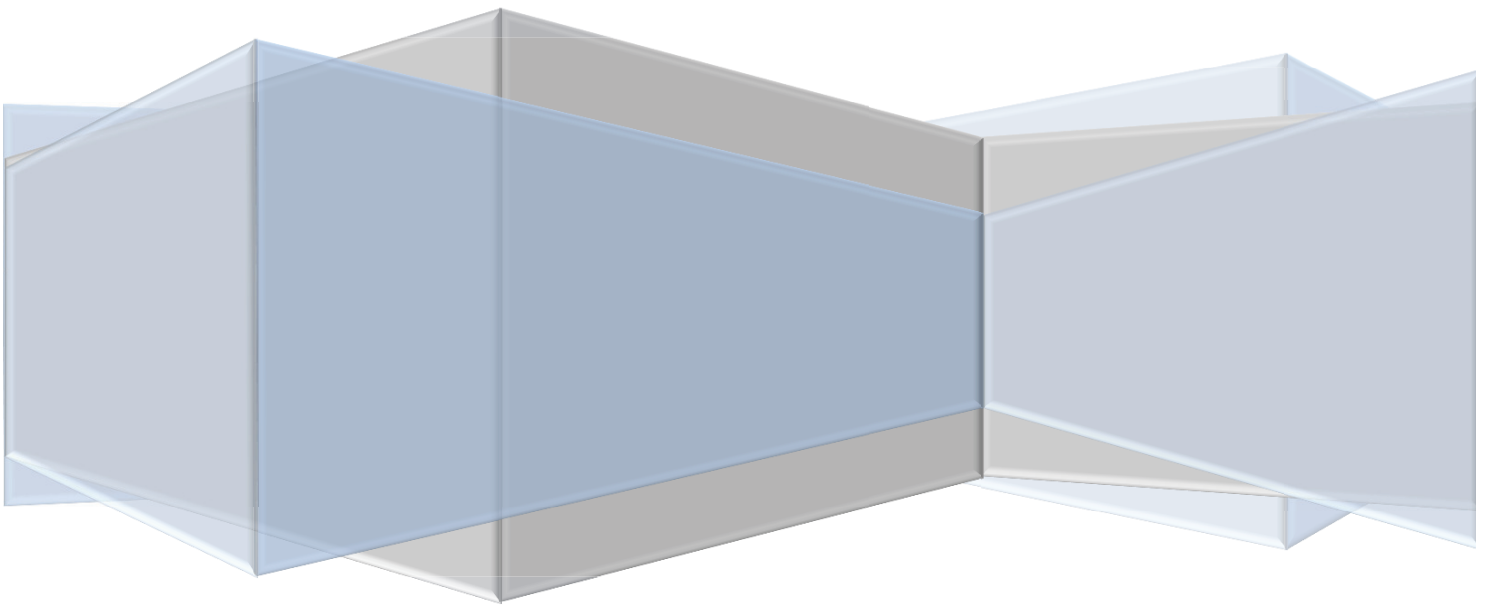
Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

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

II.4. CONCLUSION

La récolte des données relatives à l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles) et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude d'un pont. Cette description sommaire est en partie basée sur les plans architecturaux donnés par l'entreprise d'accueil A.D.A.

CONCEPTION GENERALE



ENSTP 2018/2019

III.1 INTRODUCTION

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure ou de l'ouvrage en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

Dans le cas de cet ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le domaine de portée ;
- L'élancement 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.

III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

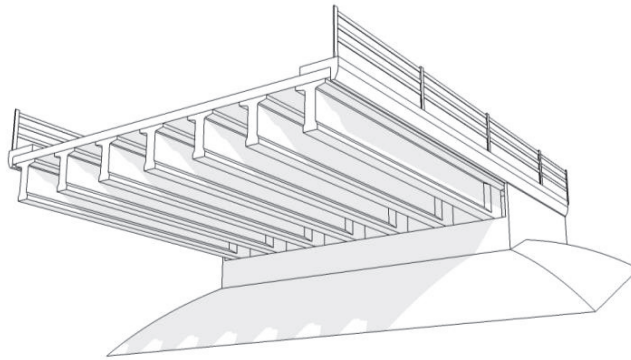


Figure III.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.2.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 6 travées équidistantes de 38.15 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 227.77 m. la figure ci-dessous illustre les différents profils.

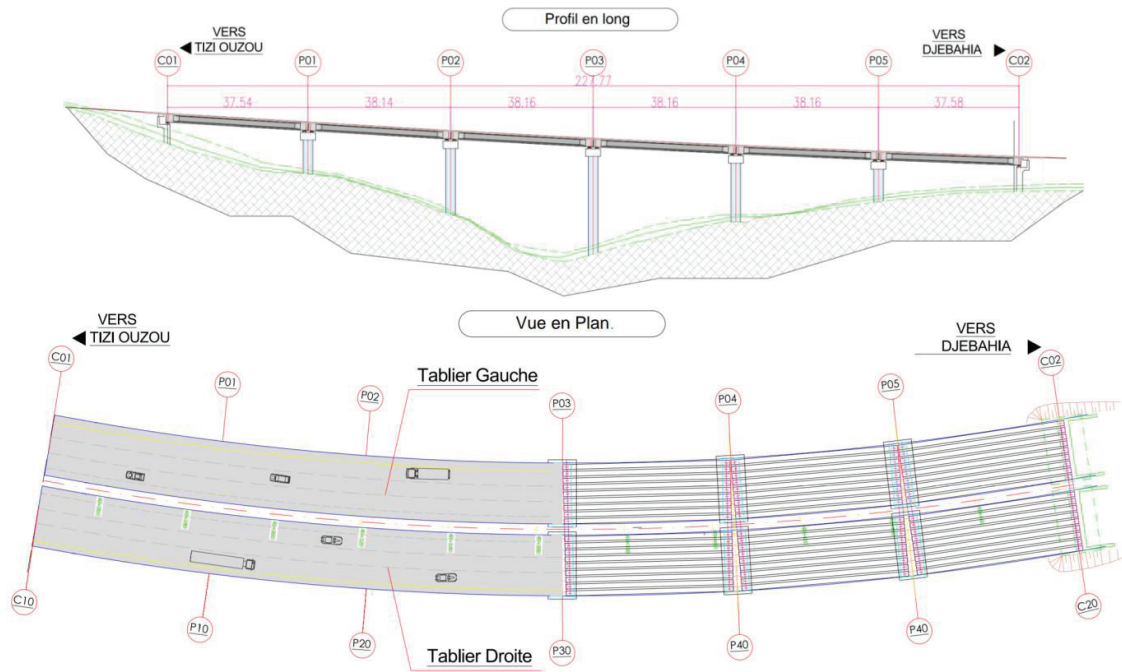


Figure III.2 : Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante VIPP.

III.2.1.2 Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	1.85 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0,25 m
la hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2.1 m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1,54 m
Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.32 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	9
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_p$	1.1 m
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$L_t = (I \times L^2) / (H_t^2 / K) / N$; Avec $1100 < K < 1300$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/	35 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$35 \times 154 \text{ cm}^2$

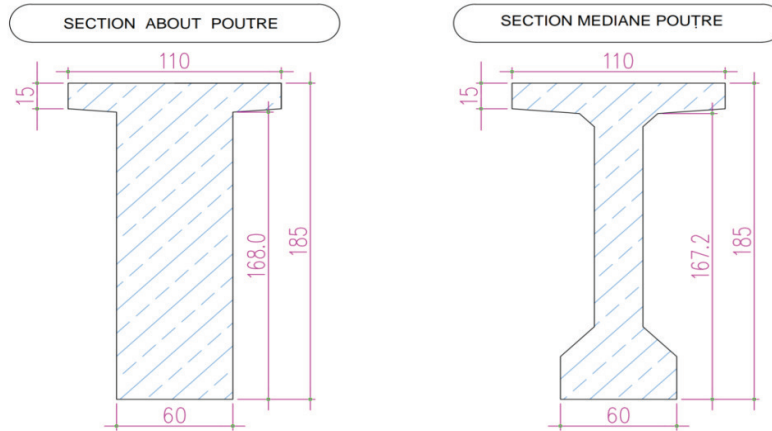


Figure III.3 : Coupes transversales de la poutre.

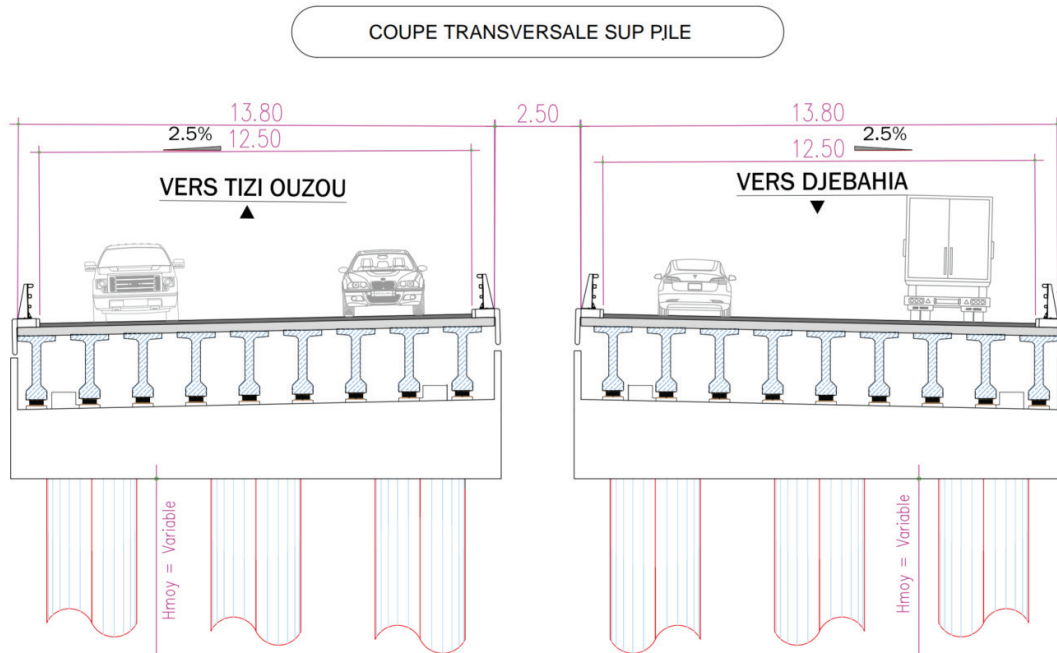


Figure III.4 : Coupe transversale sur pile.

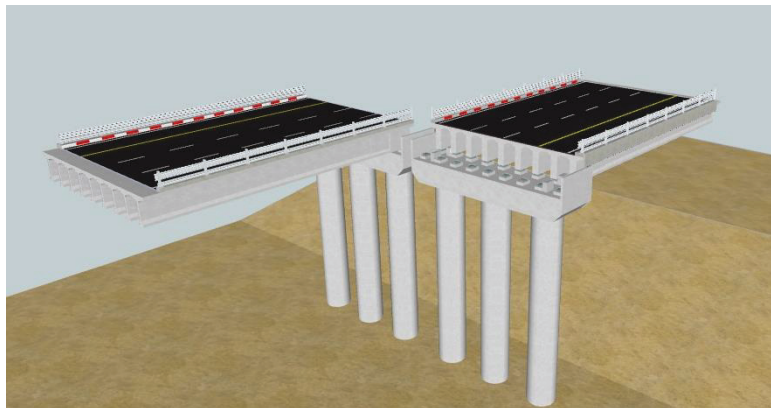


Figure III.5 : Vue en 3D Variante 1.

III.2.2 Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.2.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable composé d'une travée principale de 100 m de longueur et deux travées de rives de 56.8 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 213.60 m.

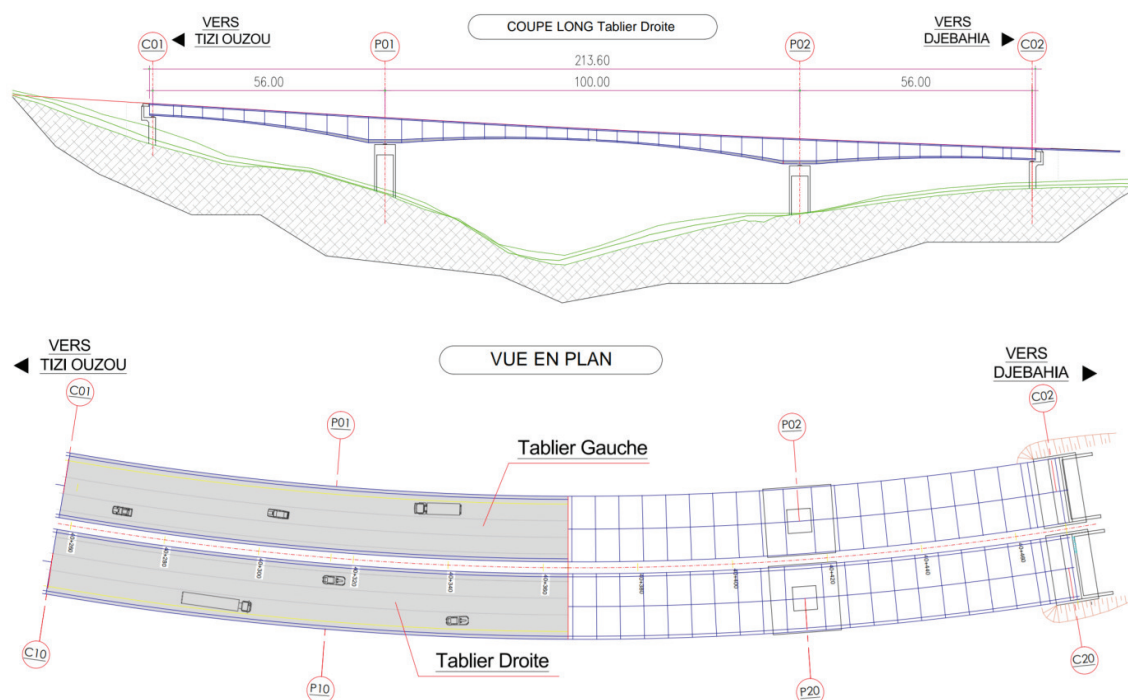


Figure III.6 : Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante Voussoir.

❖ Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue trois types de voussoir :

Tableau III.2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	valeur retenu
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	8 m

Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élargé, il varie de 1,5 à 3 m.	2 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	5 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 45$.

- ✓ 2 voussoirs sur pile
- ✓ 3 voussoirs de clavage
- ✓ 36 voussoirs courants
- ✓ 4 voussoirs sur culée

III.2.2.2 Conception transversale

▪ Choix du type de caisson

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à section fermée.

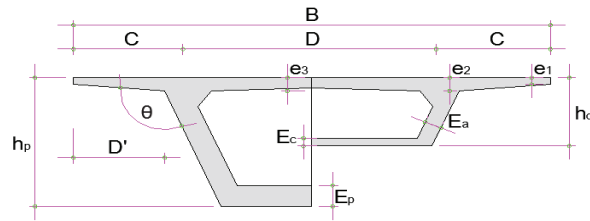


Figure III.7 : Notations des dimensions

▪ Pré dimensionnement de la section transversale

Sur la base de guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{\ell}{h_p} = 14 + \frac{\ell}{45}$ Sur pile	600 cm
Hauteur du voussoir à la clef	$\frac{\ell}{h_c} = 19 + \frac{\ell}{7}$ A la clef	280 cm
Loi de la variation parabolique	$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right) + (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Largeur du voussoir	B	1380 cm
C	B/4	345 cm
D	B-2C	690 cm
e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	48 cm
e ₃	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1,5 e_4$	30 cm
e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
E _a	$E_a \geq 0,26 + L/500$	50 cm

Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
E_a	$E_a \geq 0,26 + L/500$	50 cm
E_c	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm
E_p	$35 < E_p < 80 \text{ cm}$	75 cm
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	40°

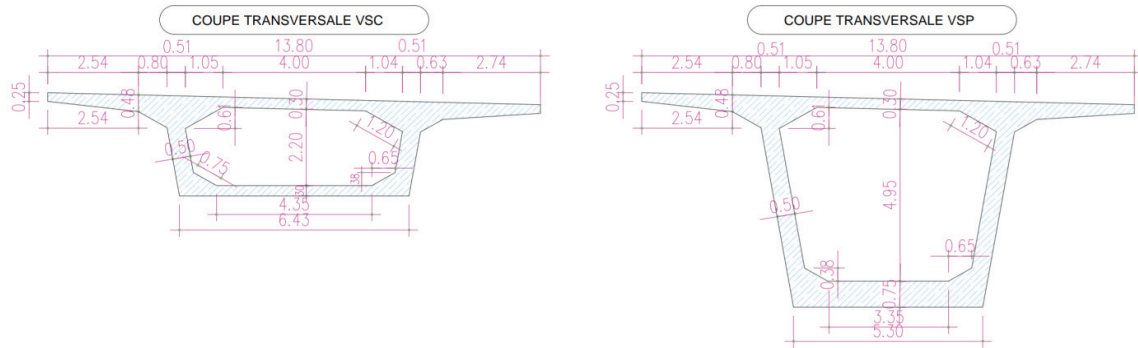


Figure III.8 : Coupe transversale du voussoir VSP et VC.

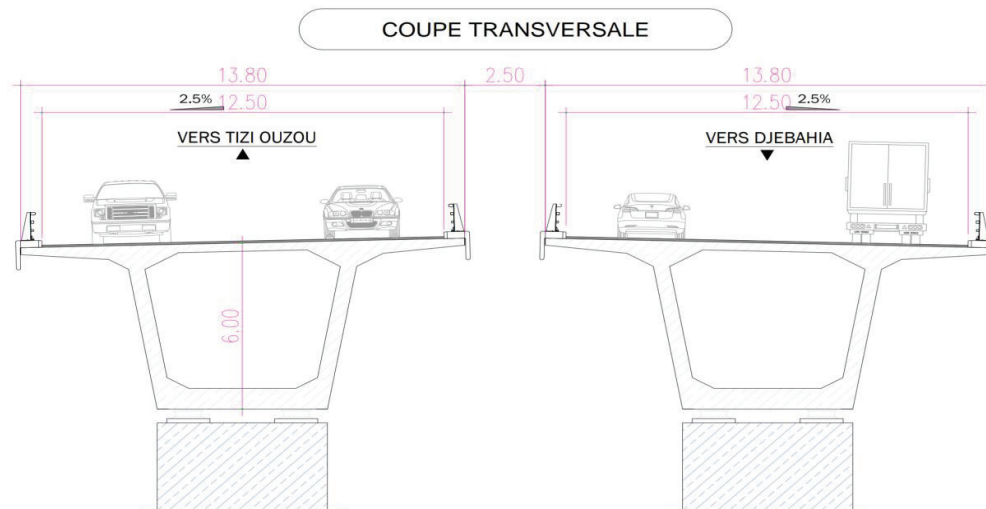


Figure III.9 : Coupe transversale sur pile.

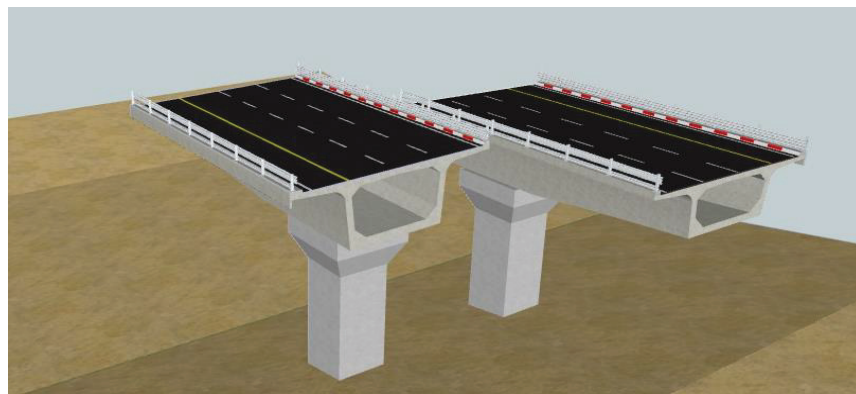


Figure III.10 : Vue en 3D Variante 2.

III.2.3 Variante 3 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont construits en **poutres mixtes** continues solidarisiées par des entretoises qui servent à maintenir l'écartement des poutres et a résisté aux moments de torsion, supportant une dalle de roulement en béton armé connectée aux semelles supérieures par des éléments de liaison appelés connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif de la dalle par rapport aux poutres.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30m à 130 m pour les travées continues, avec une largeur jusqu'à 20 m.

III.2.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de trois travées principales de 56 m de longueur et deux travées de rives de 29.5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 228 m.

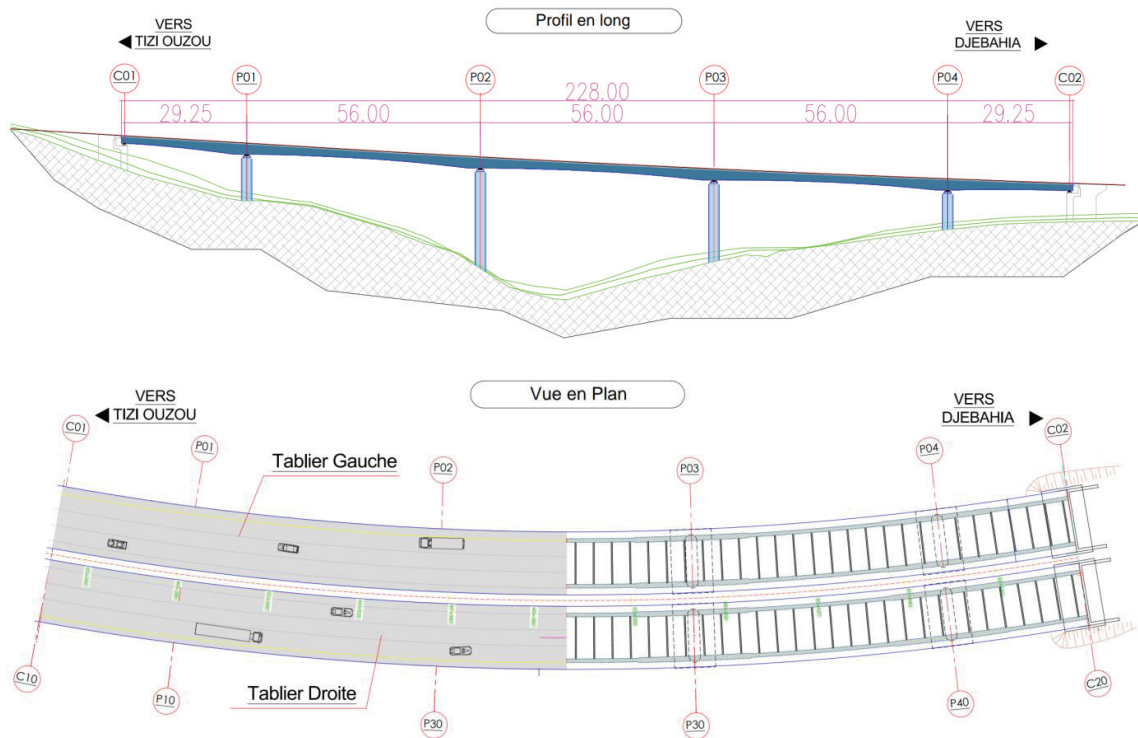


Figure III.11 : Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante 3.

III.2.3.2 Conception transversale

Puisque le tablier est plutôt large (13.8 m), la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton de 25cm aux deux poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 4m environ.

On opte pour : **a = 1,90 m**, par conséquent : **b = 10 m**.

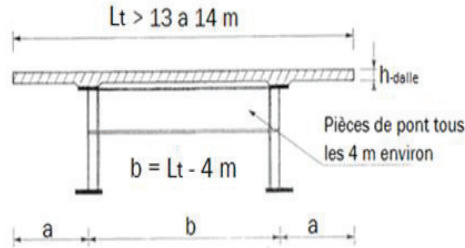


Figure III.12 : Notations des dimensions.

❖ Conception des poutres principales

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. Nous examinons dans ce qui suit, le pré-dimensionnement de différentes sections de la poutre maîtresse.

Tableau III.4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	$H = L/25$	2 400
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1700
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H') \left(\frac{x}{\ell} \right) + (H - H') \left(\frac{x}{\ell} \right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \cdot d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure sur pile	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1 100
Largeur semelle supérieure sur pile	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	1000
Largeur semelle inférieure à la clef	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	900
Largeur semelle supérieure à la clef	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	70

❖ Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des profilées en **I** à âme pleine généralement composée de tôles soudées, qui portent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales, avec un espacement de 4 m.

Tableau III.5 : Pré-dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t / 15 \leq H_{pp} \leq L_t / 10$	800
Largeur de la semelle b_{pp}	$220 \text{ mm} \leq t_{w-pp} \leq 300 \text{ mm}$	280
Epaisseur de la semelle t_{pp}	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme t_{w-pp}	$10 \text{ mm} \leq t_{w-pp} \leq 12 \text{ mm}$	12

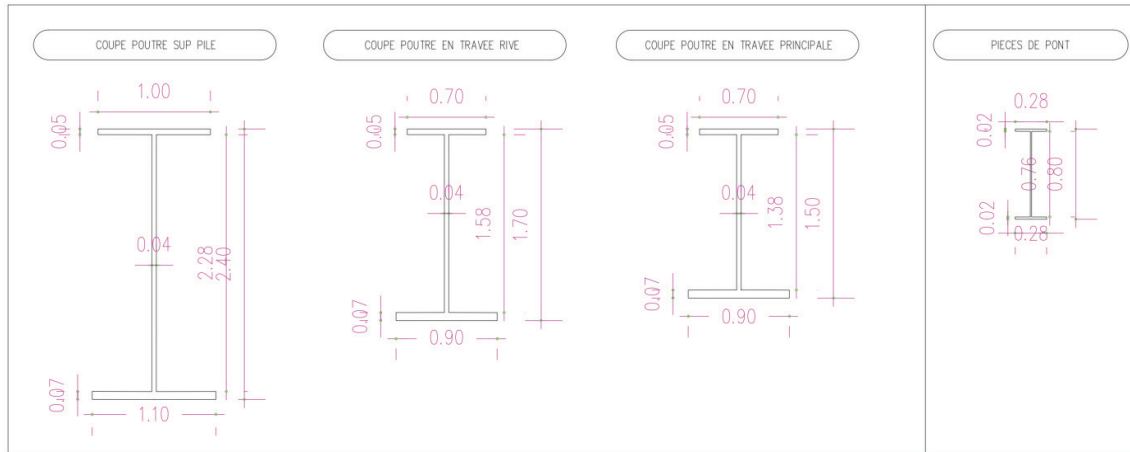


Figure III.13 : Différentes sections.

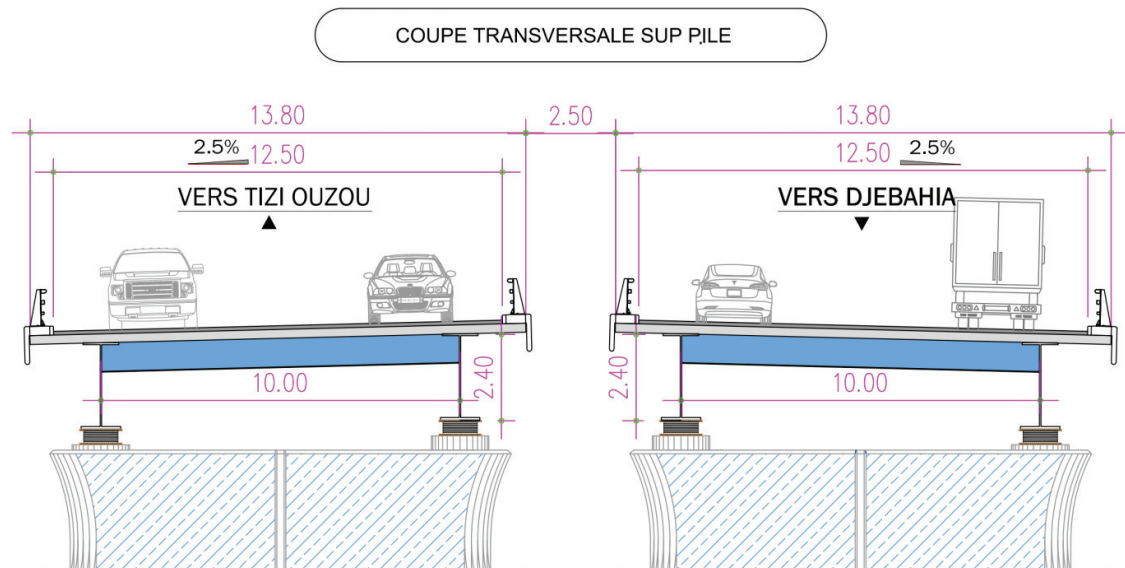


Figure III.14 : Coupe transversale sur pile variante 3.

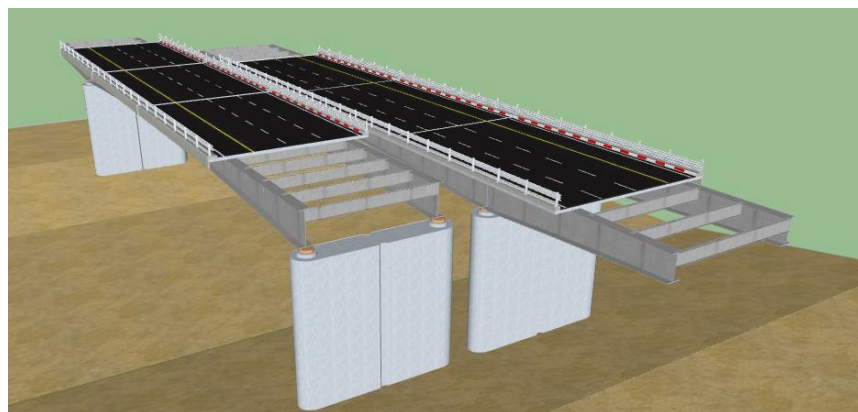


Figure III.15 : Vue en 3D Variante 3.

❖ Choix de la nuance d'acier

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

❖ La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La dalle est relié à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

❖ L'épaisseur de la dalle

Pour éviter toute sorte d'encombrement de ferrailage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé de 25 cm.

III.3 VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT

III.3.1 Méthode de calcul

Afin de vérifier pré-dimensionnement des variantes proposées, et à ce stade seulement, nous effectuerons un calcul à la rupture selon une seule combinaison de charge identique à toutes les variantes, pour pouvoir comparer rapidement et superficiellement, cette combinaison tient compte du poids propre et des surcharges.

Pour le pré-dimensionnement on va se limiter à la seule surcharge suivante :

$$q = 2,3 + 360/(L+12). \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (\text{III.1})$$

III.3.2 Vérification de la variante 1

III.3.2.1 Sollicitations

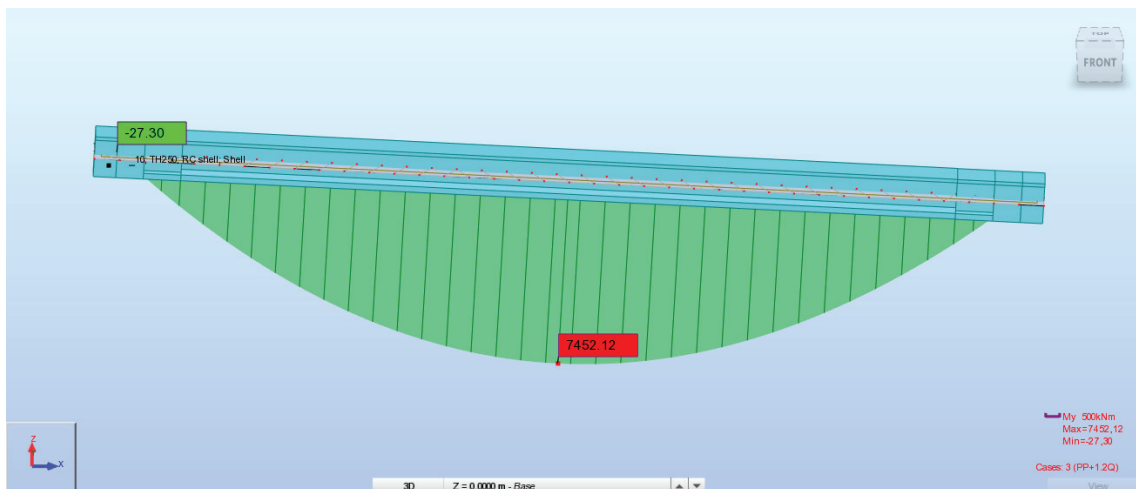


Figure III.16 : Moment maximal Variante 1.

III.3.2.2 Estimation des sections de précontraintes :

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

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \quad (III.2.a) \quad \text{et} \quad n = \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \times A_0} \quad (III.2.b)$$

A_p : section de précontrainte à déterminer.

M_{ext} : moment maximal dû à la combinaison de charge $G + 1,2 Q$, égale à **7,452 MN.m**.

σ_{p0} : sa tension d'origine est de : $\sigma_{p0} = 1\,488 \text{ MPa}$ pour un câble de 13T15s.

$Z_p = 0,9 d_p = 0,9 \times (0,9 \times 2,1) = 1,701 \text{ m}$.

ΔP : perte de tension, elle est estimée dès le début à **25%**.

A_0 : section de précontrainte d'un câble, égale à **1 950 mm²** pour un câble de 13T15s.

Application Numérique :

| $A_p = 2944.18 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 2.013$, On prend $n = 3$ câbles 13T15s

III.3.2.3 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 :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad (III.3.a) \quad \overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad (III.3.b)$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{inf}} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \quad (III.4.a) \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{sup}} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I} \quad (III.4.a)$$

- Contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa}$ (Hors section d'enrobage).
- Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt2}} = 1,0 \times f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$ (Section d'enrobage).

Application Numérique :

$$\begin{array}{l|l} S = 1.1130 \text{ m}^2 ; I = 0,5572 \text{ m}^4 & \overline{\sigma_{bt2}} = -2,7 \leq \overline{\sigma_{inf}} = 6.37 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21(\text{MPa}) \\ v = 0,7809 \text{ m} ; v' = 1,3191 \text{ m} & \\ d = 21 \text{ cm} ; e = 1.1091 \text{ m} & \overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \leq \overline{\sigma_{sup}} = 5,57 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21(\text{MPa}) \\ P_0 = 6.53 \text{ MN} & \end{array}$$

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire ✓ .

III.3.3 Vérification de la variante 2

III.3.3.1 Sollicitations

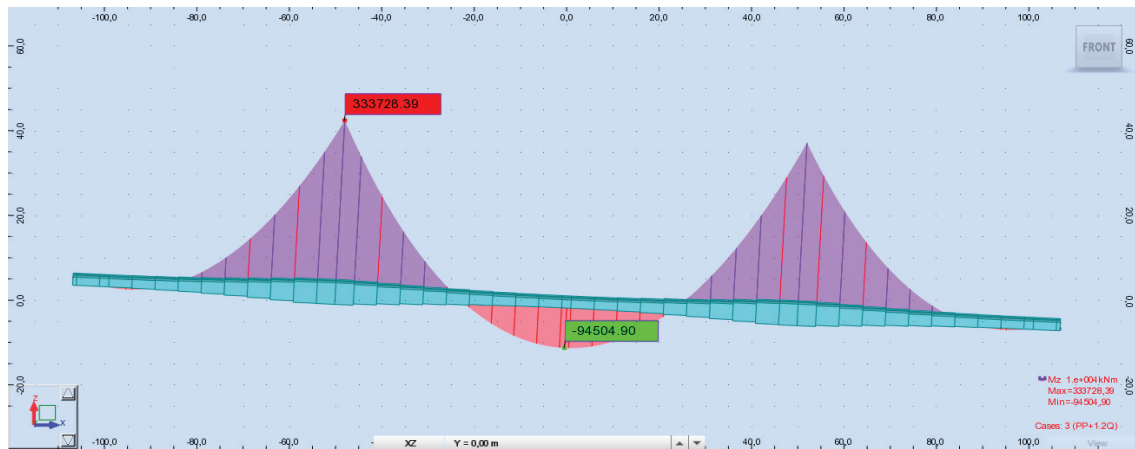


Figure III.17 : Moment maximal Variante 2.

III.3.3.2 Estimation des sections de précontraintes

Les sections de précontraintes sont estimées sur les appuis, en basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets 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 :

- Sur pile

$$\begin{aligned} M &= 333,72875 \text{ MN.m} ; Z_p = 4.86 \text{ m.} \\ A_p &= 46\,148,16 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 31.55, \text{ On prend } n = 32 \text{ câbles } 13\text{T}15\text{s.} \end{aligned}$$

- A mi-travée

$$\begin{aligned} M &= 94,5049 \text{ MN.m} ; Z_p = 4.86 \text{ m.} \\ A_p &= 13068.18 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 8.93, \text{ On prend } n = 10 \text{ câbles } 13\text{T}15\text{s.} \end{aligned}$$

NB : en se basant sur l'approche de ferrailage évoquée ci-dessus, les armatures passives sont des armatures de construction dans le sens longitudinal.

III.3.3.3 Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

Application Numérique :

- Sur pile :

$$\begin{aligned} S &= 15.0209 \text{ m}^2 ; I = 81.0339 \text{ m}^4 \\ v &= 2.6198 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = -2,7 \leq \sigma_{sup} = -2.26 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21(\text{MPa})$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \leq \sigma_{inf} = 9.98 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21(\text{MPa})$$

$$\begin{aligned} v' &= 3.3802 \text{ m}; d = 15 \text{ cm} \\ P &= 69.64 \text{ KN} \end{aligned}$$

• **A mi-travée :**

$$\begin{aligned} S &= 10,1024 \text{ m}^2 ; I = 10,4785 \text{ m}^4 \\ v &= 1,0067 \text{ m} \\ v' &= 1,7933 \text{ m}; d = 15 \text{ cm} \\ P &= 21.76 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = -2,7 \leq \sigma_{sup} = -0.92 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21(\text{MPa})$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \leq \sigma_{inf} = 3.88 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21(\text{MPa})$$

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire ✓ .

III.3.4 Vérification de la variante 3

III.3.4.1 Sollicitations

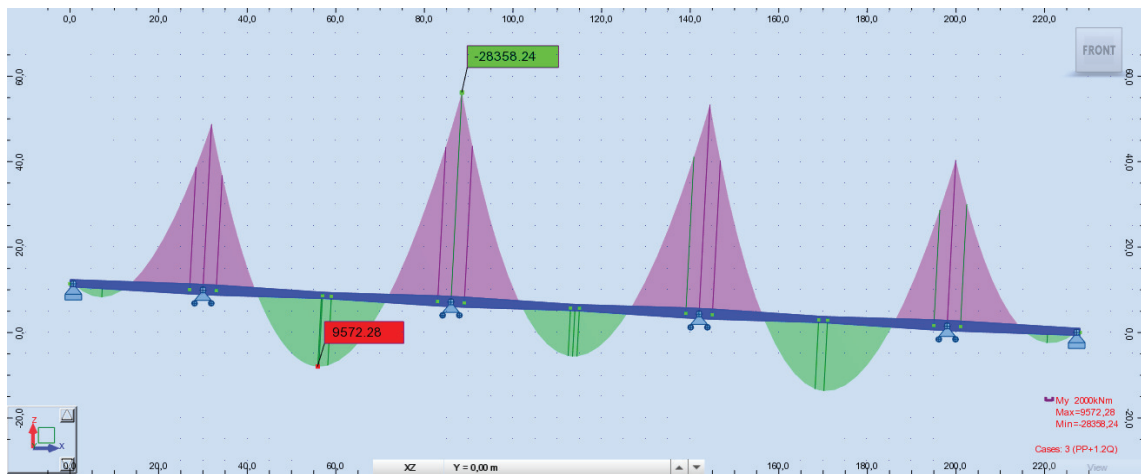


Figure III.18 : Moment maximal Variante 3.

III.3.4.2 Vérification des contraintes

❖ Section sur pile

✓ Vérification du voilement de l'âme

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante : $h_{eff} \leq h_c$

$$\psi = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} ; h_{eff} = 0,86 \times t_w \times \sqrt{K} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_f} ; K = \frac{16}{1 + \psi \times \sqrt{(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2}} \quad (III.5)$$

h_c : la hauteur de l'âme comprimée de la section totale du profilé ;

σ_{sup} : contrainte sur la partie supérieure de la section (traction)

σ_{inf} : contrainte sur la partie inférieure de la section (compression) ;

v : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section ;

v' : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section ;

h_{eff} : hauteur efficace de l'âme comprimée ;

K : coefficient de voilement ;

h_f : hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des sections.

Application Numérique :

$M = 28358.24 \text{ KN.m.}$	$I = 0.2096 \text{ m}^4.$	$\Psi = 0,794$
$v = 1.0625 \text{ m.}$	$v' = 1.3375 \text{ m.}$	$k = 4.46$
$h_f = 2340 \text{ mm.}$		$h_c = 1277.5 \text{ mm}$
$f_y = 335 \text{ MPa.}$	$E = 210 \text{ GPa.}$	$h_{eff} = 964.39 \text{ mm} < h_c$
→ La condition de non-voilement est vérifiée ✓ .		

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

Pour cette vérification on compare la contrainte due au moment de flexion σ_f avec la contrainte critique de déversement σ_{crd} , sachant qu'elle est égale à la contrainte critique de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre σ_{crf} , la condition de non-déversement de la semelle : $\sigma_f \leq \sigma_{crd}$

$$\sigma_{crd} = \sigma_{crf} = \pi^2 \cdot E \cdot I_n / A_d (l_d)^2 \quad (\text{III.6})$$

avec : $n=1$, $l_d=e$: espacement des pièces de pont.

$$A_d = b_{fsup} \times (h_{tsup}) + t_w \times (h_{ceff} / 2) \quad (\text{III.7})$$

A_D : section comprimée ;

l_d : longueur de déversement ;

t_w : épaisseur de l'âme.

Application Numérique :

$I = 0,2096 \text{ m}^4$	$A_d = 69287.8 \text{ mm}^2$
$t_w = 40 \text{ mm}$	$I_D = 1366.77 \text{ mm} < 4000 \text{ mm}$
$f_y = 335 \text{ MPa}$	$\sigma_{crd} = 7786.8 \text{ MPa} > \sigma_f = 143.75 \text{ MPa}$
$E = 210 \text{ GPa}$	
$E=4m$	

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre ✓ .

❖ **Section a mi- travée**

Sur la section à mi-travée le moment de flexion comprime la partie supérieure de la section, donc la dalle en béton armé participe à la résistance à la compression, pour faire les vérifications sur cette section, on doit calculer d'abord une section équivalente mixte.

✓ **Calcul de la section équivalente**

$$b_{seq} = b_p \times \eta \quad (\text{III.7}) \quad ; \quad t_{seq} = e_{dalle} \times \eta \quad (\text{III.9})$$

b_0 : distance entre les rangs extérieurs des goudjons ;

b_i : distance entre les goudjons extérieurs et le bord de la dalle : $b_p = b_0 + \sum b_i$;

η : coefficient d'équivalence élastique ;
 b_{seq} : largeur de la section mixte équivalente ;
 t_{seq} : épaisseur de la section mixte équivalente.

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} b_0 = 200 \text{ mm} ; e_{dalle} = 250 \text{ mm} \\ b_i = 1800 \text{ mm} \\ \eta = E_b/E_a = 0,17 \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} b_{seq} &= 612 \text{ mm} \\ t_{seq} &= 42.6 \text{ mm} \\ v &= 876.6 \text{ mm} ; v' = 623.4 \text{ mm} \\ I &= 0,057 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

✓ **Vérification du voilement de l'âme**

On suit la même méthodologie pour la vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} M = 9572.28 \text{ KN.m} ; I = 0,057 \text{ m}^4 \\ v = 0.6234 \text{ m} ; v' = 0.8766 \text{ m} \\ h_f = 1450 \text{ mm} ; \\ f_y = 335 \text{ MPa} ; E = 210 \text{ GPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \Psi = 0.71 ; k = 4.67 \\ h_c = 851.6 \text{ mm} \\ h_{eff} = 792.59 \text{ mm} < h_c \end{array}$$

→ La condition de non-voilement est vérifiée ✓ .

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

On suit la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} I = 0.057 \text{ m}^4 \\ t_w = 40 \text{ mm} \\ f_y = 335 \text{ MPa} \\ E = 210 \text{ GPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} A_d = 50851.94 \text{ mm}^2 \\ I_D = 1046.19 \text{ mm} \\ \sigma_{crd} = 3642.3 \text{ MPa} > \sigma_f = 104.69 \text{ MPa} \end{array}$$

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre ✓ .

✓ **Vérification de la résistance des goudons au cisaillement**

On vérifie la résistance des goudons à l'effort induit par l'effort tranchant c'est l'effort rasant : $V_{el,Ed} = (V \times S_C / I_b) \times 1.1 = (2622.55 \times 0.34 / 0.30) 1.1$

→ $V_{el,Ed} = 3269.44 \text{ KN/m}$.

On dispose des goudons en 4 files espacées de 150 mm par pas de 130 mm.

→ $n = 60 \text{ goudons/ml}$

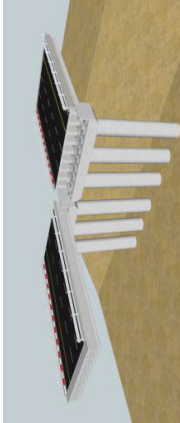
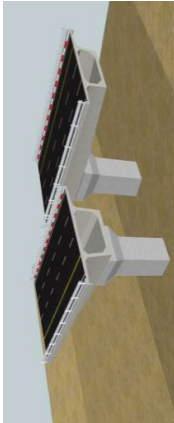
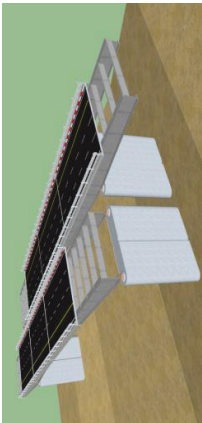
Le nombre des goudons résistants à l'effort rasant : $n_{v,el} = V_{el,Ed} / P_{Rd}$; on a un goudon de 200mm → la résistance $P_{Rd} = 85 \text{ KN} \Rightarrow n_{v,el} = 40 \text{ goudons/ml}$.

On a : $n_{v,el} \quad n \quad \checkmark \Rightarrow$ le nombre des goudons disposés est suffisant pour résister à l'effort rasant, donc il n'y aura pas de risque de cisaillement des goudons.

CHAPITRE III. Conception générale

III.4 ANALYSE MULTICRITERE

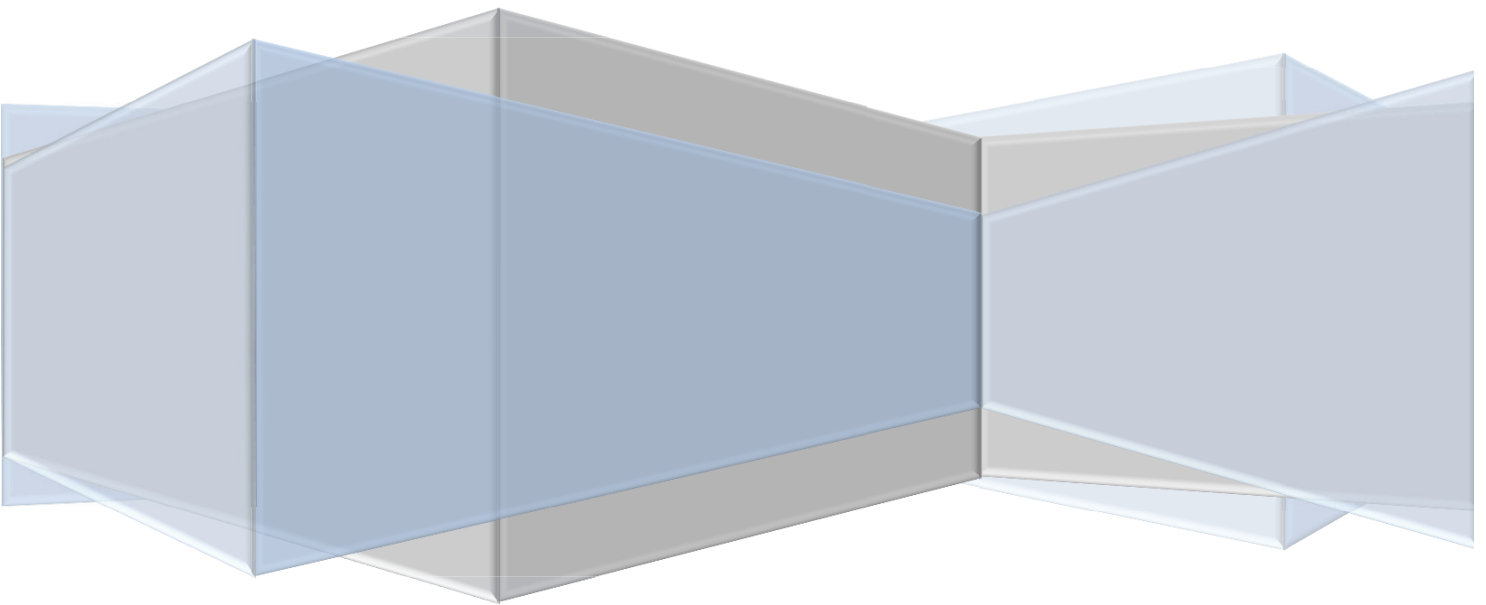
Tableau III.1 : Analyse multicritères.

Variantes	Critères de choix	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
<u>Variante 1</u> : Pont à poutres précontraintes de type VIPP		- La multiplication du nombre des appuis. - La difficulté de franchir des biais et courbe - L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important.	-Maîtrise de la préfabrication des poutres. -Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations. - Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, sont donc mieux amortis	L'ouvrage est situé à l'extérieur de la zone urbaine c'est pour ça le facteur esthétique est un critère très peu décisif dans le choix du type d'ouvrage.	La durée d'entretien est plus longue
<u>Variante 2</u> : Pont Voussoirs		-Moins de piles et moins de joints de chaussée. -Accélérer la construction en multipliant les bases de départ. - Réduction et meilleure utilisation des coffrages.	-On peut atteindre des portées plus grandes. -La facilité de franchir en courbe -L'exécution sans contact avec le sol. -Franchir des vallées très profondes ou accidentées.		La durée d'entretien est plus longue
<u>Variante 3</u> : Pont Mixte à Bipoutres		- Le coût est plus élevé. - Dépense de transport des pièces. -Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. - Sensibilité au gradient thermique.	- Demande des mains d'œuvre qualifiées. - Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons)		La durée d'entretien est plus courte (Entretien périodique)

III.5 CONCLUSION

L'analyse multicritère effectuée sur plusieurs plans de comparaison, fait ressortir que la solution qui présente une meilleure adaptation au site est la variante 02 **pont construits par encorbellements successifs**, et qui fera désormais l'Object de notre étude définitive.

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



ENSTP 2018/2019

IV.1. INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- 1) Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
- 2) Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
- 3) RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
- 4) RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
- 5) Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
- 6) Guide SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes).

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

IV.3.1. Béton

Tableau IV.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2,7	2,22

NB :

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

IV.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- **Les aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- **Les aciers actifs** : pour la précontrainte.

IV.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont :

- de 12 ml pour les barres droites.
- sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour les treillis soudés.

IV.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes (**câbles Freyssinets**) sont constituées de torons **13T15s** pour le fléau, continuité et **15T15s** pour les câbles de clouage **TBR** (très basse relaxation), classe **1860**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,674 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p1\text{toron}} = 150 \text{ mm}^2$
- Section d'un câble :
 $13T15s \rightarrow A_p = 1\,950 \text{ mm}^2$, $15T15s \rightarrow A_p = 2250 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine :
 $13T15s \rightarrow \Phi = 80 \text{ mm}$, $15T15s \rightarrow \Phi = 95 \text{ mm}$
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de Recul d'ancrage $g = 2 \text{ mm}$.
- f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

❖ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)}. \quad (\text{IV.1})$$

Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée $> 24\text{h}$.
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée $1\text{h} < h < 24\text{h}$.
- $\theta = 0.85$ lorsqu'elle est $< 1\text{h}$.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}. \quad (\text{IV.1})$$

Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	19,83	15,3
		$\gamma_b = 1,15$	25,87	19,96
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)		21	16,2

❖ Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (IV.3)

- Module de déformation différée (longue durée) $E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (IV.4)

IV.3.3.2. Armatures

❖ Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434,78	434,78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n=1,6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n=1,6$		200	200

❖ Classe de justification de la précontrainte

Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

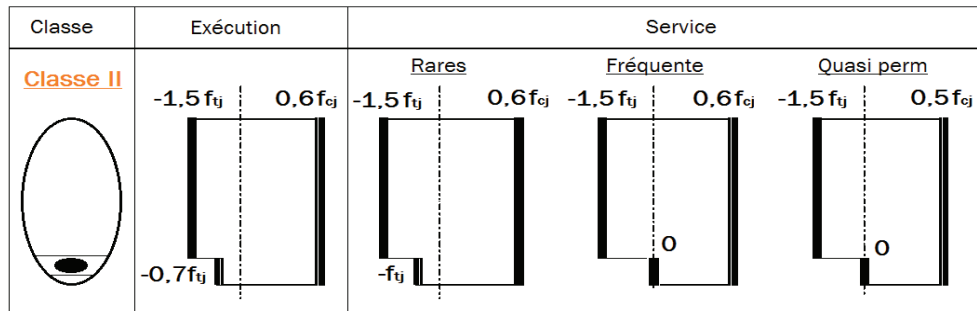


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVATUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes

❖ Poids des voussoirs P_v :

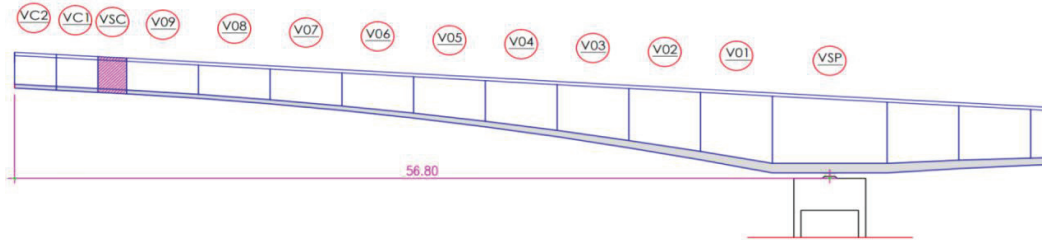


Figure IV.2 : Numération des voussoirs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.4 : Estimation du poids total des voussoirs.

Variation S Voussoirs			Calcul du Poids des Voussoirs		
Données			Données		
$S_p =$	15,02	m ²	$L_{vsc} =$	5	m
$S_c =$	10,10	m ²	$L_{vsp} =$	8	m
$l =$	47	m	$L_{vscla} =$	2	m
$L_v =$	5	m			
N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m3)	P(kN)
Vsp	0	15,0209	8	120,1672	3004,18
V1	5	14,8557	5	74,2785	1856,96
V2	10	13,9484	5	69,7420	1743,55
V3	15	13,0691	5	65,3455	1633,64
V4	20	12,3192	5	61,5960	1539,90
V5	25	11,6688	5	58,3440	1458,60
V6	30	11,1177	5	55,5885	1389,71
V7	35	10,6727	5	53,3635	1334,09
V8	40	10,3481	5	51,7405	1293,51
V9	45	10,1938	5	50,9690	1274,23
Vc	47	10,1024	2	20,2048	505,12

Poids d'un demi-fléau gauche			Poids Total du demi-fléau		
PDemi-F	15 531,40	kN	PP (coté gauche)	16 996,25	kN
			Lvculée : 5,8 m		

Les poids des autres demi-fléaux sont dans annexe C.

❖ Les compléments de charges permanentes CCP

Tableau IV5 : Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.

Poids CCP				
Eléments	Densité (KN/m3)	Poids (KN/ml)	L (ml)	P (KN)
Etanchéité	15	5,625	213,6	1201,50
Corniches	25	3,375	213,6	1441,80
Revêtement	24	24	213,6	5126,40
Trottoirs	25	4,0625	213,6	1735,50
Glissière de Sécurité	/	0,75	213,6	320,40
Somme				9 825,60 KN
Pccp	9 825,60 KN			PTotal 73 535,98 KN
PP	63 710,38 KN			Ptota/ml 344,27 KN/ml

IV.4.1.2. Action thermique

Il faut prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

D'après le tableau 3.2 — RCPR $\Delta T (\Delta \Theta) = \pm 7^\circ\text{C}$.

On adopte une variation uniforme de température T de : $+ 35^\circ\text{C} / -15^\circ\text{C}$.

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

D'après le D.T.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont :

- Classe de ponts :

$L_r \geq 7.00 \text{ m}$ → Un pont de 1^{ère} classe.

$5.50 \text{ m} \leq L_r \leq 7.00 \text{ m}$ → Un pont de 2^{ème} classe.

$L_r \leq 5.50 \text{ m}$ → Un pont de 3^{ème} classe.

Dans mon cas $L_r = 12.5 \text{ m}$ → Pont de 1^{ère} classe.

- Largeur chargeable :

$$L_c = L_r - 2 \times 0.5 \text{ m} = 11.5 \text{ m}$$

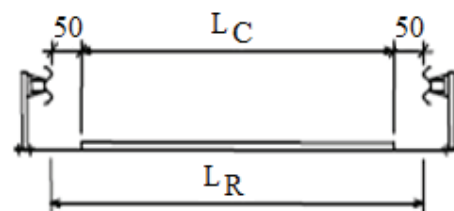


Figure IV.3 : La largeur roulable.

▪ Nombre de voie de circulation :

$$N_v = L_c / 3 \rightarrow N_v = 3 \text{ voies}$$

▪ Largeur de la voie

$$L_v = L_c / N_v \rightarrow L_v = 3.83 \text{ m.}$$

❖ Les cas de chargement

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-après.

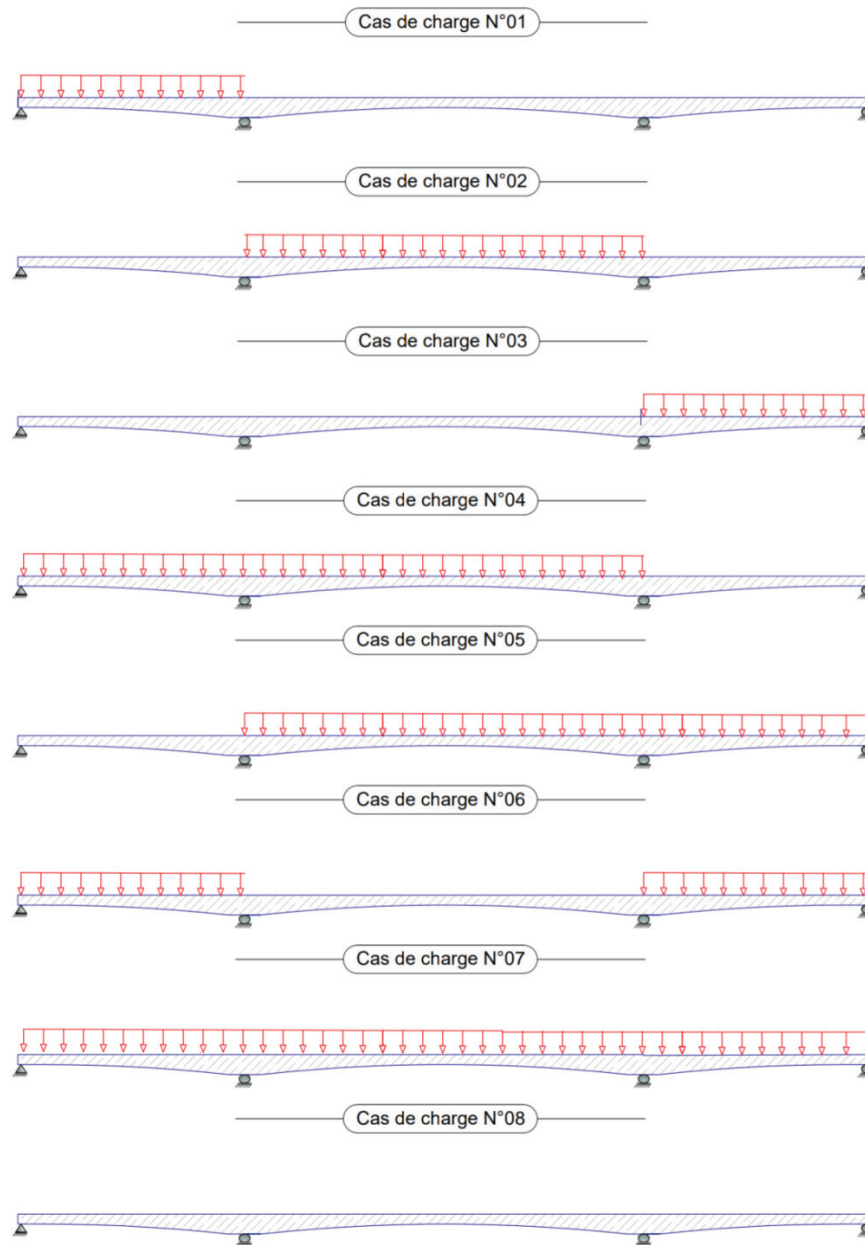


Figure IV.4 : Cas de chargement.

IV.4.2.3. Système de charge A

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L + 12} ; A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002L \end{cases} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{IV.5})$$

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

D'après R.C.P.R $\rightarrow A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$ (IV.4)

Tableau IV.6 : Coefficient a1.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et, $v_0 = 3.50$ m.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Valeurs de A(L) pour les 11 cas possibles.

Cas de charge	L	A(l)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m ²)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	56,8	7,533	26,34	52,68	71,18
Cas 2	100	5,514	19,28	38,57	52,11
Cas 3	56,8	7,533	26,34	52,68	71,18
Cas 4	156,8	4,433	15,50	31,00	41,89
Cas 5	156,8	4,433	15,50	31,00	41,89
Cas 6	113,6	5,166	18,07	36,13	48,82
Cas 7	213,6	3,896	13,62	27,25	36,81

IV.4.2.4. Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

- ✓ Le système **B_c** qui se compose de camions types (300 kN) ;
- ✓ Le système **B_t** se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» (160 kN) ;
- ✓ Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (10 kN).

❖ Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR

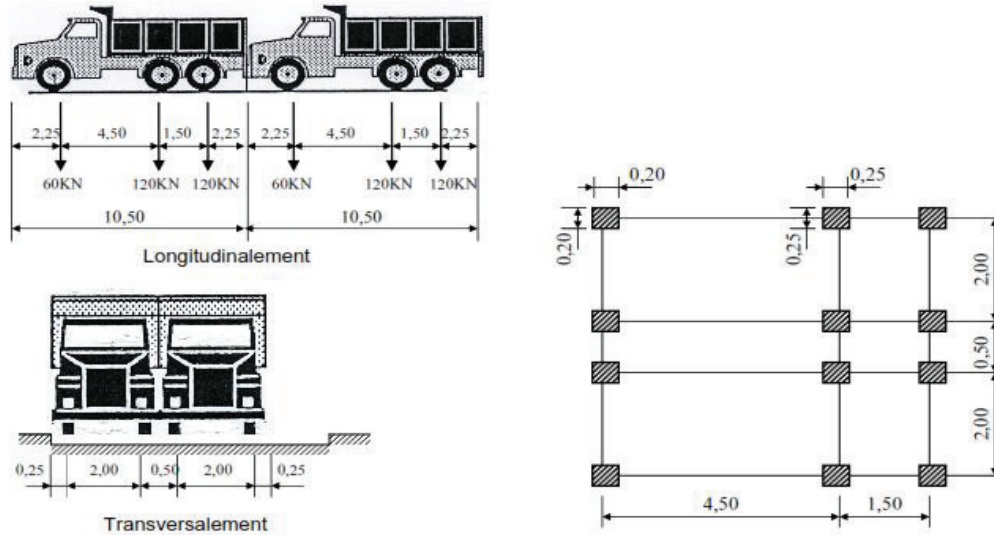


Figure IV.5 : Système de chargement Bc.

$$B_c = 2 \text{ fois } (300 * N * b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.8 : Les valeurs de b_c .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

❖ Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR

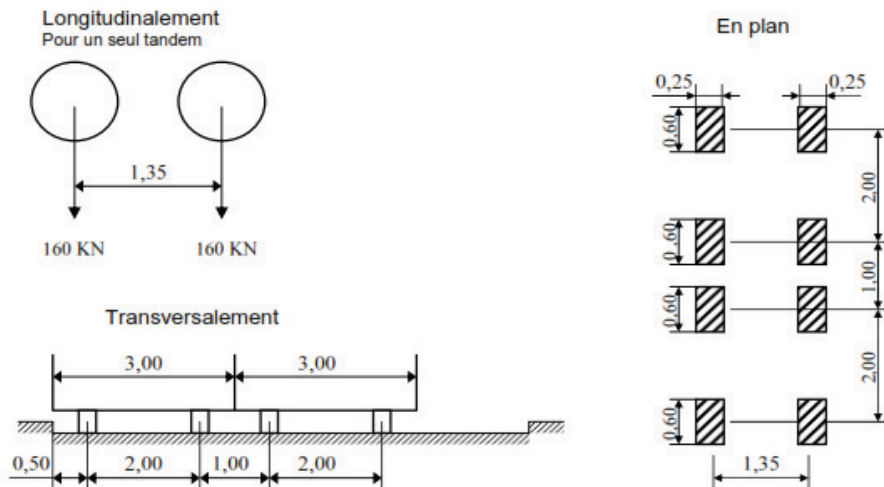


Figure IV.6 : Système de chargement Bt.

$$B_t = 2 \text{ fois } (160 * N * b_t)$$

N : *Nombre* de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.9 : Les valeurs de b_t .

	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

❖ Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR

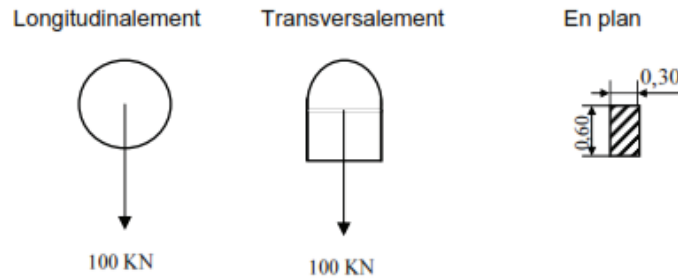


Figure IV.7 : Système de chargement Br.

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse $Br=100 \text{ KN}$.

IV.4.2.5. Charges militaires : Mc 120

- Poids total : 1100 KN
- Longueur de chenille : 6.10 m
- Largeur de chenille : 1.00 m
- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

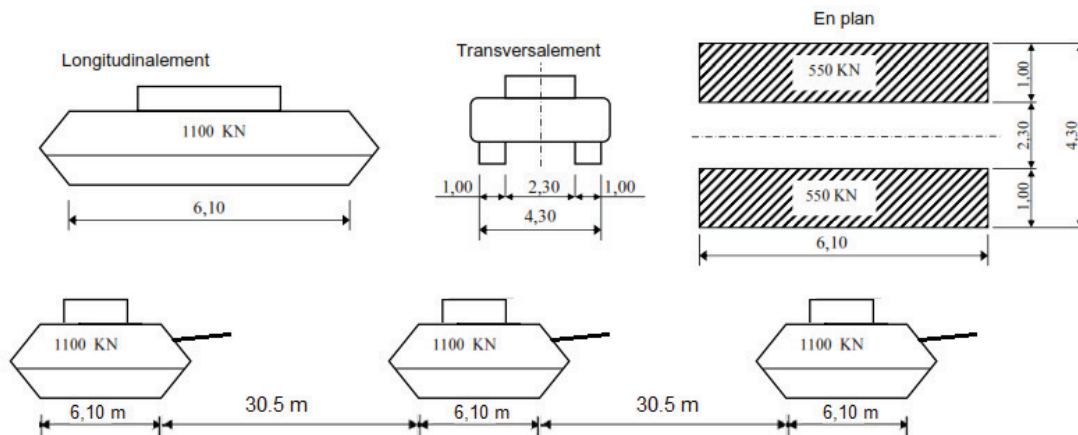


Figure IV.8 : Convoi de charge Mc 120.

IV.4.2.6. Charges exceptionnel : D240

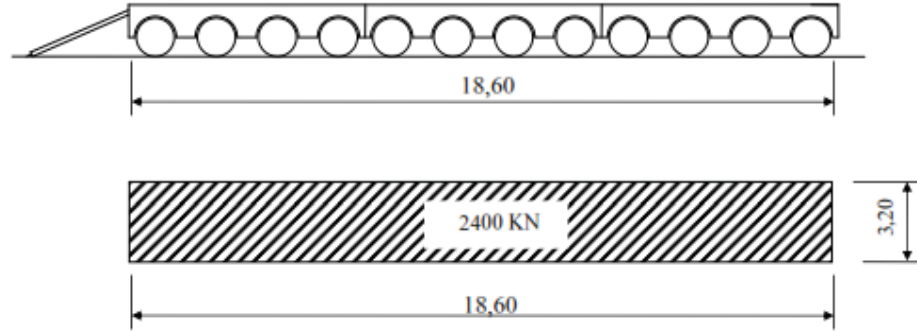


Figure IV.9 : Convoi exceptionnel D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé réparti qui circule seul longitudinalement et transversalement quel que soit la largeur et la longueur du pont.

IV.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique

Les Systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique .En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient .Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} \quad (IV.7)$$

Avec :

- **G** : Charge permanente (Poids propre +CPP).
- **L** : Portée de la travée.
- **S** : Surcharge max.

Le tableau ci-après résume le max du coefficient de majoration dynamique :

Tableau IV.10 : Les valeurs de δ .

	Système de charge	$a=0,4/(1+0,2*L)$	$b=0,6/(1+4*(G/S))$	Coef de majoration
cas 1: L=56,8m	Bc	0,0324	0,0128	1,0452
	Bt		0,0058	1,0382
	Br		0,0008	1,0331
	Mc120		0,0164	1,0487

IV.4.2.8. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **B_c** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

❖ Système de charge **B_c**

B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids 300 kN.

❖ Système de charge **A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge **A** est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \quad (\text{kN}) \quad (\text{IV.8})$$

Dans laquelle :

S : surface chargée en (m²).

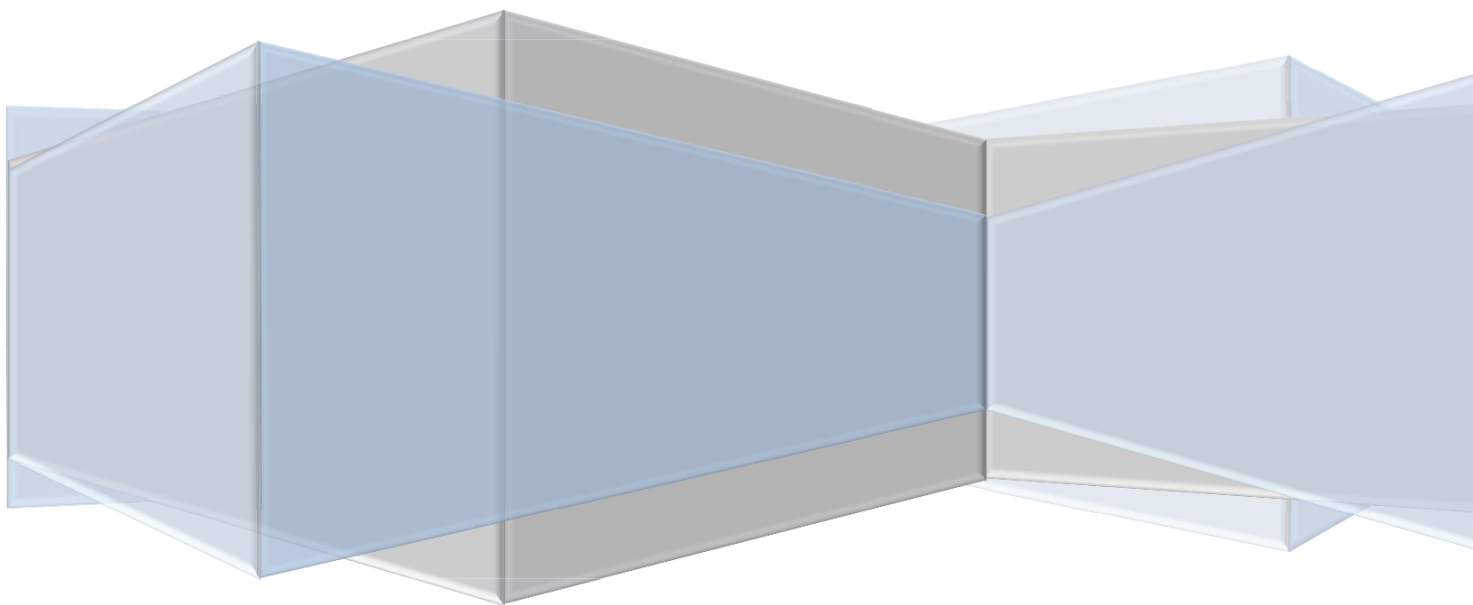
Tableau IV.11 : L'effort de freinage de **A(L)**

	S (m ²)	A (KN/m ²)	F(KN)
Cas 1	653,2	6,190	181,4205
Cas 2	1150	4,531	216,8989
Cas 3	653,2	6,190	181,4205
Cas 4	1803,2	3,643	249,6350
Cas 5	1803,2	3,643	249,6350
Cas 6	1306,4	4,245	225,7029
Cas 7	2456,4	3,201	274,9773

IV.5. CONCLUSION

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

ETUDE LONGITUDINALE



ENSTP 2018/2019

V.1. INTRODUCTION

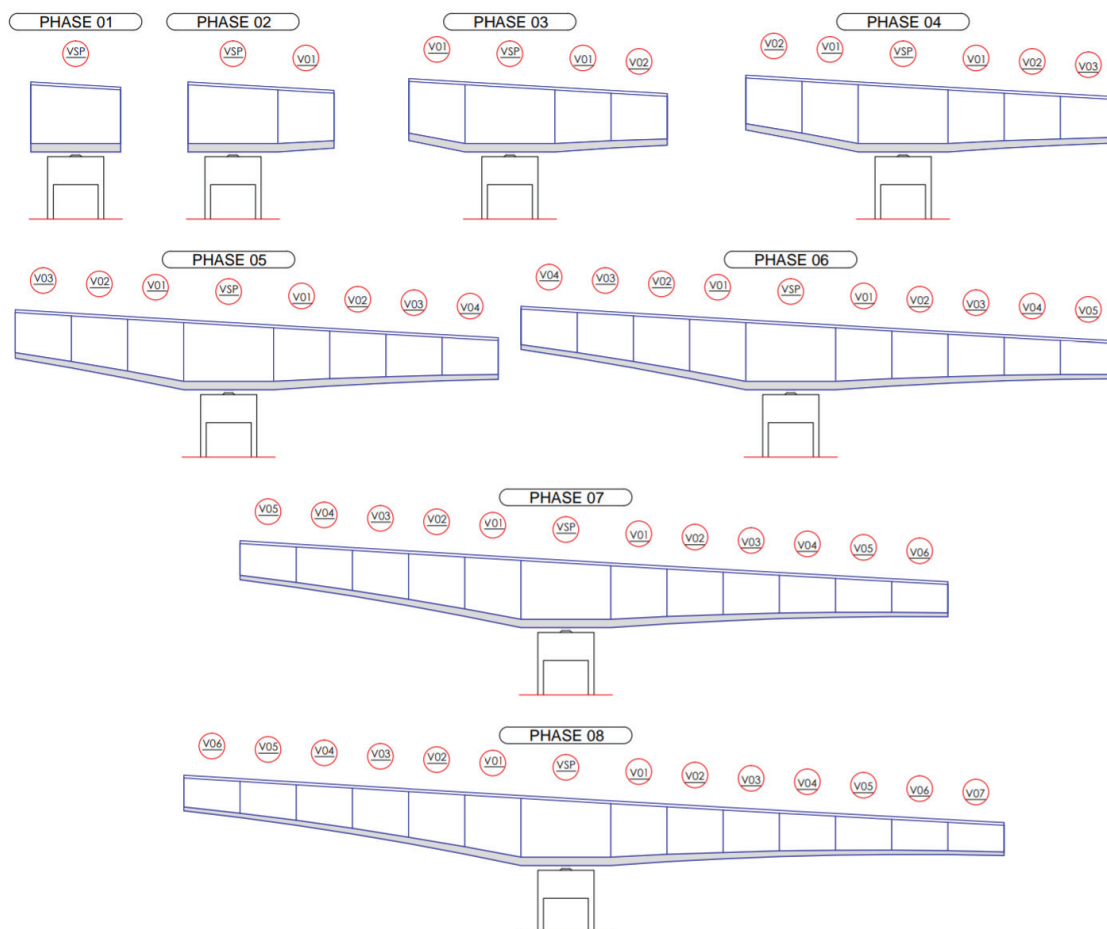
La construction des ponts par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile, aux extrémités du tablier, lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit qu'on a construit un fléau.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage entre les extrémités des fléaux adjacents des voussoirs dit de clavage, puis la mise en tension des câbles de continuité qui assurent la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau



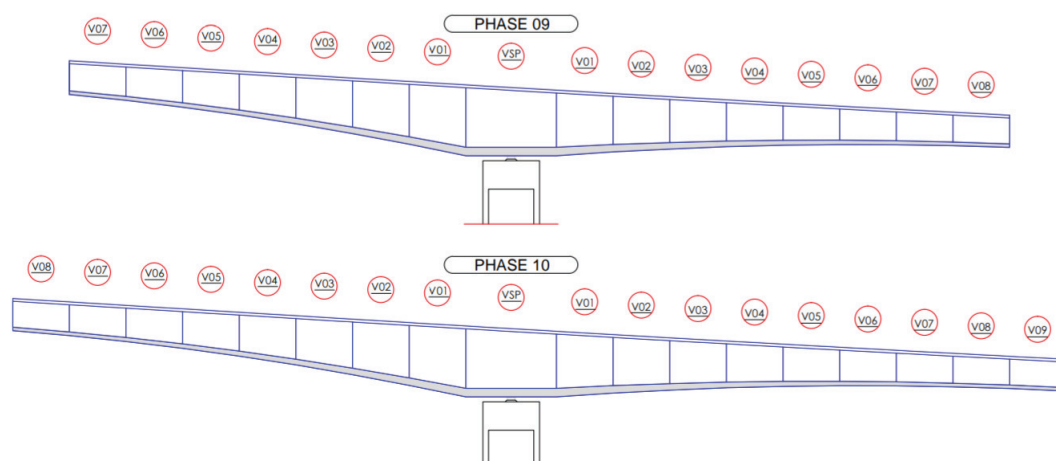


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA. (Poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

V.2.3. Poids propre du fléau

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m^3 .

Tableau V.1 : Evaluation du poids propre de chaque phase.

Poids des voussoirs				Poids d'un demi-fléau (majoré)		
N° Voussoirs	L_v	S_v Moy (m^2)	Poids (kN)	Phase	N° des V_s	Poids (kN)
	(m)					
VSP	4	15,0209	1 502,09	Phase 2	1	3 299,50
V01	5	14,3793	1 797,41	Phase 3	2	4 985,04
V02	5	13,4843	1 685,54	Phase 4	3	6 567,97
V03	5	12,6634	1 582,93	Phase 5	4	8 066,39
V04	5	11,9874	1 498,43	Phase 6	5	9 486,87
V05	5	11,3638	1 420,48	Phase 7	6	10 847,77
V06	5	10,8872	1 360,90	Phase 8	7	12 157,10
V07	5	10,4747	1 309,34	Phase 9	8	13 435,85
V08	5	10,2300	1 278,75	Phase 10	8	14 699,79
V09	5	10,1115	1 263,94			

Dans les formules qui vont suivre $G_{\max}$ et $G_{\min}$ désignent le poids propre des demi fléaux l'un étant majoré de 2% pour obtenir $G_{\max}$ et l'autre étant minoré de 2% pour obtenir $G_{\min}$

$$G_{\max} = G \times 1,02 \quad G_{\min} = G \times 0,98. \quad (V.1)$$

$G_{\max}$ et $G_{\min}$ sont choisis de façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

V.2.4. Charge due au vent

L'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage et de la faible élévation.

V.2.5. Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1} , au stade de grossissage on considère le poids de l'équipage égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée

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 :

$$Q_{PRC1 \max} = (\text{gamma béton} \times \text{Surface} \times L_{vsp}/2) + 6\% = 1590 \text{ KN} \quad (V.2)$$

$$Q_{PRC1 \min} = (\text{gamma béton} \times \text{Surface} \times L_{vsp}/2) - 4\% = 1440 \text{ KN} \quad (V.3)$$

V.2.6. Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie notée Q_{PRA1} sur le demi fléau majoré dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé

$$Q_{PRA1} = 0.2 \text{ KN/m}^2 \text{ linéarisation de la charge} \rightarrow Q_{PRA1} = 0.2 \times L_t = 2.76 \text{ KN/ml},$$

L_t : largeur de tablier.

- Une charge concentrée est notée : Q_{PRA2} qui est égal à $(50+5L_t)$ KN, appliqué en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

$$Q_{PRA2} = (50+5L_t) = 119 \text{ KN}. \quad (V.4)$$

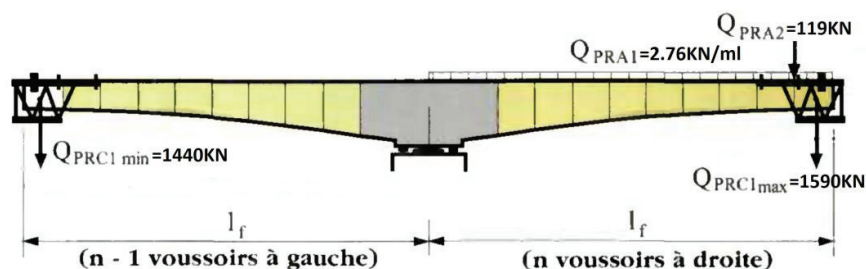


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

Tableau V.3 : Evaluation des efforts max.

Phase 10	Combinaison A1		Combinaison A2	
	ΔM_{max} (KN.m)	ΔT_{max} (KN)	ΔM_{max} (KN.m)	ΔT_{max} (KN)
	95 070,85	35 233,37	81 314,86	29 572,49
	Combinaison B1		Combinaison B2	
	ΔM_{max} (KN.m)	ΔT_{max} (KN)	ΔM_{max} (KN.m)	ΔT_{max} (KN)
	232 083,27	31 388,88	218 327,28	25 728,00

V.2.10. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

On opte pour la justification de fléau dont la stabilité est assurée à l'aide de la méthode des organes d'ancrage reposant sur deux files de cales provisoires et cloué sur leur pile par deux files de câbles et on suppose que le voussoir sur pile est indéformable.

M et N : Sollicitations résultantes des combinaisons A et B

Ra et Rb : les réactions

Fi : force de 'n' câbles d'une file

e : entraxe des cales

d : entraxe (cale_cable)

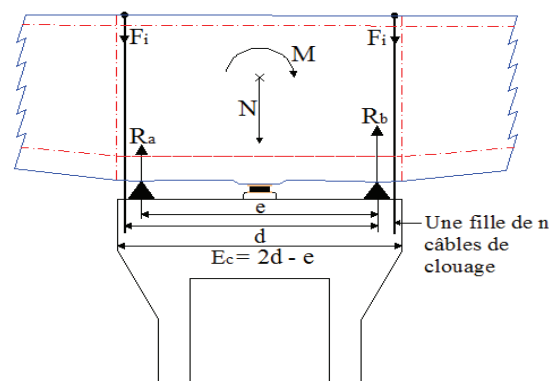


Figure V.4 : Schéma descriptif de clouage.

V.2.11. Calcul du nombre de câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N de chaque combinaison A et B

- Si $M/N < e/2 \rightarrow$ le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires (par mesure de sécurité on dispose au minimum de deux paires de câbles).
- Si $M/N > e/2 \rightarrow$ les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A et B.

D'après l'aménagement de la tête de pile on a :

L'excentricité géométrique : $e=5.8m \rightarrow e/2=2.9m$ et on prend $d=e$

On calcule d'abord l'excentricité de la résultante des efforts $e=M/N$

- Situation temporaire de construction (Combinaison A) :** Pour A1 et A2 :
 $M/N < e/2 \rightarrow$ pas de risque de basculement.
- Situation accidentelle (Combinaison B) :** Pour B1 et B2 :

$M/N > e/2 \rightarrow$ il y a un risque de basculement, il est nécessaire de posé des câbles de clouage.

Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on utilise la formule suivante :

$$n \times s = (M - \frac{N \times e}{2}) \times \frac{d}{k} \quad \text{avec :} \quad (V.5)$$

$$K = (1 - p) \times \sigma_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) + (\frac{f_{prg}}{\rho}) \times (d^2 + (d - e)^2) \quad (V.6)$$

n : nombre de câbles , f_{peg} : limite élastique, ρ : la perte est estimée à 25%

s : section d'un câble , F_{p0} : la contrainte à l'origine.

Maintenant, on vérifie s'il y a bien un soulèvement de la cale, pour cela on doit calculer R_a :

$$R_a = \frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{e} + F_i \quad (V.7)$$

$$F_{p0} = \min (0,8F_{prg} ; 0,9F_{peg}), \text{ Avec : } F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{p0}$$

$R_a > 0 \rightarrow$ il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de R_b se fait comme suit :

$$R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i \quad (V.8)$$

$F_i = 25\,110 \text{ KN} \rightarrow$ On opte pour **10 câbles de 15T15s**

Tableau V.4 : Calcul de nombre de câbles de clouage.

Comb	$\Delta M_{\max}$ (KN.m)	$\Delta N_{\max}$ (KN)	$\frac{\Delta N}{\Delta M}$ (m)	$\frac{e}{2}$ (m)	n de câbles	Rb (MN)	Ra (MN)
	Sur pile	Sur pile					
A1	95 070,85	35 233,37	2,69	2,90	10	59,11	26,33
B1	232 083,27	31 388,88	7,39	2,90	10	80,81	0,79
A2	81 314,86	29 572,49	2,74	2,90	10	53,91	25,87
B2	218 327,28	25 728,00	8,48	2,90	10	75,61	0,33

V.2.12. Calcul de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimensions "a.b" par ligne d'appui et Puisque :

$R_a > 0 \rightarrow$ La surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c\max}} \quad (V.9)$$

$f_{c\max} = \text{Min} (f_{clim} ; f_{cf})$ représente la contrainte qu'il ne faut pas dépasser .

Comme le béton des cales est fretté, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée, cette contrainte est fixée à :

$$f_{cf} = f_{cj} \times (1 + 2 \times \rho_t \frac{f_{\theta}}{f_{cj}}) \quad (V.10)$$

En fixant le pourcentage de frettage à 2% dans le cas courant, on obtient :

$$f_{cf} = f_{28} + 20 \rightarrow f_{cf} = 55 \text{ MPa.}$$

Et $f_{C \text{ lim}}$ les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer est **donnée par le guide SETRA** :

Tableau V.5 : 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 : $f_{C \text{ lim}} = 0,98 f_{c28} = 34.3 \text{ Mpa}$

$$\rightarrow f_{C \text{ max}} = \text{Min} (f_{C \text{ lim}} ; f_{cf}) = \text{Min} (34.3 ; 55) = 34.3 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \text{on a } S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{C \text{ max}}} = 2,3562 \text{ m} \rightarrow S/2 = 1,1781 \text{ m.}$$

On opte pour une section de dimensions **2m*0.6m** de chaque cale.

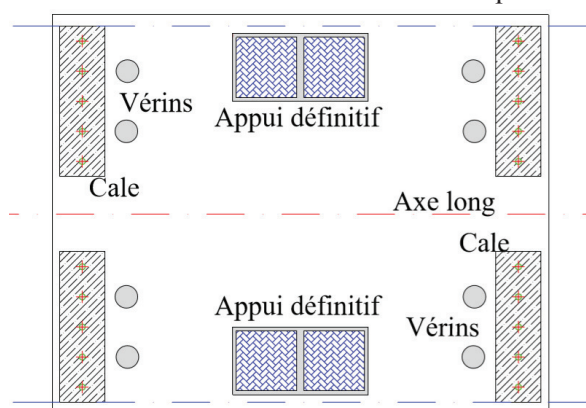


Figure V.5 : Aménagement de tête de pile en phase de construction.

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif sont calculés, tant qu'en phase de construction, qu'en phase de service.

Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service c'est-à-dire lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis.

V.3.1. Phases de réalisation du tablier

- **Phase N°1** : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1 et des voussoirs de la culée C1 par cintrage à partir du sol.
- **Phase N°2** : Clavage de la travée de rive (P1-C1).
- **Phase N°3** : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2 et des voussoirs de la culée C2 par cintrage à partir du sol.
- **Phase N°4** : Clavage de la travée de rive (P4-C2).
- **Phase N°5** : Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2).

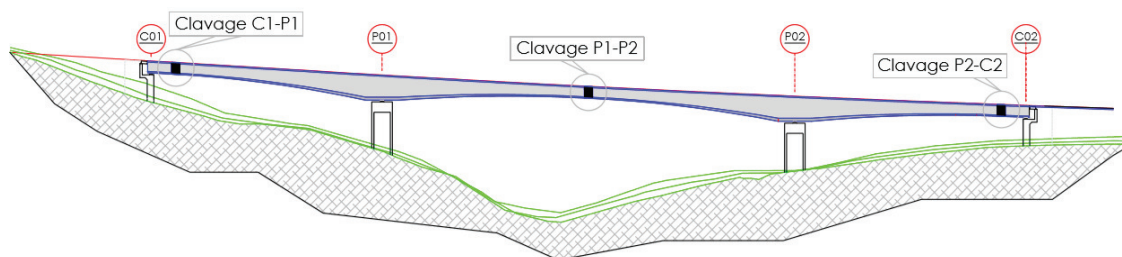


Figure V.6 : Phases de réalisation du tablier.

V.3.2. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quelle que soit la complexité du modèle elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure ;
- La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
- La définition des conditions d'appui ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres ;
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres III&IV ;
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles P1 et P2 et des appuis doubles au niveau des culées C1 et C2 ;
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le chapitre IV.

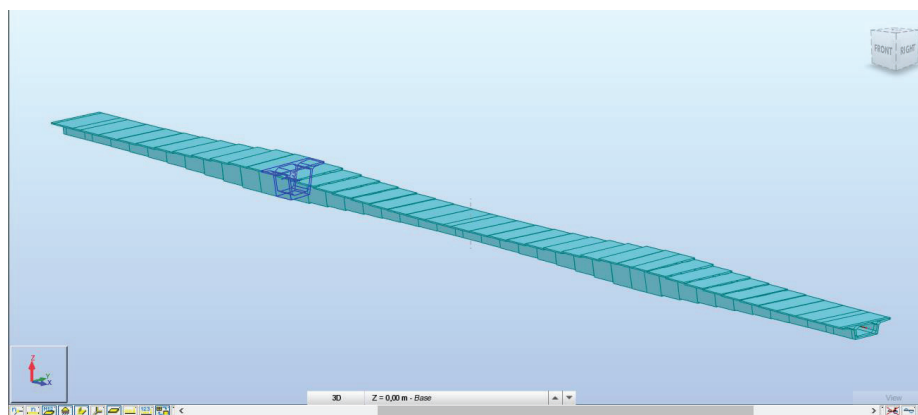


Figure V.7 : Modèle de calcul.

V.3.3. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V.6 : Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	1,35	1,6	0	0	0	0
	COMB 2	1,35	0	1,6	0	0	0
	COMB 3	1,35	0	0	1,6	0	0
	COMB 4	1,35	0	0	0	1,35	0
	COMB 5	1,35	0	0	0	0	1,35
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0	0
	COMB 2	1	0	1,2	0	0	0
	COMB 3	1	0	0	1,2	0	0
	COMB 4	1	0	0	0	1	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1

V.3.4. Résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants, nous considérons les efforts obtenus sous-charge permanente et pour les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Les résultats sont donnés en KN.m pour les moments et en KN pour les forces.

▪ Etat limite de service (ELS)

Moments fléchissant :

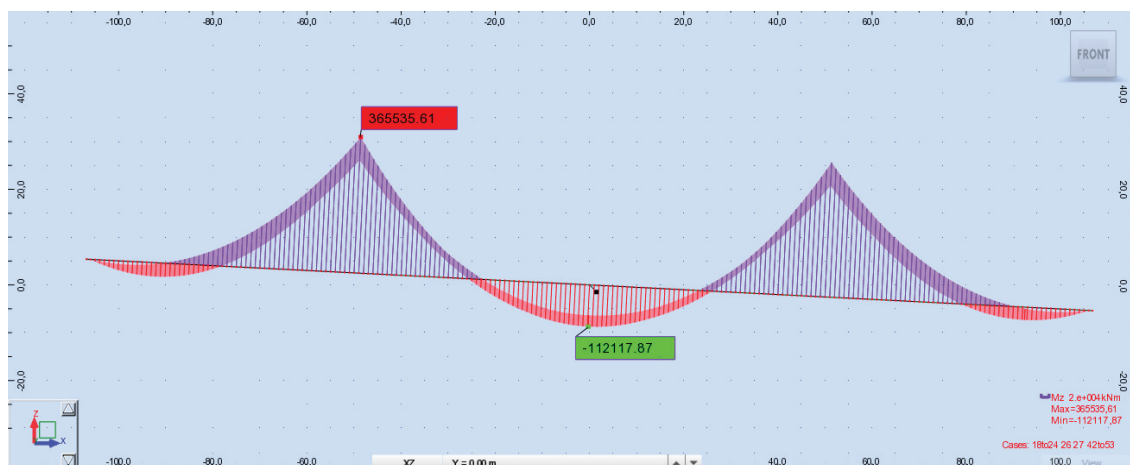


Figure 8 : MMax à l'ELS.

Efforts tranchant :

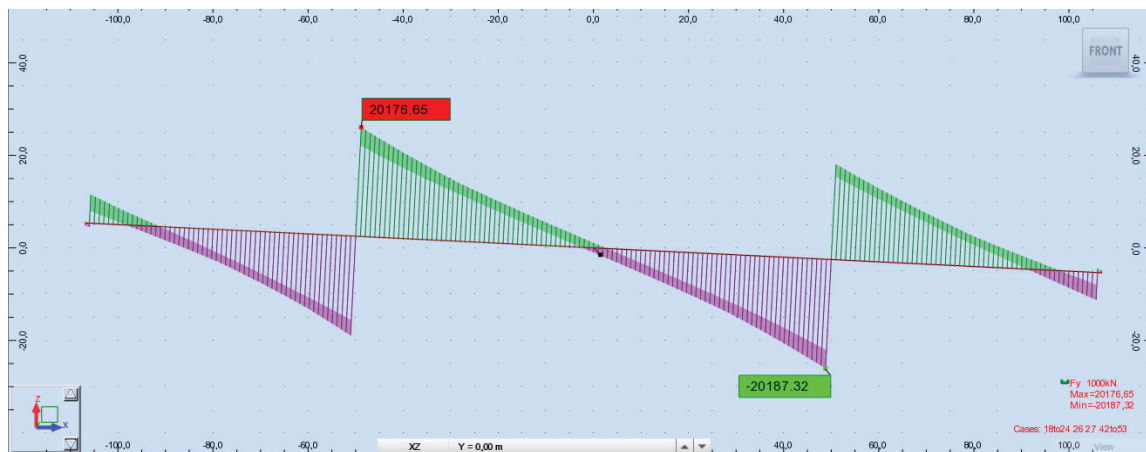


Figure 9 : TMax à l'ELS.

▪ Etat limite ultime (ELU)

Moments fléchissant :

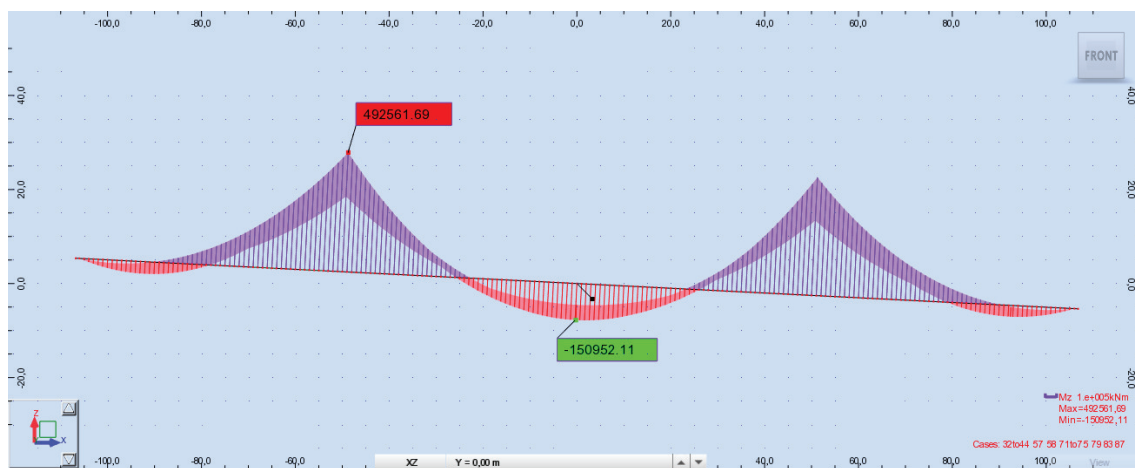


Figure 10 : MMax à l'ELU.

Efforts tranchant :

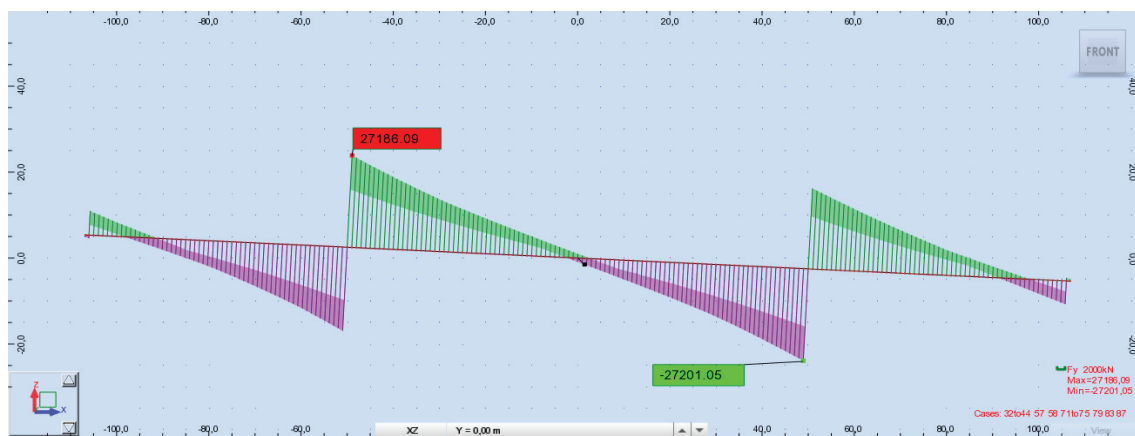


Figure 11 : TMax à l'ELU.

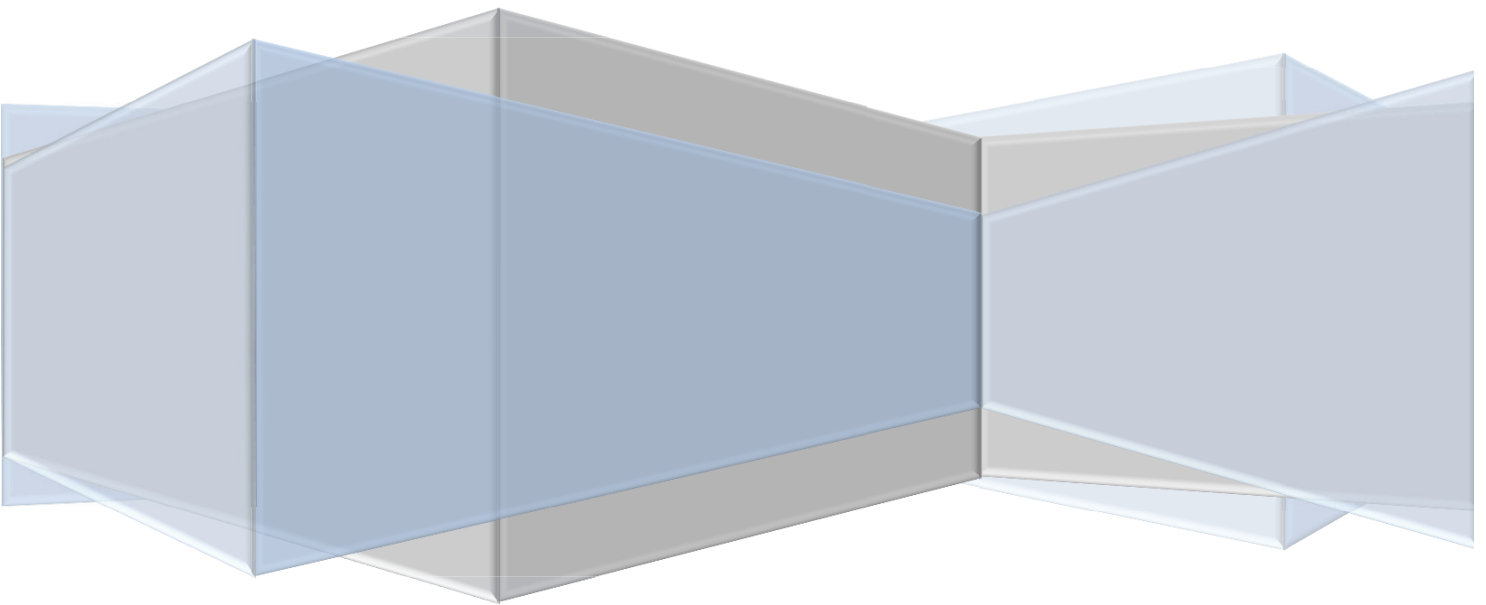
V.4. CONCLUSION

On a vu dans le présent chapitre que l'étude du tablier d'un pont à voussoirs construit en encorbellement successif, est partagée en deux phases :

L'une avant l'achèvement des fléaux où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment à l'encastrement sur les piles est maximal.

Dans la seconde phase le schéma statique est devenu hyperstatique après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité, qui seront étudiés dans le chapitre suivant.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



ENSTP 2018/2019

VI.1. INTRODUCTION

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes :

La première étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale (câbles de clouage) puis coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).

La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée continuité.

Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra.

En commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTES DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre de câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- **En construction**, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.
- **En service**, pour participer avec les câbles de continuité à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau sont déterminés par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0} \quad (VI.1)$$

- **P** : la force de précontrainte.
- **P₀** : effort de précontrainte limite qu'un câble de **13T15s** peut créer.
- **ΔP** : est estimé à 25% de perte.

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P₀ :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble13T15s}}, S = 1950 \text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 2901,6 \text{ KN}$$

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P :

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

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} \quad (VI.2)$$

$$; e = v - d \quad (VI.3)$$

- **M** : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.
- **S** : section droite du voussoir.
- **v** : distance du CDG de section à la fibre supérieure.
- **e** : excentricité du câble par rapport au CDG de la section.
- **I** : le moment d'inertie de la section.

Application Numérique :

$$\begin{aligned}
 M &= 476902,87 \text{ KN.m (Combinaison de charge A1- Phase 10 ; Voir chapitre V)} \\
 d &= 0,15 \text{ m} \\
 I &= 81,0339 \text{ m}^4 & P &= 105,30 \text{ KN} \\
 S &= 15,0209 \text{ m} & D'ou : n &\geq 48,39 \\
 v &= 2,6198 \text{ m} \\
 \text{On prend } n &= 50 \text{ câbles de 13T15s}
 \end{aligned}$$

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	476902,87	3,3802	2,6198	81,0339	15,0209	2,47	105,30	48,39	50
Fin VSP	4	404993,85	3,2509	2,5491	74,5516	14,8557	2,40	92,72	42,61	50
Fin V01	9	324456,74	2,9492	2,2008	55,4578	13,9484	2,05	84,11	38,65	44
Fin V02	14	253793,27	2,6930	1,9070	41,0888	13,0691	1,76	74,52	34,24	38
Fin V03	19	192400,70	2,4597	1,6603	30,6534	12,3192	1,51	63,94	29,38	32
Fin V04	24	139753,27	2,2632	1,4568	23,2395	11,6688	1,31	52,27	24,02	26
Fin V05	29	95394,52	2,0983	1,2917	17,9886	11,1177	1,14	39,84	18,31	20
Fin V06	34	58937,97	1,9661	1,1639	14,3829	10,6727	1,01	27,14	12,47	16
Fin V07	39	30071,30	1,8747	1,0753	12,1292	10,3481	0,93	14,92	6,86	12
Fin V08	44	8563,67	1,8114	1,0286	10,9597	10,1938	0,88	4,45	2,05	8
Fin V09	49	0,00	1,7933	1,0067	10,4785	10,1024	0,86	0,00	0,00	4

NB :

- Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes ;
- Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, donc :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h \geq 16 \text{ cm}$
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v \geq 16 \text{ cm}$
- L'enrobage : $C = \max (3/4 a, \Phi, d) \rightarrow C \geq 15 \text{ cm}.$

Avec :

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

Φ : diamètre de la gaine = 8 cm ;

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans les **figures V.4 et V.5**

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu'à l'ancrage, cependant il est possible de garder le tracé longitudinal s'il est possible (pour notre cas les vingt derniers câbles).

❖ Allure en plan des câbles du fléau

▪ L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$ (VI.4)

▪ Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}$ (VI.5)

▪ L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$ (VI.6)

▪ L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$ (VI.7)

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

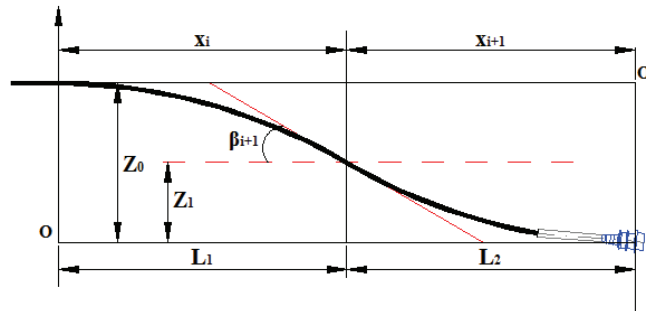


Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles de fléau.

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

❖ Allure en plan des câbles du fléau

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$ (VI.8)

- Le rayon de courbure en un point située à une distance x :

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min} \quad (VI.9)$$

$$- \text{L'angle de déviation : } \alpha_n = \text{artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2} \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

d1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

d0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

Rmin : rayon minimal pour les câbles 13T15S, Rmin = 3 m.

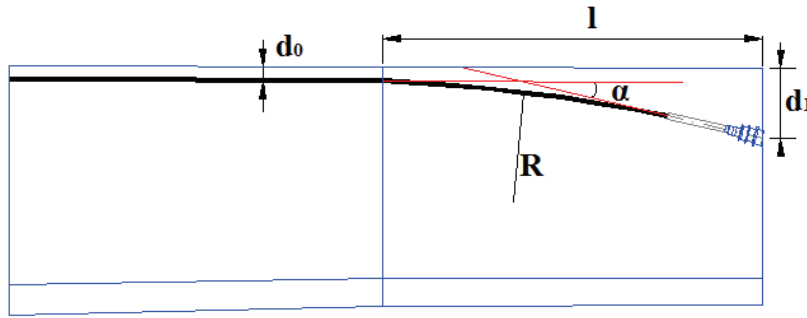


Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles du fléau.

VI.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles du voussoir **V3** :

Application Numérique sur le câble C10:

$$L = 5\text{m}$$

$$X_i = X_{i+1} = 2,5\text{ m}$$

$$Z_i(\text{C10}) = 0,1\text{ m} ;$$

$$Z_{i+1}(\text{C10}) = 0,05\text{ m} ;$$

$$R_{\min} = 3\text{ m}$$

$$L_1 = 2,5\text{m}$$

$$d_0(\text{C10}) = 0,15\text{ m}$$

$$d_1(\text{C10}) = 0,77\text{ m}$$

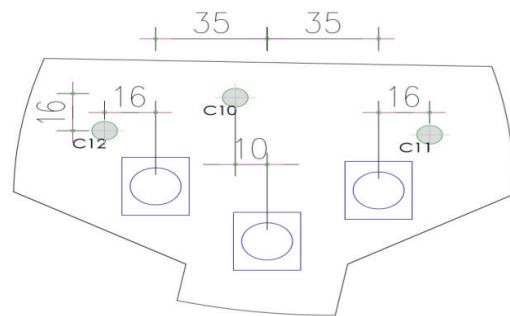


Figure VI.3 : Position des câbles C10.

▪ En plan

$$Z(x) = 0,1 + (0,05 - 0,1) \left(\frac{x}{2,5} \right)^2$$

$$\rightarrow Z(x) = 0,1 - 0,008 x^2$$

$$R_i = \frac{(2,5)^2}{2 \times (0,1 - 0,05)} = 62,50\text{m} ; R_{i+1} = \frac{(2,5)^2}{2 \times (0,1 - 0,05)} = 62,50\text{m}$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg} \frac{2 \times (0,1 - 0,05)}{2,5} = 0,04\text{ rad}$$

- **En élévation**

$$y = 0,15 + (0,77 - 0,15) \times \left(\frac{x}{5}\right)^2$$

$$\rightarrow y = 0,15 + 0,0248x^2$$

$$R_c(l) = \frac{5^2}{2 \times (0,77 - 0,15)} = 20.161 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{artg}(2 \times (0,77 - 0,15)) \times \frac{1}{5} = 0,18 \text{ rad}$$

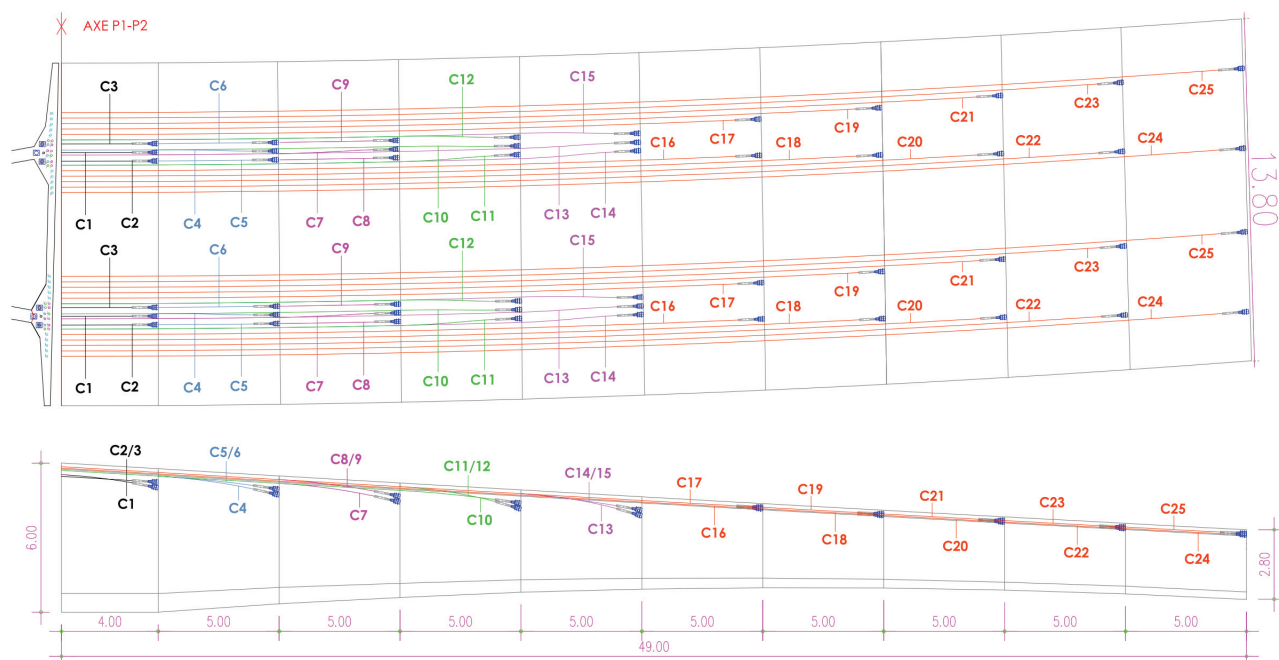
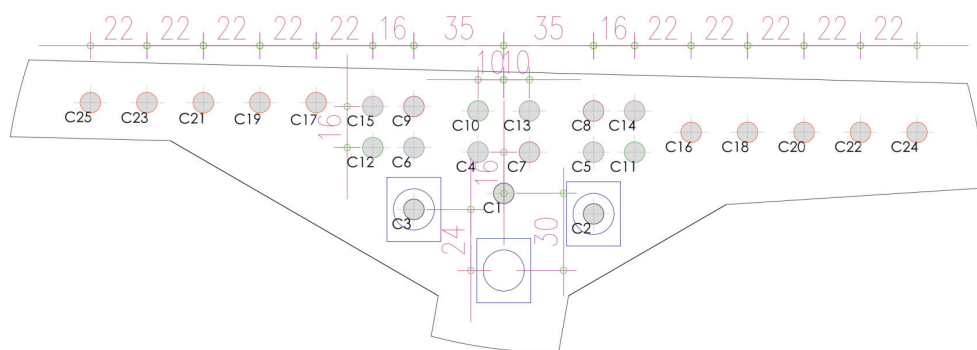
NB :

Les restes des résultats sont élaborés dans les tableaux **V.2** et **V.3**.

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans les figures **V.4** et **V.5**.

Câbles	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i ; X _{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C4 - C7 - C10 - C13 -	0,1	0,05	2,5	62,5	0,04	0,1 - 0,008 x ²
C11 - C12 - C14 - C15	0,16	0,08	2,5	39,06	0,064	0,16 - 0,0128 x ²
C1 - C2 - C3 - C5 - C6 - C8 - C9 - C16 - C17 - C18 - C19 - C20 - C21 - C22 - C23 - C24 - C25	Rectilignes					

Câbles	$L_{\text{dév}}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C1	5	0,47	0,77	26,667	0,135	$0,47 + 0,019x^2$
C4 - C7	5	0,31	0,77	27,174	0,15	$0,31 + 0,018x^2$
C5 - C6 - C11 - C12	5	0,3	0,54	52,083	0,3	$0,30 + 0,010x^2$
C8 - C9 - C14 - C15	5	0,15	0,54	32,051	0,13	$0,15 + 0,016x^2$
C10 - C13	5	0,15	0,77	20,161	0,18	$0,15 + 0,025x^2$
C2 - C3 - C16 - C17 - C18 - C19 - C20 - C21 - C22 - C23 - C24 - C25	Rectilignes					



VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte seront calculés, à partir du moment max déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{(VI.11.a) avec : } n \geq \frac{v' \times P}{0,75 \times P_0} \quad \text{(VI.11.b)}$$

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

v' : Distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

Application Numérique :

$$\begin{aligned} M &= 112113.59 \text{ KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l) cas2 ; Voir chapitre V)} \\ d &= 0,15 \text{ m} \\ I &= 10,4785 \text{ m}^4 & P &= 50463,17 \text{ KN D'ou : } n \geq 21,99 \\ S &= 10,1024 \text{ m} & \text{On prend } n &= \mathbf{24 \text{ câbles de 13T15s}} \\ v &= 1,0067 \text{ m ; } e = 1.64 \text{ m} \\ P_0 &= 2901,6 \text{ KN ; } \Delta P = 25\% \end{aligned}$$

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à la clé (centre de clavage).

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

Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

	x (m)	M (kN.m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
FIN V3 G	0	-49382,2	1,66	30,65	12,31	2,31	-14,87	-6,48	0
FIN V4 G	5	-1972,86	1,45	23,23	11,66	2,11	-0,66	-0,29	4
FIN V5 G	10	36775,3	1,29	17,98	11,11	1,95	13,52	5,89	8
FIN V6 G	15	67125,56	1,16	14,38	10,67	1,82	26,83	11,69	12
FIN V7 G	20	89893,86	1,07	12,12	10,34	1,72	38,25	16,67	16
FIN V8 G	25	105363,2	1,02	10,95	10,19	1,66	46,73	20,36	20
FIN V9 G	30	111880	1,00	10,47	10,10	1,64	50,36	21,94	24
FIN V9 D	35	111990,8	1,00	10,47	10,10	1,64	50,41	21,96	24
FIN V8 D	40	106028,1	1,02	10,95	10,19	1,66	47,02	20,49	20
FIN V7 D	45	91109,96	1,08	12,32	10,36	1,74	38,48	16,77	16
FIN V6 D	50	68813,14	1,18	14,93	10,71	1,85	27,03	11,78	12
FIN V5 D	55	38923,46	1,32	19,00	11,18	2	13,96	6,08	8
FIN V4 D	60	542,53	1,50	25,02	11,77	2,19	0,18	0,08	4
FIN V3 D	65	-46631	1,7312	33,8322	12,4702	2,42	-13,42	-5,85	0

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Pour solidariser les parties construites sur cintre des travées de rive au fléau, des câbles de continuité sont nécessaires. Ces câbles ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{avec :} \quad e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0} \quad (\text{VI.12})$$

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

v' : Distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

Application Numérique :

M = 37157,24 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l) cas2 ; Voir chapitre IV)

d = 0,15 m

I = 10.9597 m⁴

S = 10.1938 m

v = 1,0286 m ; e = 1.64 m

P₀ = 2901,6 KN ; ΔP = 25%

P = 16478,16 KN

D'où : n ≥ 7.18

On prend n = **8 câbles de 13T15s**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V02 (sens Pk) à x = 14.80 m.

Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	x (m)	M (kN.m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V4	0	-26325,4	1,5106	25,3291	11,7892	2,2	-8,45	-3,68	4
FIN V5	5	4333,6	1,3254	19,1324	11,1967	2	1,55	0,67	8
FIN V6	10	24821,12	1,1821	14,9338	10,7173	1,85	9,75	4,25	8
FIN V7	15	35434,15	1,0824	12,3264	10,3661	1,74	14,97	6,52	8
FIN V8	20	36391,19	1,0286	10,9597	10,1938	1,66	16,14	7,03	8
FIN V9	25	27817,14	1,0067	10,4785	10,1024	1,64	12,52	5,46	8
FIN Vclav	27	21731,23	1,0067	10,4785	10,1024	1,64	9,78	4,26	8
FIN VC 01	29,9	10211,71	1,0067	10,4785	10,1024	1,64	4,6	2	8
FIN pont - 0,8m	32	-476,73	1,0067	10,4785	10,1024	1,64	-0,21	-0,09	4

I.1.1. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation du nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions par trois pièces : tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux suivants **VI.6**, **VI.7**, **VI.8** et **VI.9**.

Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales.

Câble	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i , X _{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C1 - C2 - C3 - C4 - C6						
C5 - C8 - C10 - C12	0,17	0,085	2,5	36,76	0,068	0,17 - 0,014 x ²
C7	0,34	0,17	2,5	18,38	0,135	0,34 - 0,027 x ²
C9	0,51	0,255	2,5	12,25	0,201	0,51 - 0,041 x ²
C11	0,68	0,34	2,5	9,19	0,266	0,68 - 0,054 x ²

Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales.

Cables	Ldév(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Equation
C1	5	0,31	0,67	34,72222	0,12	0,31 + 0,36 X ²
C2	5	0,47	0,83	34,72222	0,12	0,47 + 0,36 X ²
C3	5	0,16	0,68	24,03846	0,16	0,16 + 0,52 X ²
C4	5	0,32	0,84	24,03846	0,16	0,32 + 0,52 X ²
C5	5	0,17	0,71	23,14815	0,16	0,17 + 0,54 X ²
C6	5	0,17	0,87	17,85714	0,19	0,17 + 0,7 X ²
C7	5	0,2	0,75	22,72727	0,17	0,2 + 0,55 X ²
C8	5	0,52	0,91	32,05128	0,13	0,52 + 0,39 X ²
C9	5	0,24	0,8	22,32143	0,17	0,24 + 0,56 X ²
C10	5	0,4	0,96	22,32143	0,17	0,4 + 0,56 X ²
C11	5	0,29	0,86	21,92982	0,17	0,29 + 0,57 X ²
C12	5	0,29	1,02	17,12329	0,19	0,29 + 0,73 X ²

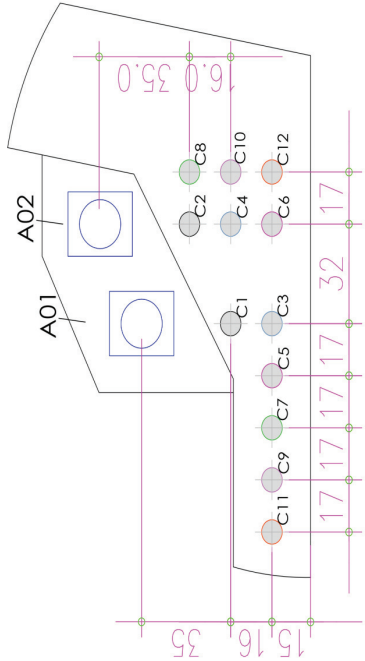


Figure VI.6 : Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2.

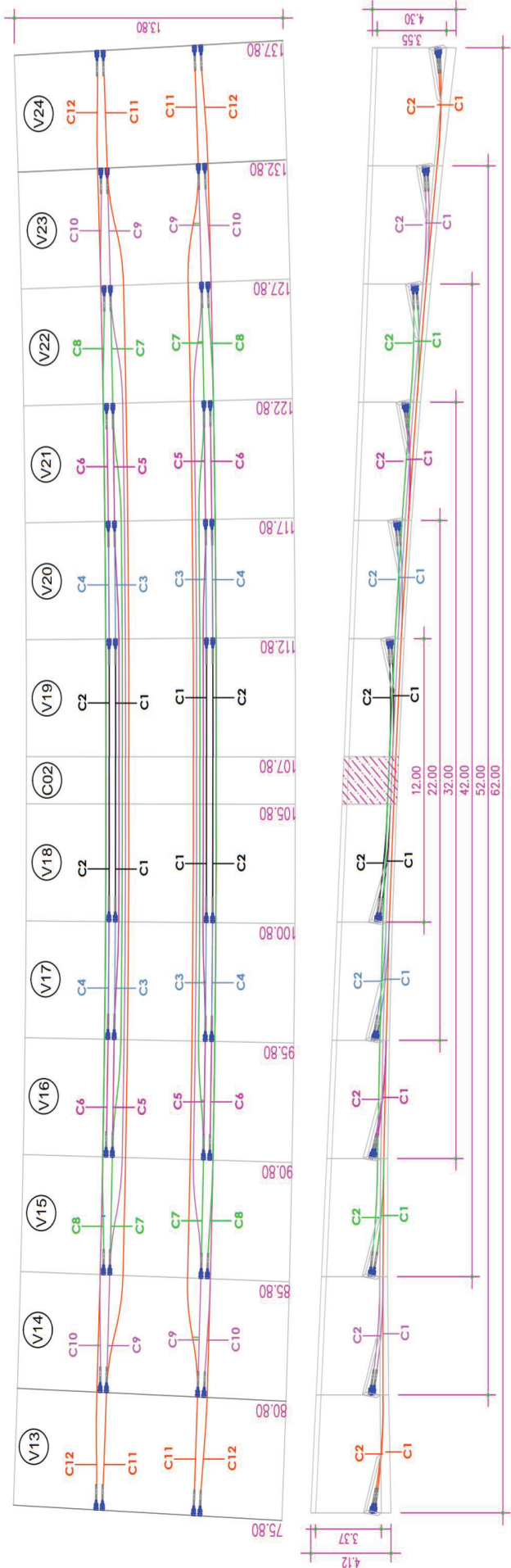


Figure VI.7 : Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2.

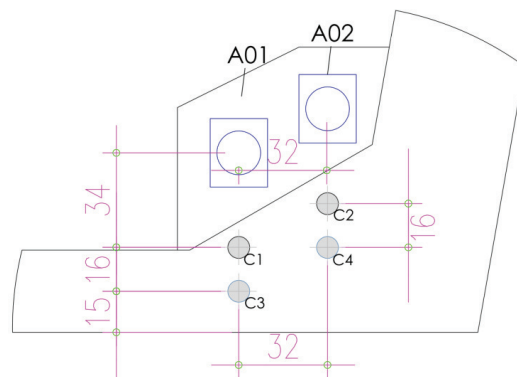


Figure VI.8 : Disposition des câbles de continuité au niveau du V09.

Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives.

Câble	Z_i	Z_{i+1}	X_i, X_{i+1}	R	β	$Z(x)$
	(m)	(m)	(m)	(m)	(rad)	
C1 - C2 - C3 - C4	Rectiligne					

Tableau VI.9 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives.

Vrs	Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Equation	Equation
V4	C3	5	0,24	0,8	22,32142857	0,17	0,32	$0,17 + 0,56 X^2$
	C4	5	0,4	0,96	22,32142857	0,17	0,32	$0,17 + 0,56 X^2$
V5	C1	5	0,36	0,75	32,05128205	0,13	0,32	$0,13 + 0,39 X^2$
	C2	5	0,52	0,91	32,05128205	0,13	0,32	$0,13 + 0,39 X^2$
V1&Vcla	C1	7	0,33	0,67	72,05882353	0,09	0,32	$0,09 + 0,34 X^2$
	C2	7	0,49	0,83	72,05882353	0,09	0,32	$0,09 + 0,34 X^2$
Vc	C4	4,3	0,47	0,66	48,65789474	0,08	0,32	$0,08 + 0,19 X^2$
	C3	4,3	0,31	0,82	18,12745098	0,18	0,32	$0,18 + 0,51 X^2$

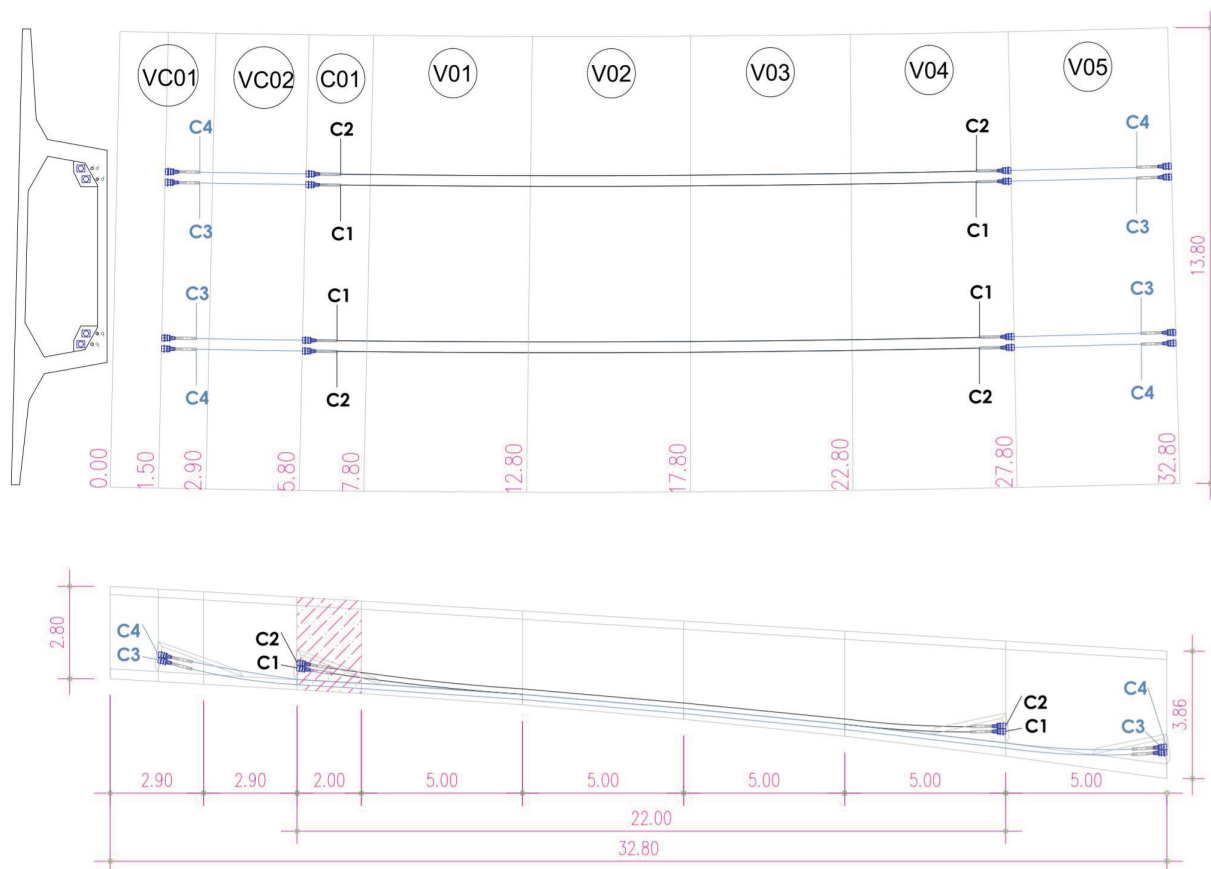


Figure VI.9 : Tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives.

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La tension d'une armature de précontrainte en un point et à un instant donné est différente de la tension appliquée au câble par le vérin lors de la mise en œuvre.

En béton précontraint les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale, ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par raccourcissement (déformations instantanées) du béton.

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Elles sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension.

En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne et dans la partie linéaire le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines, cela est déterminé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)}) \quad (\text{VI.13})$$

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

f : coefficient de frottement de courbure (rd^{-1}).

θ : la variation angulaire du câble à l'abscisse x (rd).

φ : coefficient de frottement droit (m^{-1}).

x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage (m).

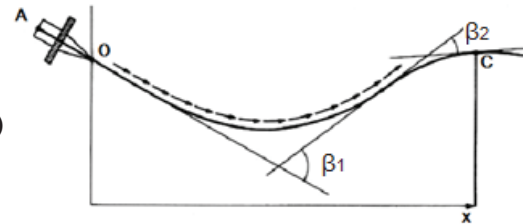


Figure VI.10 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en plan et β en élévation, d'où la variation θ égal à :

- $\theta = \alpha + \beta$ cela n'est valable que lorsque les déviations ne se succèdent pas.
- $\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha}$ si ces déviations produisent simultanément.

Application Numérique :

$$\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0,20$$

$$\sigma_{p0} = 1\,488 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\varphi} \text{ Moy-max} = 124,235 \text{ MPa}$$

(Voir annexe C)

VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage un glissement des câbles dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrages, ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse « d ».

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) , \quad \text{avec} \quad k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}} \quad (\text{VI.14})$$

k : fonction croissante ;

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale ;

g : glissement à l'ancrage ;

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

Application Numérique :

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_{g \text{ Moy-max}} = 82.37 \text{ MPa}$
$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$	<u>(Voir annexe C)</u>
$g = 2 \text{ mm}$	

VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

L'ouvrage est construit phase par phase (pont encorbellement), ce qui implique des mises en tension successives.

Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même pièce provoque une perte de tension, en effet une fois la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement de la pièce, de même lors la mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

Donc si la pièce comporte « n » câbles, le premier câble subit l'effet de « n-1 » câbles suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte.

La valeur moyenne des pertes dues à cette perte vaut : $\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{2 \times N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte par excès.

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b , \quad \text{avec} : \quad \frac{E_p}{E_{bi}} = 5,28 \quad (\text{VI.15})$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_e(x) = 2,64 \times \sigma_b(x) , \quad \text{avec} : \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \quad (\text{VI.16})$$

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.

σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.

P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0 (1 - \Delta P)$.

M_p : moment sous le poids propre.

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} E_p = 190\,000 \text{ MPa} \\ E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa} \\ P_0 = 2901,6 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \Delta\sigma_{e \text{ Max}} = 15,05 \text{ MPa} \quad \underline{\text{(Voir annexe C)}}$$

La valeur des pertes instantanées dans les différentes sections est donnée par :

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

$$\Delta\sigma_i = 152,40 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_i = 10,242\%$$

$$\sigma_i = 1\,335,599 \text{ MPa}$$

VI.4.2. Pertes de tension différées

La tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, c'est ce qu'en appellent les pertes différées, on distingue trois types de perte :

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

VI.4.2.1. Pertes par retrait

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

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 : $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

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

Plus souvent on peut négliger la valeur $r(t_0)$ devant 1, ce qui donne :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r \quad \text{(VI.17)}$$

ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide) ;

$r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} E_p = 190\,000 \text{ MPa} \\ \xi_r = 2 \times 10^{-4} \end{array} \right. \quad \Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,55 \%$$

VI.4.2.2. Pertes par fluage

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante.

A la différence du retrait le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier, la perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_f = E_p \times \varepsilon_f$

$$\text{La déformation finale de fluage : } \varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}} \quad \text{(VI.18)}$$

σ_M : contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1,5 \sigma_b$

$$D'où : \Delta\sigma_{fi} = 2,5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (VI.19)$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

Application Numérique :

$$\begin{array}{l} E_p = 190\,000 \text{ MPa} \\ E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa} \\ P_0 = 2\,901.6 \text{ KN} \end{array} \quad \begin{array}{l} \Delta\sigma_{fi \text{ Max}} = 72.59 \text{ MPa} \\ \textbf{(Voir annexe C)} \end{array}$$

VI.4.2.3. 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 :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x), \text{ avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}} \quad (VI.20)$$

ρ_{1000} (%) : 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.

Application Numérique :

$$\begin{array}{l} \rho_{1000} = 2,5 \% \\ \mu_0 = 0,43 \\ f_{prg} = 1860 \text{ MPa} \end{array} \quad \begin{array}{l} \Delta\sigma_{p \text{ Max}} = 68.82 \text{ MPa} \\ \textbf{(Voir annexe C)} \end{array}$$

VI.4.2.4. 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 :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fi} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p \quad (VI.21)$$

$$\Delta\sigma_d = 168.3 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_d = 10,664\%$$

$$\sigma_d = 1329.319 \text{ MPa}$$

VI.4.2.5. Les pertes totales

Les pertes totales dues aux pertes instantanées et pertes différées sont illustrées dans le tableau suivant : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$

Tableau VI.10 : Les pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
PERTES DIFFEREES	9,374	10,664	10,092	9,421	9,175	8,952	8,832	9,092	9,19	8,913
PERTES INSTANTANES	9,409	10,242	9,674	8,917	8,422	7,07	5,783	5,511	5,475	6,044
Total (%)	18,783	20,906	19,766	18,339	17,597	16,022	14,615	14,603	14,665	14,957

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 20.906 \%$.

VI.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles C10 à la fin du voussoir V2.

Application Numérique :

▪ Pertes de tension par frottement :

$$\begin{aligned}\beta &= 0,0799 \text{ rad} ; \alpha = 0,18 \text{ rad} & \theta &= 0,1948 \text{ rad} \\ \varphi &= 0,003 \text{ m}^{-1} ; f = 0,20 & \Delta\sigma_{\varphi} &= 78.18 \text{ MPa} \\ \sigma_{p0} &= 1488 \text{ MPa}\end{aligned}$$

▪ Pertes de tension par recul d'ancrage:

$$\begin{aligned}E_p &= 190\,000 \text{ MPa} & k &= 0,005 \\ l &= 19 \text{ m} & d &= 7,11 \text{ m} \\ g &= 0,002 \text{ m} & \Delta\sigma_g &= 31.73 \text{ MPa} \\ \theta &= 0,195 \text{ rad}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}M_p &= 253.79 \text{ MN.m} \\ n &= 38 \text{ câbles} & \sigma_b &= 4,139 \text{ MPa} \\ \sigma_{\infty} &= \sigma_0(1-\Delta P) = 0,75. & \Delta\sigma_e &= 10.93 \text{ MPa} \\ \sigma_0 &= 1116 \text{ MPa} & \Rightarrow \Delta\sigma_i &= 121.84 \text{ MPa} \\ P_0 &= 2\,901.6 \text{ KN} ; e = 1,65 \text{ m} & \Rightarrow \sigma_i &= 1\,366.16 \text{ MPa} \\ B &= 13,07 \text{ m}^2 ; I = 41,09 \text{ m}^4 \\ E_p &= 190\,000 \text{ MPa} ; E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa}\end{aligned}$$

▪ Pertes par retrait :

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

▪ Pertes par fluage :

$$\begin{aligned}M_p &= 253.97 \text{ MN.m} \\ n &= 38 \text{ câbles} \\ \sigma_{\infty} &= 1116 \text{ MPa} \\ P_0 &= 2901.6 \text{ KN} ; e = 1,65 \text{ m} & \sigma_b &= 4,139 \text{ MPa} \\ B &= 13,07 \text{ m}^2 ; I = 41,09 \text{ m}^4 & \Delta\sigma_{fl} &= 53,12 \text{ MPa} \\ E_p &= 190\,000 \text{ MPa} ; E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa}\end{aligned}$$

▪ Pertes par relaxation :

$$\begin{aligned}\sigma_i &= 1366.16 \text{ MPa} & \mu &= 0,722 \\ f_{prg} &= 1860 \text{ MPa} & \sigma_p &= 58,89 \text{ MPa} \\ \rho_{1000} &= 2,5 \% & \Rightarrow \Delta_{\infty} &= 271.85 \text{ MPa} \\ \mu_0 &= 0,43 & \Rightarrow \sigma_{\infty} &= 1\,216.15 \text{ MPa}\end{aligned}$$

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures en phase de construction comme en phase de service qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles fixées par le règlement en vigueur.

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y \quad (VI.22)$$

P : effort de précontrainte avec pertes ;

B : section transversale du voussoir ;

I : inertie de la section considérée.

e₀ : excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : moment extérieur ;

y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

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

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 20,906 \rightarrow \sigma_{\infty} = 1\,176.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa} , \text{ Hors section d'enrobage} ;$$

$$\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{t28} = 1,89 \text{ MPa} , \text{ Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	x (m)	N° câbles	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
Axe VSP	0	50	476902,87	3,38	2,62	81,03	15,02	2,38	114,75	1,04	16,15
Fin VSP	4	50	404993,85	3,25	2,55	74,55	14,86	2,30	114,75	2,88	13,90
Fin V01	9	44	324456,74	2,95	2,20	55,46	13,95	1,95	100,98	2,19	14,01
Fin V02	14	38	253793,27	2,69	1,91	41,09	13,07	1,65	87,21	1,58	13,87
Fin V03	19	32	192400,70	2,46	1,66	30,65	12,32	1,40	73,44	1,13	13,13
Fin V04	24	26	139753,27	2,26	1,46	23,24	11,67	1,18	59,67	0,75	11,89
Fin V05	29	20	95394,52	2,10	1,29	17,99	11,12	1,11	45,90	0,94	9,30
Fin V06	34	16	58937,97	1,97	1,16	14,38	10,67	0,98	36,72	1,59	6,56
Fin V07	39	12	30071,30	1,87	1,08	12,13	10,35	0,90	27,54	2,18	3,50
Fin V08	44	8	8563,67	1,81	1,03	10,96	10,19	0,85	18,36	2,46	0,64
Fin V09	49	4	0,00	1,79	1,01	10,48	10,10	0,83	9,18	1,64	-0,39

VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérification :

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

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 20,906 \rightarrow \sigma_{\infty} = 1\,176.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa} , \text{ Hors section d'enrobage} ;$$

$$\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{t28} = 1,89 \text{ MPa} , \text{ Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans l'**annexe C** :

NB :

Pour vérifier les contraintes en phase de service, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section.

VI.5.3. Armatures des zones tendues

Dans les zones où on a une traction en béton, la nécessité de disposer d'une section d'armatures passives minimales A_s (**art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL**).

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right) \quad (VI.23)$$

B_t : aire nette de la section du béton en traction ;

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

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

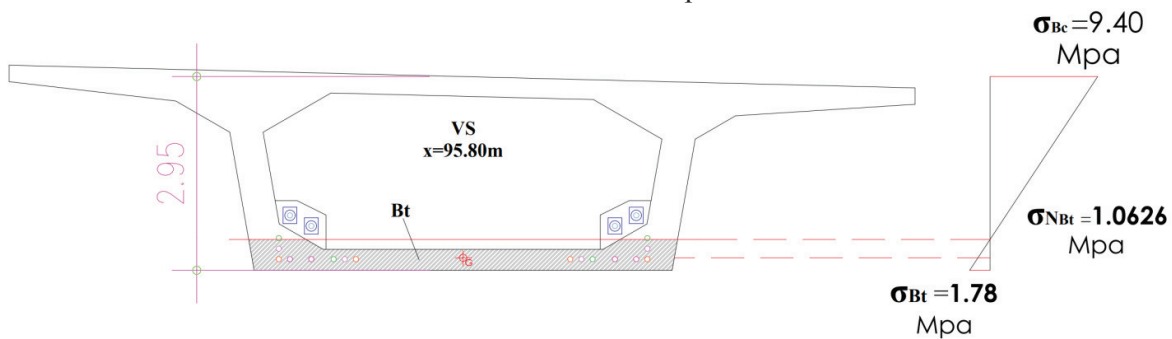


Figure VI.11 : Diagramme des contraintes à $x = 74,10$ m.

D'après la **figure VI.10** et le tableau de vérification des contraintes (**annexe C**), on a :

$$B_t = 2.2801 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 2.4228 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2,2801}{1000} + \left(\frac{2,4228}{500} \times \frac{2,7}{1,78} \right) = 90.30 \text{ cm}^2$$

On opte : **2 nappes de HA 16 et $e = 20\text{cm}$.**

VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

❖ Effort tranchant dû aux charges extérieures

On peut constater expérimentalement que pour une valeur donnée de l'effort tranchant le comportement d'une poutre est d'autant meilleur que les charges qui génèrent cet effort tranchant qui sont les plus proches de l'appui (elles se transmettent directement à cet appui lorsqu'elles en sont voisines).

Donc, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « $h/2$ » d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

❖ Effort tranchant dû à la précontrainte (effet isostatique)

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant V positif ;
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui diminue l'effort tranchant.

On aura alors :

$$V = P \sin \alpha \quad (\text{VI.24})$$

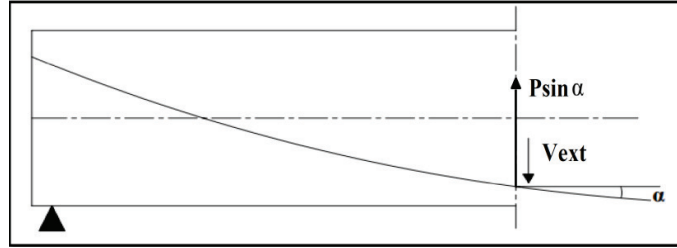


Figure VI.12 : Effort de précontrainte.

Application Numérique :

$$P_0 = 2901.6 \text{ MPa} ; \Delta P = 20,906\%$$

$$\alpha_{\text{moy}} = 0,129 \text{ rad}$$

$$n = 25 \text{ câbles}$$

$$V_P = 7.38 \text{ MN}$$

❖ Effet hyperstatique

On doit ajouter à l'effet isostatique l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, et qui vaut $V_h = \frac{dM}{dx}$ (VI.25)

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous une combinaison de charge à l'ELS. $V_{\text{ser}}(4) = 15.151 \text{ M.N}$

❖ Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL)

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée.

Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut : $V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}$ (VI.26)

NB : On ne tient pas compte, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet a la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.

$$V_{\text{red}} = V_{\text{ser}} - V_P - V_{\text{RESAL}}$$

$$V_{\text{red}} = V_{\text{ser}} - V_P = 7.77 \text{ MN}$$

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour la justification les deux conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\tau_{\max} < \overline{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{ij} \times [f_{ij} + \sigma_x] \quad (\text{Condition de non-rupture par fissuration}).$$

$$\tau_{\max} < \overline{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{ij} - \sigma_x] \times [f_{ij} + \sigma_x] \quad (\text{Condition de non-rupture par compression cisaillement}).$$

$$\tau = \frac{V_{\text{red}}}{z \cdot b_n} \quad (\text{VI.27})$$

V_{red} : effort tranchant réduit.

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 : l'épaisseur nette de l'âme vaut : $b_n = 2(e_a - m \cdot \Phi_g)$ et $m \geq 1$

Application Numérique :

$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} = 1.672 \text{ MPa}$
$P_0 = 2901.6 \text{ MPa} ; \Delta P = 20,906 \%$	$\sigma_x = 3.90 \text{ MPa}$
$V_{\text{red}} = 7.77 \text{ MN} ; \rho = 60,76\%$	$\overline{\tau}_1^2 = 7.13 \text{ MPa}$
$n = 50 \text{ câbles}$	$\overline{\tau}_2^2 = 17.416 \text{ MPa}$
$b_n = 0,50 \text{ m} ; z = 4.646 \text{ m}$	
On constate que : $\tau_{\max} < \overline{\tau}$	

→ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée ✓ .

→ On ne tient pas compte de l'effet RESAL V_{RESAL}

VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime sont :

- Des bielles comprimées ;
- De la résistance des armatures transversales.

VI.6.2.1. les bielles comprimées :

Elles consistent à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ \quad (\text{VI.28})$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ;

$$\sigma_x = P \cos \alpha / B_n, \quad \sigma_y = P \sin \alpha / B_n. \quad (\text{VI.29})$$

$$\tau_u : \text{Contrainte tangentielle ultime, } \tau_u = \frac{V_{u \text{ red}}}{z \times b_n}$$

Application Numérique :

Abscisse de vérification : 4 m
 $V_{\text{max comb-Elu}} = 20.45 \text{ MN}$
 $\sigma_x = 3.90 \text{ MPa}$, $\sigma_y = 0.505 \text{ MPa}$
 $z = 4.646 \text{ m}$
 $b_n = 0,50 \text{ m}$

$V_{U\text{-red}} = 13,07 \text{ MPa}$
 $\tau_u = 5.628 \text{ MPa}$
 $\beta_u = 36.62^\circ$
 On prend : $\beta_u = 37^\circ$

VI.6.2.2. la résistance des armatures transversales

Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{ij}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u \quad (\text{VI.30})$$

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.

Application Numérique :

Abscisse de vérification : $x = 4 \text{ m}$
 $V_{\text{max comb - Elu}} = 20.45 \text{ MN}$; $\tau_u = 5.628 \text{ MPa}$
 $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1,15$; $b_n = 0,5 \text{ m}$; $\beta_u = 37^\circ$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 40,94 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 6,9 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \checkmark$$

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

$$\tau_u = 6,628 \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} ; \text{ Ce qui est vérifié } \checkmark .$$

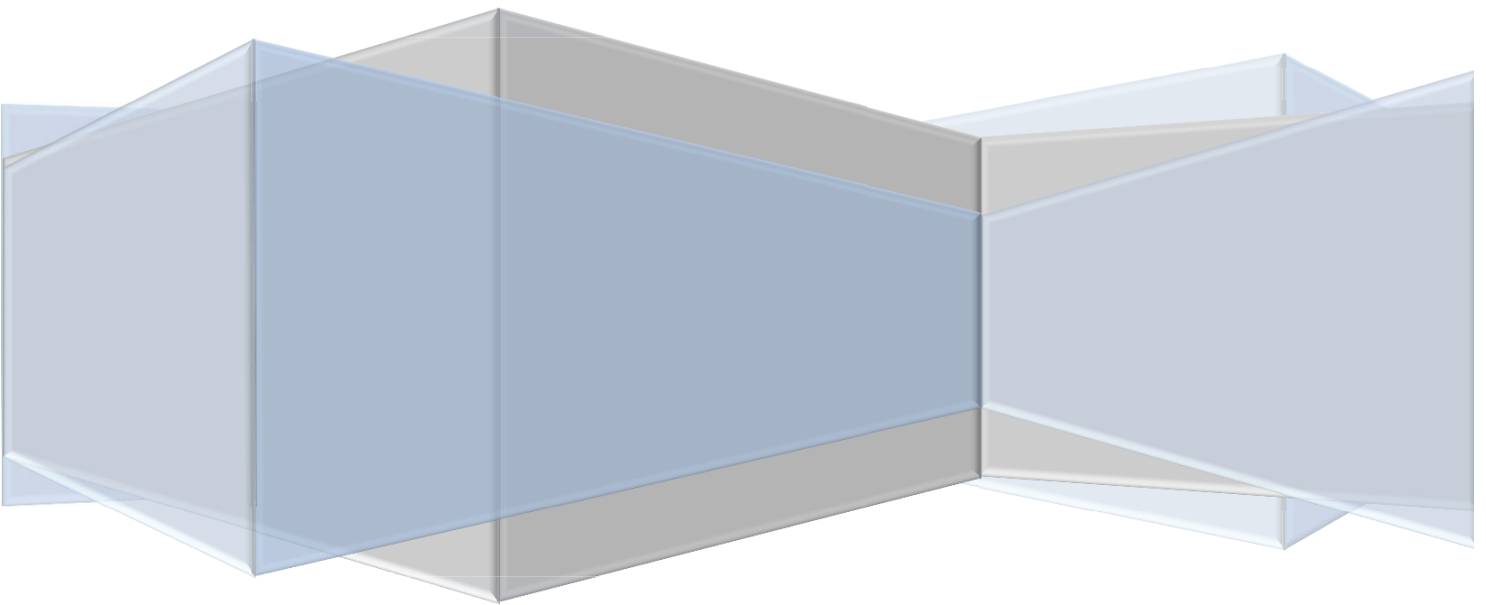
VI.6. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étape très importante lors de la conception d'un ouvrage construit par encorbellements successifs.

Effet de la précontrainte se résume aux phénomènes principaux suivants :

- Présence de forces de déviation s'opposant en général aux forces de la gravité ;
- Réduction partielle ou totale des sollicitations ;
- Forte réduction des flèches sous charges permanentes.

ETUDE TRANSVERSALE



ENSTP 2018/2019

VII.1. INTRODUCTION

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

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 clé (les moments de flexions sont maximaux).

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. 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 en matière de poids et d'inertie.

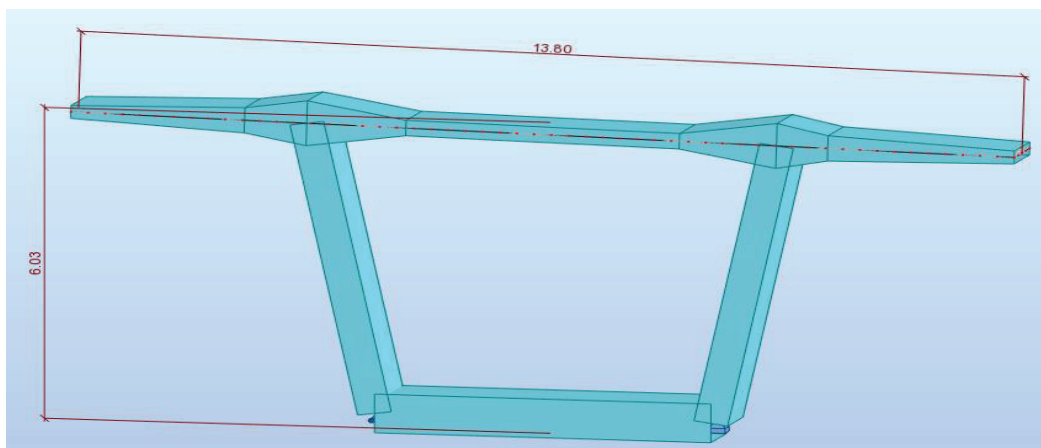


Figure VII.1 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.

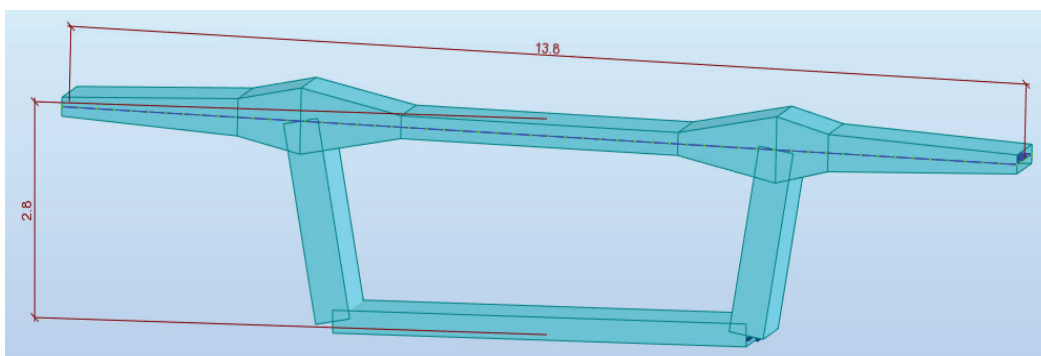


Figure VII.2 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel.

VII.2.2. Combinaisons de charges

Le tableau ci-après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau VII.1 : Combinaisons des charges appliquées.

Combinaison	G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	1,35	1,6	0	0	0
	COMB 2	1,35	0	1,6	0	0
	COMB 3	1,35	0	0	1,6	0
	COMB 4	1,35	0	0	0	1,35
	COMB 5	1,35	0	0	0	1,35
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0
	COMB 2	1	0	1,2	0	0
	COMB 3	1	0	0	1,2	0
	COMB 4	1	0	0	0	1
	COMB 5	1	0	0	0	1

VII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII.2 : Moments extrêmes dans le voussoir sur pile.

	$M_{\max}$ (KN.m)		$M_{\min}$ (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	196.03	146.96	-599.73	-449.05
Hourdis inférieur	257.05	192.84	-245.59	-184.13
Âme	405.42	304.46	-250.74	-187.67

Tableau VII.3 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	$M_{\max}$ (KN.m)		$M_{\min}$ (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	173.29	129.89	-596.00	-446.28
Hourdis inférieur	64.59	48.69	-110.27	-82.45
Âme	428.07	321.47	-259.46	-194.18

VII.3. FERRAILLAGE

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.

VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur

- ❖ Nappe supérieure

Pour cet exemple, on travaille sur le voussoir à la clef, les fissurations sont jugés 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.

$h = 0,47 \text{ m}$; $c = 0,05 \text{ m}$; $M_{\text{ser}}(\text{sup}) = 449.05 \text{ KN.m}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,47 = 42,3 \text{ cm}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = 23,58 \text{ cm} ; z = d - \frac{x}{3} = 34,44 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 852.69 \text{ KN.m}$$

$M_1 \geq M_{\text{ser}}(\text{sup}) \rightarrow$ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = 52,15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose deux nappes de 7HA32.}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5,25 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{ser}}$$

$\rightarrow$ la condition de non fragilité est vérifiée.

❖ Nappe inférieure

Application Numérique :

$b = 1,00 \text{ m}$; On calcule le ferrailage par mètre linéaire.

$h = 0,47 \text{ m}$; $c = 0,05 \text{ m}$; $M_{\text{ser}}(\text{sup}) = 146.96 \text{ KN.m}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

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

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,47 = 42,3 \text{ cm}$$

$$x = \frac{5 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = 23,58 \text{ cm} ; z = d - \frac{x}{3} = 34,44 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 852.69 \text{ KN.m}$$

$M_1 \geq M_{\text{ser}}(\text{sup}) \rightarrow$ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = 13.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose deux nappes de 7HA25.}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5,25 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{ser}}$$

$\rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ Ferrailage longitudinal

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.

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 17.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose une nappe de 7HA20.}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{ij}}{f_e} \times b \times d = 5.25 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

VII.3.2. Ferrailage passif des voussoirs

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Ferrailage passif du VSP et VC.

		Transversal		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Inf	7HA25	7HA20
		Nappe Sup	7HA32	7HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	7HA16	7HA12
		Nappe Sup	7HA16	
	Âme	Nappe Interne	7HA20	7HA16
		Nappe Externe	7HA25	
VC	Hourdis supérieur	Nappe Inf	7HA25	7HA20
		Nappe Sup	7HA32	7HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	7HA14	7HA16
		Nappe Sup	7HA20	
	Âme	Nappe Interne	3HA20+4HA16	7HA12
		Nappe Externe	7HA14	7HA10

N.B. :

Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans l'annexe B

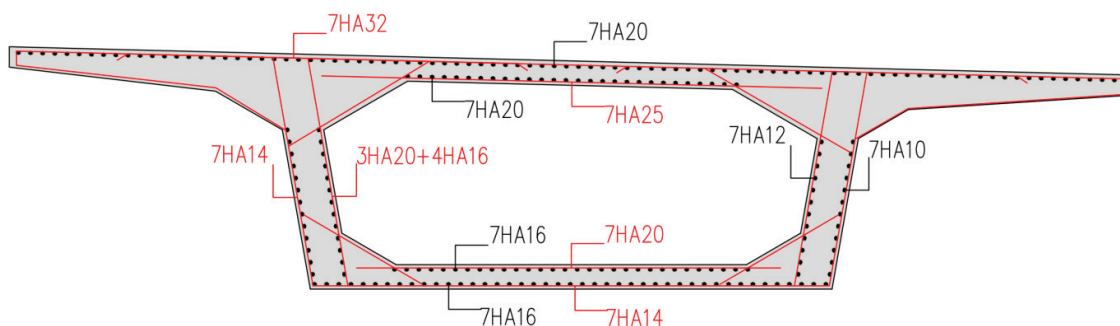


Figure VII.3 : Ferrailage du voussoir sur clef.

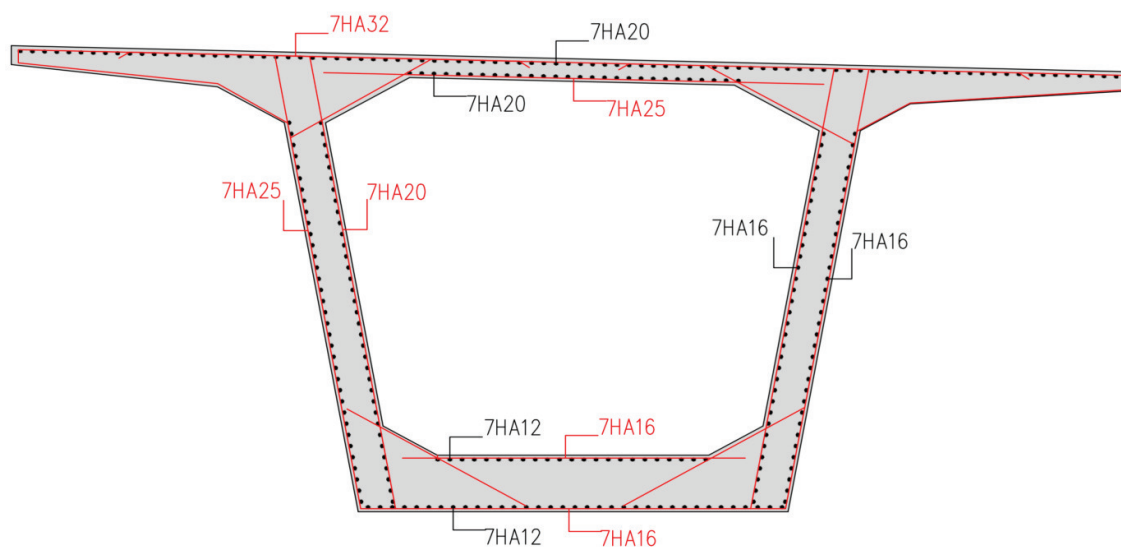


Figure VII.4 : Ferrailage du voussoir sur pile.

VII.3.3. L'effet de la torsion

On néglige l'effet de la torsion parce qu'on a un grand rayon de courbure.

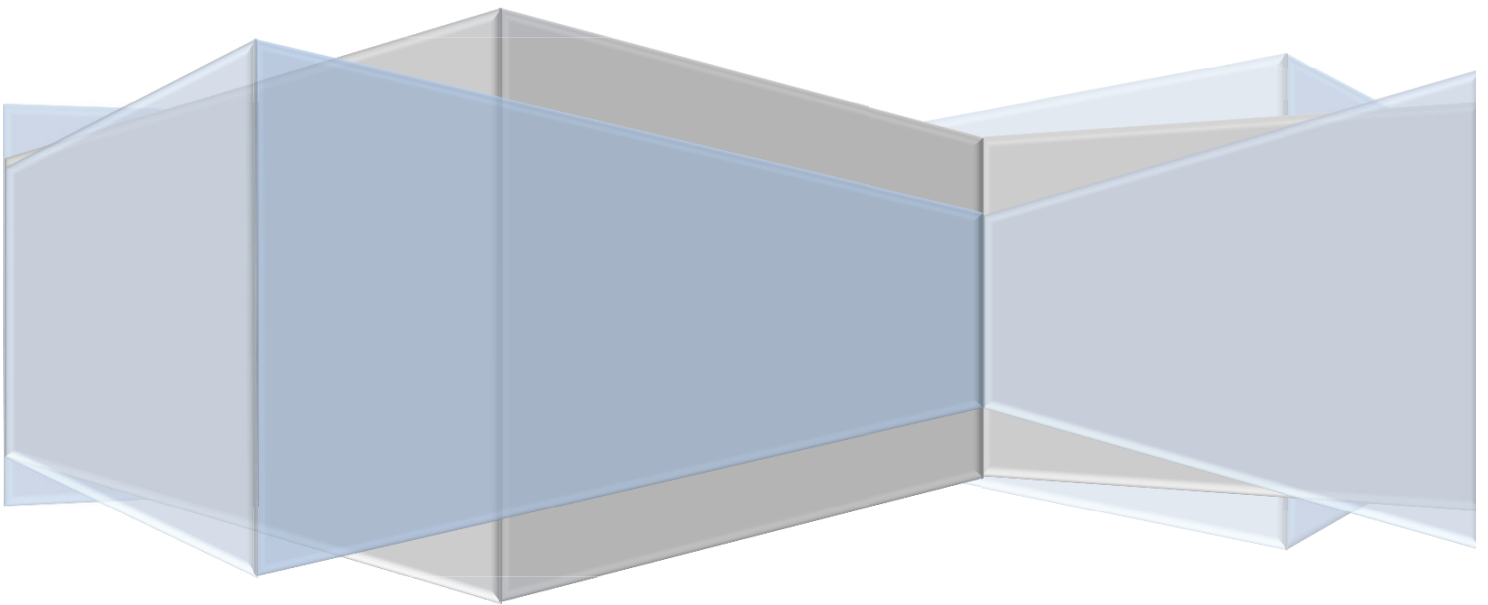
VII.4. CONCLUSION

Ce chapitre a porté sur l'étude transversale de tablier (VSP, VC), 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, par contre l'autre élément est moins sollicité.

Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

EQUIPEMENTS DU TABLIER



ENSTP 2018/2019

VIII.1. INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers, ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage.

Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction vis-à-vis des usagers.

A présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à cet ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous :

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

VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Tableau VIII.1 : Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.

	Culée 01	Pile 01	Pile 02	Culée 02
Rmax(KN)	7554,27	50956,81	49672,81	7275,89
Fz(KN)	3777.13	12739.20	12418.20	3637.94

VIII.2.3. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B

On utilise les appareils d'appui du type B ils comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm.

T : Epaisseur totale de l'élastomère

n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t_i : Epaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : Epaisseur d'une frette élémentaire.

e : Enrobage.

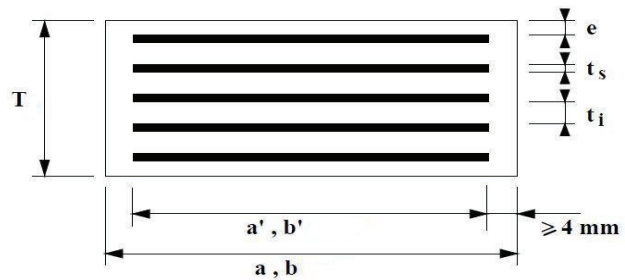


Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil

Sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface 'A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

$$\frac{F_z}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 25 \text{ MPa} \quad (\text{VIII.1})$$

Application Numérique : (Pile 01)

$$F_z = 12.739 \text{ MN} \quad a' \times b' \geq 6369,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } (a \times b) = (800 \times 800) \text{ mm}^2$$

VIII.2.4. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

L'épaisseur de l'appareil d'appui **T_q**, est conditionnée par la condition de non-flambement

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

Avec : « a » est le plus grand coté.

$$80 \text{ mm} \leq T \leq 160 \text{ mm}$$

VIII.2.5. Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \quad (\text{pour l'acier 24-1})$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} \quad (\text{VIII.2})$$

$$G = 0.9 \text{ GPa}$$

Application Numérique :

$$\begin{aligned} \sigma_m &= 19.91 \text{ MPa} \\ \beta &= 22.22 \\ \rightarrow t_s &> 3.05 \text{ mm} \end{aligned}$$

On va prendre des appareils d'appuis qui portent les dimensions suivantes :

8 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$.

9 Frettes métalliques de : $t_s = 4 \text{ mm}$.

Enrobage des chants : 4 mm .

Enrobage extérieur : $2,5 \text{ mm}$.

$T_d = 169 \text{ mm } (9 \times t_s + 8 \times t_i + 5 \text{ mm})$

Le même calcul pour l'appareil d'appui sur culée on trouve :

$T_d = 68 \text{ mm } (5 \times t_s + 4 \times t_i + 5 \text{ mm})$.

VIII.2.6. Vérifications du dimensionnement

Conformément à RPOA, Trois types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VIII.2.6.1. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\gamma_s \cdot P_u \leq P_c \quad (\text{VIII.3})$$

γ_s : Le coefficient de sécurité égal à 3.

P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : La charge critique de flambement. $P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d / h$

Avec :

B : L'aire nominale de l'appui.

d : La somme des épaisseurs de frette et des épaisseurs de caoutchouc.

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

$$\text{et } S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)} \quad \text{avec : } - hc : \text{épaisseur total du caoutchouc.} \quad (\text{VIII.4})$$

- t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application Numérique :

Pile :

$S = 12.50$.

$d = 0.02 \text{ m}$.

$h = 0.169 \text{ m}$.

$B = 0.64 \text{ m}^2$.

$P_c = 42.60 \text{ MN}$

$P_u = 12.739 \text{ MN}$

$38.22 \text{ MN} \leq 42.60 \text{ MN}$

C'est vérifié ✓ .

Culée :

$S = 9.26$.

$d = 0.02 \text{ m}$.

$h = 0.068 \text{ m}$.

$B = 0.20 \text{ m}^2$.

$P_c = 13.62 \text{ MN}$

$P_u = 3.777 \text{ MN}$

$11.33 \text{ MN} \leq 13.62 \text{ MN}$

C'est vérifié ✓ .

VIII.2.6.2. Limitation de distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$ (VIII.5)

La pile :

Pour δ_c :

On calcul d'abord $P = P_u/P_c = 0.299$, puisque $P > 0.25 \rightarrow \delta < \delta_c = 1.4(1 - 2P)$

$$\rightarrow \delta_c = 1.4(1 - 2P) = 0.56.$$

Pour δ : $\delta = \lambda/T_d = 0.828$ tel que $\lambda = 0.14$.

Donc la condition est non vérifiable $\delta = 0.828 > 0.56$.

La nécessité de mettre de des taquets d'arrêt.

La culée :

Pour δ_c :

$P = P_u/P_c = 0.277 \rightarrow P > 0.25 \rightarrow \delta < \delta_c = 1.4(1 - 2P)$

$$\rightarrow \delta_c = 1.4(1 - 2P) = 0.62.$$

Pour δ : $\delta = \lambda/T_d = 2.059$ tel que $\lambda = 0.14$.

Donc la condition est non vérifiable $\delta = 2.059 > 0.62$.

La nécessité de mettre de des taquets d'arrêt.

VIII.2.6.3. Condition de non-glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera : $H < f \cdot N$ (VIII.6)

Avec :

H : est l'effort horizontal ;

N : est l'effort de compression vertical ;

: est le coefficient de frottement ;

: a pour expression — lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles élastomère ;
: est la contrainte moyenne de compression.

D'abord on doit calculer les composantes de séisme, de freinage, de température, de fluage et de retrait.

Le tableau ci-dessous résume ces composantes.

Tableau VIII.2 : L'effort horizontal pour chaque appui.

Appui	E(X)	E(Y)	E(Z)	T	D(flu)	D(ret)	Q(freinage)
C1	2 249,07	1 892,42	2 846,62	192,00	288,00	192,00	150,00
P1	5 980,28	6 599,27	6 710,66	227,99	341,99	227,99	75,00
P2	5 987,88	6 583,03	6 708,67	228,92	343,38	228,92	75,00
C2	2 249,47	1 893,75	2 847,02	192,00	288,00	192,00	150,00

La vérification selon la combinaison **G + E + 0.4T + D(flu+ret) + 0.2Q.** (VIII.7)

Application Numérique :

Pile :

N=10.07 MN

=3.93 MPa

f=0.25

H=2.17 MN

H=2.17 < f.N=2.54

Condition Vérifiée

Culée :

N=1.60 MN

=2.50 MPa

f=0.34

H=1.71 MN

H=1.71 < f.N=0.54

Condition Non Vérifiée

Dans le cas où la condition de non-glissement n'est pas vérifiée, le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

VIII.3. DES D'APPUIS

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, de localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Les dés d'appuis sont soumis à une compression simple.

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

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

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0,40 \pm 0,12 \text{ m} \quad a_1 \geq a + h/2 \text{ et } b_1 \geq b + h/2 \quad (\text{VIII.8})$$

→ On prend pour la pile a₁ = b₁ = 1 m.

→ On prend pour la culée a₁ = 0.625 m, b₁ = 0.525m.

VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis

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

❖ Armatures de chainage

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

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 12.74}{434,78} = 73.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 24HA20}$$

❖ Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage devra reprendre un effort égal à 25% de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 12.74}{434,78} = 36.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 24HA14}$$

❖ Frettes supérieures

Elles sont placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 12.74}{434,78} = 11.72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 15HA10}$$

❖ Frettes inférieures

Les frettes inférieures d'éclatement disposées à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0,10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,10 \times 12.74}{434,78} = 29.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 15HA16}$$

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation, ils sont disposés aux extrémités du pont entre le tablier et les culées.

Le choix d'un joint dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de souffle et en fonction de l'amplitude des mouvements du tablier.

VIII.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température
- ✓ Les déformations différées du béton (retrait, fluage)

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3} \quad (\text{VIII.9})$$

W : souffle total du joint ;

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

W_T : souffle thermique ;

W_S : Le souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_s = 14.8 \text{ cm}$).

- Le souffle thermique : $W_T = L \times \epsilon_T$
 - Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $W_D = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$
- L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée) qui vaut 213.6 m
 ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = 0,0002$
 ϵ_f : coefficient de fluage $\epsilon_f = 3 \times 10^{-4}$
 ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

Donc : $W = 16.88 \text{ cm}$.

VIII.4.2. Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 16.88 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

La figure ci-dessous montre la forme de ce joint :

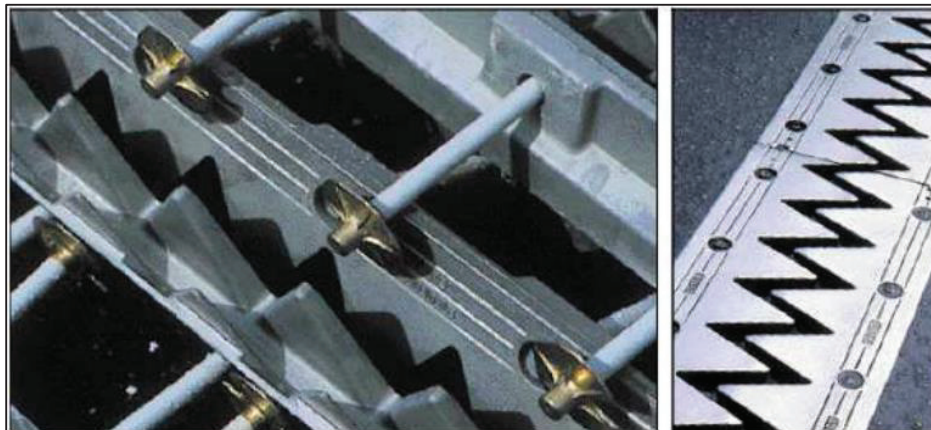


Figure VIII.2 : Joint du type Wd.

Tableau VIII.3 : 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

Dans mon cas l'ouvrage n'est pas biais → **Droite (100gr).**

Tableau VIII.4 : Caractéristiques physiques des joints Wd

Type	Réservations									Fixations				
	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.

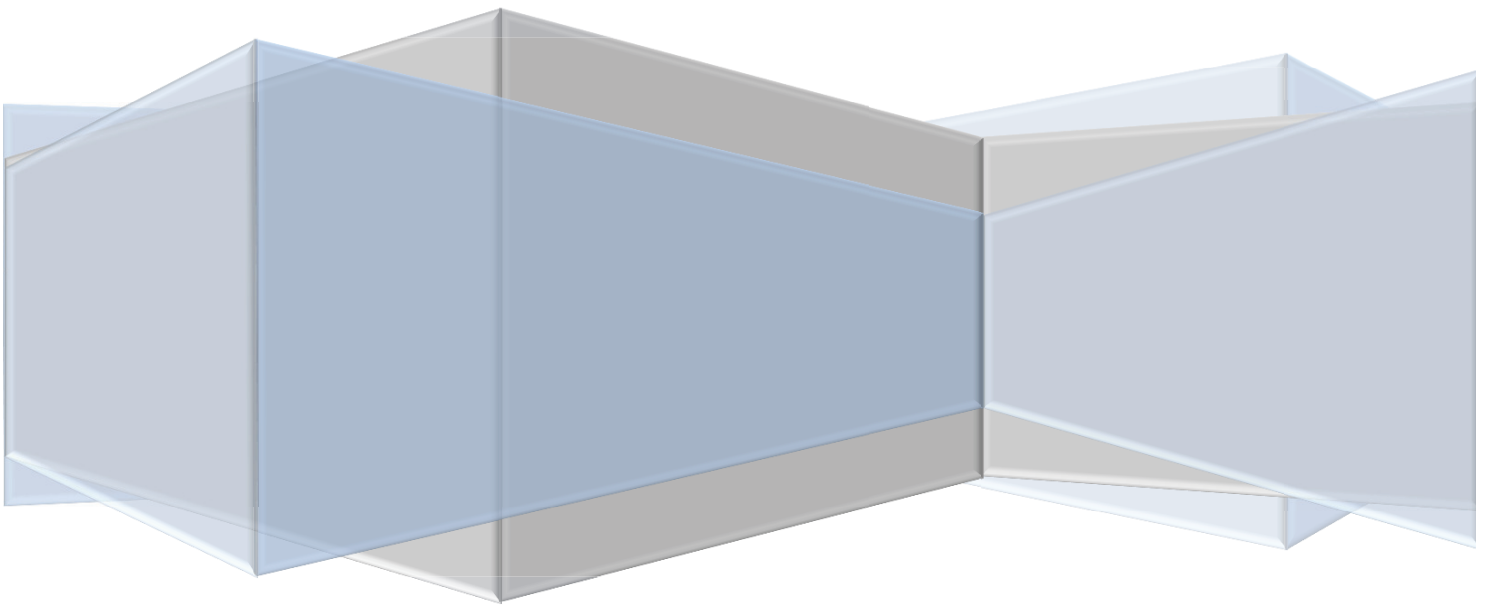
Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd160**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint permettent des déplacements transversaux admissibles en service et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

VIII. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



ENSTP 2018/2019

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

IX.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 mon cas j'ai opté pour des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête.

Tableau IX.1 : Implantation et hauteurs des piles.

Piles	P1	P2
Hauteur (m)	15.30	13.50
position	PK40+315.236	PK40+415.236

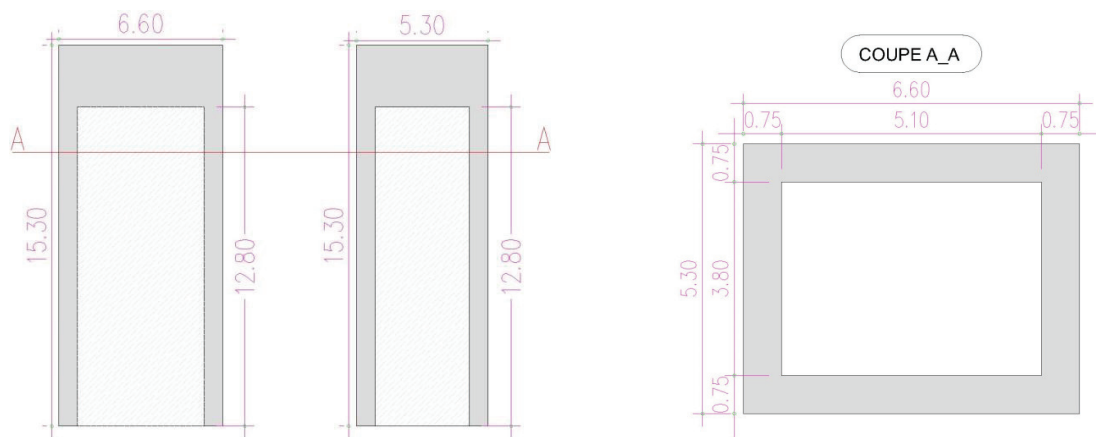


Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus haute.

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En basant sur les paragraphes précédents, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad , \quad k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A - App}}} \quad (IX.1)$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile égal à quatre (4).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan (a,b) 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 : $f_{c28} = 27$ MPa.

Tableau IX.2 : Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h(m)	K Appareils d'appuis	K Longitudinal	K Appuis
		Kd(MN/m)	Kd(MN/m)	Kd(MN/m)
C_1	/	9.05	infinie	9.06
P_1	15.30	23.09	1764.99	22.80
P_2	13.50	23.09	2569.31	22.89
C_2	/	9.05	infinie	9.06

Tableau IX.3 : Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h(m)	K Appareils d'appuis	K Transversal	K Appuis
		Kd(MN/m)	Kd(MN/m)	Kd(MN/m)
C_1	/	4.53	infinie	9.06
P_1	15.30	5.77	2560.95	22.89
P_2	13.50	5.77	3727.98	22.96
C_2	/	4.53	infinie	9.06

IX.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

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

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S3** (site Meuble), selon les résultats donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Accélération de zone **A = 0,2**.

Pour notre cas, on applique la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) puisque le tablier de cet ouvrage est continu.

Les conditions à vérifier pour que la méthode soit applicable :

❖ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier : **MT (MT = G+aQ)**. (IX.2)

G : le poids propre du tablier (voir Chapitre IV).

Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 3 voies chargées).

α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application Numérique :

$$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i) = 25 \times ((15,60 \times 12,80) + (15,60 \times 11) + 2 \times (2,5 \times 6,60 \times 5,30))$$

$$\rightarrow M_P = 13654,5 \text{ KN}$$

$$M_T = G + \alpha Q \rightarrow M_T = 106504,06 + 0,2 \times (71,18 \times 213,6)$$

$$\rightarrow M_T = 88740,03 \text{ KN}$$

$$M_P \leq 0,43 M_T \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **Angle de biais**

L'angle de biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

$\rightarrow$ **Condition Vérifiée** (il s'agit d'un pont sans biais).

❖ **Courbure de pont**

Il s'agit d'un pont avec un grand rayon en plan 680 m $\rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

❖ **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_o = |X_M - X_R| \leq 5\% L \quad (IX.3)$$

$$\text{avec : } X_M = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

Application Numérique :

$$X_M = 0 \text{ m}$$

$$X_M = -0,073 \text{ m}$$

$$|0 - (-0,073)| = 0,073 \text{ m} \leq 10,60 \text{ m} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

IX.2.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Pour les ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique longitudinalement au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T) \quad (IX.4)$$

Tel que :

M_T : est la masse effective totale de la structure : **$M_T = 6371,04 \text{ t}$** .

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

$$Sa(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (IX.5)$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, la séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S3 :

$$(T_1, T_2) = f(S_3) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,20 ; 0,50) \text{ et } S = 1,20.$$

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²**.

ξ : taux d'amortissement 5 %.

η : facteur de correction de l'amortissement : **η = 1 (béton précontraint)**.

S : coefficient du site.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : **T = 2 × π √(M/K)**

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique « **IIa** » et de l'importance du pont (**Groupe de pont 2**) → **A = 0,20**.

Application Numérique :

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \sqrt{\frac{6371038}{63800}} = 1,98 \text{ s} \\ T_2 < T < 3,00 \text{ s} &\rightarrow Sa(T; \xi) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) \rightarrow Sa = 1.48 \text{ m/s}^2. \\ F_L = M_T \times Sa(T) &\rightarrow F_L = 1,48 \times 63710,38 \rightarrow F_L = 9448,47 \text{ KN}. \end{aligned}$$

Cette force horizontale et ce déplacement seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs, on s'intéresse à celle-ci qui est appliquée sur la pile 01:

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \quad \text{et} \quad d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa \quad (IX.6)$$

$$\text{Donc le déplacement horizontal est : } d_{L(\text{Appui})} = K_{(\text{Appui})} \times F_{L(\text{Appui})} \quad (IX.7)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C ₁	P ₁	P ₂	C ₂
F _L (KN)	1341.10	3376.2	3389.9	1341.10
Déplacement du tablier (cm)	14.80	14.80	14.80	14.80

IX.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Pour l'action sismique en direction transversale dans les ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes.

Dans ce cas, l'effet des séismes agissant sur la 1^{ème} pile peut être évalué de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

D'où :

M_i : la masse attribuée est celle du tablier et la moitié supérieure de la pile.

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

Cette simplification est applicable lorsque la condition pour toutes les piles adjacentes « i » et « i+1 » est satisfaite : **0**. —

$$2\pi\sqrt{M_i/K_i} \quad \text{tel que} \quad T_i : \text{est la période fondamentale de la pile}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appui	K _{pile} (MN/m)	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s ²	Fi KN
P1	2560,95	5,77	4	22,89	3 610 699	2,49	1,18	4 260,51
P2	3727,98	5,77	4	22,96	3 566 270	2,47	1,18	4 240,15
C1	0,00	4,53	2	9,06	347 735	1,23	2,39	831,64
C2	0,00	4,53	2	9,06	348 849	1,23	2,38	832,98

IX.2.3.3. Séisme vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée **(I)** ou **(IIa)** selon le R.P.O.A, est négligeable.

IX.2.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Selon le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau IX.6 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (pile1) KN
COMB (Longitudinal)	1	0,3	0,3	4654.39
COMB (Transversal)	0,3	1	0,3	5273.38

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

Q : Actions variables des charges d'exploitation, Pour notre cas : Q = A(L).

Ψ : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

IX.2.5. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Tableau IX.7 : Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G _{max} Pile	7178.25	-	-
G _{max} Tablier	59781.19	-	-
A(l) 3 Voies	4226.59	-	-
D240	984.34	-	-
Bc 3Voies	1396.51	-	-
Mc 120	709.55	-	-
Freinage Bc 3Vs	-	107.20	1147,50
Freinage A(l) 3 Vs	-	98.26	954,72
H _T	-	173.23	2650,41
H _{flv} (Ret + flu)	-	433.08	6626,12
Séisme longitudinal	-	4654.39	71212,16
Séisme transversal	-	5273.38	80682,71

IX.2.6. Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre IV, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U, à l'E.L.S et à l'ELA :

Tableau IX.8 : Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0,6H _T + H _{flv}	45755.10	696.32	9148.23
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 H _T + H _{flv}	61684.85	860.57	12858.29
ELA (longitudinal)	G + Ex + 0,2A(l) + 0,4 H _T + H _{flv}	41671.55	5681.22	84061.81
ELA (transversal)	G + Ey + 0,2 A(l) + 0,4 H _T + H _{flv}	41671.55	5857.13	87018.22

IX.2.7. Ferrailage de la pile

IX.2.7.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élanement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70 \quad (IX.8)$$

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0 = 30,60m$.

$$i : \text{rayon de giration de la section de la pile la plus haute :}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}} = \sqrt{\frac{84.97}{15.60}}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} = \sqrt{\frac{58.56}{15.60}}$$

$\lambda_x = l_f / i_y \Rightarrow \lambda_x = 13.11 < 70 \Rightarrow$ pas de risque de flambement autour de x-x (transversal).

$\lambda_y = l_f / i_x \Rightarrow \lambda_y = 15.79 < 70 \Rightarrow$ pas de risque de flambement autour de y-y (longitudinal).

→ La Condition de non-flambement est vérifiée.

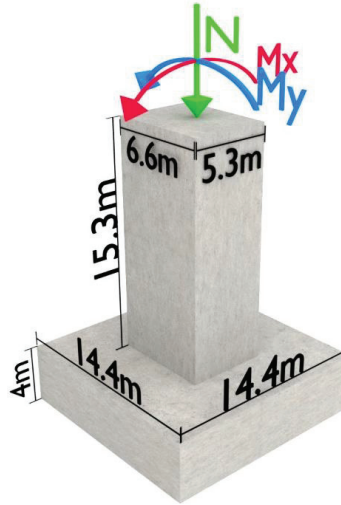


Figure IX.2 : Sollicitations agissant sur la pile.

IX.2.7.2. Ferrailage en phase de réalisation

Dans le chapitre IV, on a vu le chargement accidentel qui sollicite la pile :

$$N = 31\,388,88 \text{ KN} ; M_y = 232\,083,27 \text{ KN.m}$$

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0,11 < 0,14 \rightarrow \text{La condition d'orientation vérifiée.}$$

t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

h, b : sont les grandes dimensions de la section.

Et : $\eta = m_x/m_y$

η : rapport des moments relatifs (sans dimension).

m_x, m_y : efforts intérieurs relatifs.

Application Numérique :

$$m_x = 0$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{232\,083,27}{5,3^2 \times 6,6 \times 27 \times 10^3} = 0,046$$

Pour qu'on puisse utiliser les abaques de WALTHER (figure VIII.4), on doit calculer l'effort normal relatif au dimensionnement.

Quand : $\eta = \infty$:

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{31\,388,88}{5,3 \times 6,6 \times 27 \times 10^3} = 0,033$$

Le degré mécanique d'armature totale : $\omega = 0,14$.

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,14 \times 5,3 \times 6,6 \times 27}{500} = 2640 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté } b) : 0,2 F_a = 528 \text{ cm}^2 \rightarrow 66\text{HA } 32 \text{ (transversal).}$$

$$A_s \text{ (coté } h) : 0,3 F_a = 792 \text{ cm}^2 \rightarrow 99\text{HA } 32 \text{ (longitudinal)}$$

IX.2.7.3. En phase de service

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x , et M_y :

$$N = 61684.85 \text{ KN} ; M_x = 87018.22 \text{ KN.m} ; M_y = 84061.81 \text{ KN.m}$$

Application Numérique :

$$\begin{aligned} m_x &= \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} = \frac{87018.22}{5.3 \times 6.6^2 \times 27 \times 10^3} = 0,013 \\ m_y &= \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{84061.81}{5.3^2 \times 6.6 \times 27 \times 10^3} = 0,016 \\ n &= \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{61684.85}{5.3 \times 6.6 \times 27 \times 10^3} = 0,065 \end{aligned}$$

D'après les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».

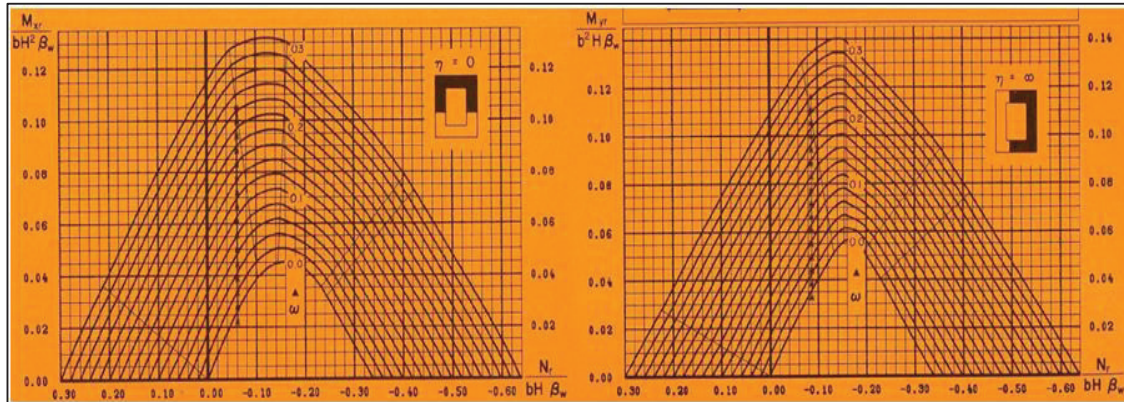


Figure IX.3 : Abaques de WALTHER.

❖ Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0,1$)

Application Numérique :

$$\begin{aligned} F_a &= \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 5.3 \times 6.6 \times 27}{500} = 1889 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ (coté b)} &: 0,2 F_a = 377.8 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ (coté h)} &: 0,3 F_a = 566.7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

❖ Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0,1$)

Application Numérique :

$$\begin{aligned} F_a &= \frac{0,1 \times 5.3 \times 6.6 \times 27}{500} = 1889 \text{ cm}^2 & (A_{sb}, A_{sh}) &= (377.8 ; 566.7), \text{ on pote pour :} \\ A_s \text{ (coté b)} &: 0,2 F_a = 377.8 \text{ cm}^2 & & 71 \text{ HA32 suivant h} \\ A_s \text{ (coté h)} &: 0,3 F_a = 566.7 \text{ cm}^2 & & 47 \text{ HA32 suivant b} \end{aligned}$$

La section de ferrailage qui doit être adoptée est la section maximale entre les deux cas de charges (service et construction), donc on opte pour :

66HA 32 coté b (transversal).

99HA 32 coté h (longitudinal).

▪ **Choix des barres**

Coté b (transversal) 2 nappes de HA32/15 cm.

Coté h (longitudinal) 2 nappes HA32/12 cm.

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{s,min} \geq 0,23 h \times b \times f_{ij}/f_e \rightarrow A_{s,min} \geq 35,72 \text{ cm}^2$$

IX.2.7.4. Ferrailage transversal

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100} \quad (\text{IX.9})$$

St : L'espacement des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A en zone critique :

$$St = \text{Min} (24.\phi_t ; 8.\phi_l ; 0,25.d) = 20 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow A_t (\text{coté h}) : A_t = 124.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 92 \text{ HA16.}$$

$$\rightarrow A_t (\text{coté b}) : A_t = 82.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 92 \text{ HA14.}$$

IX.2.8. Etude de la fondation sous pile

D'après le rapport géotechnique fourni par l'entreprise d'accueil, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est du type profond. (D.T.R-BC 2.331).

IX.2.8.1. Etude de la semelle

❖ **Caractéristiques de la semelle :**

Les Caractéristiques de la semelle sont :

- Longueur : $L = 14.40 \text{ m.}$
- Largeur : $l = 14.40 \text{ m.}$
- Epaisseur variable : $E = 3 \text{ à } 4 \text{ m.}$

❖ **Evaluation des efforts à la base de la semelle**

En plus des efforts calculés pour l'étude de la pile, on doit tenir compte des efforts dus au poids propre de la semelle.

$$\text{Poids propre de la semelle} = (14.4 \times 14.4 \times 4) \times 25 = 20736 \text{ KN.}$$

Les efforts appliqués sur la semelle sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.9 : Valeurs des efforts appliqués sur la semelle.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G + 1,2 A(l) + 0,6 H_T + H_{flv}$	64853.10	696.32	11540.08
ELU	$1,35 G + 1,6 A(l) + 0,9 H_T + H_{flv}$	87467.15	860.57	16219.94
ELA (longitudinal)	$G + E_x + 0,2 A(l) + 0,4 H_T + H_{flv}$	61113.31	7981.68	108476.25
ELA (transversal)	$G + E_y + 0,2 A(l) + 0,4 H_T + H_{flv}$	61113.31	8008.17	111977.51

❖ **Ferrailage de semelle :**

▪ **Armatures transversales inférieures**

La condition est :

$$\alpha \geq 45^\circ. \quad (IX.10)$$

$$h \geq L/2 - b/4 \quad (IX.11)$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$H = 4 \geq 3.6/2 - 0.75/4 = 1.61 \text{ m} \rightarrow \text{la méthode des bielles est applicable.}$$

$$- \quad - \quad = 333.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_s} = \frac{\sigma}{\sigma_s} = 54.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour **7HA20/ml**

$$\frac{A_s}{s} = \frac{A_s}{s} = 20.4 \text{ cm, on prend } 15 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur pieux, ayant pour largeur :

$$L = D + H = 1.2 + 4 = 5.2 \text{ m, on prend une bande de } 3.6 \text{ m}$$

▪ **Armatures transversales supérieures :**

Pour les armatures supérieures on prendra une section égale à 1/3 de A_s .

$$A_t = 54.33/3 = 18.11 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA16/ml** avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

▪ **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A(L_s) = A_s/3 = 18.11 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16/ml** avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

▪ **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A(L_s) = A_s/4 = 13.58 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12/ml** avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

▪ **Armatures latérales :**

$$A(L) = A_s/10 = 5.43 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA12** avec $S_t = 15 \text{ cm}$

IX.2.8.2. Fondation pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport à (XOY).

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \quad (\text{IX.12})$$

Tableau IX.10 : Réaction sur pieux.

	Rmin(KN)	Rmax(KN)
ELS	3479.48	4354.57
ELU	4604.8	5965.14
ELA	1486.72	6152.45

Remarque :

A l'ELS :

- $N_{\max} < 6096.78 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.
- $N_{\min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

A l'ELU :

- $N_{\max} < 8723.45 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.
- $N_{\min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

A l'ELA :

- $N_{\max} < 10177.35 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement
- $N_{\min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement

❖ **Action sur les pieux :**

Le pieu soumis à un moment fléchissant en chaque point le long de pieu, ce moment est déterminé par la méthode de WARNER

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}} \quad (\text{IX.13})$$

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

I : moment d'inertie de pieu.

E : module d'élasticité du béton. $E = 33000 \text{ MPa}$.

b : diamètre de pieu.

Cu : Module de réaction de sol= 30 MN/m³

$$\lambda = 0.228$$

❖ **Les efforts maximum sur pieu :**

$$H_{\max}(\text{ELA}) = 8008.31 \text{ KN (plus de détail dans annexe).}$$

On calcule le moment fléchissant à l'aide de la méthode de WARNER.

$$\bar{M} = -\frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} \quad (\text{IX.14})$$

Longueurs de pieu égale =16m.

$\lambda.L=3.647 \rightarrow$ d'après l'abaque de WARNER on tire X_{ϕ}^H, X_{ϕ}^M .

$$X_{\phi}^H = 1.22 \quad , \quad X_{\phi}^M = 1.52$$

$$\bar{M}_t(\text{ELA}) = 28335.21 \text{ KN.}$$

$$\bar{M} \text{ pour un pieu} = \bar{M}_t / 16 = 1770.95 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage du pieu :**

▪ **Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTHER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\bar{M} = 1770.95 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 3819.58 \text{ KN}$$

$$\text{donc} \left\{ \begin{array}{l} m_x = \frac{M}{\pi \times D \times R^2 \times f_{c28}} = \frac{1770.95}{3.14 \times 1.2 \times 0.6^2 \times 27 \times 10^3} = 0.048 \\ n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{3819.58}{3.14 \times 1.2 \times 0.6 \times 27 \times 10^3} = 0.10 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow W=0.22$$

Application Numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_a = \frac{\omega \times \pi \times R^2 \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.22 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{500} = 134.29 \text{ cm}^2 \\ A_s (\text{longitudinal}) = 134.29 \text{ cm}^2 \\ \text{On prend } 18\text{HA}32 \end{array} \right.$$

▪ **Ferraillage transversal :**

$$A_{st} = A_s / 3 = 134.29 / 3 = 44.76 \text{ cm}^2.$$

On doit choisir des cerces de HA14, espacées de **20 cm** dans les zones courantes et espacées de **10 cm** dans les zones de renfort, selon RPOA.

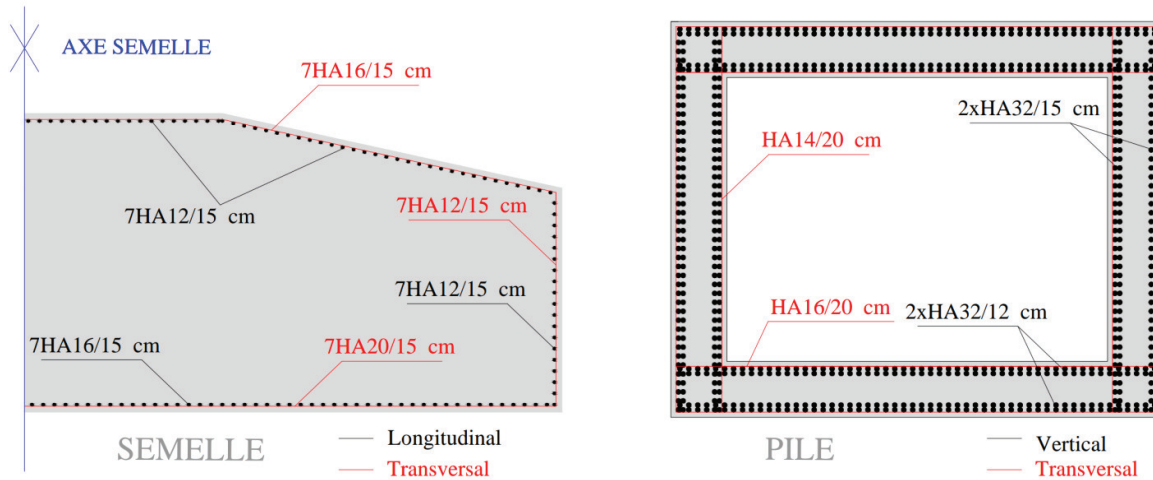


Figure IX.4 : Ferrailage de la semelle et de la pile.

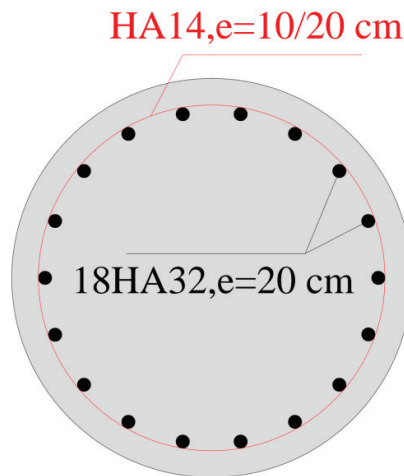


Figure IX.5 : Ferrailage de pieu.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

IX.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau IX.11 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m_{gg}} = 3,15 \text{ m}$ $e_{m_{gg}} = \max (0,30 \text{ m}, h/8) = 0.4 \text{ m}$ $l_{m_{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{M \text{ en retour}} = 12.20 \text{ m}$
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{sa} = \text{largeur du pont} = 13.80 \text{ m}$ $e_{sa} = 0.5 + l_{d \text{ d'appui}} / 2 + 0.8 + 0.2 = 1,50 \text{ m}$
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	$e_{mc} = 0,25 \text{ cm.}$ $h_{mc} = h_{\text{garde grève}} = 2.0 \text{ m}$ $l_{mc} = e_{\text{sommier d'appui}} = 1,50 \text{ m}$
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{mf} = 7 \text{ m}$ $e_{mf} = 1.60 \text{ m}$ $l_{mf} = l_{\text{tablier}} = 13.80 \text{ m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{mr} = 0.8 \text{ m}$ $h_{mr} = 10.15 \text{ m}$ $l_{mr} = 5 \text{ m}$
Corbeau (arrière)	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	$l_{ca} = 12.20 \text{ m}$ $b_{ca} = 0.4 \text{ m}$ $h_{ca} = 0.5 \text{ m}$
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	$l_{dt} = 4 \text{ m}$ $e_{dt} = 0.3 \text{ m}$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2.50 \text{ m}$ $L_s = 14.10 \text{ m}$ $l_s = 9.60 \text{ m}$

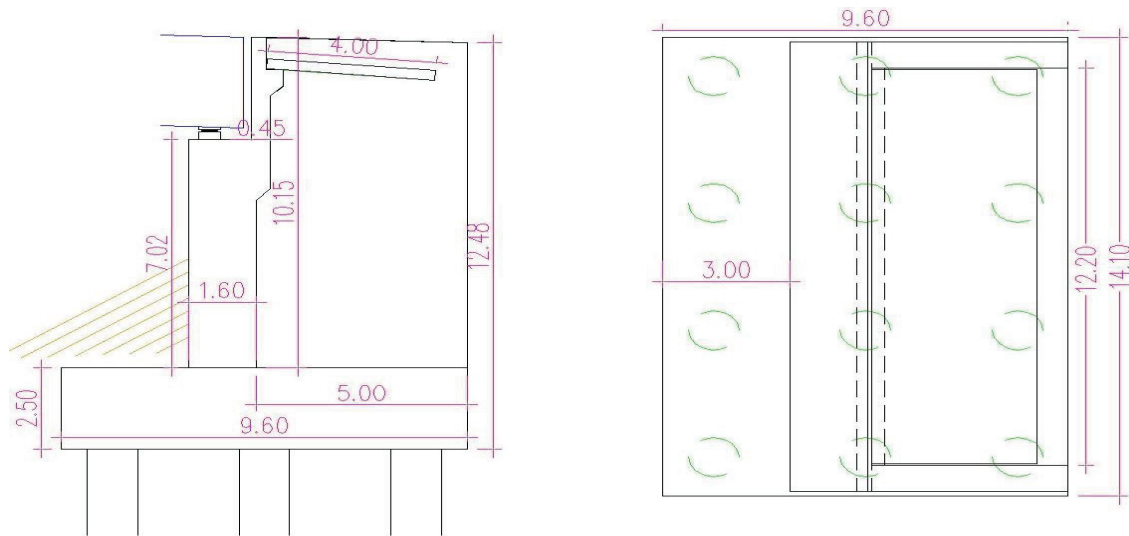


Figure IX.6 : Dimensions de la culée.

IX.3.3. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail au-dessous.

IX.3.3.1. Evaluation des efforts statiques

Tableau IX.12 : Evaluations des efforts de la culée la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment V (KN.m)	Moment H (KN.m)
Désignations				
G_{max} culée	15360,247	-	21396,75	-
G_{max} Tablier	3488,49	-	-	-
A(l) 3 Voies	1787,4	-	-	-
D240	587,39	-	-	-
Bc 3Voies	450,21	-	-	-
Mc 120	307,93	-	-	-
Poids des terres	11553.81	-	4251.54	-
Poids des surcharges 10kN/3	610.00	-	2196.00	-
Freinage Bc 3Vs	-	42.58		1147,50
Freinage A(l) 3 Vs	-	39.03		954,72
H_T	-	173.23		2650,41
H_{flv} (Ret + flu)	-	433.08		6626,12
Poussées des terres	-	8441.33		35115.93
Poussées des surcharges 10KN/m ³	-	412.35		3123.58

IX.3.3.2. Evaluation des efforts sismiques

On a fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

- 1^{ier} cas : séisme « horizontal ; 1+kv » : $K_h = A$.
- 2^{ème} cas : séisme « horizontal ; 1-kv » : $K_h = A$.
- 3^{ème} cas : séisme « vertical » : $K_v = 0.3A$.

A : coefficient d'accélération de zone A=0.2

❖ Evaluation des charges Sismiques due à la poussée des terres

▪ Calcul du coefficient de poussée k_{ad}

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} \quad (IX.15)$$

H : est la hauteur du mur.

γ : est le poids des terres.

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right).$$

Tableau IX.13 : Calcul du coefficient de poussée Kad.

Conditions		Notation	k_H	k_v	θ (°)	K_{ad} (rad)
Conditions normales		CN	0	0	0°	0,33
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	Cs1	0,20	0,06	10.68	0,46
	Horizontal	Cs2	0,20	0	11.31	0,47
	Horizontal +↑ Vertical	Cs3	0,20	-0,06	12.01	0,48

▪ Calcul des poussées dues aux terres

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad} \quad (IX.16)$$

γ : poids volumique des terres $\gamma_r = 20$ KN/m².

$$F_{ah} = 8441,33 \text{ KN}$$

❖ Evaluation des charges Sismiques due au tablier

On a : $E_x = 1590.64$ KN.

On s'intéresse à la combinaison suivante :

▪ Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre III, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U, à l'E.L.S .

Et à l'ELA on s'intéresse à la combinaison suivante :

- P max - H + 0,3V
- P min - H - 0,3V
- P max + H + 0,3V
- P min + H - 0,3V

Tel que :

Pmax/min sont : $G+0.2(\max/\min)Q+0.4H_T + H_{flv}$ (combinaison l'ELA).

H : les efforts horizontaux du au séisme.

V : les efforts verticaux du au séisme.

NB : la sommation des V et des H est faite par la sommation des carrés.

Tableau IX.14 : Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G + 1,2 Q + 0,6H_T + H_{flv}$	32547.43	9473.18	23719.90
ELU	$1,35G + 1,6 Q + 0,9 H_T + H_{flv}$	44726.78	12754.90	31873.44
ELA	$G + 0,2 Q + 0,4H_T + H_{flv}+H+0.3V$	32374.87	84023.76	-44830.67

NB : les autres résultats dans l'annexe.

IX.3.3.3. Fondation pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport à (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \quad (IX.17)$$

Tableau IX.15 : Réaction sur pieux.

	Rmin(KN)	Rmax(KN)
ELS	1709.93	3520.41
ELU	2382.19	4813.30
ELA	941.68	4117.69

A P'ELS :

- $N_{max} < 7122.5 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.
- $N_{min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

A P'ELU :

- $N_{max} < 9737.45 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.
- $N_{min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

A P'ELA

- $N_{max} < 11360.35 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.
- $N_{min} > 0 \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

IX.3.3.4. Ferrailage de la fondation

❖ Ferrailage semelle :

Même procédure que la fondation de la pile, on trouve :

- **Armatures transversales inférieures**

7HA20/ml avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales supérieurs**

Soit 7HA16/ml avec $S_t=15$ cm.

- **Armatures longitudinales inférieures**

Soit 7HA16/ml et $S_t=15$ cm.

- **Armatures longitudinales supérieurs**

7HA12/ml et $S_t=15$ cm.

- **Armatures latérales :**

Soit : 7HA12 et $S_t = 15$ cm.

❖ Ferrailage du pieu :

$$\bar{M} = 25457.94 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 2697.90 \text{ KN}$$

- **Longitudinal :**

$$A_s = 134.29 \text{ cm}^2$$

On prend 18HA32

- **Transversal :**

On prend des HA14 espacées de 20 cm dans les zones courantes et espacées de 10 cm dans les zones de renfort, selon RPOA.

IX.3.4. Ferrailage des éléments de la culée

IX.3.4.1. Ferrailage du mur garde grève

❖ Evaluation des efforts

- Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec: } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L \quad (\text{IX.18})$$

H : hauteur des remblais, $H = 3,15$ m.

K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0,33$.

L : longueur des remblais.

$$P = 32,74 \text{ KN/ml}$$

$$M_{P-ELS} = 34.38 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 46.41 \text{ kN.m/ml}$$

- Moment due à la force de freinage M_{fBc} :

Le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h} \quad (\text{IX.19})$$

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1,6$ à l'E.L.U et $\mu = 1,2$ à l'E.L.S

$$P = 60 \text{ KN}$$

$$M_{P-ELS} = 69,25 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 92.34 \text{ kN.m/ml}$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx, \text{ avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma \quad (\text{IX.20})$$

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;

Bc : coefficient de pondération du système **Bc** ;

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

$$M_{P-ELS} = 41.24 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 54.98 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Combinaison d'actions sur le MGG

$$M_{ELU} = 193.73 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = 144.87 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Ferrailage de MGG

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec un logiciel de calcul $A_s = 16 \text{ cm}^2$, On prend **7HA20/ml** ($A_s=21.99 \text{ cm}^2$).

Armatures longitudinales : H14, esp = 15cm.

Armatures de constructions : $A's = A_s/3$; Soit : **7HA12/ml**.

IX.3.4.2. Dalle de transition

❖ Evaluation des efforts

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

- Remblais : $G_{\text{remblais}} = 20 \times 0.76 \rightarrow G_{\text{remblais}} = 15.2 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0,3 \rightarrow G_{P.Dalle} = 10,0 \text{ KN/m}^2$.
- Revêtement : $G_{\text{Revêtement}} = 24 \times 0,08 \rightarrow G_{\text{Revêtement}} = 1,92 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $\rightarrow Q = 10 \text{ KN/m}^2$

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableau IX.16 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m/ml)	Effort tranchant (KN/ml)
ELU	1,35G+1,6Q	96.47	96.47
ELS	G+1,2Q	73.23	73.24

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : Avec un logiciel de calcul $A_s = 13.1 \text{ cm}^2$ On prend **7HA16/ml** ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$).

Armatures longitudinales : H14, esp = 20 cm

Armatures de constructions : $A's = A_s/3$; Soit : **7HA12/ml** dans les deux sens.

IX.3.4.3. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitations).

❖ **Combinaison d'actions**

La combinaison la plus défavorable est comme suit : (détail de calcul voir annexe).

Tableau IX.17 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	Comb	N (KN)/ml	T (KN)/ml	M (KN.m)/ml
ELS max	G + 1,2 Q	594.56	368.26	1452.95
ELU ax	1.35 G + 1.6 Q	802.66	494.7	1951.21

❖ **Ferraillage mur frontal**

Section d'acier : Avec un logiciel de calcul $A_s = 30.2 \text{ cm}^2$ On prend **7HA25/ml** ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$).

Armatures longitudinales : H14, esp = 15 cm

Armatures de constructions : $A's = A_s/3$; Soit : **7HA16/ml**.

IX.3.4.4. Mur en retour

Le mur en retour est un élément qui est encastré dans la semelle et dans partie qui est en contact avec un mur frontal, il travaille à la flexion composée, il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres.

❖ **Ferraillage mur en retour**

▪ **Coté x_x (flexion simple)**

Avec un logiciel de calcul on a $M_{xx} = 385 \text{ KN.m}$

Section d'acier : Avec logiciel de calcul $A_s = 22.5 \text{ cm}^2$ On prend **4HA20+3HA25/ml** ($A_s = 27.29 \text{ cm}^2$).

Armatures de constructions : $A's = A_s/3$; Soit : **7HA12/ml**.

▪ **Coté y_y (flexion composée)**

Avec un logiciel de calcul on a $M_{xx} = 297 \text{ KN.m}$ et $N_{y_y} = 141 \text{ KN}$

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 14.5 \text{ cm}^2$ On prend **5HA20/ml** ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$).

Armatures de constructions : $A's = A_s/3$; Soit : **7HA12/ml**.

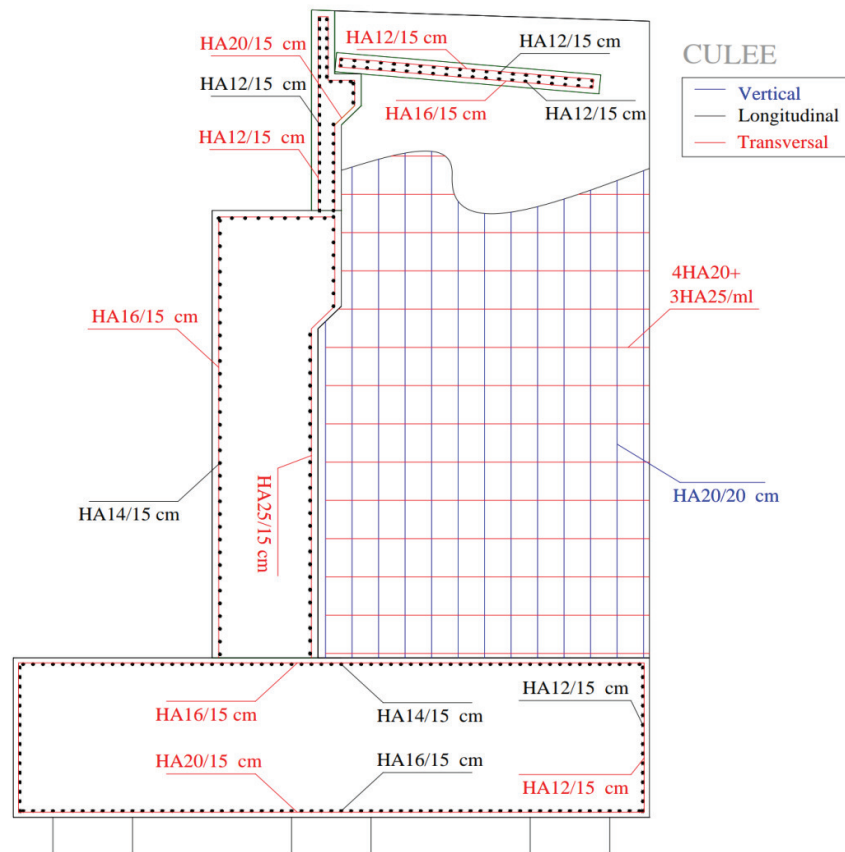


Figure IX.7 : Ferrailage de la culée.

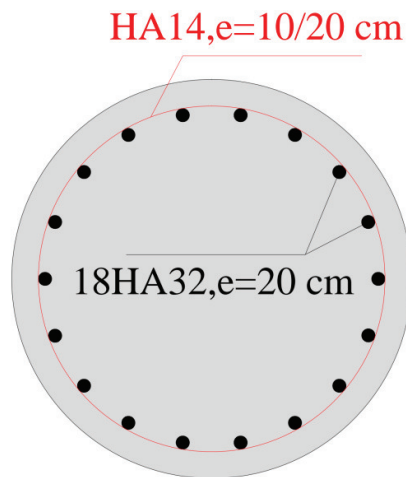
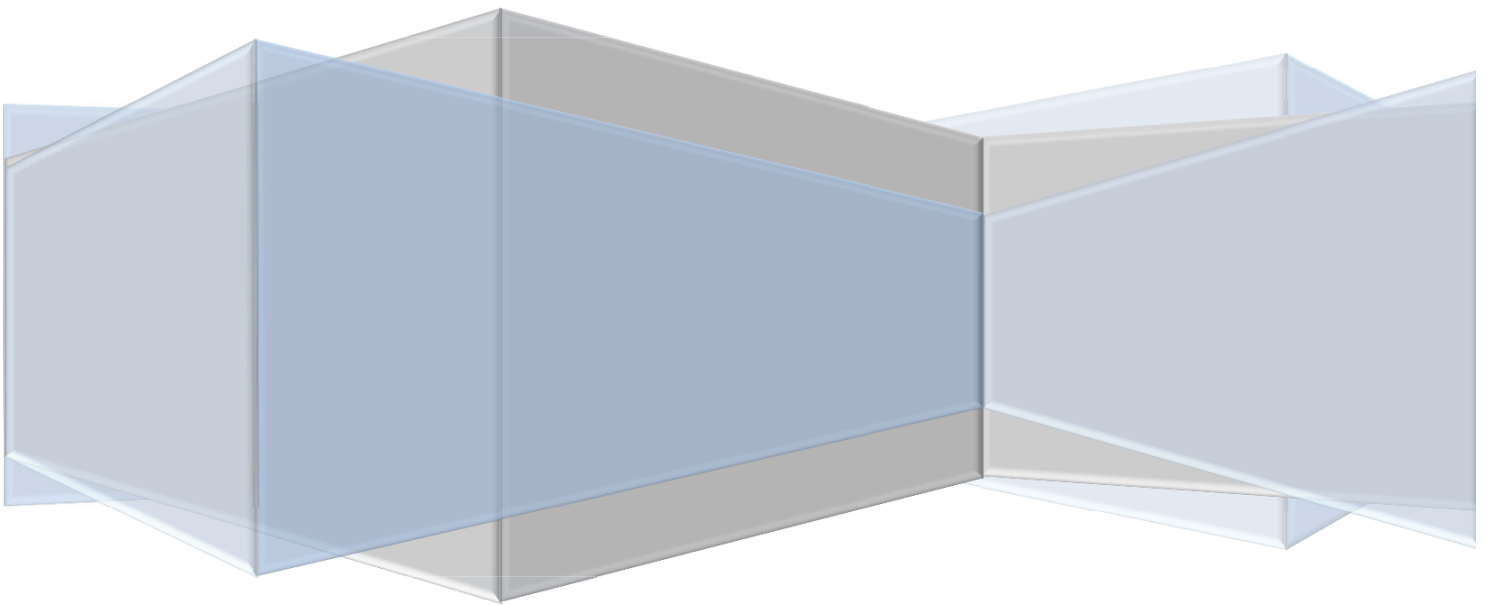


Figure IX.8 : Ferrailage de pieu.

IX.4. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé.

CONCLUSION GENERALE



ENSTP 2018/2019

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études vient concrétiser la formation de trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics de KOUBA. Ce mémoire a comme objectif la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art (Viaduc) V21 situé dans la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est Ouest sur 48 Km du PK 40+257.25 au PK 40+464.65.

A la lumière des résultats on a abouti à :

- Choix d'un pont en encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place en béton précontraint.
- Etude de tablier.
- Etude des fondations.

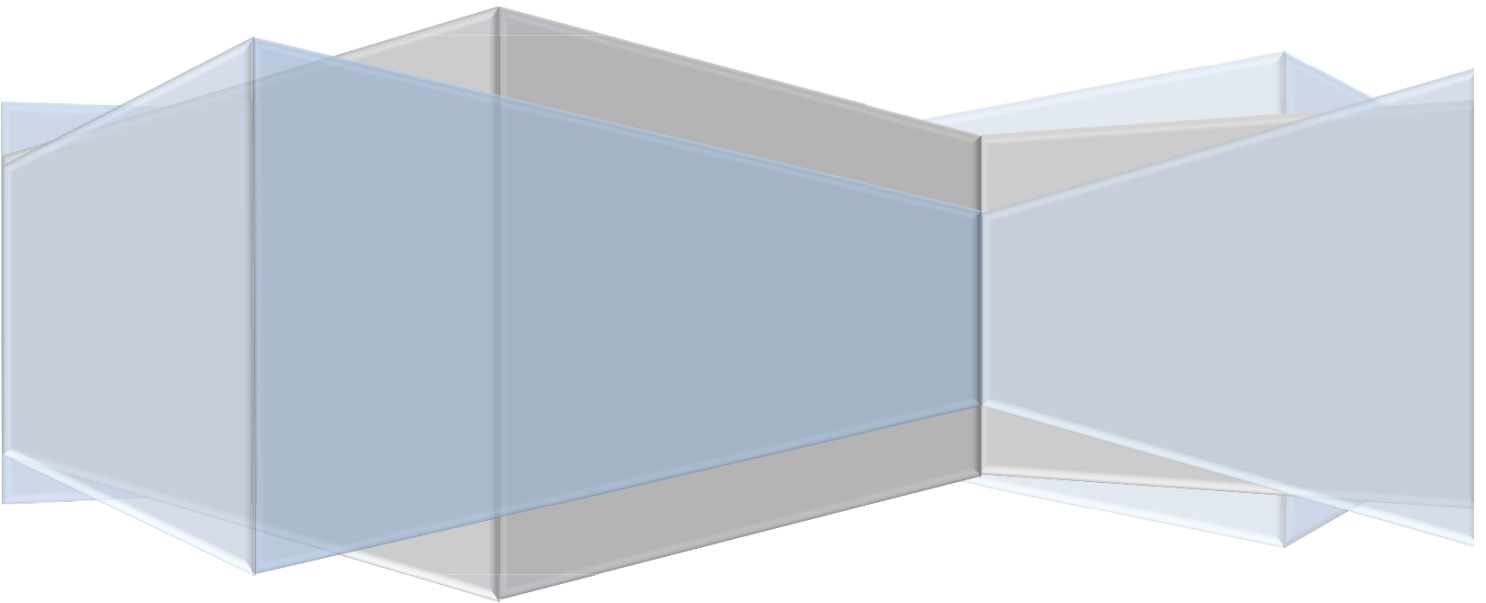
La démarche itérative de la conception nous a enseignée sur plusieurs niveaux. En premier lieu, on s'est aperçu de l'importance de simplifier au maximum possible les calculs. Il faut aller du simple au compliqué afin d'aboutir aux résultats cohérents. Ensuite, on a compris l'importance d'attaquer les problèmes l'un après l'autre pour trouver une solution structurée. Tout mélange de calculs crée un chaos insurmontable, et conduit à l'échec de la conception.

La construction par encorbellement n'est simple qu'en apparence, c'est une technique très délicate qui exige beaucoup de compétences.

Lors de ces études nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques à notre disposition (à Base des Eléments Finis, de Conception et Calculette Béton Armé), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion, et la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, aussi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

En fin, ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE



ENSTP 2018/2019

BIBLIOGRAPHIE.

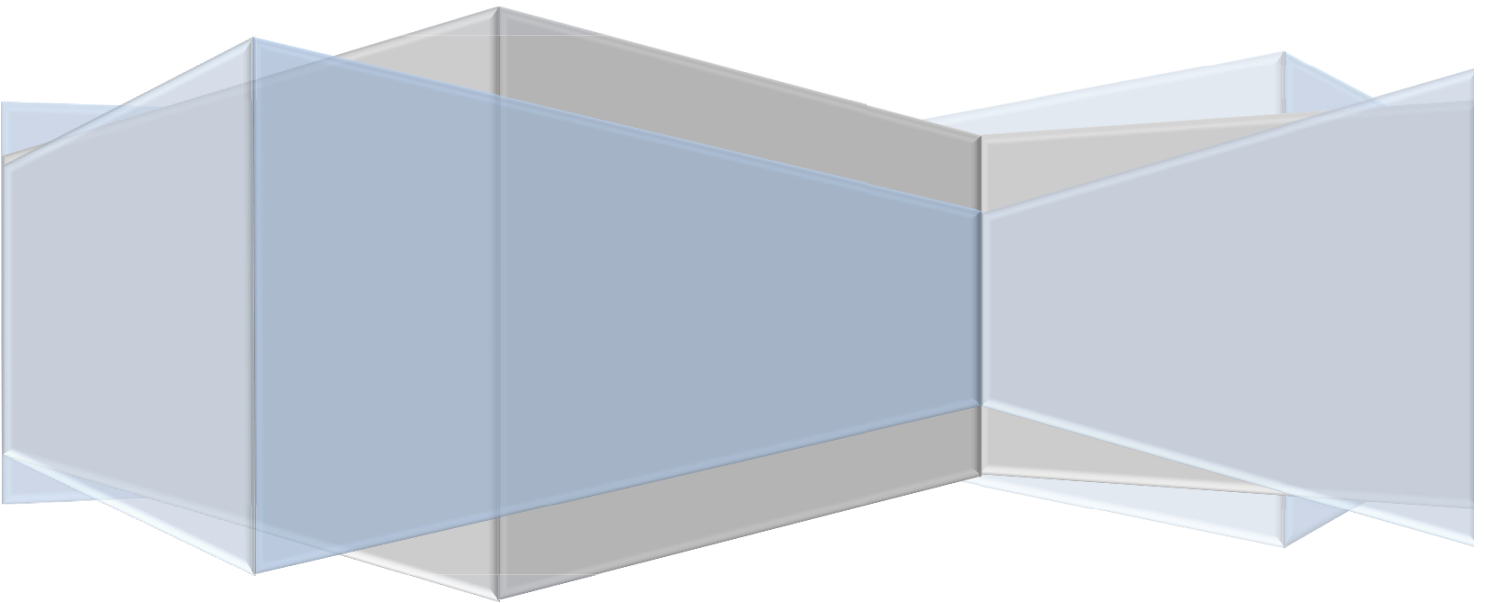
- [1] FEDGHOUCHE Ferhat, (2019) « Cours de Béton Précontraint ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- [2] AMIEUR Mohamed, (2019) « Cours de Béton Précontraint ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- [3] BOUTEMEUR Ramdhane, (2017) « Cours de Béton Précontraint ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- [4] BENREDHOUANE Mustapha, (2017) « Cours de Béton Armé ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- [5] CHAUSSIN Robert, (1992) « Béton précontraint », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).
- [6] JEAN-PAUL Lebet et MANFRED A.Hirt, (2009) « PONT EN ACIER-Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixte acier –béton ». Ecole polytechnique fédérale de Lausanne : Volume 12, (Suisse).
- [7] Document SETRA, (septembre 2009) « Ponts mixtes acier-béton ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- [8] Document SETRA, (juin 2003) « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- [9] Document SETRA, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par posttension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- [10] CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « Conception des ponts ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).
- [11] THONIER. H, (1992) « Le béton précontraint aux états limites ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France).
- [12] CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J, (1992) « La précontrainte ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).
- [13] CHAUSSIN. R, (1992) « Béton précontraint ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).
- [14] CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, (1987) « Projet et construction des ponts », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

ANNEXE A

RESULTATS DES

ETUDES

GEOTECHNIQUES



ENSTP 2018/2019

ANNEXE A. Résultats des Etudes Géotechniques

Annexe A_ 1 : Tableau présente le mdèle de terrain.

APPUI		COMPRESSION					PROFONDEUR FONDATION (DEPUIS SURFACE DE TERRAIN NATUREL)	ÉPAISSEUR SEMELLE DES PIEUX	DISTANCE SURFACE DU TERRAIN / PARTIE SUPÉRIEURE DE LA SEMELLE	LONGUEUR PIEUX
		E.L.U.		E.L.S.						
		COMB. FONDAMENT.	COMB. ACCIDENTELLES	COMB. CARACT.	COMB. Q-PERM.					
		Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)					
CULÉE 1	CAPACITÉ PORTANTE DU TERRAIN	9737,4	10711,1	7122,5	5827,5	19,0	2,0	0,0	17,0	
	ACTIONS SUR PIEUX	9090	8583	6669	5783					
	CAPACITÉ PORTANTE DU TERRAIN	8723,45	9595,79	6096,78	4988,27	16,5	3,5	0,0	13,0	
PILE 1	ACTIONS SUR PIEUX	7110	8000	5264	4422					
	CAPACITÉ PORTANTE DU TERRAIN	9692,5	10661,7	7132,0	5835,3	30,0	3,5	1,5	25,0	
	ACTIONS SUR PIEUX	7110	8000	5264	4422					
PILE 2	CAPACITÉ PORTANTE DU TERRAIN	9893,6	10883,0	7304,7	5976,5	30,0	3,5	0,0	26,5	
	ACTIONS SUR PIEUX	7110	8000	5264	4422					
	CAPACITÉ PORTANTE DU TERRAIN	9695,0	10664,5	7133,8	5836,8	30,0	2,0	3,0	25,0	
CULÉE 2	ACTIONS SUR PIEUX	7695	7402	5641	4826					

BOUCHENAK Djallal

CONCLUSION

Comme conclusion finale, il faut dire que les calculs à prendre en considération sont les obtenus à partir de l'Eurocode et conformes à la norme NF P 94-262 dû aux recommandations réalisés par le BCS.

Puisque la semelle de pieux des culées et des piles est différente, on a réalisé les calculs pour chacune d'elles.

Les calculs considérés ont été réalisés pour la situation plus prudente possible : cette situation se produit lorsqu'on considère l'appui de la semelle des pieux au niveau de la surface de terrain.

On a réalisé une différenciation très précise entre les terrains T1cg, où appuient la culée 1 et la pile 1, tandis que de l'autre côté du terrain la culée 2 et la pile 2 appuient sur l'unité T-Q. Vue la variabilité de lithologies et l'incertitude présente sur celles-ci, et à cause de cette différenciation on applique la méthode du « pieux modèle » qui nous permet de réaliser le calcul du côté le plus conservateur possible.

Étant donné que les lithologies sont nettement différentes on a utilisé 'pour chacune des zones lithologiques la méthodologie de pieu modèle individualisé, c'est à dire un pieu modèle pour la pile et culée 1 et une autre pour la zone de la pile et culée 2.

Pour les calculs des piles on a considéré une épaisseur de semelle de 3,5 m, pendant que pour les culées on a utilisé une épaisseur de semelle de 2 m.

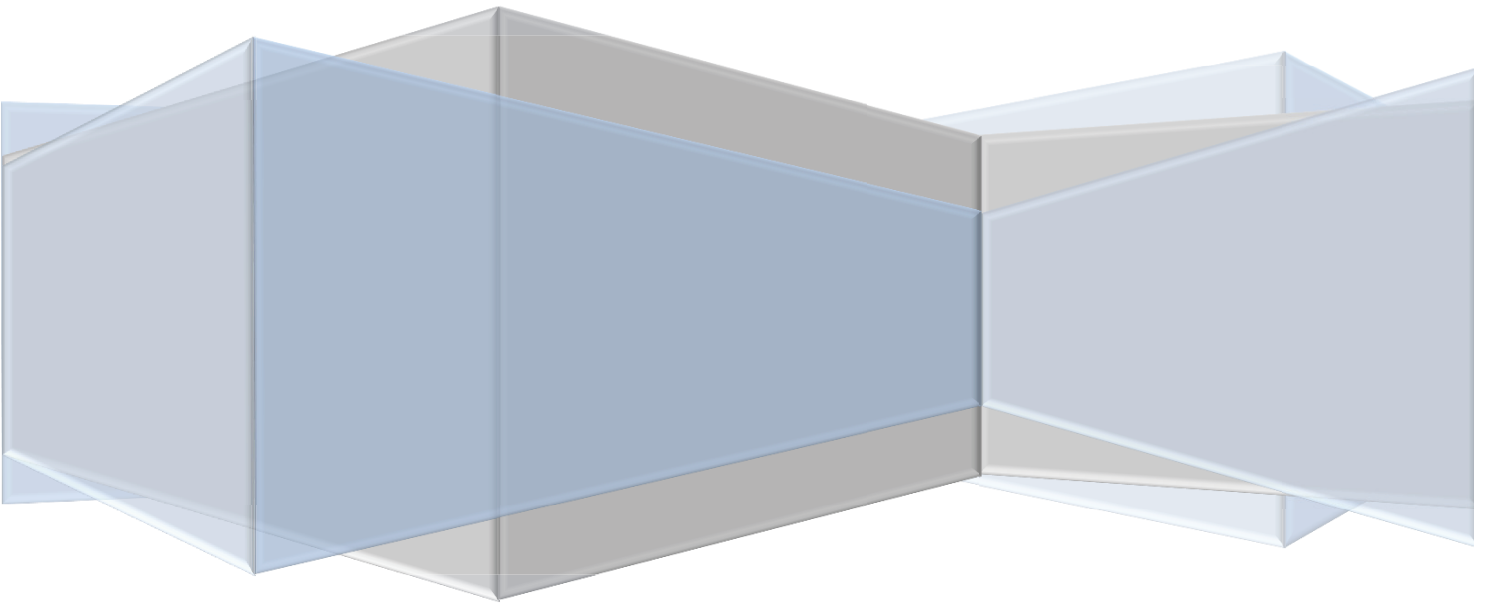
Les pieux devront être encastrés au moins 3 diamètres dans le substrat compétent même si la résistance du terrain par rapport aux charges transmis par la structure est suffisante à une profondeur moindre.

Les différentes combinaisons ont été vérifiées avec les charges de la structure transmises au terrain au niveau de la pointe des pieux. Ils sont disponibles dans le rapport d'ouvrages d'art correspondant.

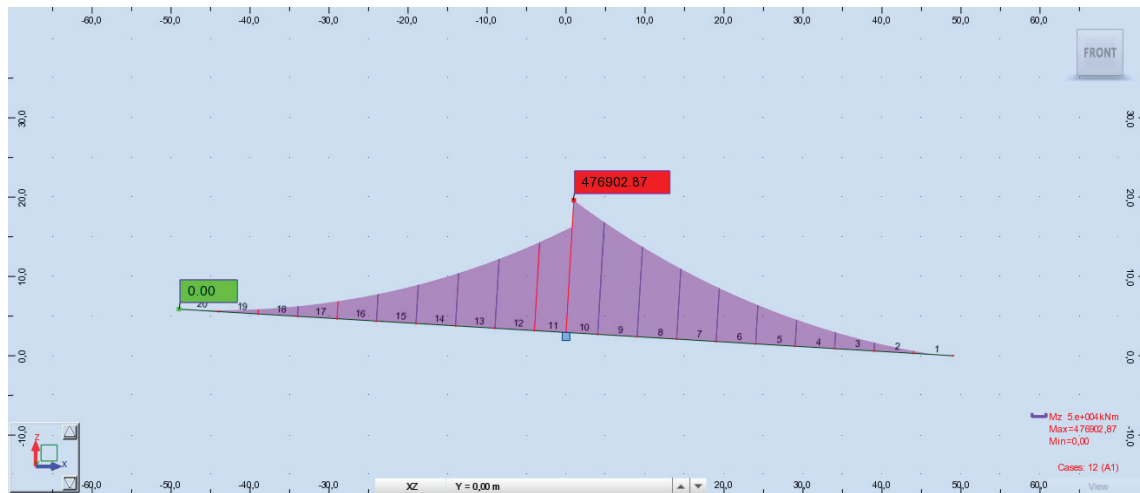
ANNEXE B

RESULTATS DE

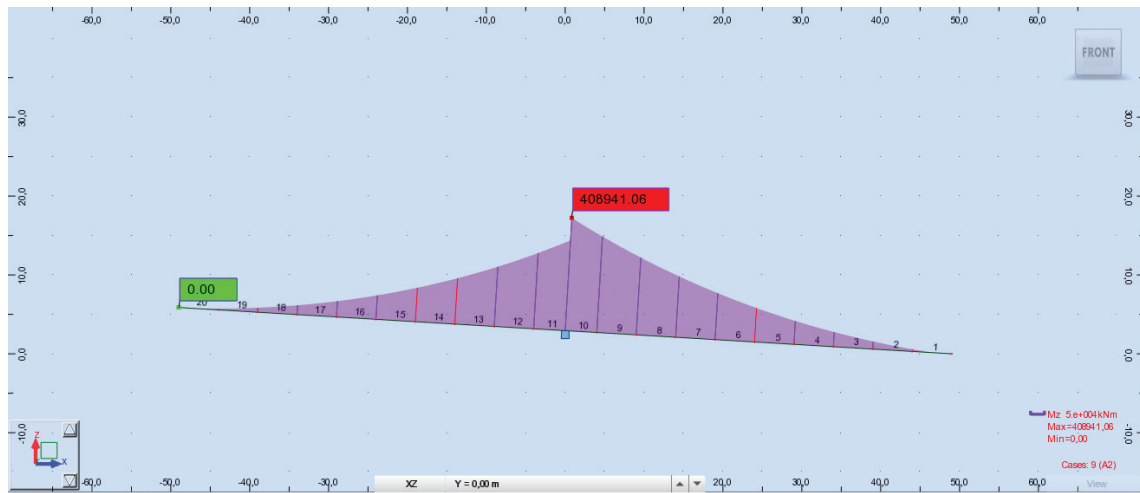
CALCUL NUMERIQUE



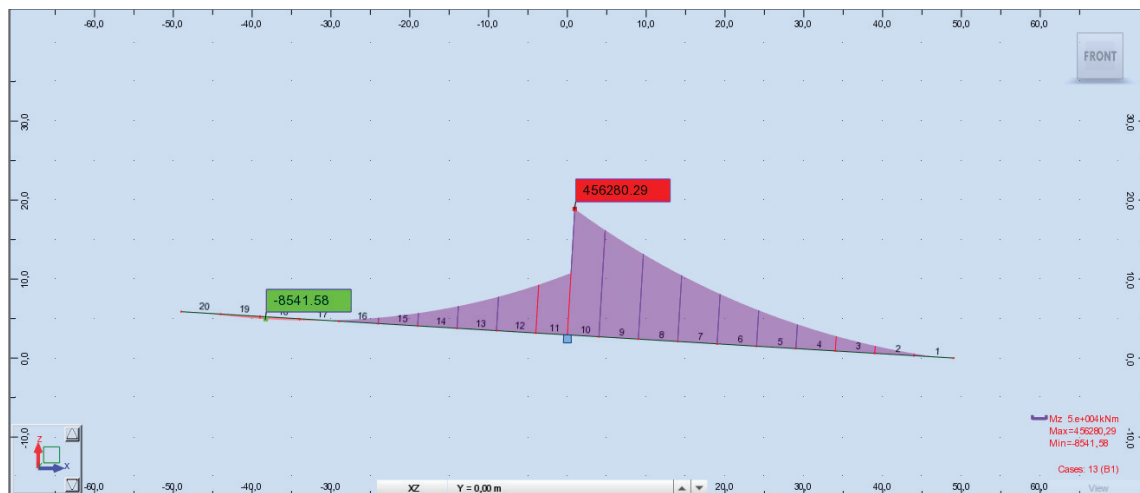
ENSTP 2018/2019



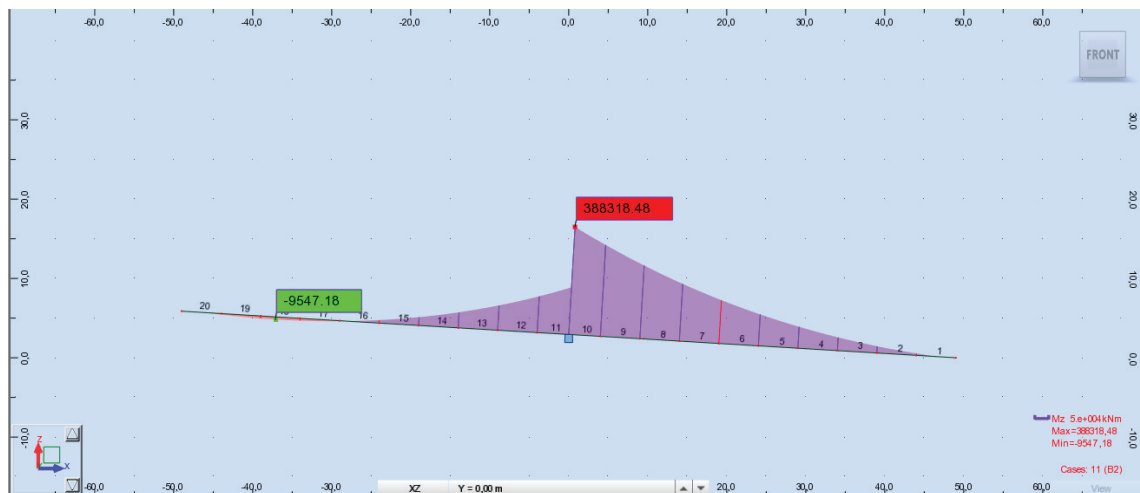
Annexe B_1 : Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A1.



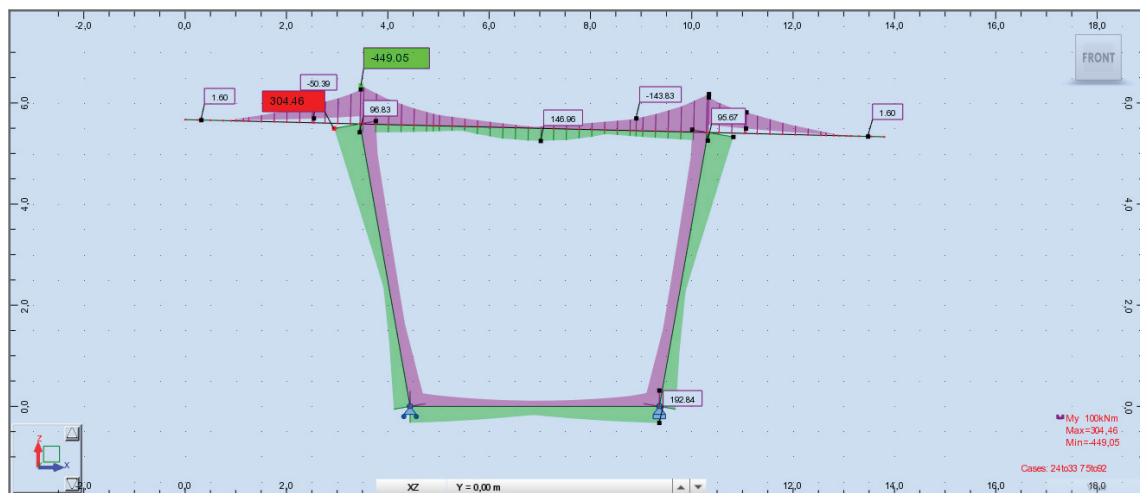
Annexe B_2 : Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A2.



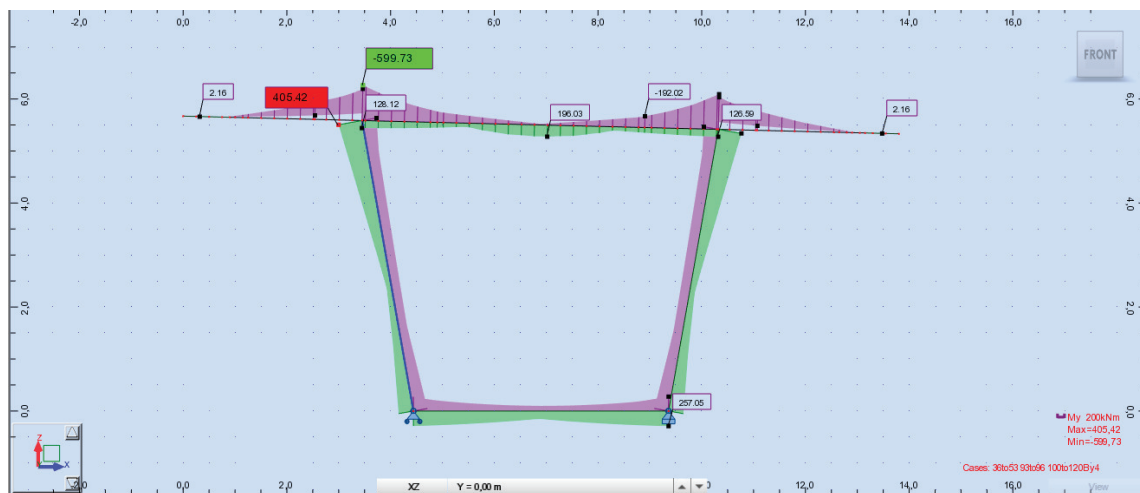
Annexe B_3 : Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B1.



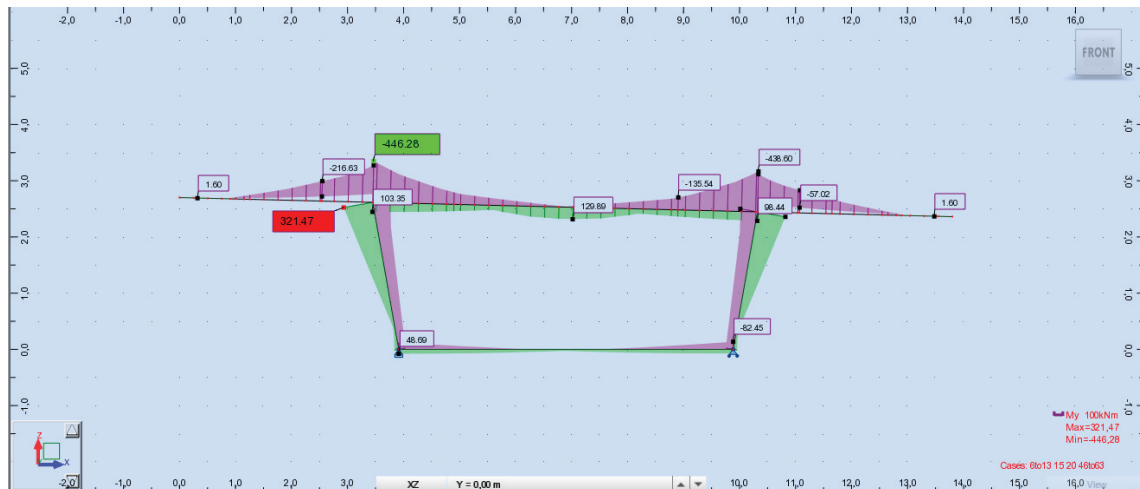
Annexe B_4 : Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B2.



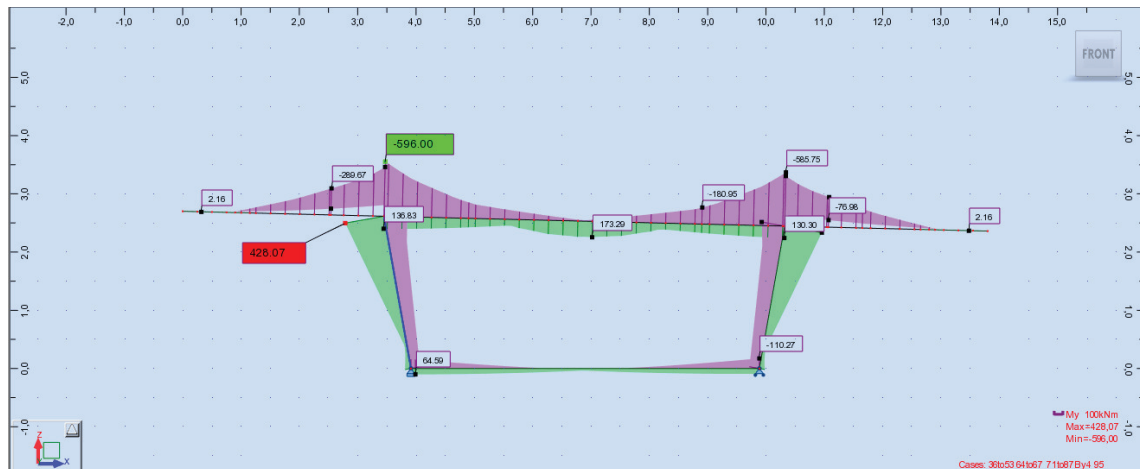
Annexe B_5 : Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELS.



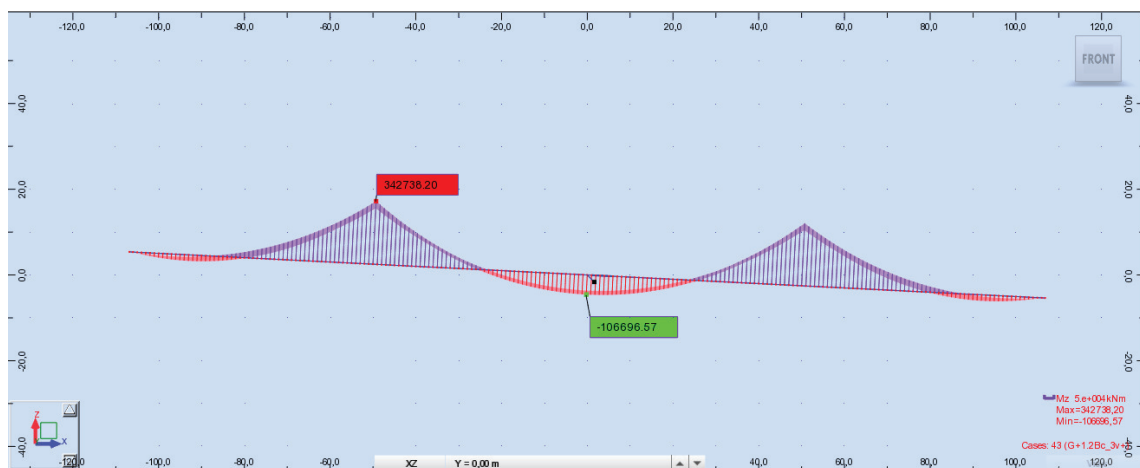
Annexe B_6 : Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELU.



Annexe B_ 7 : Moment fléchissant Max dans le voussoir à la clef à ELS.

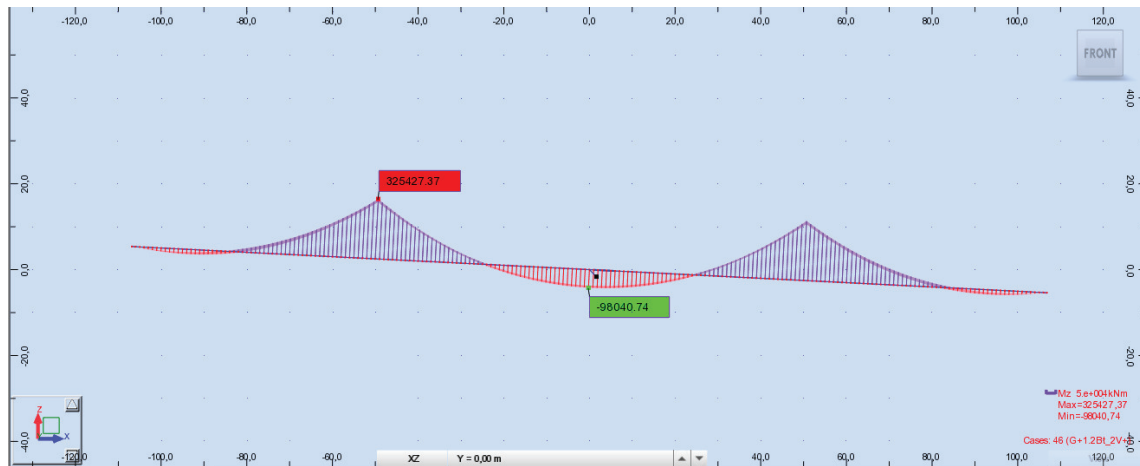


Annexe B_ 8 : Moment fléchissant Max dans le voussoir à la clef à ELU.

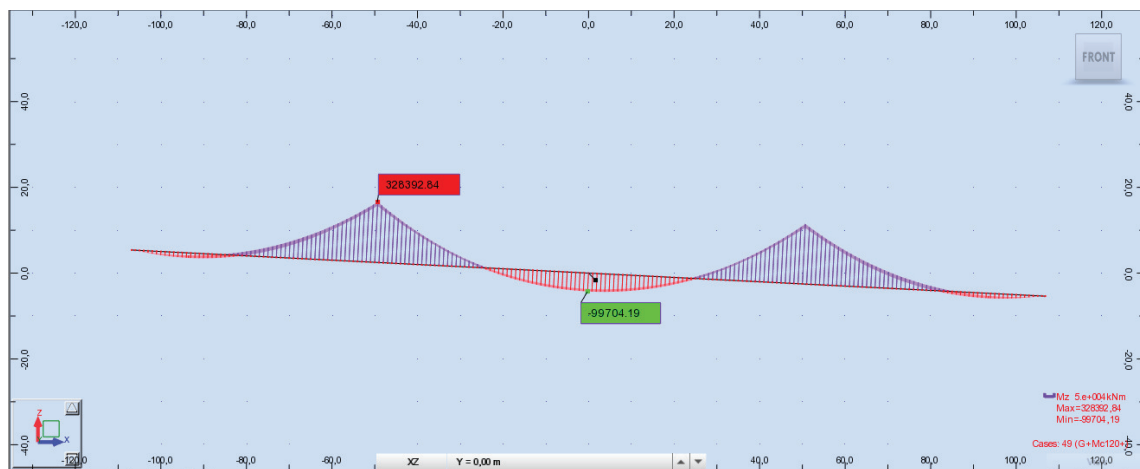


Annexe B_ 9 : Moment fléchissant sous la combinaison G+1,2Bc.

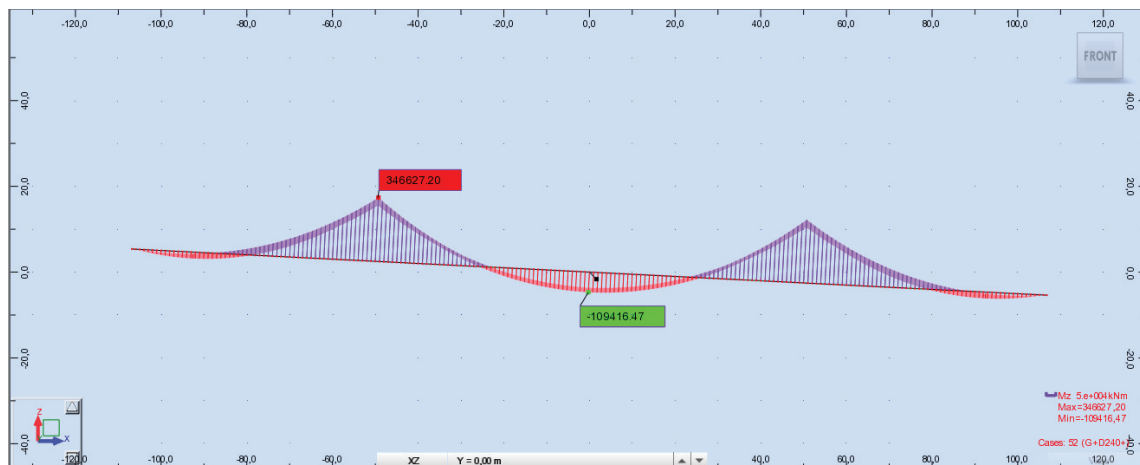
ANNEXE B. Résultats de Calcul Numérique



Annexe B_10 : Moment fléchissant sous la combinaison G+1,2Bt.

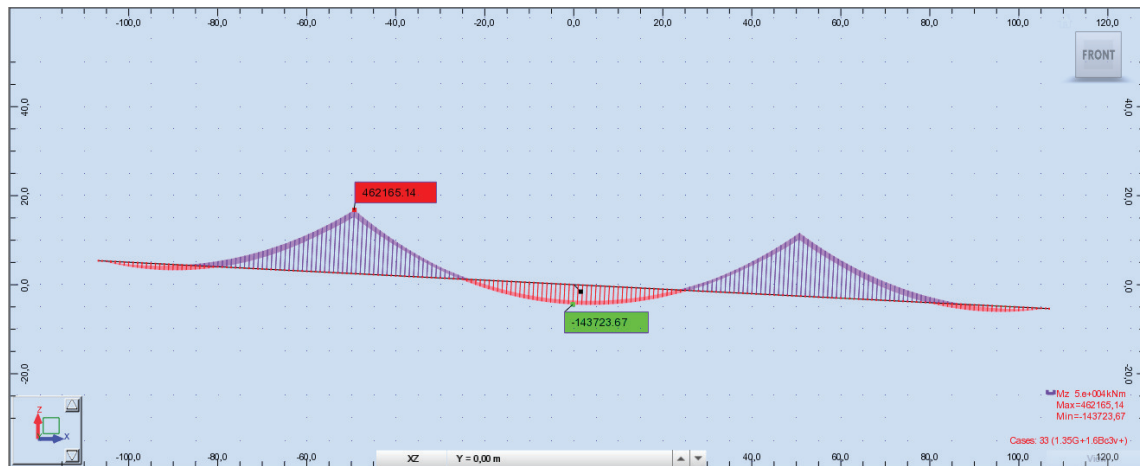


Annexe B_11 : Moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120.

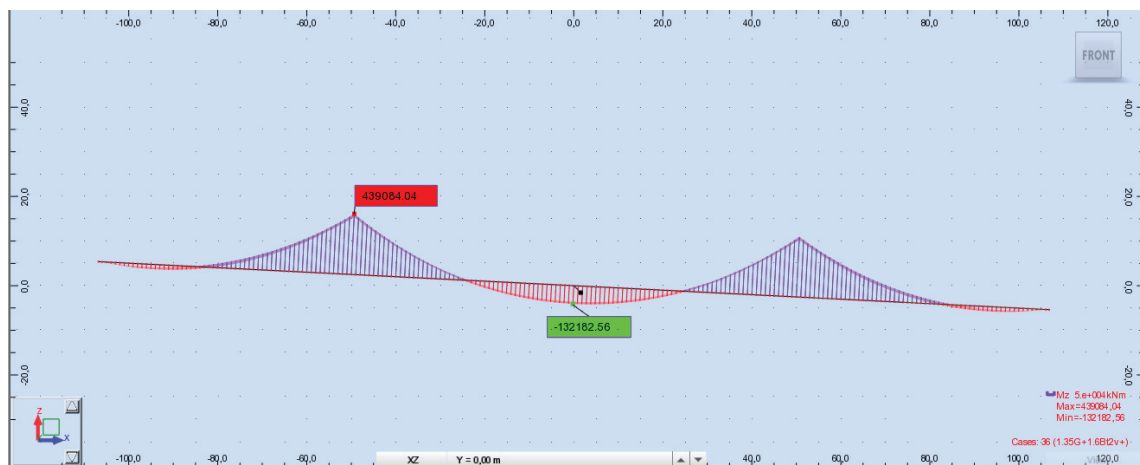


Annexe B_12 : Moment fléchissant sous la combinaison G+D240.

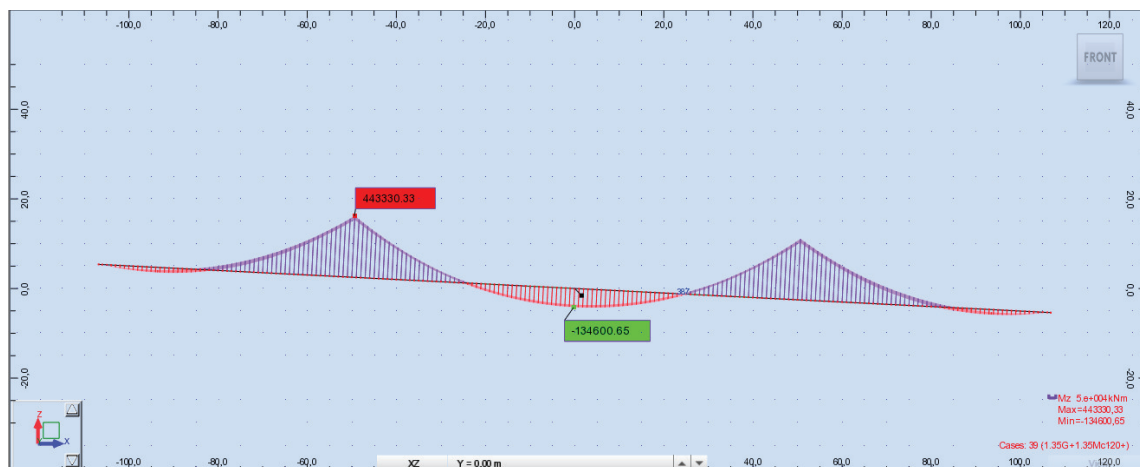
ANNEXE B. Résultats de Calcul Numérique



Annexe B_13 : Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Bc.

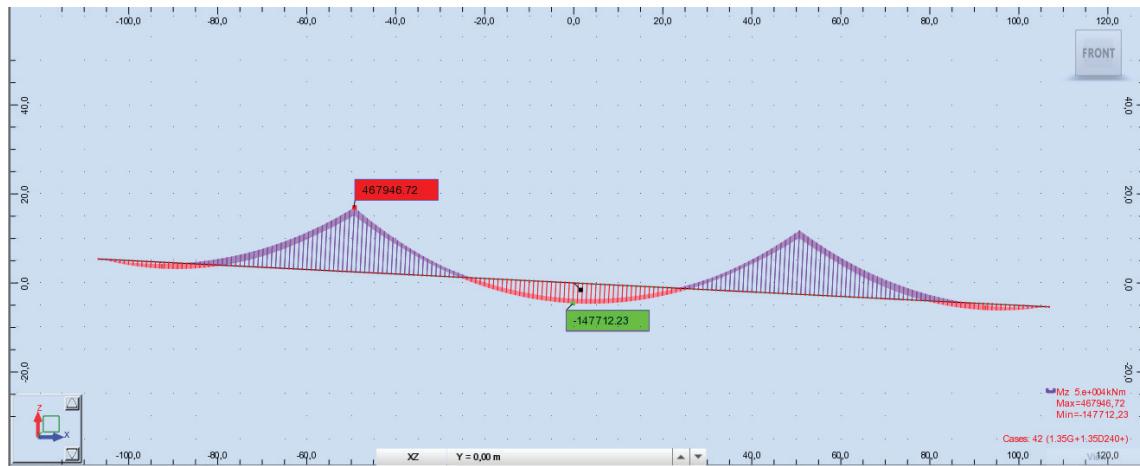


Annexe B_14 : Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Bt.

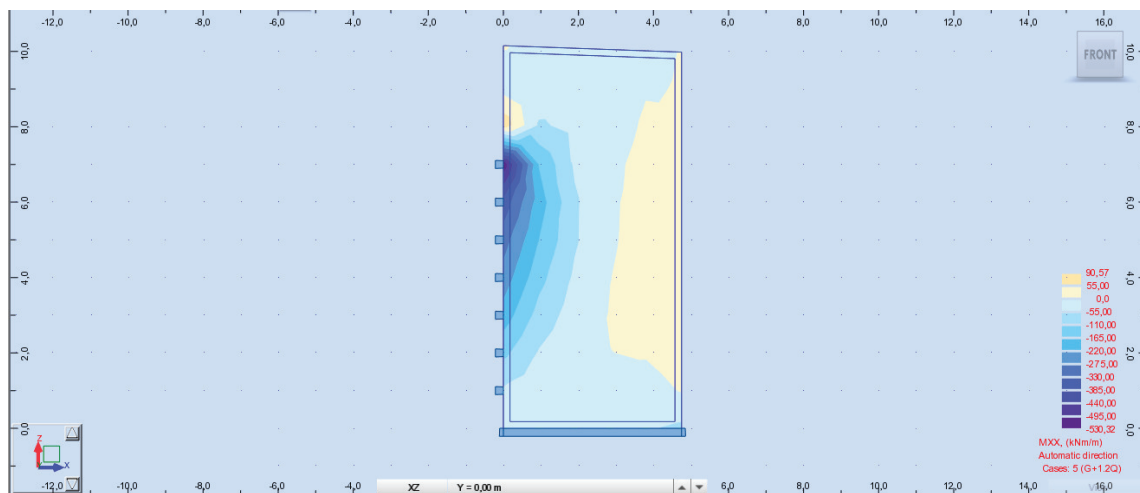


Annexe B_15 : Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.

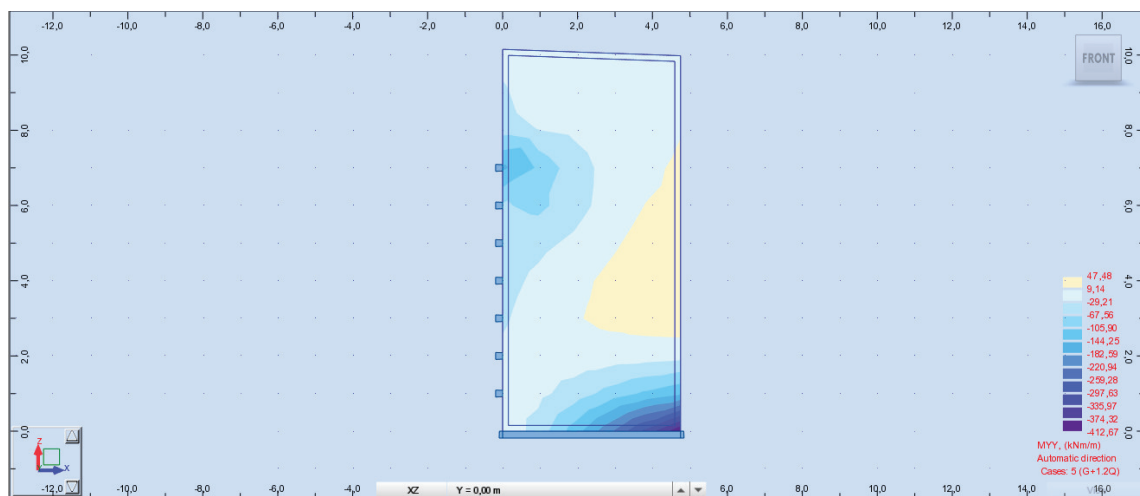
ANNEXE B. Résultats de Calcul Numérique



Annexe B_16 : Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35D240.



Annexe B_17 : Cartographie de moment x_x .

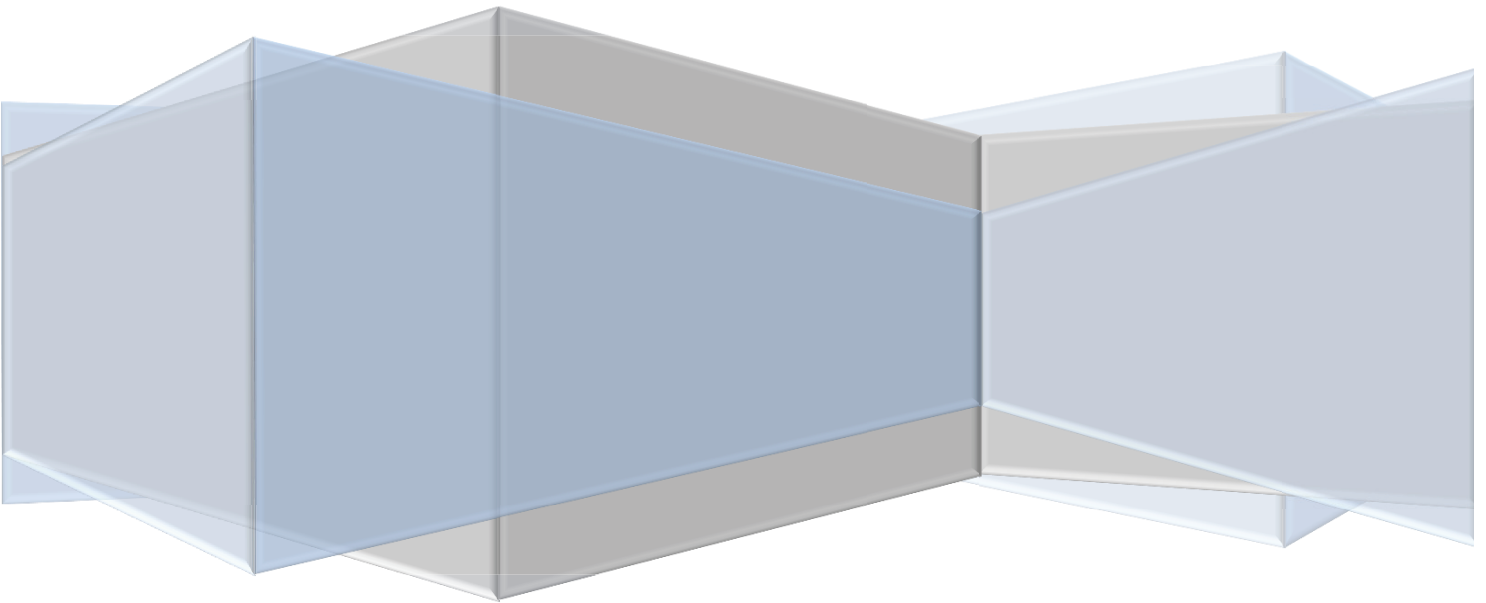


Annexe B_18 : Cartographie de moment y_y .

ANNEXE C

TABLEAUX DE

CALCUL



ENSTP 2018/2019

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

Annexe C_1 : Evaluation du poids de premier demi fléau droit.

Variation S Voussoirs				Calcul du Poids des Voussoirs			
Données Sp = 14 m Sc = 11 m l = 47 m Lv = 5 m				Données Lvsc 5 m Lvsp 8 m Lvscia 2 m			
N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m3)	P(kN)		
Vsp	0	15,0209	8	120,1672	3004,18		
V1	5	14,3793	5	71,8965	1797,41		
V2	10	13,4843	5	67,4215	1685,54		
V3	15	12,6634	5	63,3170	1582,93		
V4	20	11,9874	5	59,9370	1498,43		
V5	25	11,3638	5	56,8190	1420,48		
V6	30	10,8872	5	54,4360	1360,90		
V7	35	10,4747	5	52,3735	1309,34		
V8	40	10,2300	5	51,1500	1278,75		
V9	45	10,1115	5	50,5575	1263,94		
Vc	47	10,1024	2	20,2048	505,12		

Poids d'un demi Fléau droit		Poids Total dudemi fléau	
P _{Demi-F}	14 952,35 kN	Données N° Fléau : / Lvoulée : 0 m PP(cotédroit) 14 952,35 kN	

Annexe C_2 : Evaluation du poids de deuxième demi fléau gauche.

Variation S Voussoirs				Calcul du Poids des Voussoirs			
Données Sp = 14 m Sc = 11 m l = 47 m Lv = 5 m				Données Lvsc 5 m Lvsp 8 m Lvscia 2 m			
N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m3)	P(kN)		
Vsp	0	15,0209	8	120,1672	3004,18		
V1	5	14,6483	5	73,2415	1831,04		
V2	10	13,7084	5	68,5420	1713,55		
V3	15	12,8374	5	64,1870	1604,68		
V4	20	12,1149	5	60,5745	1514,36		
V5	25	11,4509	5	57,2545	1431,36		
V6	30	10,9403	5	54,7015	1367,54		
V7	35	10,5016	5	52,5080	1312,70		
V8	40	10,2391	5	51,1955	1279,89		
V9	45	10,1115	5	50,5575	1263,94		
Vc	47	10,1024	2	20,2048	505,12		

Poids d'un demi Fléau		Poids Total dudemi fléau	
P _{Demi-F}	15 073,70 kN	Données N° Fléau : / Lvoulée : 0 m PP(coté gauche) 15 073,70 kN	

Annexe C_3 : Evaluation du poids de deuxième demi fléau droit.

Variation S Voussoirs			Calcul du Poids des Voussoirs		
Données			Données		
Sp =	14 m		Lvsc	5 m	
Sc =	11 m		Lvsp	8 m	
l =	47 m		Lvscla	2 m	
Lv =	5 m				
N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m3)	P(kN)
Vsp	0	15,0209	8	120,1672	3004,18
V1	5	14,4177	5	72,0885	1802,21
V2	10	13,5163	5	67,5815	1689,54
V3	15	12,6965	5	63,4825	1587,06
V4	20	12,0129	5	60,0645	1501,61
V5	25	11,3725	5	56,8625	1421,56
V6	30	10,8961	5	54,4805	1362,01
V7	35	10,4747	5	52,3735	1309,34
V8	40	10,2300	5	51,1500	1278,75
V9	45	10,1115	5	50,5575	1263,94
Vc	47	10,1024	2	20,2048	505,12

Poids d'un demi Fléau		Poids Total dudemi fléau	
PDemi-F	15 223,24 kN	Données	
		N° Fléau :	/
		Lvculée :	5,8 m
		PP(cotédroit)	16 688,08 kN

Annexe C_4 : Evaluation de l'effort de freinage du système de chargement A(L).

	S (m²)	A (KN/m²)	F(KN)
Cas 1	653,2	6,190	181,4205109
Cas 2	1150	4,531	216,8989499
Cas 3	653,2	6,190	181,4205109
Cas 4	1803,2	3,643	249,6349926
Cas 5	1803,2	3,643	249,6349926
Cas 6	1306,4	4,245	225,7028718
Cas 7	2456,4	3,201	274,9772509

Annexe C_ 5 : Coefficient de majoration pour les systèmes de chargements.

	Systeme de charge	$a=0,4/(1+0,2*L)$	$b=0,6/(1+4*(G/S))$	Coef de majoration
cas 1 : L=56,8m	Bc	0,03236246	0,012801605	1,045164065
	Bt		0,005817873	1,038180333
	Br		0,000763979	1,033126438
	Mc120		0,016369819	1,048732279
Cas 2 : L=100m	Bc	0,019047619	0,007317376	1,026364995
	Bt		0,003308629	1,022356248
	Br		0,000432887	1,019480506
	Mc120		0,013962915	1,033010534
Cas 4 : L=156,8m	Bc	0,012360939	0,004692423	1,017053362
	Bt		0,002116593	1,014477532
	Br		0,000276446	1,012637386
	Mc120		0,008990177	1,021351116
Cas 6 : L=113,6m	Bc	0,016863406	0,006469824	1,023333231
	Bt		0,002923109	1,019786516
	Br		0,000382233	1,017245639
	Mc120		0,012361683	1,029225089
Cas 7 : L=213,6	Bc	0,009149131	0,003453539	1,01260267
	Bt		0,001555997	1,010705128
	Br		0,000203062	1,009352193
	Mc120		0,006629245	1,015778375

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

Annexe C_ 6 : Pertes dues aux frottements (Mpa).

X	Cables	L	Théta	θ	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
4	C1	4,00	0,135		56,94										
4	C2	-	0,000		17,75										
4	C3	-	0,000		17,75										
9,00	C4	5,00	0,168		87,59	70,68									
9,00	C5	5,00	0,090		65,33	48,16									
9,00	C6	5,00	0,090		65,33	48,16									
14,00	C7	5,00	0,168		108,44	91,78	70,68								
14,00	C8	5,00	0,132		98,51	81,74	60,48								
14,00	C9	5,00	0,132		98,51	81,74	60,48								
19,00	C10	5,00	0,195		136,16	119,84	99,17	78,18							
19,00	C11	5,00	0,155		125,48	109,03	88,19	67,04							
19,00	C12	5,00	0,155		125,48	109,03	88,19	67,04							
24,00	C13	5,00	0,195		156,29	140,21	119,84	99,17	78,18						
24,00	C14	5,00	0,183		153,15	137,04	116,62	95,89	74,85						
24,00	C15	5,00	0,183		153,15	137,04	116,62	95,89	74,85						
29,00	C16	5,00	0,000		123,98	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15					
29,00	C17	5,00	0,000		123,98	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15					
34,00	C18	5,00	0,000		144,29	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15				
34,00	C19	5,00	0,000		144,29	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15				
39,00	C20	5,00	0,000		164,30	148,32	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15			
39,00	C21	5,00	0,000		164,30	148,32	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15			
44,00	C22	5,00	0,000		184,00	168,26	148,32	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15		
44,00	C23	5,00	0,000		184,00	168,26	148,32	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15		
49,00	C24	5,00	0,000		203,42	187,91	168,26	148,32	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15	0,00
49,00	C25	5,00	0,000		203,42	187,91	168,26	148,32	128,07	107,52	86,65	65,48	43,98	22,15	0,00
Moyenne					124,235	120,66	110,42	98,45	83,94	65,16	54,57	43,87	33,07	22,15	0,00
EN (%)					8,35	8,11	7,42	6,62	5,64	4,38	3,67	2,95	2,22	1,49	0,00

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

Annexe C_7 : Pertes dues au recul d'ancrage(Mpa).

X	Cables	L	β	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
4,00	C1	4,00	0,14	0,01 0	5,12	32,41	148,54									
4,00	C2	4,00	-	0,00 3	9,23	46,66	82,37									
4,00	C3	4,00	-	0,00 3	9,23	46,66	82,37									
9,00	C4	9,00	0,17	0,00 7	6,16	-	23,17	123,47								
9,00	C5	9,00	0,09	0,00 5	7,15	-	31,99	106,23								
9,00	C6	9,00	0,09	0,00 5	7,15	-	31,99	106,23								
14,00	C7	14,00	0,17	0,00 5	6,87	-	-	30,14	110,56							
14,00	C8	14,00	0,13	0,00 5	7,22	-	-	32,39	105,20							
14,00	C9	14,00	0,13	0,00 5	7,22	-	-	32,39	105,20							
19,00	C10	19,00	0,19	0,00 5	7,11	-	-	-	31,73	106,88						
19,00	C11	19,00	0,16	0,00 5	7,42	-	-	-	33,41	102,41						
19,00	C12	19,00	0,16	0,00 5	7,42	-	-	-	33,41	102,41						
24,00	C13	24,00	0,19	0,00 5	7,43	-	-	-	-	33,46	102,26					
24,00	C14	24,00	0,18	0,00 5	7,51	-	-	-	-	33,83	101,17					

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

24,00	C15	24,00	0,18	0,00	7,51	-	-	-	-	-	33,83	101,17					
29,00	C16	29,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37				
29,00	C17	29,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37				
34,00	C18	34,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37			
34,00	C19	34,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37			
39,00	C20	39,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37		
39,00	C21	39,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37		
44,00	C22	44,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37	
44,00	C23	44,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37	
49,00	C24	49,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37
49,00	C25	49,00	-	0,00	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37,73	82,37
Moyenne						5,03	16,68	20,52	23,31	31,76	31,67	24,02	30,03	40,04	60,05	82,37	
En (%)						0,34	1,12	1,38	1,57	2,13	2,13	1,61	2,02	2,69	4,04	5,54	

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

Annexe C_ 8 : Pertes dues au non simultanéité de la mise en tension.

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MIN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	50	2,62	0,24	2,38	81,03	15,02	476,90	2,65	10,74	0,72
FIN VSP	50	2,55	0,25	2,30	74,55	14,86	404,99	2,63	15,05	1,01
FIN V1	44	2,20	0,25	1,95	55,46	13,95	324,46	2,65	13,02	0,87
FIN V2	38	1,91	0,26	1,65	41,09	13,07	253,79	2,64	10,93	0,73
FIN V3	32	1,66	0,26	1,40	30,65	12,32	192,40	2,68	9,62	0,65
FIN V4	26	1,46	0,28	1,18	23,24	11,67	139,75	2,71	8,37	0,56
FIN V5	20	1,29	0,18	1,11	17,99	11,12	95,39	2,75	7,46	0,50
FIN V6	16	1,16	0,18	0,98	14,38	10,67	58,94	2,76	8,11	0,54
FIN V7	12	1,08	0,18	0,90	12,13	10,35	30,07	2,76	8,36	0,56
FIN V8	8	1,03	0,18	0,85	10,96	10,19	8,56	2,74	7,73	0,52
FIN V9	4	1,01	0,18	0,83	10,48	10,10	0,00	2,74	4,75	0,32

Annexe C_ 9 : Pertes dues au fluage.

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MIN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	50	2,62	0,24	2,38	81,03	15,02	476,90	2,63	51,83	3,48
FIN VSP	50	2,55	0,25	2,30	74,55	14,86	404,99	2,60	72,59	4,88
FIN V1	44	2,20	0,25	1,95	55,46	13,95	324,46	2,62	63,01	4,23
FIN V2	38	1,91	0,26	1,65	41,09	13,07	253,79	2,62	53,12	3,57
FIN V3	32	1,66	0,26	1,40	30,65	12,32	192,40	2,66	46,97	3,16
FIN V4	26	1,46	0,28	1,18	23,24	11,67	139,75	2,70	41,03	2,76
FIN V5	20	1,29	0,18	1,11	17,99	11,12	95,39	2,73	36,69	2,47

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

FIN V6	16	1,16	0,18	0,98	14,38	10,67	58,94	2,74	40,01	2,69
FIN V7	12	1,08	0,18	0,90	12,13	10,35	30,07	2,74	41,40	2,78
FIN V8	8	1,03	0,18	0,85	10,96	10,19	8,56	2,73	38,41	2,58
FIN V9	4	1,01	0,18	0,83	10,48	10,10	0,00	2,73	23,69	1,59

Annexe C_ 10 : Pertes dues au relaxation des cables.

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	50	1347,99	0,725	0,43	59,59	4,00
FIN VSP	50	1335,60	0,718	0,43	57,71	3,88
FIN V1	44	1344,05	0,723	0,43	58,99	3,96
FIN V2	38	1343,35	0,722	0,43	58,89	3,96
FIN V3	32	1362,68	0,733	0,43	61,86	4,16
FIN V4	26	1382,80	0,743	0,43	65,01	4,37
FIN V5	20	1401,96	0,754	0,43	68,08	4,58
FIN V6	16	1406,00	0,756	0,43	68,73	4,62
FIN V7	12	1406,54	0,756	0,43	68,82	4,63
FIN V8	8	1398,06	0,752	0,43	67,45	4,53
FIN V9	4	1400,87	0,753	0,43	67,91	4,56

Annexe C_ 11 : Les pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
PERTES DIFFEREES	9,374	10,664	10,092	9,421	9,175	8,952	8,832	9,092	9,190	8,913	6,357
PERTES INSTANTANES	9,409	10,242	9,674	8,917	8,422	7,070	5,783	5,511	5,475	6,044	5,855
Total (%)	18,783	20,906	19,766	18,339	17,597	16,022	14,615	14,603	14,665	14,957	12,212

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

Annexe C_12 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

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	0,00	0,00			0,00	0,00	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067			0,00	0,00
début VC 02	2,90	-3,1485		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3033	0,06	2,42
début VSC C01-P01	5,80	-12,4454		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5633	0,73	1,23
début V 01	7,80	-15,4046		8	0,00	18,36	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3983	0,83	3,57
début V 02	12,80	-17,6588	4	8	9,18	18,36	10,1938	10,1936	1,8114	1,0286	0,8486	1,4914	2,51	3,05
début V 03	17,80	-12,5200	8	8	18,36	18,36	10,3661	10,3661	1,8876	1,0824	0,9024	1,5576	3,59	3,45
début V 04	22,80	0,1367	12	8	27,54	18,36	10,7173	10,7173	1,9979	1,1821	1,0021	1,6379	3,99	4,77
début V 05	27,80	20,5298	16	4	36,72	9,18	11,1967	11,1967	2,1546	1,3254	1,1454	1,8346	4,65	3,20
début V 06	32,80	48,9562	20		45,90	0,00	11,7892	11,7892	2,3494	1,5106	1,2306		4,86	2,39
début V 07	37,80	85,7896	26		59,67	0,00	12,4954	34,3781	2,5870	1,7430	1,4830		4,91	4,57
début V 08	42,80	131,4712	32		73,44	0,00	13,3052	47,2390	2,8665	2,0235	1,7635		5,44	5,64
début V 09	47,80	186,5044	38		87,21	0,00	14,2458	65,1170	3,1740	2,3560	2,1060		6,02	6,26
début VSP P01	52,80	251,4621	44		100,98	0,00	15,2086	88,7258	3,5277	2,7223	2,4723		6,58	6,71

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

AXE VSP P 01	56,80	310,8527	50		114,75	0,00	15,0209	81,0339	3,3802	2,6198	2,3798		6,42	9,21
début V 10	60,80	245,9677	44		100,98	0,00	14,8557	74,5516	3,2509	2,5491	2,2991		6,33	7,40
début V 11	65,80	174,0410	38		87,21	0,00	13,9484	55,4578	2,9492	2,2008	1,9508		6,10	6,46
début V 12	70,80	111,8552	32		73,44	0,00	13,0691	41,0888	2,6930	1,9070	1,6470		6,04	5,02
début V 13	75,80	58,8734	26		59,67	0,00	12,3192	30,6534	2,4597	1,6603	1,4003		6,18	2,86
début V 14	80,80	14,6274	20	4	45,90	9,18	11,6688	23,2395	2,2632	1,4568	1,1768	1,9732	6,05	2,65
début V 15	85,80	-21,2896	16	8	36,72	18,36	11,1177	17,9886	2,0983	1,2917	1,1117	1,8183	7,02	1,60
début V 16	90,80	-49,2218	12	12	27,54	27,54	10,6727	14,3829	1,9661	1,1639	0,9839	1,6861	7,58	1,08
début V 17	95,80	-69,4474	8	16	18,36	36,72	10,3481	12,1292	1,8747	1,0753	0,8953	1,6447	7,58	1,38
début V 18	100,80	-82,1720	4	20	9,18	45,90	10,1938	10,9597	1,8114	1,0286	0,8486	1,5874	7,01	2,58
début VSC P01-P02	105,80	-87,5093		24	0,00	55,08	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5503	5,66	5,09
début V 19	107,80	-87,5866		24	0,00	55,08	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5503	5,66	5,08
début V 20	112,80	-82,6358	4	20	9,18	45,90	10,1938	10,9597	1,8114	1,0286	0,8486	1,5874	7,05	2,50
début V 21	117,80	-70,2949	8	16	18,36	36,72	10,3661	12,3264	1,8876	1,0824	0,9024	1,6576	7,60	1,33
début V 22	122,80	-50,4418	12	12	27,54	27,54	10,7173	14,9338	1,9979	1,1821	1,0021	1,7179	7,57	1,03
début V 23	127,80	-22,8570	16	8	36,72	18,36	11,1880	19,0034	2,1484	1,3216	1,1416	1,8684	7,04	1,48

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

début V 24	132,80	12,7565	20	4	45,90	9,18	11,7720	25,0247	2,3371	1,5029	1,2229	2,0471	6,16	2,38
début V 25	137,80	56,7661	26		59,67	0,00	12,4702	33,8322	2,5688	1,7312	1,4712		6,37	2,43
début V 26	142,80	109,6058	32		73,44	0,00	13,2694	46,1467	2,8365	2,0035	1,7435		6,33	4,40
début V 27	147,80	171,7741	38		87,21	0,00	14,1988	63,5391	3,1385	2,3315	2,0815		6,50	5,66
début VSP P02	152,80	243,8376	44		100,98	0,00	15,1561	86,5373	3,4863	2,6937	2,4437		6,75	6,54
AXE VSP P 02	156,80	308,8993	50		114,75	0,00	15,0209	81,0339	3,3802	2,6198	2,3798		6,48	9,13
début V 28	160,80	250,0098	44		100,98	0,00	14,9007	76,2928	3,2861	2,5539	2,3039		6,20	7,52
début V 29	165,80	185,5894	38		87,21	0,00	13,9875	56,6834	2,9788	2,2212	1,9712		5,70	6,95
début V 30	170,80	130,9320	32		73,44	0,00	13,1016	41,9105	2,7169	1,9231	1,6631		5,20	6,18
début V 31	175,80	85,4990	26		59,67	0,00	12,3444	31,1717	2,4779	1,6721	1,4121		4,77	4,93
début V 32	180,80	48,8201	20		45,90	0,00	11,6860	23,5322	2,2756	1,4644	1,1844		4,27	3,39
début V 33	185,80	20,4810	16	4	36,72	9,18	11,1265	18,1138	2,1045	1,2955	1,1155	1,7845	4,42	3,65
début V 34	190,80	0,1321	12	8	27,54	18,36	10,6816	14,4921	1,9724	1,1676	0,9876	1,6124	4,09	4,64
début V 35	195,80	-12,5074	8	8	18,36	18,36	10,3481	12,1292	1,8747	1,0753	0,8953	1,5447	3,60	3,46
début V 36	200,80	-17,6459	4	8	9,18	18,36	10,1938	10,9597	1,8114	1,0286	0,8486	1,4914	2,52	3,02
début VSC P02-C02	205,80	-15,3971		8	0,00	18,36	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3933	0,84	3,56

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

début VC 02	207,80	-12,4400		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5633	0,73	1,24
début VC 01	210,70	-6,0648		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3033	0,34	1,92
FIN PONT	213,60	0,0000			0,00	0,00	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067			0,00	0,00

Annexe C_13 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

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	-	0,00			0,00	0,00	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067			0,00	0,00
début VC 02	2,90	-10,2117		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3033	0,74	1,21
début VSC C01-P01	5,80	-21,7312		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5633	1,62	-0,35
début V 01	7,80	-27,8171		8	0,00	18,36	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3983	2,02	1,45
début V 02	12,80	-36,3912	4	8	9,18	18,36	10,1938	10,1936	1,8114	1,0286	0,8486	1,4914	4,40	-0,28
début V 03	17,80	-12,5200	8	8	18,36	18,36	10,3661	10,3661	1,8876	1,0824	0,9024	1,5576	3,59	3,45
début V 04	22,80	0,1367	12	8	27,54	18,36	10,7173	10,7173	1,9979	1,1821	1,0021	1,6379	3,99	4,77
début V 05	27,80	46,8948	16	4	36,72	9,18	11,1967	11,1967	2,1546	1,3254	1,1454	1,8346	1,53	8,27
début V 06	32,80	80,2036	20		45,90	0,00	11,7892	11,7892	2,3494	1,5106	1,2306		0,85	8,62
début V 07	37,80	121,9193	26		59,67	0,00	12,4954	34,3781	2,5870	1,7430	1,4830		3,08	7,29

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

début V 08	42,80	172,4834	32		73,44	0,00	13,3052	47,2390	2,8665	2,0235	1,7635		3,68	8,13
début V 09	47,80	232,3990	38		87,21	0,00	14,2458	65,1170	3,1740	2,3560	2,1060		4,36	8,50
début VSP P01	52,80	302,2391	44		100,98	0,00	15,2086	88,7258	3,5277	2,7223	2,4723		5,03	8,73
AXE VSP P 01	56,80	365,5356	50		114,75	0,00	15,0209	81,0339	3,3802	2,6198	2,3798		4,65	11,50
début V 10	60,80	239,3975	44		100,98	0,00	14,8557	74,5516	3,2509	2,5491	2,2991		6,55	7,11
début V 11	65,80	168,5544	38		87,21	0,00	13,9484	55,4578	2,9492	2,2008	1,9508		6,31	6,17
début V 12	70,80	105,8024	32		73,44	0,00	13,0691	41,0888	2,6930	1,9070	1,6470		6,32	4,63
début V 13	75,80	49,3822	26		59,67	0,00	12,3192	30,6534	2,4597	1,6603	1,4003		6,69	2,10
début V 14	80,80	1,9729	20	4	45,90	9,18	11,6688	23,2395	2,2632	1,4568	1,1768	1,9732	6,85	1,42
début V 15	85,80	-36,7753	16	8	36,72	18,36	11,1177	17,9886	2,0983	1,2917	1,1117	1,8183	8,13	-0,20
début V 16	90,80	-67,1256	12	12	27,54	27,54	10,6727	14,3829	1,9661	1,1639	0,9839	1,6861	9,03	-1,37
début V 17	95,80	-89,8939	8	16	18,36	36,72	10,3481	12,1292	1,8747	1,0753	0,8953	1,6447	9,40	-1,78
début V 18	100,80	105,3632	4	20	9,18	45,90	10,1938	10,9597	1,8114	1,0286	0,8486	1,5874	9,18	-1,26
début VSC P01-P02	105,80	111,8800		24	0,00	55,08	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5503	8,00	0,92
début V 19	107,80	111,8800		24	0,00	55,08	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5503	8,00	0,92
début V 20	112,80	-76,5389	4	20	9,18	45,90	10,1938	10,9597	1,8114	1,0286	0,8486	1,5874	6,48	3,51

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

début V 21	117,80	-64,1363	8	16	18,36	36,72	10,3661	12,3264	1,8876	1,0824	0,9024	1,6576	7,06	2,28
début V 22	122,80	-43,5751	12	12	27,54	27,54	10,7173	14,9338	1,9979	1,1821	1,0021	1,7179	7,03	1,95
début V 23	127,80	-14,9067	16	8	36,72	18,36	11,1880	19,0034	2,1484	1,3216	1,1416	1,8684	6,49	2,38
début V 24	132,80	21,7903	20	4	45,90	9,18	11,7720	25,0247	2,3371	1,5029	1,2229	2,0471	5,61	3,23
début V 25	137,80	66,8836	26		59,67	0,00	12,4702	33,8322	2,5688	1,7312	1,4712		5,85	3,20
début V 26	142,80	125,4666	32		73,44	0,00	13,2694	46,1467	2,8365	2,0035	1,7435		5,65	5,38
début V 27	147,80	199,2933	38		87,21	0,00	14,1988	63,5391	3,1385	2,3315	2,0815		5,49	7,02
début VSP P02	152,80	284,8910	44		100,98	0,00	15,1561	86,5373	3,4863	2,6937	2,4437		5,48	8,20
AXE VSP P 02	156,80	361,9071	50		114,75	0,00	15,0209	81,0339	3,3802	2,6198	2,3798		4,77	11,34
début V 28	160,80	241,2858	44		100,98	0,00	14,9007	76,2928	3,2861	2,5539	2,3039		6,49	7,15
début V 29	165,80	177,7048	38		87,21	0,00	13,9875	56,6834	2,9788	2,2212	1,9712		6,01	6,54
début V 30	170,80	118,6483	32		73,44	0,00	13,1016	41,9105	2,7169	1,9231	1,6631		5,77	5,38
début V 31	175,80	69,0231	26		59,67	0,00	12,3444	31,1717	2,4779	1,6721	1,4121		5,65	3,62
début V 32	180,80	29,3478	20		45,90	0,00	11,6860	23,5322	2,2756	1,4644	1,1844		5,48	1,51
début V 33	185,80	-0,6459	16	4	36,72	9,18	11,1265	18,1138	2,1045	1,2955	1,1155	1,7845	5,93	1,19
début V 34	190,80	-21,1327	12	8	27,54	18,36	10,6816	14,4921	1,9724	1,1676	0,9876	1,6124	5,81	1,75

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE C. Tableaux de Calcul

début V 35	195,80	-32,2318	8	8	18,36	18,36	10,3481	12,1292	1,8747	1,0753	0,8953	1,5447	5,35	0,41
début V 36	200,80	-33,9879	4	8	9,18	18,36	10,1938	10,9597	1,8114	1,0286	0,8486	1,4914	4,05	0,32
début VSC P02-C02	205,80	-26,3902		8	0,00	18,36	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3933	1,90	1,68
début VC 02	207,80	-7,7072		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,5633	0,27	2,05
début VC 01	210,70	-4,0771		4	0,00	9,18	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067		1,3033	0,15	2,26
FIN PONT	213,60	0,0000			0,00	0,00	10,1024	10,4785	1,7933	1,0067			0,00	0,00

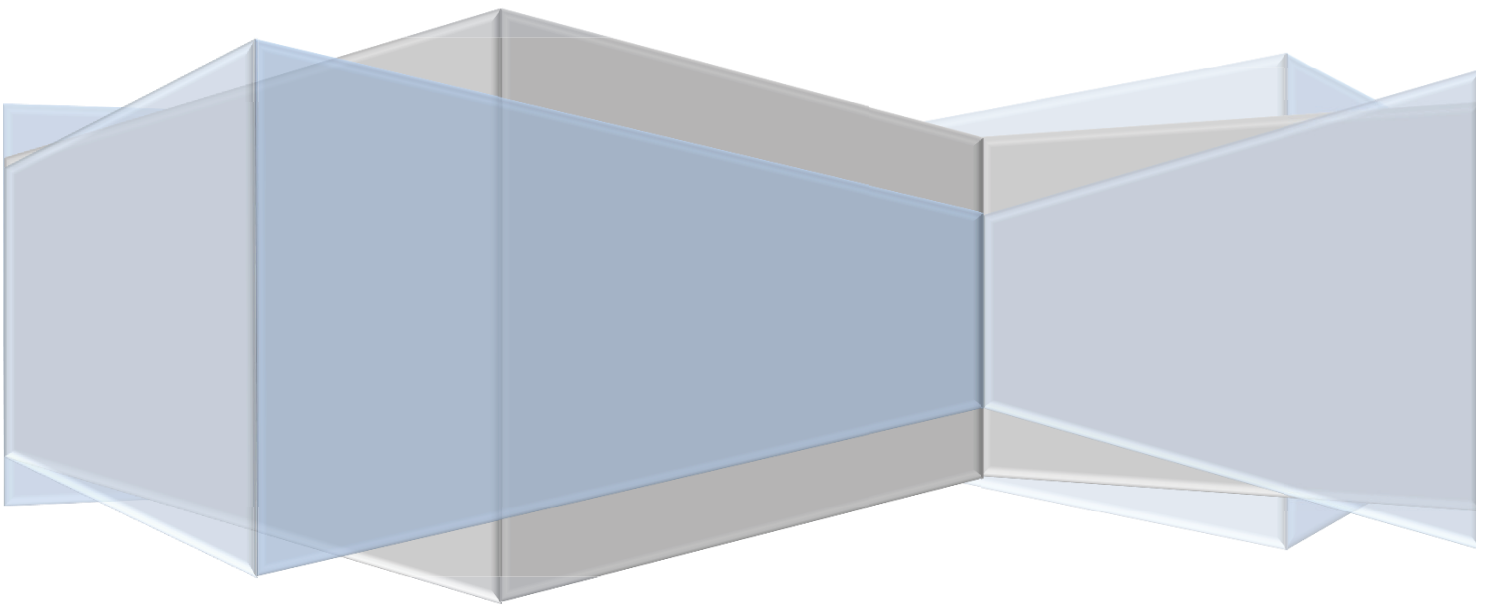
BOUCHENAK Djallal

ANNEXE D

RESULTATS DE

CALCUL

D'INFRASTRUCTURE



ENSTP 2018/2019

ANNEXE D. Résultats de Calcul d'Infrastructure

Annexe D_ 1 : Composante transversale de séisme.

Appui	Kpile (MN/m)	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s ²	Fi KN
P1	2560,95	5,77	4	22,89	3 610 699,00	2,4941	1,1800	4 260,51
P2	3727,98	5,77	4	22,96	3 566 270,00	2,4753	1,1890	4 240,15
C1	0,00	4,53	2	9,06	347 735,00	1,2306	2,3916	831,64
C2	0,00	4,53	2	9,06	348 849,00	1,2325	2,3878	832,98

Annexe D_ 2 : Les composantes de séisme.

Appui	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
C1	1341,14	831,64	0	1 590,64	1 233,99	0,00
P1	3376,24	4 260,51	0	4 654,39	5 273,38	0,00
P2	3389,95	4 240,15	0	4 661,99	5 257,13	0,00
C2	1341,14	832,98	0	1 591,04	1 235,32	0,00

Annexe D_ 3 : Evaluation des efforts agissant sur la pile.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV}/o (x/o)$	$I_{FH}/O/a (y/a,o)$	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Semelle	19098,00	/	0,00	1,86	0,00	/
pleine	2186,25	/		18,05	0,00	/
creuse	5760,45	/	0,00	10,40	0,00	/
G Tablier	32736,49	/	0,00	19,30	0,00	/

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE D. Résultats de Calcul d'Infrastructure

Hf+r	/	-433,08	/	19,30	/	-8358,50
HT°	/	-173,23	/	19,30	/	-3343,40

Somme	59781,19	-606,32	/	/	0,00	-8357,90
-------	----------	---------	---	---	------	----------

(Al)	4226,59	0,00	0,00	0,00	0,00	/
(Bc)	1396,51	0,00	0,00	0,00	0,00	/
Mc120	709,55	0,00	0,00	0,00	0,00	/
D240	984,34	0,00	0,00	0,00	0,00	/
Al	/	-98,26	/	19,30	/	-1896,33
Bc	/	-107,20	/	19,30	/	-2068,95

Annexe D_ 4 : Les efforts selon les 6 combinaisons.

N	61113,313	61113,313	62249,19	59436,30	59436,295	58300,42
H _{max}	7987,862	8010,309	3497,96	7009,88	7729,774	2796,45
M _{max}	108595,161	112019,883	49603,64	89830,87	106891,161	36575,77

Annexe D_ 5 : Les réaction sur pieux.

R1	6081,98	6153,33	4923,98	5586,24	5941,67	4405,77
R2	4573,72	4597,50	4235,04	4338,59	4457,07	3897,77
R3	3065,45	3041,67	3546,10	3090,94	2972,47	3389,78

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE D. Résultats de Calcul d'Infrastructure

R4	1557,18	1485,83	2857,17	1843,29	1487,87	2881,78
----	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Annexe D_ 6 : Evaluation des efforts agissant sur la culée.

Désignation	N (t)	H (t)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
MGG	459,666	/	1,260	11,044	579,133	/
Corbeau	0,000	/	0,000	0,000	0,000	/
Mur frontal	4075,209	/	0,346	6,140	1409,615	/
Mur en retour	2002,372	/	3,602	7,543	7212,744	/
Semelle	8460,000	/	1,298	1,250	10976,850	/
DDT	363,000	/	3,357	11,666	1218,410	/
Poids des terres sur talon	11553,815	/	3,683	7,327	42551,545	/
Poussées des terres	/	8441,330	/	-4,160	/	-35115,934

Somme	26914,06	8441,33	/	/	63948,30	-35115,93
-------	----------	---------	---	---	----------	-----------

Tablier	3488,490	0,000	0,000	9,520	0,000	/
(Al)	357,480	0,000	0,000	9,520	0,000	/
(Bc)	90,042	0,000	0,000	9,520	0,000	/
Mc120	61,586	0,000	0,000	9,520	0,000	/
D240	117,478	0,000	0,000	9,520	0,000	/
St	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	/
Hf+r	/	433,083	/	-9,520	/	-4122,947
HT°	/	69,293	/	-9,520	/	-659,672
FreinageAl	/	7,806	/	-9,520	/	-74,313
FreinageBc	/	8,517	/	-9,520	/	-81,078

BOUCHENAK Djallal

ANNEXE D. Résultats de Calcul d'Infrastructure

Annexe D_ 7 : Les efforts et les réaction sur pieux à ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	3ème file	2ème file
						R1	R2	R3
P.perm	30402,551	8978,353	-40228,389	63948,296	23719,907	1709,938	3357,154	2533,546
P.perm+Q	31134,551	9473,178	-43976,686	63948,296	19971,610	1901,087	3288,005	2594,546
P.perm+Al	32547,431	9025,189	-40674,268	63948,296	23274,027	1904,160	3520,412	2712,286
P.perm+Bc	30942,803	9029,452	-40714,856	63948,296	23233,440	1771,850	3385,284	2578,567
P.perm+Mc120	30710,481	8978,353	-40228,389	63948,296	23719,907	1735,599	3382,815	2559,207
P.perm+D240	30989,941	8978,353	-40228,389	63948,296	23719,907	1758,887	3406,103	2582,495

Annexe D_ 8 : Les efforts et les réaction sur pieux à ELU.

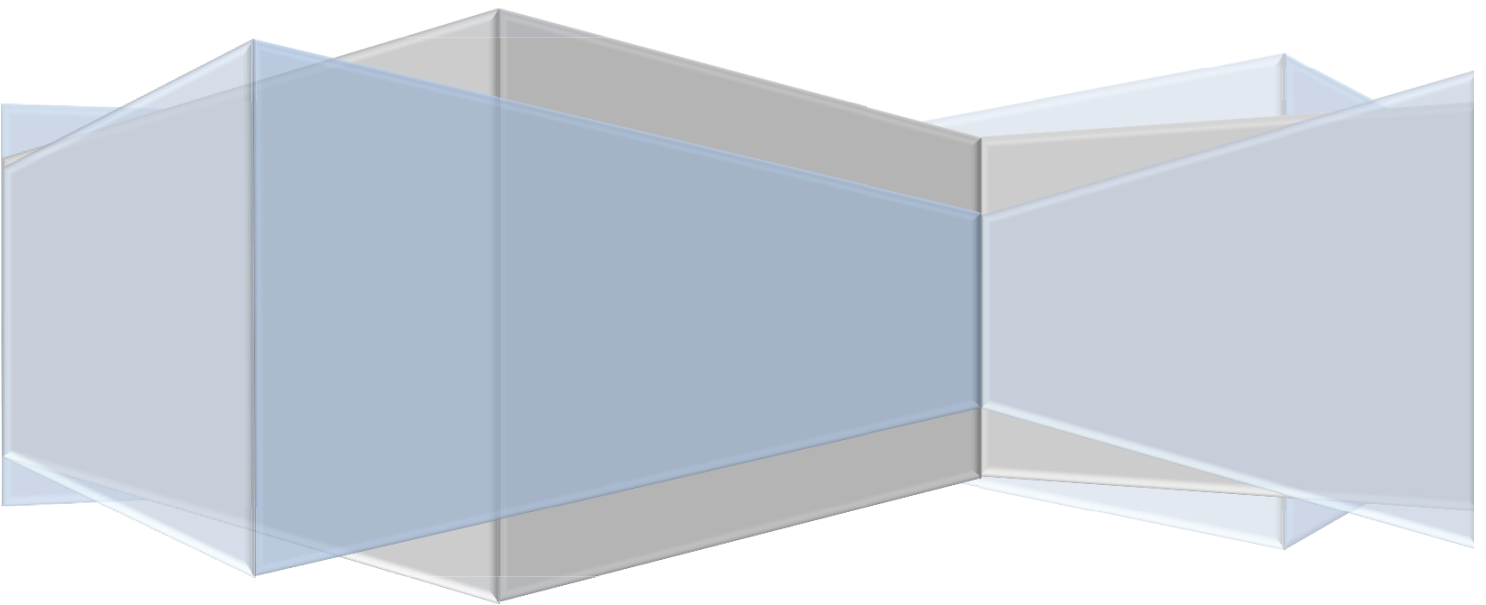
	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	3ème file	2ème file
						R1	R3	R3
P.perm	41866,944	12136,367	-54456,751	86330,199	31873,448	2382,195	4595,629	3488,91202
P.perm+Q	41866,944	12754,898	-59142,122	86330,199	27188,077	2544,882	4432,942	3488,91202
P.perm+Al	44726,784	12198,815	-55051,257	86330,199	31278,942	2641,158	4813,306	3727,23202
P.perm+Bc	42587,280	12204,500	-55105,373	86330,199	31224,826	2464,745	4633,135	3548,94002
P.perm+Mc120	42282,650	12136,367	-54456,751	86330,199	31873,448	2416,837	4630,271	3523,55415
P.perm+D240	42659,921	12136,367	-54456,751	86330,199	31873,448	2448,276	4661,710	3554,9934

ANNEXE D. Résultats de Calcul d'Infrastructure

Annexe D_9 : Les efforts et les réaction sur pieux à EL/A.

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	3ème file	2ème file
P max - H + 0,3V	31440,036	49404,609	0,000	0,000	-43133,547	R1 4117,696	R2 1122,310	R3 2620,003
P min - H - 0,3V	29979,684	49404,609	0,000	0,000	-44830,669	4054,927	941,687	2498,307
P max + V - 0,3H	32374,875	84023,762	0,000	0,000	3842,736	2564,478	2831,335	2697,906
P min - V - 0,3H	28849,294	49404,609	0,000	0,000	3328,864	2288,522	2519,693	2404,108

ANNEXE F CALCUL DE FERRAILLAGE



ENSTP 2018/2019

Ferrailage de voussoir à la clef
Hourdi inferieur nappe inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

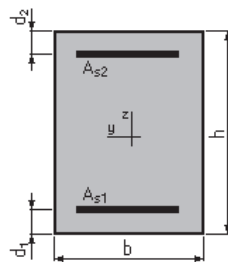
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	48,69	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum

$A_{s \min} = 3,6$ (cm²)

théorique $\rho = 0,38$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 48,69$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 7,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$$

Hourdi inferieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

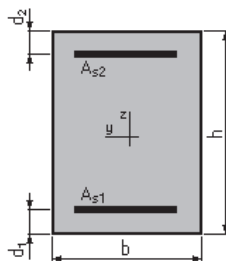
. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- en compte des armatures comprimées
- Prise Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91
- Fissuration préjudiciable

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	82,45	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,65 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 82,45 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 8,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

Ferrailage De L'âme VSC (Calcul de Section en Flexion Composée)

Extérieur :

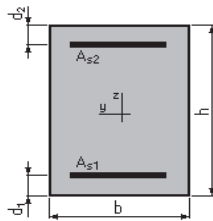
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	106,66	321,47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum		$A_{s \text{ min}} = 6,9$ (cm ²)	
théorique	$\rho = 0,25$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELSN = 614,40 (kN) M = 321,47 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 21,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 51,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,9$ (MPa)

ANNEXE F. Calcul de Ferrailage

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

Intérieur :

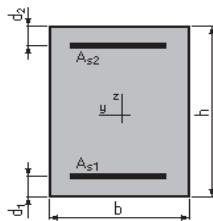
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 50,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	106,66	194,18

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 8,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,11 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELSN = 300,00 (kN) M = 194,18 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,25

Position de l'axe neutre: $y = 19,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 65,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 18,4 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

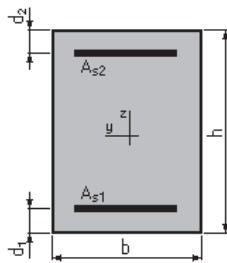
Hourdi supérieur nappe inferieur . (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 30,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	129,89	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 14,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,34 \text{ (\%)}$
 minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 129,89 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 11,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 39,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

Hourdi supérieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

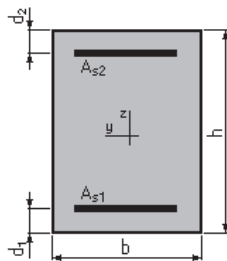
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 48,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	446,28	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 53,4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 5,4$ (cm²)

théorique $\rho = 1,24$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 446,28 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 19,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 36,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de voussoir sur pile

Hourdi supérieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

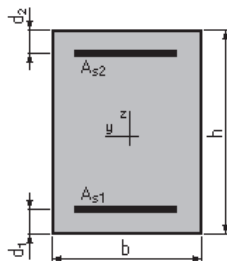
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 48,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	449,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 53,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 5,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,25 \text{ (%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas EL $M_{\max} = 449,05 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 19,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 36,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

Hourdi supérieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

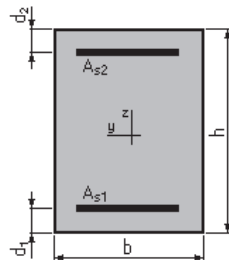
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 30,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	146,96	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_s \min = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 1,21 \text{ (\%)}
 minimum $\rho_{\min} = 0,14 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas EL $M_{\max} = 146,96 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 11,2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 21,3 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 228,6 \text{ (MPa)}$

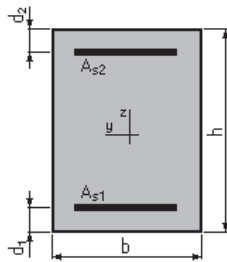
Hourdi inferieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 75,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	184,13	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

théorique $\rho = 0,18 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s \min} = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas EL $M_{\max} = 184,13 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 65,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 23,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 228,6 \text{ (MPa)}$

Hourdi inferieur nappe inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

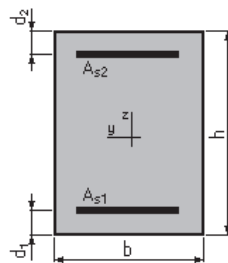
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 75,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	192,84	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 13,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\square = 0,19 \text{ (}\%$

minimum $\square_{\text{min}} = 0,11 \text{ (}\%$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 192,84 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 65,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 24,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

Ferrailage De L'âme VSP (Calcul de Section en Flexion Composée)

Extérieur :

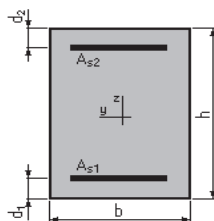
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 50,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	103,68	304,46

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum		$A_{s \text{ min}} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique	$\rho = 0,71 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELSN = 103,68 (kN) M = 304,46 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 17,3 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 39,2 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 9,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

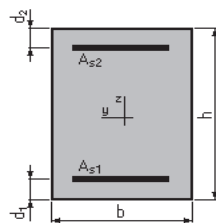
Intérieur :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

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	103,68	187,67

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum		$A_{s \text{ min}} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique	$\rho = 0,40 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELSN = 103,68 (kN) M = 187,67 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 14,4 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 40,2 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6 \text{ (MPa)}$

FERRAILLAGE DE LA CULEE

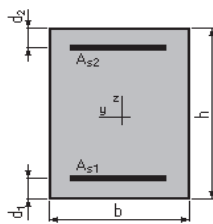
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
$h = 160,0 \text{ (cm)}$
$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	594,56	1452,95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 30,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum		$A_{s \text{ min}} = 17,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique	$\rho = 0,17 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELSN = 594,56 (kN) M = 1452,95 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 47,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 160,9 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

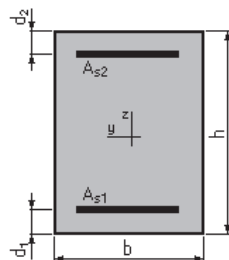
MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 35,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	193,73	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 16,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_s \text{ min} = 3,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,54 \text{ (\%)}
 minimum $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 193,73 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,7 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 27,7 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,35 \text{ (\%)}
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$$

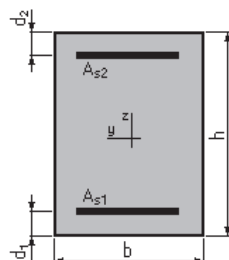
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 30,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	96,47	0,00
Etat Limite de Service	73,23	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 13,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_s \text{ min} = 3,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,44 \text{ (\%)} \quad \rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}
 minimum$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 96,47 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,7 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 28,1 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,83 \text{ (\%)}
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$$

Cas ELS $M_{\max} = 73,23 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 9,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 27,0 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

Mur en retour x_x (Calcul de Section en Flexion Simple)

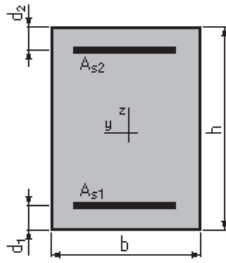
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	385,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 9,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,25 \text{ (%)}$

minimum $\rho_{min} = 0,10 \text{ (%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 385,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 21,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 82,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$

Mur en retour y_y (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

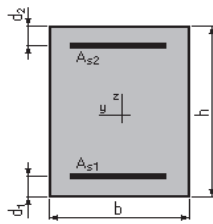
Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 80,0$ (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	141,00	297,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum		$A_{s \text{ min}} = 8,7$ (cm ²)	
théorique	$\rho = 0,17$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELSN = 141,00 (kN) M = 297,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 20,6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 80,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2,2$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 23,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)