



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil

Option: C.C.I

Thème :

**Conception et étude d'un pont en béton précontraint construit par
encorbellement successif.**



Proposé par : Le Groupement One (NUROL)

Réalisé par :

M^{elle} : BELAIDI ZOHRA

M^{elle} : MESBAHI THINHINANE

Encadré par :

Mr : M.KACHI

Promotion 2018/2019

Remerciement

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

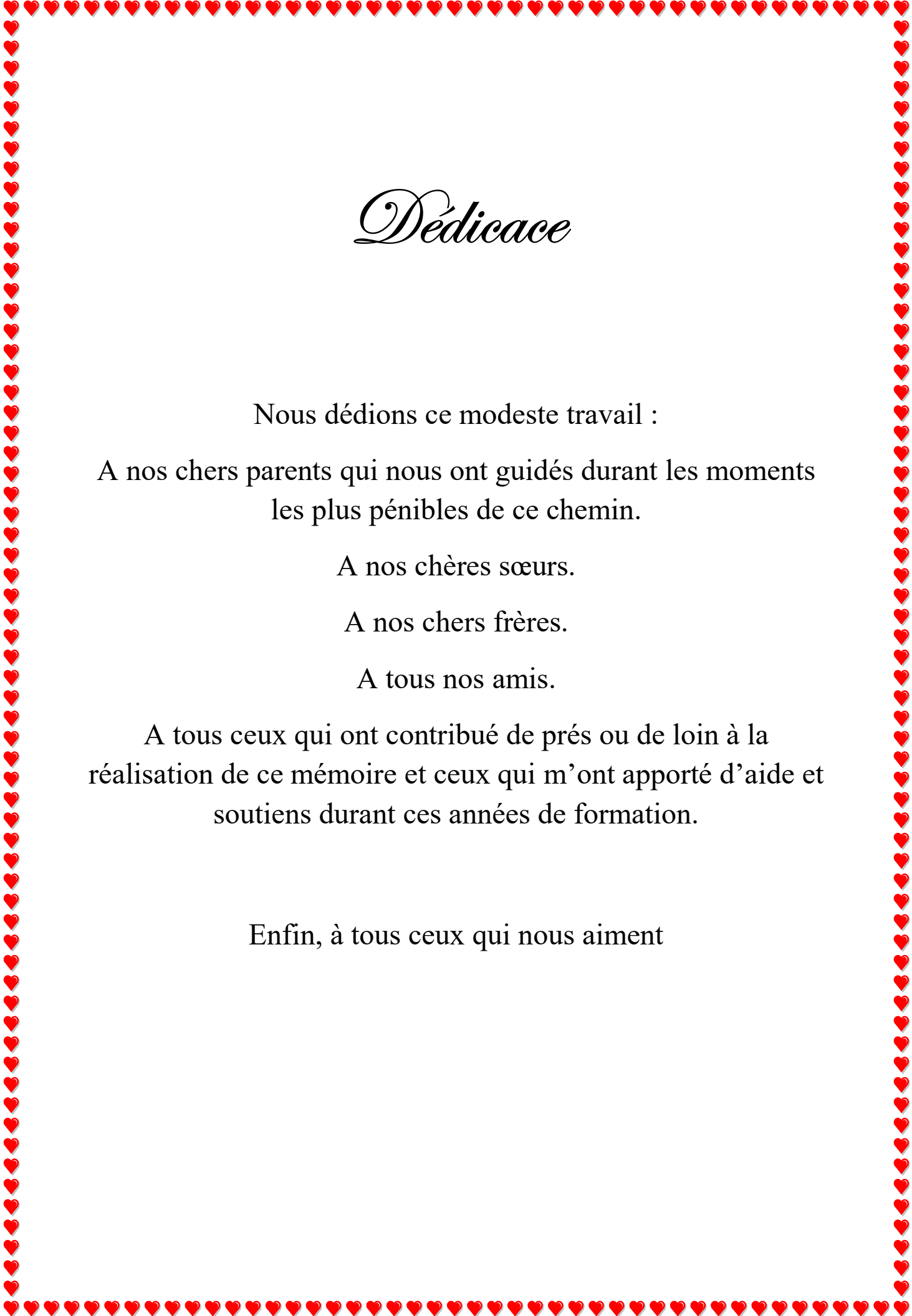
Nos vifs remerciements vont aussi à **Mr.ALI ABOUS** Ingénieur ouvrage d'art et chef de section et Chef de géotechnique

Mr. BÜLENT AYDEMİR d'entreprise **NUROL** à qui a fait tout son possible pour nous aider. Pour avoir su nous guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité.

Nous remercions aussi notre encadreur **Mr. Kachi** particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



Dédicace

Nous dédions ce modeste travail :

A nos chers parents qui nous ont guidés durant les moments
les plus pénibles de ce chemin.

A nos chères sœurs.

A nos chers frères.

A tous nos amis.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire et ceux qui m'ont apporté d'aide et
soutiens durant ces années de formation.

Enfin, à tous ceux qui nous aiment

Table des matières

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.Introduction et présentation de projet :	1
I.1. Présentation de la pénétrante :	1
I.2.Situation géographique :	2
I.3. Présentation de l'ouvrage :	3
I.4. Les données relatives à la voie :	4
I-5 :La géologie de la zone d'étude et les caractéristiques géotechnique :	7

Chapitre II: caractéristiques géométrique des sections

II- Introduction :	15
II.1-Forme du tablier :	15
II.2-Calcul des caractéristiques géométriques des sections :	15
II.2.1- Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :	16
II.2.2- Caractéristiques géométriques du caisson sur culée (clé) :	17
II.3- Loi de variation des différents paramètres :	19
II.3.1- Variation de la hauteur de poutre $h(x)$:	19
II.3.2- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:	20
II.3.3- Variation de la section $S(x)$:	21
II.3.4- Variation de l'inertie $I(x)$:	22
II.3.5- Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir $YG(x)$:	23
II.4- Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :	24

Chapitre III : caractéristiques des matériaux

III- Introduction :	27
III.1- Béton :	27
III.2- Aciers :	29
III.2.1- aciers passifs :	29
III.2.1- Aciers de précontrainte « actifs » :	31
Conclusion :	31

Chapitre IV : charges et surcharges

IV- Introduction :	32
IV.1- Classification des charges :	32
IV.1.1- Charges hors trafic :	32
IV.1.2- Les charges dues au trafic :	33

IV.1.2.1- Calcul des surcharges d'exploitation	33
IV.1.2.2- Calcul des surcharges routières :	34
IV.2- Charges sur les trottoirs :	42
IV.3- Efforts de freinage :	42
IV.4- Gradient thermique :	43
Chapitre V : étude longitudinale	
V- Introduction :	45
V.1- Etude longitudinale en phase de construction :	45
V.1.1- Calcul des sollicitations pour l'exécution d'un fléau :	45
V.1.2- Efforts dus à l'exécution du fléau :	45
V.1.3-Différentes phases de construction d'un fléau :	47
V.1.4- Etude de la stabilité du fléau pendant la construction en situation accidentelle :	48
V.1.5- Etude de l'encastrement provisoire :	52
V.1.6-Calcul du câblage du fléau :	55
VI.1.6.1- Dispositions constructives :	57
V.1.6.2- Vérification de l'excentricité :	58
V.1.6.3-Etude des voussoirs :	59
V.1.7- Vérification des contraintes en cours de construction du fléau :	60
V.1.8- Tracé des câbles de fléau :	61
V.1.8.1- Etude du tracé des câbles en élévation :	61
V.1.8.2-Etude du tracé des câbles en plan :	63
V.1.9-Etude de la continuité de l'ouvrage :	65
V.2- Etude longitudinale en phase de service :	65
V.2.1- Calcul des sollicitations pour la flexion longitudinale	65
V.2.2-Combinaisons des charges	66
V.2.3-Résultats des calculs.....	66
V.3- Détermination de la précontrainte de continuité	71
V.3.1- Combinaison des efforts.....	71
V.3.2-Vérification des contraintes les câbles de continuité	72
V.3.3- Efforts de précontrainte et nombre de câbles	74
V.4- Tracé des câbles de continuité	78
V.4.1- Travée de rive.....	78
Conclusion :	79

Chapitre VI : estimations des pertes

VI.1.Introduction :	80
VI.2.Définition :	80
VI.3.Différents types de pertes :	80
VI.4.1.Calculs des pertes des câbles de fléau instantanées:	81
VI.4.1.1.Perte par frottement :	81
VI.4.1.2.Les pertes par recul d'ancrage :	82
VI.4.1.3.Les pertes par raccourcissement du béton (non simultanée de la mise en tension) :..	83
VI.4.2. Les pertes différées :	84
VI.4.2.1.Les pertes dues au retrait :	84
VI.4.2.2.Les pertes dues au fluage :	84
VI.4.2.3. Les pertes dues à la relaxation de l'acier :	85
VI.4.2.4.a. Les pertes différées totales :	86
VI.5. Calcul des pertes totales :	87
VI.5.2- Résultats de calcul des pertes différées :	88
VI.5.3- Les pertes totales :	89
Conclusion :	89

Chapitre VII : Etude transversale

VII.1- Introduction:	90
VII.2- Modélisation :	90
VII.3- Définition des charges :	91
VII.3.1- Les charges permanentes :	91
VII.3.2- Les surcharge d'exploitations :	91
VII.2.3-Charges sur trottoirs (St) :	92
VII.3- Les combinaisons d'action :	92
VII.4- Résultat des efforts internes (M_z , T_y , N_x) :	92
VII.4.1- Voussoir sur pile :	93
VII.4.1.1- Moment fléchissant :	93
VII.4.1.2- Effort normal :	94
VII.4.1.3-Effort tranchant :	95
VII-4.2 Voussoir sur culée :	96
VII.4.2.1- Moment fléchissant :	96
VII.4.2.2- l'effort normal :	97
VII.4.2.3- Effort tranchant.....	98
VII.5- Ferrailage :	99

VII.5.1- Ferrailage du voussoir prêt de la pile :	99
VII.5.2- Ferrailage du voussoir prêt de la culée :	100
VII.6- Calcule les armatures à l'état limite de service :	102
VII.6.1- Ferrailage du voussoir prêt de la pile :	102
VII.6.2- Ferrailage du voussoir prêt de la culée :	102
VII.7- Calcule les armatures de répartition :	103
VII.8- Vérification de l'effort tranchant :	104
VII.9- Vérification au poinçonnement :	104
VII.10- Vérification des âmes au flambement :	105
Conclusion :	105

Chapitre VIII : effort tranchant

VIII- Introduction :	106
VIII.1- Détermination des contraintes tangentielles en phase de service :	106
VIII.1.1- Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :	106
VIII.1.2- Effet isostatique :	106
VIII.1.3- Effet hyperstatique :	106
VIII.1.4- Effet RESAL :	107
VIII.2- Vérification de l'effort tranchant :	107
VIII.2.1- Calcul de l'effort tranchant réduit :	107
VIII.2.2- Calcul du cisaillement :	108
VIII.3-Vérification des contraintes de torsion :	110
VIII.3.1- Contrainte tangente de torsion [BPEL, 91] :	110
Conclusion :	112

Chapitre IX : étude de bossage

IX.1. Introduction :	113
IX.2. Explication du phénomène :	113
IX.3.Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrages :	113
IX.3.1.Câble rectiligne centré :	113
IX.3.2.Câble rectiligne excentré :	114
IX.3.3.Justifications réglementaires :	114
VIII.4.1- Flexion locale du hourdis :	116
IX.4.1.1- Ferrailage du bossage :	117
Conclusion :	120

Chapitre X : équipement du pont

X- Introduction :	121
X.1- Etanchéité et couche de roulement :	121
X.2- Joint de chaussée :	121
X.3- Appareil d'appui :	124
X.3.1- Dimensionnement des appareils d'appuis :	126
X.3.2- Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges :	127
X.3.3- Vérification de l'appareil d'appui :	129
X.3.4- Dimensionnement des frettes :	130
X.3.6.Ferraillage des dés d'appuis :	131
X.4- Les corniches :	132
X.5- L'évacuation des eaux :	132
X.6.Autres équipements :	133
Conclusion :	133

Liste des figures

Figure I-1 : Situation de la wilaya de Tizi-Ouzou	3
Figure I- 2:Localisation du viaduc 12(Photo satellite Google Earth).	4
Figure I-3 :Tracé en plan.....	4
Figure I-4: Profile en long.....	5
Figure I-5: Profil en traves (des voussoirs).....	6
Figure I-6: Profil en traversal des poutres	6
Figure I-7 : Extrait de la carte géologique « Draa El Mizane » (Chmiguirilov et autres, 1986 à l'échelle de 1 /50.000.....	7
Figure I-8:Résultats de test de pénétration.....	9
Figure I-9:Résultats de test de pressiomètre (Ep)	11
Figure I-10 .Résultats de test de pressiomètre (Pl)	11
Figure I-11 : Carte de zonage sismique d'Algérie.	13
Figure. II.1- Coupe transversale du voussoir sur pile.	16
Figure. II.2- Coupe transversale du voussoir sur la clé.	17
Figure. II.3-Variation de la hauteur de la travée de rive.	19
Figure. II.4-Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	20
Figure. II.5- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	20
Figure. II.6- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.	21
Figure. II.7-Variation de la section de la travée de rive.....	21
Figure. II.8-Variation de la section de la travée intermédiaire.	22
Figure. II.9-Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.....	22
Figure. II.10- Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.	23
Figure. II.11- Coupe transversale du voussoir plein sur pile.	25
Figure. III.1- Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU	28
Figure. III.2- Diagramme contraintes-déformations de l'acier (B.A.E.L 91).....	30
Figure. IV.1- Glissière de sécurité	32
Figure. IV.2- Garde corps	33
Figure.IV.3- charges routières.	34
Figure IV.3- les dimensions de système Bc.....	37

Figure IV.4- les dimensions de système Bt.	38
Figure. IV.5- les dimensions de système Br.	38
Figure. IV.6- les dimensions de système Mc80	40
Figure. IV.7- les dimensions de système Mc120.....	41
Figure. IV.8- les dimensions de système D.	41
Figure. IV.9- Gradient thermique des tabliers.	43
Figure. V.1- Vue 3D du modèle de calcul.	46
Figure. V.2- Phases du chargement.	48
Figure .V.3- Le fléau situation temporaire de construction.	50
Figure .V.4 Le fléau situation accidentelle de construction.....	50
Figure. V.5- Diagramme des moments fléchissant sous G.....	51
Figure. V.6-Diagramme des efforts tranchants sous G.....	51
Figure. V.7- Efforts dans les câbles et réactions d'appui.	53
Figure .V.8- basculement du fléau avec surtension des câbles.....	54
Figure. V.9- Disposition des câbles provisoires.	55
Figure .V.10- Disposition des câbles dans le gousset supérieur.	58
Figure. V.11- Disposition et la mise en tension des câbles dans le gousset supérieur.	58
Figure .V.12- Tracé d'un câble en élévation.....	62
Figure . V.13- Tracé en plan.	64
Figure .V.14:Modèle de calcul.....	65
Figure .V.15-Moments fléchissant dus au poids propre	67
Figure .V.16- Moments fléchissant dus au gradient thermique.	67
Figure . V.17- Moments enveloppes dus à St	68
Figure . V.18- Moments enveloppes dus à A(l).....	68
Figure .VI.19- Moments enveloppes dus à Bc.....	68
Figure . V.20- Moments enveloppes dus à Bt.....	69
Figure . V.21- Moments enveloppes dus à Mc120	69
Figure . V.22- Moments enveloppes dus à D240.....	69
Figure . V.23- Moments enveloppes dus à la combinaison rare 1.	71
Figure . V.24- Efforts tranchants enveloppes dus à la combinaison rare 1.	71
Figure . V.25-Allure des câbles de continuité en élévation en travée de rive.....	78
 Figure. VI.1 : Diagramme des tensions avant et après recul d'encrage.....	 82
Figure. IX.1- Vue en 3D du caisson avec le logiciel SAP2000.....	90

Figure. VII.1-Diagramme du moment fléchissant à(E.L.U).	93
Figure. VII.2-Diagramme du moment fléchissant à(E.L.S).	93
Figure. VII.4-Diagramme de l'effort normal à(E.L.U).	94
Figure. VII.5-Diagramme de l'effort normal à(E.L.S).	94
Figure. VII.6-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.U).	95
Figure. VII.7-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.S).	95
Figure. VII.8- Diagramme du moment fléchissant à (E.L.U).	96
Figure. VII.9-Diagramme du moment fléchissant à (E.L.S).	96
Fig. VII.10-Diagramme de l'effort normal à (E.L.U).	97
Figure. VII.11-Diagramme de l'effort normal à (E.L.S).	97
Figure. VII.12-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.U).	98
Figure. VII.13-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.S).	98
Figure. VIII.1- Coupe transversale du voussoir plein sur pile.	106
Figure. VIII.2- Effet RESAL.	107
Figure. VIII.3- Enveloppe max/min à l'ELS.	108
Figure. VIII.4- Enveloppe de torsion à l'ELS.	111
Figure. IX.1. Diffusion de la précontrainte; ancrage centré.	113
Figure. IX.2. Ancrage excentré.	114
Figure. IX.3. Schéma du bossage.	117
Figure. IX.4- Sollicitations appliquées.	117
Figure. IX.5: distribution du ferrailage dans un bossage.	118
Figure. IX.6.Ferrailage des bossages de la dalle inferieure.	119
Figure. IX.7: ferrailage d'un bossage dans un voussoir	119
Figure. IX.8.Bossage des voussoirs à l'intérieur.	120
Figure. X.4- Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.	128
Figure. X.5- Appareil d'appui en élastomères frettés.	130
Figure. X.6- Dimensions de dés d'appuis.	131
Figure. IX.7.Détail de Ferrailage du dé d'appui à la pile et positionne de l'appareil d'appui	132
Figure. X.8- Système d'évacuation des eaux à l'intérieur du tablier. (Dessin Calgaro).	133

Liste des tableaux

Tableau 1 : Classification des ponts (RPOA 2008).....	12
Tableau 2 :Accélération du sol.....	13
Tableau. II.1-Extrait de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur pile.....	17
Tableau .II.2-Extrait de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur la clé.	18
Tableau-II-3 : Extrait du récapitulatif des variations des différents paramètres de la section en travée de rive.	24
Tableau. II.4-Extrait de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur pile.....	26
Tableau-IV-1 : tableau de calcul des valeurs d'A2 (l) pour les différents cas de charges.....	35
Tableau. V.1- Extrait des efforts (M,T).	48
Tableau .V.2 : combinaisons les plus favorables	52
Tableau. V.3- Extrait du calcul des câbles du fléau.	59
Tableau. V.4- Vérification des contraintes du fléau en situation d'exécution.	61
Tableau. V.5-tracé des câbles en élévation.	63
Tableau. V.6- Extrait du calcul des câbles du fléau.	64
Tableau. V.7- Extrait des moments du fluage.	70
Tableau. V.8- Extrait de la superposition des moments fléchissant de la travée de rive.	75
Tableau.V.9- Extrait de la vérification des contraintes sous M_{max} sans câbles de continuité.	75
Tableau. V.10- Extrait de la vérification des contraintes sous M_{min} sans câbles de continuité.....	76
Tableau. V.11- Extrait de la vérification des contraintes sous M_{max} avec câbles de continuité.....	76
Tableau. V.12- Extrait de la vérification des contraintes sous M_{min} avec câbles de continuité.....	77
Tableau. V.13- Extrait de la vérification des contraintes sous M_G avec câbles de continuité.....	78
Tableau VI.1. Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.....	81
Tableau . VI.2: Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble.....	83
Tableau . VI.3 : Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.	83
Tableau . VI.4 : Résultats Pertes dues au fluage du béton.	85
Tableau . VI.5. Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.	86
Tableau. VI.6.-extrait du calcul des pertes par frottement des câbles de continuités.	87

Tableau. VI.7-extrait du calcul des pertes par recul d'encrage des câbles de continuités.	88
Tableau. VI.8-extrait de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton des câbles de continuités.....	88
Tableau. VI.9-extrait de calcul des pertes par fluage des câbles de continuités.	88
Tableau. VI.10-extrait de calcul des pertes par relaxation des aciers des câbles de continuités.	89
Tableau. VII.1-Résultat du coefficient de majoration dynamique appliqué sur pile.	91
Tableau.VII.2-Les combinaisons de charge [BPEL, 91].	92
Tableau .VII.3-Résultat de ferrailage à l'E.L.U (voussoir sur pile).	101
Tableau .VII.5- Résultat de ferrailage à l'E.L.S (voussoir sur pile).	102
Tableau .VII.6- Résultat de ferrailage à l'E.L.S (voussoir sur la culée).	102
Tableau .VII.7- Résultat de ferrailage longitudinal (voussoir sur pile)	103
Tableau. VII.8- Résultat de ferrailage longitudinal (voussoir sur culée).....	103
Tableau. VII.9- tableau de vérification de l'effort tranchant (voussoir sur pile).	104
Tableau. VII.10-tableau de vérification de l'effort tranchant (voussoir sur la culée).	104
Tableau. VIII.1- Extrait de vérification des contraintes de cisaillement de la travée de rive.....	110
Tableau. X.1- Différents modèles des joints Wd.	123
Tableau. X.2- Caractéristiques physiques des joints Wd.	124

INTRODUCTION GENERAL

Introduction :

La réalisation des ouvrages d'art est parmi l'un des besoins de construction nécessaire dans la Vie, pour plusieurs objectifs, sociales, économique et développement durable. En fonction principale, le pont est un ouvrage qui permettra d'assurer la continuité d'une voie de circulation, ou de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc.

La conception d'un pont résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont le but est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en tenant compte de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, avec l'intégration d'un certain nombre d'exigences de qualité architecturale.

L'étude d'un projet de pont est l'esprit d'un ingénieur expérimenté et imaginatif, avec une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré- dimensionnements et de leurs suggestions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution en assurant parfaitement son service avec un coût optimale.

Pour cela, le concepteur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants: l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation.

Comme les ouvrages d'arts traduisent l'esprit constructif d'un pays, et dans le cadre du développement économique et l'investissement dans les réseaux routiers, l'Algérie a lancé un programme national consistant à réaliser des pénétrantes autoroutières pour relier plusieurs villes à l'autoroute est-ouest. Celle Tizi-Ouzou en fait parties, elle comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation.

Un de ces ouvrages nous a été proposé par l'Agence Nationale des Autoroutes (ANA) comme sujet de fin d'études pour nous permettre de compléter notre formation.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont implanté Dans la pénétrante qui reliera la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest. Avec les principales étapes de l'étude d'un pont construire par encorbellement successifs.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.Introduction et présentation de projet :

I.1. Présentation de la pénétrante :

En Algérie, le secteur du transport connaît une véritable mutation. Un grand nombre de projets ont été réalisés où sont en phase de réalisation, afin de rendre ce secteur plus performant et plus efficace dans sa contribution dans le développement économique du pays.

La pénétrante Tizi-Ouzou – Bouira est un projet de transport qui a été conçu pour répondre aux besoins de transports de masse provoquée par l'importante croissance démographique de la ville. Le projet fût officiellement lancé l'année 2014.

Le projet reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest rentre dans le cadre de développement économique et social de la région et l'ensemble de pays.

Le tracé de cette pénétrante se décompose en quatre tronçons :

Tronçon 1 : débute de Tizi-Ouzou (PK 00+000 AU PK 10+000)

Tronçon 2 :(PK 35+281 AU PK 44+500)

Tronçon 3 : (PK28+000 AU PK 35+281)

Tronçon 4 :(PK 10+000 ET PK 28+000)

➤ Le projet de cette pénétrante comporte :

- ✓ Linéaire de l'axe principale autoroutier : 48 KM
- ✓ Profil en travers : 2x3 voies
- ✓ Nombre de viaducs : 21 unités repartis sur 09 KM
- ✓ Nombre d'ouvrage hydraulique : 51 unités
- ✓ Nombre de tunnels : 3 unités bitube reparti sur 1.352 KM
- ✓ Nombre d'échangeurs : 8 unités.

I.2.Situation géographique :

La wilaya de Tizi-Ouzou est une wilaya Algérienne située dans la région de la Kabylie en plein cœur du massif du Djurdjura. La wilaya de Tizi-Ouzou est située au Nord de l'Algérie, dans la région de la Kabylie, elle est délimitée à l'ouest par la wilaya de Boumerdès; au sud par la wilaya de Bouira; à l'est par la wilaya de Bejaïa; au nord par la mer Méditerranée. Le réseau hydrographique renferme deux grands bassins versants à savoir le bassin de l'Oued- Sebaou et le bassin côtier.

✓ Le réseau hydrographique renferme deux grands bassins versant à savoir le bassin de l'Oued Sebaou et le bassin côtier.

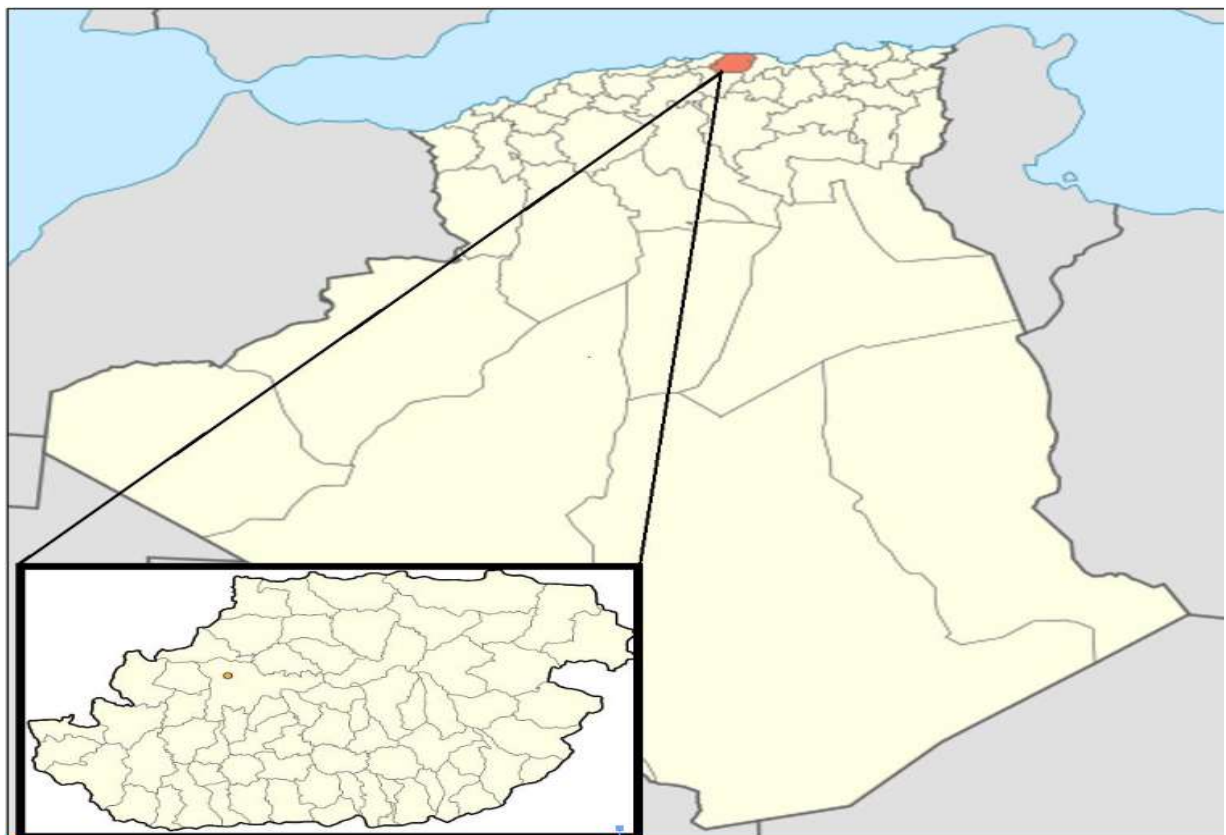


Figure I-1 : Situation de la wilaya de Tizi-Ouzou

I.3. Présentation de l'ouvrage :

Le présent ouvrage a été proposé par le bureau d'étude de la Direction des travaux public de la Wilaya de Tizi-Ouzou, l'objet de notre étude consiste à faire le dimensionnement et l'étude d'un pont construit par encorbellement successif, qui rentre dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest reliant **Tizi-Ouzou** à **Bouira** pour permettre le franchissement d'une brèche sur une longueur de **208m(axe principale)**, il est compris entre le **PK 22+773.500** et le **PK22+978** et avec une distribution de travées de quatre 4 traves:

- Deux travées à poutre.
 - Deux travées à voussoir (par encorbellement successif).
- ✓ Notre ouvrage est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de **0.70 m** construits par encorbellement successif. Chaque viaduc a une largeur totale de **13,88 m** a trois voies de circulation minimum de **3,50m** chacune.
- ✓ L'ouvrage est implanté en zone de moyenne sismicité, zone II.

La localisation est affichée dans la figure 2, ci-dessous



Figure I- 2:Localisation du viaduc 12(Photo satellite Google Earth).

I.4. Les données relatives à la voie :

- **Le tracé en plan:**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

La structure géométrique de l'ouvrage présente une courbure de longueur de

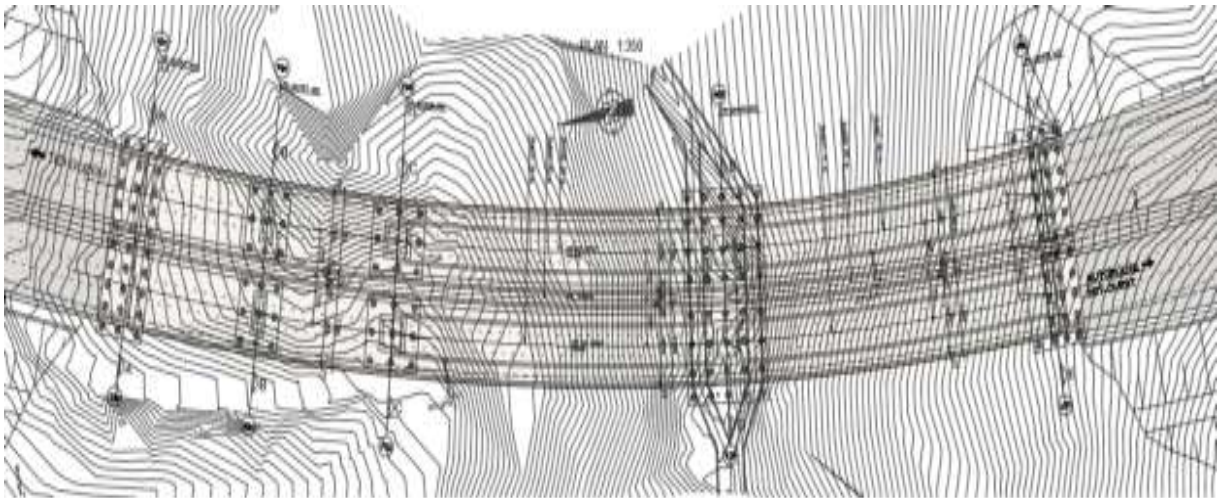


Figure I-3 :Tracé en plan

- **Le profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracée en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 1,92 % .

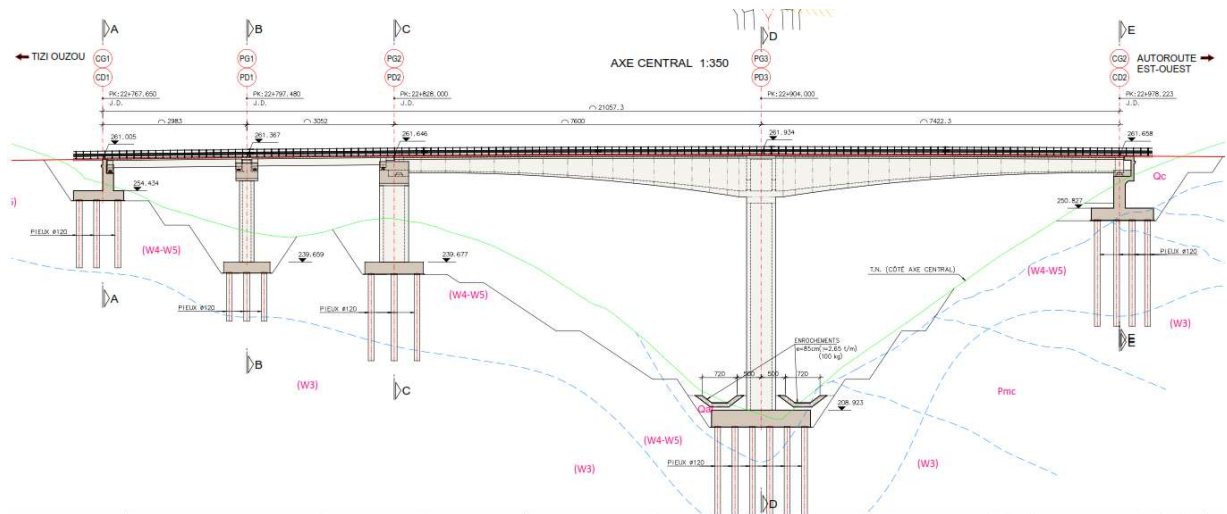


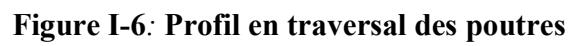
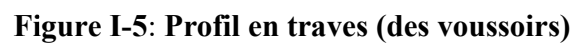
Figure I-4: Profile en long

■ 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.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur utilisé: 13,80m.
- Largeur roulable : 12,5 m.
- Nombre de voies de circulations : 3voies.
- Largeur de trottoir : 1,7 m pour le trottoir à droite.
- Le Devers :-2,50%



I-5 :La géologie de la zone d'étude et les caractéristiques géotechnique :

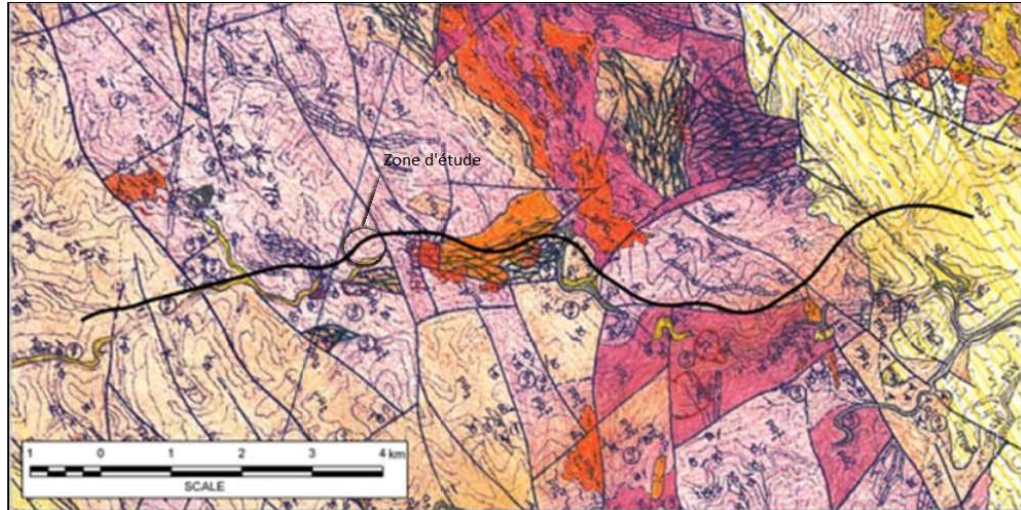


Figure I-7 : Extrait de la carte géologique « Draa El Mizane » (Chmiguirilov et autres, 1986 à l'échelle de 1 /50.000

- La zone d'étude est une partie de la chaîne de l'atlas tell de l'Algérie.
- Selon la carte géologique d'une échelle de 1 /50000 de la zone T4 incluant également le viaduc 12, la région traverse des roches métamorphiques définies en sorte de série de **phyllite** schiste et de gneiss d'âge précambrien.
- 6 sondages réalisés dans la zone d'examen (SCP-V12-C1, SCP-V12-C2, SCP-V12-P2, SCP-V12-P3, SCP-V12-P3 (new) et SCP-V12-P6) avec essais pression métrique et SPT sont effectués simultanément avec les sondages de recherche.
- Le plan d'implantation des sondages **ANNEX I-1.**

Les informations relatives aux sondages sont indiquées dans le tableau ci-dessous et leurs emplacements dans **Figure I-8** :

Sondage	PK	X	Y	Z	Profondeur(m)
SCP-V12-C1	22+777	577235	4053458	252	30,00
SCP-V12-C2	22+978	577199	4053258	259	30,30
SCP-V12-P2	22+822	577213	4053416	251	30,00
SCP-V12-P3	22+857	577221	4053378	235	30,00
SCP-V12-P3 new	22+904	577205	4053336	208	30,50
SCP-V12-P6	22+945	577193	4053291	240	31,00

Les données de sondage font observer dans le site du viaduc, des niveaux de calcschiste caractérisé par une stratification épaisse de couleur blanc-beige avec une résistance moyenne/bonne, une unité de rocher méta clastique très/totalement décomposé, Cette unité chevauche tout au long du viaduc des rochers méta clastiques faibles, moyennement/partiellement très décomposé, de couleur marron/gris.

Les roches métamorphiques sont recouvertes à certains endroits par des colluvions et alluvions.

- Le plan et profil géologique de la zone du viaduc est établi en utilisant les données de sondage et de cartographie géologique présenté en **ANNEX I-2** sous le titre « Plan et profil géologique ».
- **Essai de pénétration standard (SPT)**

Les résultats des essais de pénétrations standards effectuées au cours des forages sont présentés dans le tableau ci-dessous.

N° Sondage	Profondeur (m)		N1+N2
SCP-V12-C1	4,00	4,45	20
	8,00	8,45	R
	13,00	13,45	23
	18,00	18,45	R
SCP-V12-C2	8,00	8,21	100
	13,20	13,59	133
	18,20	18,38	100
SCP-V12-P2	4,00	4,45	14
	8,00	8,45	18
SCP-V12-P3	4,00	4,45	36
	13,00	13,45	R
SCP-V12-P6	4,00	4,45	72
	8,00	8,13	100
	13,20	13,25	100

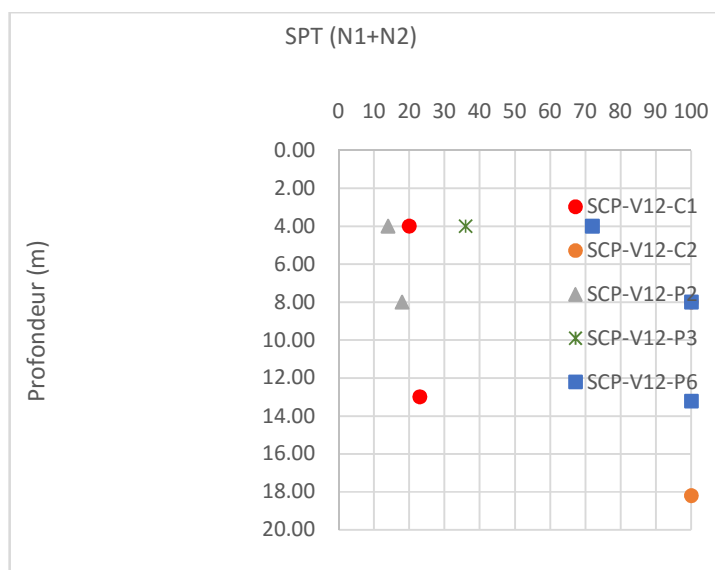


Figure I-8: Résultats de test de pénétration

• Tests de prosimètre :

Des essais de prosimètre sont réalisés dans 6 puits de sondage, les résultats des essais effectués figurent dans le tableau suivant. La variation selon la profondeur des valeurs du Module d'Elasticité (EP) et de la Pression Limite (PL) obtenues à l'issue des résultats d'essais est indiquée dans les graphiques suivants :

N° Sondage	Profondeur (m)	E(MPA)	PL(MPA)
SCP-V12-C1	5,00	3,62	0,58
	7,00	20,06	1,39
	9,00	44,54	1,68
	11,00	30,55	3,63
	15,00	43,64	4,58
	20,00	59,07	4,76
	25,00	50,61	4,81
	30,00	51,57	4,76
SCP-V12-C2	9,00	17,81	2,26
	11,00	51,29	3,85
	15,00	26,63	2,97
	20,00	35,43	2,40
	25,00	114,79	4,70
	30,00	136,64	5,69
SCP-V12-P2	5,00	10,71	1,00
	7,00	5,72	0,91
	9,00	11,36	1,86
	11,00	24,51	2,53
	15,00	42,03	2,71
	20,00	54,02	5,11
	25,00	54,38	4,97
	30,00	102,48	5,13
SCP-V12-P3	5,00	9,06	1,00
	7,00	59,02	1,19
	9,00	14,97	1,61
	11,00	21,42	2,27
	15,00	32,63	5,21
	20,00	63,00	5,12
	25,00	43,07	5,22
	30,00	52,09	5,22

N° Sondage	Profondeur(m)	E (Mpa)	PL(Mpa)
SCP-V12-P6	5,00	26,08	2,15
	7,00	36,41	3,66
	9,00	101,20	4,24
	11,00	72,51	5,12
	15,00	47,49	4,53
	20,00	31,37	3,73
	25,00	124,20	5,78
	30,00	117,97	4,46
SCP-V12-P3 (New)	4,00	520,46	27,45
	6,00	520,06	30,67
	8,00	714,76	35,73
	10,00	664,82	36,65
	12,00	1199,21	56,33
	14,00	588,99	55,35
	16,00	616,84	59,45
	18,00	695,03	56,41
	20,00	871,85	49,99
	22,00	683,07	50,44
	24,00	821,36	48,06
	26,00	862,61	48,76
	28,00	764,55	48,37
	30,00	724,86	50,44

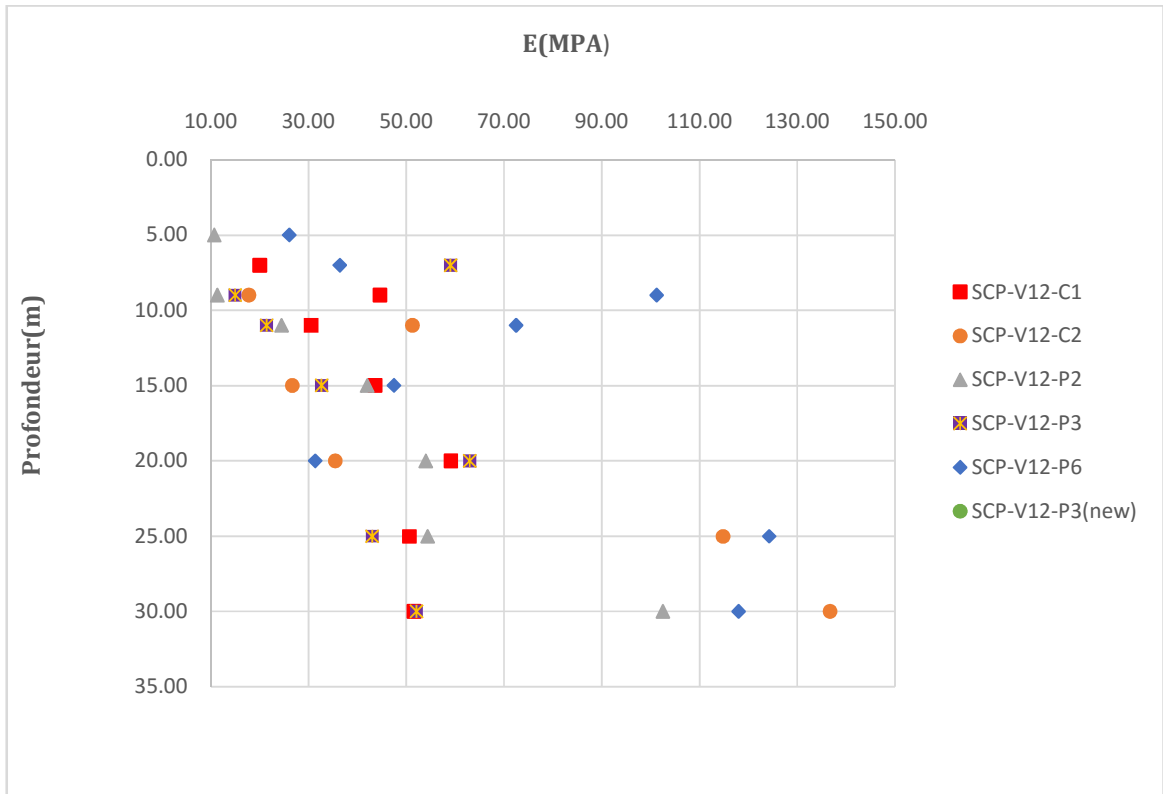


Figure I-9: Résultats de test de pressiomètre (Ep)

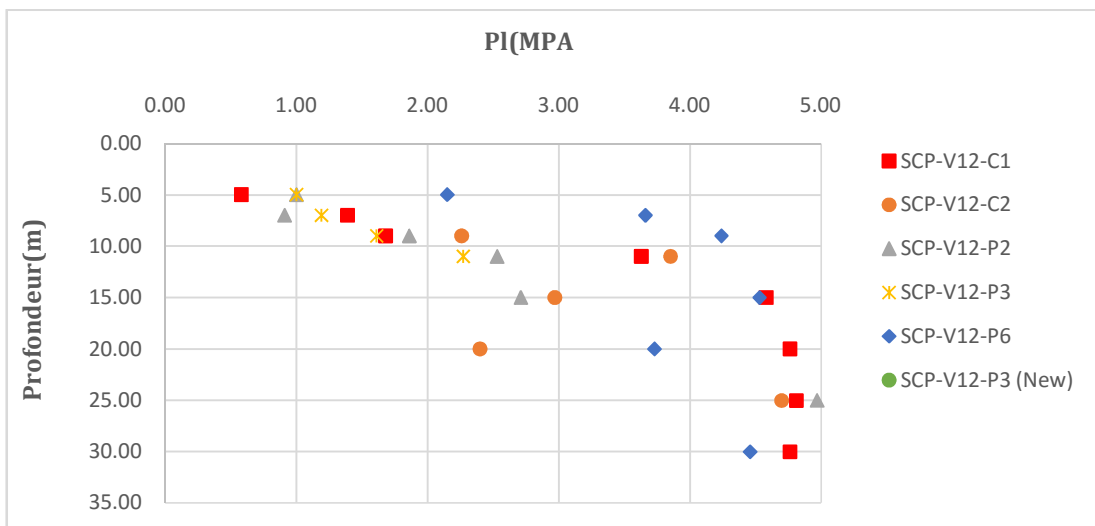


Figure I-10: Résultats de test de pressiomètre (PI)

- **Essais au laboratoire :**

Plusieurs tests de laboratoire ont été effectués sur les échantillons prélevés :

*Test de classification

*Test de paramètre de résistance

-Analyse granulométrique.

–Compression axiale.

-Limites d'atterberg.

-Teneur en eau naturelle. -Densité.

Les coupes lithologiques détaillées, les résultats des essais pressiométriques ainsi que les résultats des tests de laboratoire sont joints en **annexe**

- **Sismicité**

✱ Une nouvelle classification sismique de l'Algérie a été réalisée après le séisme de 2003 de Boumerdes, dans laquelle le territoire national Algérienne est divisé en cinq zones de sismicité croissantes élaboré par le C.G.S (figure I-11).

- Zone 0 : région à sismicité négligeable ;

- Zone I : région à sismicité faible ;

- Zone II a : région à sismicité moyenne ;

- Zone II b : région à sismicité élevée ;

- Zone III : région à sismicité très élevée.

✱ Les ouvrages d'art doivent être classés dans l'un des trois groupes définis ci-après

Groupe de pont	Importance
Groupe 01	Pont stratégiques
Groupe 02	pont important
Groupe 03	Pont d'importance moyenne

Tableau 1 : Classification des ponts (RPOA 2008).

- ✱ La valeur du Coefficient d'accélération « A » est déterminée conformément à la relation entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la sismique correspondante (tableau 1).

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

Tableau 2 : Accélération du sol

- la région d'étude se classe dans la zone IIa, qui correspond à la zone de sismicité moyenne.
- D'après les RPOA 2008 les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 1 (Pont stratégique).
- A partir de ses données, le coefficient d'accélération du sol du site étudié est de $A=0.25$.

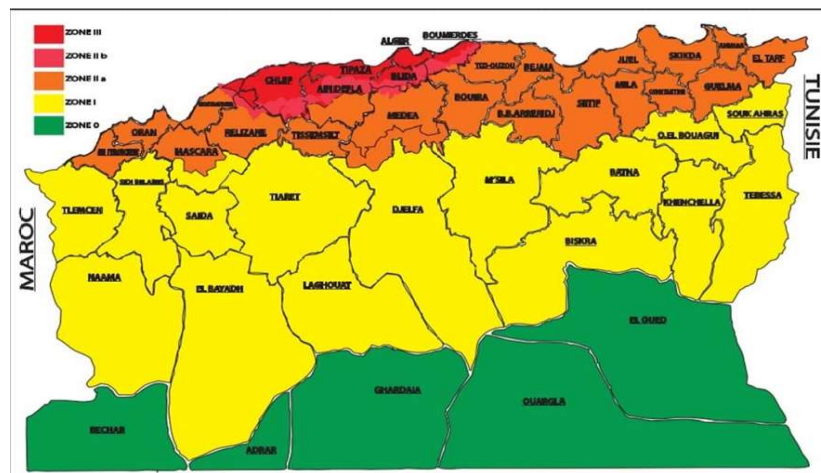


Figure I-11 : Carte de zonage sismique d'Algérie.

▪ Les données topographiques :

L'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, aussi que les mouvements du terrain et l'implantation du chantier.

Notre ouvrage est situé à une zone accidenté.

▪ Les données climatiques :

- **Le vent :** Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (**fascicule 61, titre II**).
- **La température :** Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui (+30° C).

CHAPITRE II:
CARACTÉRISTIQUES
GÉOMÉTRIQUE DES
SECTIONS

II- Introduction :

Dans ce chapitre, nous développons l'aspect et la forme architecturale du tablier du pont construit par encorbellement successif, ainsi que le calcul de différentes sections du caisson.

II.1-Forme du tablier :

Dans les ouvrages de portée supérieur à 70 m, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison du mode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travées sont beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui nous conduit au choix **d'un tablier de hauteur variable**, décroissante des piles vers la culée.

Les tabliers de hauteur variable sont économiquement intéressants dans une large gamme de portées, allant de 70 à 300 m. la variation de hauteur peut être conçue de diverses manières, la plus courante est de type parabolique.

II.2-Calcul des caractéristiques géométriques des sections :

Pour pouvoir calculer les caractéristiques géométriques des sections caissons composant le tablier, on procède au découpage de sa surface en une série d'éléments rectangulaires et triangulaires, qui simplifieront les calculs.

On définit :

- **bi** : largeur de l'élément.
- **hi** : hauteur de l'élément.

$$\bullet \text{ S : surface de l'élément } \begin{cases} S = bi \times hi \text{ (Rectangle)} \\ S = \frac{bi \times hi}{2} \text{ (Triangle)} \end{cases}$$

- **Y_{Gi}** : position du centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe **X**. (axe passant par la base de caisson).
- **d** : position du centre de gravité par rapport à l'axe **X'** (axe passant par le centre de gravité du caisson).
- **I_{pi}** : inertie de l'élément par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

$$I_{pi} = \begin{cases} I_{pi} = \frac{b \times h^3}{12} & (Rectangle) \\ I_{pi} = \frac{b \times h^3}{36} & (Triangle) \end{cases}$$

- I_{pi}/X' : inertie de l'élément par rapport à l'axe X' .

Tel que : $I_{pi}/X' = I_{pi} + d^2 \times S$.

II.2.1- Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :

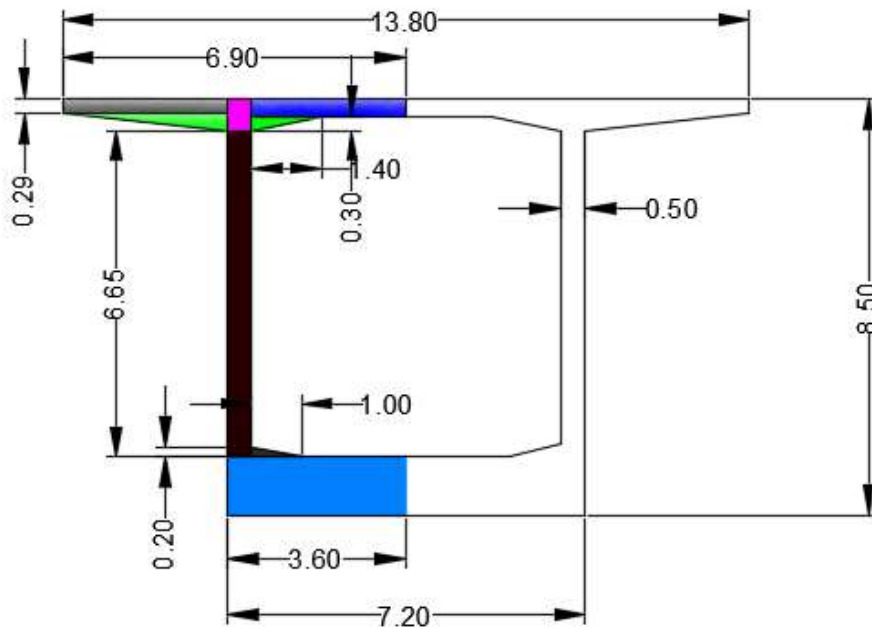


Figure. II.1- Coupe transversale du voussoir sur pile.

Les résultats de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur pile sont consignés dans le tableau **Annexe 2** dont voici un extrait en tableau N°-II-01.

Tableau. II.1-Extrait de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur pile.

Elé ^{ts}	N°	b _i (m)	h _i (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i ·Y _{Gi} (m ³)	d (m)	d ² (m ²)	d ² ·S _i (m ⁴)	I _{pi} (m ⁴)	I _{pi} /X' (m ⁴)
1	1	3,600	1,200	4,320	0,600	2,592	-4,244	18,012	77,8098	0,5184	78,3282
2	2	0,500	4,525	2,263	4,825	10,917	0,575	0,331	0,7480	3,8605	4,6085
3	3	3,100	0,350	1,085	8,385	9,098	4,075	16,606	18,0171	0,0111	18,0282

$$X_{GP} = 6,90m \text{ Par symétrie}$$

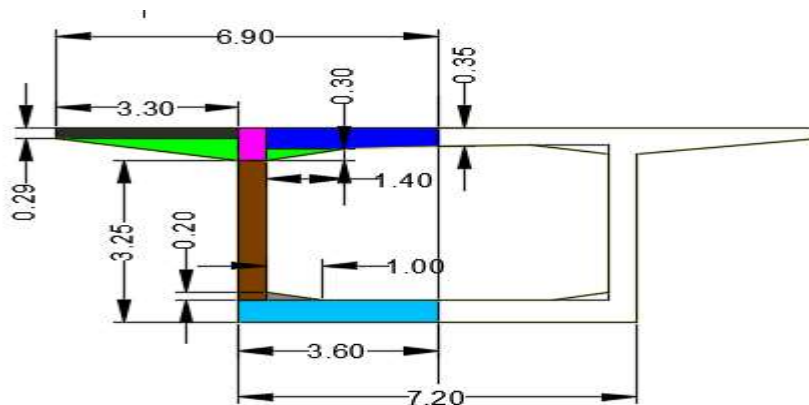
$$S_p = \sum S_i = 19.71m^2$$

$$I_p = \frac{\sum I_{pi}}{X'} = 259,0355m^4$$

$$= 4.042m$$

$$Y_{Gp} = \frac{2 \times \sum S_i Y_i}{2 \times \sum S_i} = \frac{79,763}{19,71}$$

II.2.2- Caractéristiques géométriques du caisson sur culée (clé) :

**Figure. II.2**- Coupe transversale du voussoir sur la clé.

Les résultats de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur la clé son consigné dans le tableau **Annexe 2** dont voici un extrait en tableau N°-II-02.

Tableau .II.2-Extrait de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur la clé.

Elé ^{ts}	N°	b _i (m)	h _i (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i ·Y _{Gi} (m ³)	d (m)	d ² (m ²)	d ² ·S _i (m ⁴)	I _{pi} (m ⁴)	I _{pi} /X' (m ⁴)
1	1	3,10	0,35	1,09	3,075	3,34	1,80	3,240	3,5154	0,0111	3,5265
2	2	2,30	0,50	1,15	1,450	1,67	-0,47	0,221	0,2540	0,0240	0,2780
3	3	3,60	0,30	1,08	0,150	0,16	-1,48	2,176	2,3497	0,0081	2,3578

$$X_{GP} = 6.90m \text{ Par symétrie}$$

$$Y_{Gp} = \frac{2 \times \sum SiYi}{2 \times \sum Si} = \frac{22.03}{11.00} = 2.003m$$

$$I_p = \sum I_{pi}/X' = 19.0226m^4$$

$$S_p = \sum Si = 11.00m^2$$

II.3- Loi de variation des différents paramètres :

II.3.1- Variation de la hauteur de poutre $h(x)$:

❖ Travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci dessous, pour lequel on admet :

- L'extrados est rectiligne.
-
- L'intrados à une hauteur constante égale à $h_c=3,25\text{m}$ sur culée, puis il suit une variation. parabolique jusqu'à atteindre h_p au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

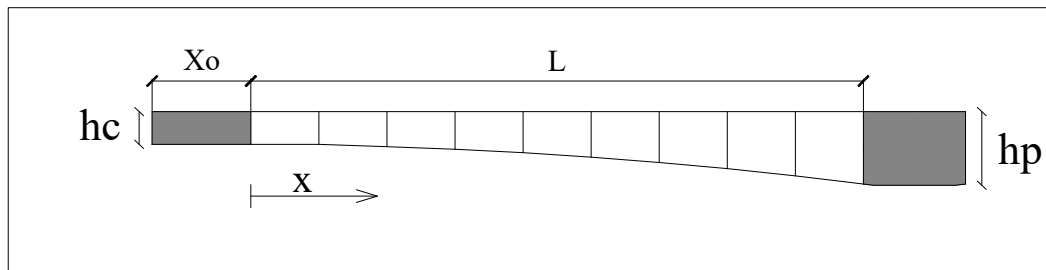


Figure. II.3-Variation de la hauteur de la travée de rive.

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes [SETRA, 2003].

- Pour : $X \leq 0$: $h(X) = h_c$
- Pour : $0 < X \leq L$: $h(X) = h_c + (h_p - h_c)(X/L)^2$

Avec h_c : hauteur de la poutre à la clé.

h_p : Hauteur de la poutre sur pile.

❖ Travée intermédiaire :

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

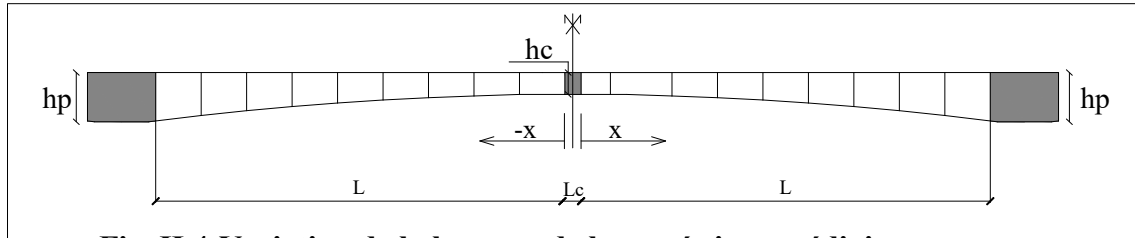


Fig. II.4-Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

On a :

- Pour $0 < X \leq L$: $h(X) = h_c + (h_p - h_c)(X/L)^2$

II.3.2- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur e(x) :

❖ Travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous :

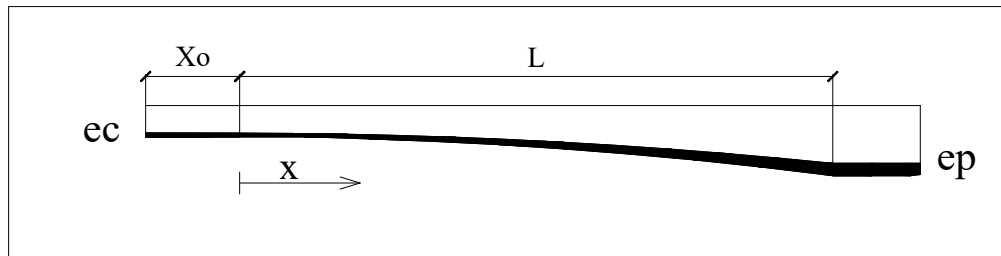


Fig. II.5- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

La variation des épaisseurs est donnée par les relations suivantes : [Calgaro, 1994]

- Pour $X \leq 0$: $e(X) = e_c$
- pour $0 < X \leq L$: $e(x) = e_c + (e_p - e_c)(X/L)^2$

Avec :

e_c : Épaisseur de hourdis inférieur à la clé.

e_p : Épaisseur de hourdis inférieur sur pile.

❖ Travée intermédiaire :

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

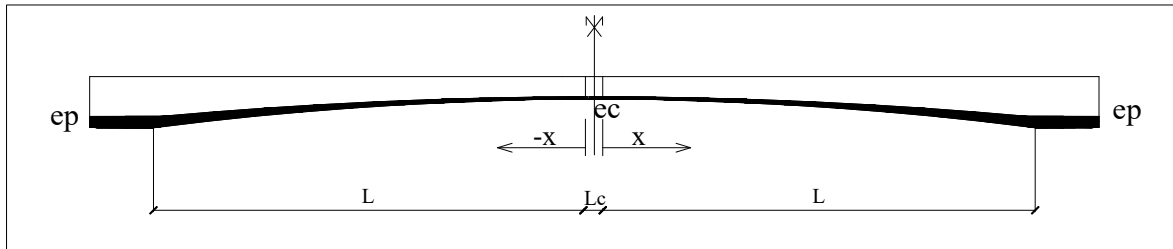


Figure.II.6- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

On a :

- Pour $0 < x \leq L$: $e(x) = e_c + (e_p - e_c) (x/L)^2$.

II.3.3- Variation de la section S(x) :

❖ Travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure suivante :

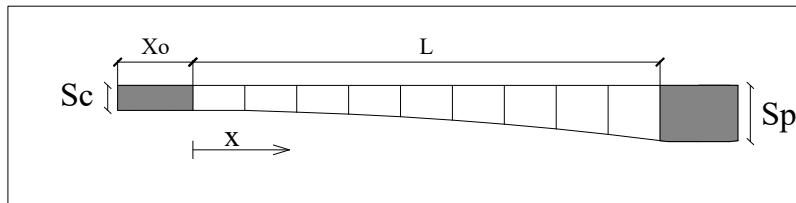


Figure. II.7-Variation de la section de la travée de rive.

La variation de l'aire de la section est caractérisée par les fonctions suivantes [Calgaro, 1994]

- Pour : $x \leq 0$: $S(x) = S_c$
- Pour : $0 < x \leq L$: $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x/L)^2$

Avec S_c : section de la poutre à la clé.

S_p : Section de la poutre sur pile.

❖ Travée intermédiaire :

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

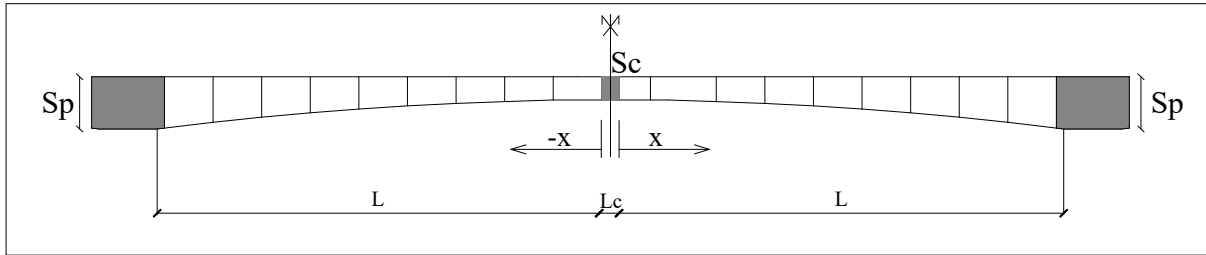


Figure. II.8-Variation de la section de la travée intermédiaire.

La fonction représentative de l'aire de la section est :

- Pour $0 < x \leq L$: $S(x) = S_c + (S_p - S_c)(X/L)^2$

II.3.4- Variation de l'inertie $I(x)$:

Il est d'usage de considérer une loi la forme $Kh^{\frac{5}{2}}$, h étant la hauteur de la poutre ; cette loi est intermédiaire entre la loi limite $I=Kh^2$ et la loi de variation d'une section plein et rectangulaire $I=Kh^3$.

L'expérience montre qu'une loi de la forme $I=Kh^{\frac{5}{2}}$ conduit à des résultats assez précis par rapport un calcul numérique fin pour une section de poutre en forme de caisson.

❖ Travée de rive :

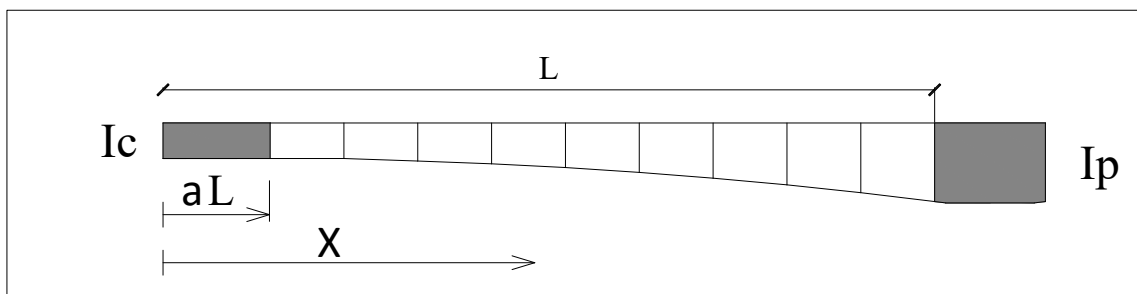


Figure. II.9-Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes [Calgaro, 1994]

- pour $0 \leq x \leq \alpha L$: $I(x) = I_c$
- pour $\alpha L < x \leq L$: $I(x) = I_c \left(1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right)^{5/2}$.

❖ Travée intermédiaire :

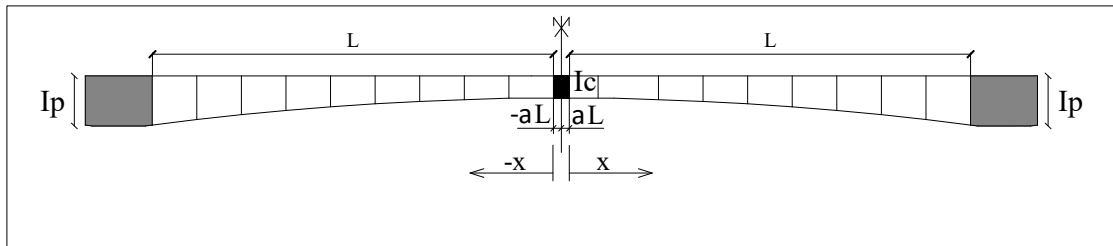


Figure. II.10- Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.

- Pour $0 < x \leq L$:

$$I(x) = I_c \left(1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right)^{5/2}, \text{ avec } K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1.$$

II.3.5- Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir $Y_G(x)$:

La variation des (C.D.G) est donnée par les relations suivantes [Calgaro, 1994]

❖ Travée de rive :

- Pour $X \leq 0$ $Y_G = Y_{GC}$

$$0 < X \leq L \quad Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{Gp} - Y_{GC})(x/L)^2$$

❖ Travée intermédiaire :

$$\text{Pour : } 0 < X \leq L \quad Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{Gp} - Y_{GC})(x/L)^2$$

Remarque :

Les paramètres : $e(x)$, $S(x)$, $Y_G(x)$ suivent des lois de variation paraboliques analogues à celle de $h(x)$.

On définit également le rendement géométrique de la section ρ :

$$\rho = \frac{I_Y}{S \cdot V \cdot V'}$$

Avec :

- I_Y : moment d'inertie à la flexion (par rapport à l'axe horizontale passant par G).
- V : la distance de G à la fibre supérieure.

- V' : la distance de G à la fibre inférieure.
- S : surface du voussoir.

On peut donc obtenir :

$$C = \rho \cdot V \text{ et } C' = \rho \cdot V'$$

Avec :

C : ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut de noyau centrale.

C' : ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas de noyau centrale.

Nota : Les résultats de différentes variations géométriques de la section du caisson sont notés dans les tableaux **Annexe 2** dont voici un extrait en tableau N°-II-03.

Tableau-II-3 : Extrait du récapitulatif des variations des différents paramètres de la section en travée de rive.

Abscisse (x)	h [m]	e [m]	S [m ²]	YGi [m]	Abs (x)	I [m ⁴]	v [m]	v' [m]	ρ	c [m]	c' [m]
-6,00	3,25	0,30	11,00	2,003	0,00	19,0226	1,247	2,003	0,692	0,86	1,39
0,00	3,25	0,30	11,00	2,003	6,00	19,0226	1,247	2,003	0,692	0,86	1,39
5,00	3,28	0,31	11,05	2,015	11,00	19,5372	1,266	2,015	0,693	0,88	1,40
10,00	3,37	0,32	11,20	2,051	16,00	21,1307	1,322	2,051	0,696	0,92	1,43

II.4- Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (**Tab-II-1**) concernant le voussoir sur pile ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation, mais en réalité le voussoir sur pile est toujours conçu plein pour contrebalancer les efforts tranchants qui se développent dans cette zone.

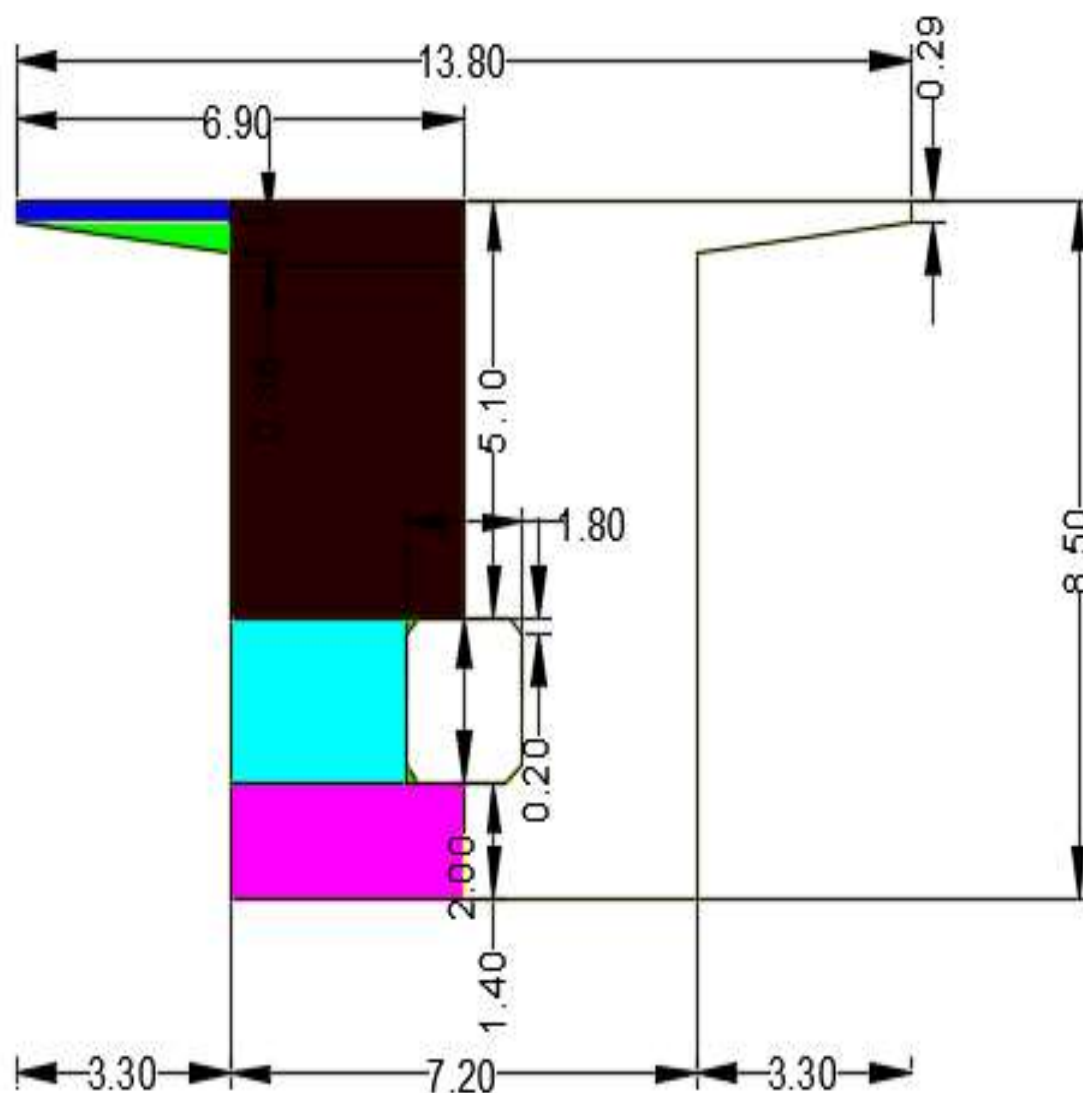


Figure. II.11- Coupe transversale du voussoir plein sur pile.

Les résultats de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur pile son consigné dans le tableau **Annexe 2** dont voici un extrait en tableau N°-II-05.

Tableau. II.5-Extrait de différentes caractéristiques géométriques de la section du caisson sur pile.

	N°	b _i (m)	h _i (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i ·Y _{Gi} (m ³)	d (m)	d ² (m ²)	d ² ·S _i (m ⁴)	I _{pi} (m ⁴)	I _{pi} /X' (m ⁴)
	1	1,400	3,600	5,04	0,700	3,53	-3,55	12,603	63,5166	5,4432	68,9598
	2	3,600	2,000	7,20	2,400	17,28	-1,85	3,423	24,6420	2,4000	27,0420
	3	5,100	3,600	18,36	5,950	109,24	1,70	2,890	53,0604	19,8288	72,8892

$$X_{GP} = 6,90m \text{ Par symétrie}$$

$$Y_{Gp} = \frac{2 \times \sum SiYi}{2 \times \sum Si} = \frac{285,89}{64,38} = 4,441m$$

$$I_p = \sum I_{pi}/X' = 387,9968m^4$$

$$S_p = \sum Si = 64,38m^2$$

CHAPITRE III :
CARACTÉRISTIQUES DES
MATÉRIAUX

III- Introduction :

Dans ce chapitre on citera tous les matériaux à utiliser dans la construction de cet ouvrage d'art, puis on donnera leurs caractéristiques mécaniques qui nous seront utiles dans les chapitres suivants.

III.1- Béton :

Le béton est un matériau constitué proportionnellement par le mélange de ciment, granulats (sable, gravier), d'eau et éventuellement des adjuvants. Le béton est dosé de 450 Kg/m³ de ciment.

– La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée $\ll f_{c28} \gg$ elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

$$f_{c28} = \begin{cases} 45 \text{ MPa} & \text{pour les voussoirs préfabriqués.} \\ 40 \text{ MPa} & \text{pour les voussoirs jetés pendant la construction.} \end{cases}$$

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, et non traité thermiquement on utilise les formules suivantes:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

– Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge (j) jours, notée $\ll f_{tj} \gg$ est définie par la formule suivante :

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

– **Module de déformation longitudinale :**

➤ **Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :**

Le module de déformation longitudinale instantané du béton à l'âge de (j) jours est égale à :

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

➤ **Module de déformation différée (longue durée) :**

Le module de déformation longitudinale différée du béton à l'âge de (j) jours est égale à :

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

– **Contrainte de calcul à l'état limite ultime [BAEL, 91] :**

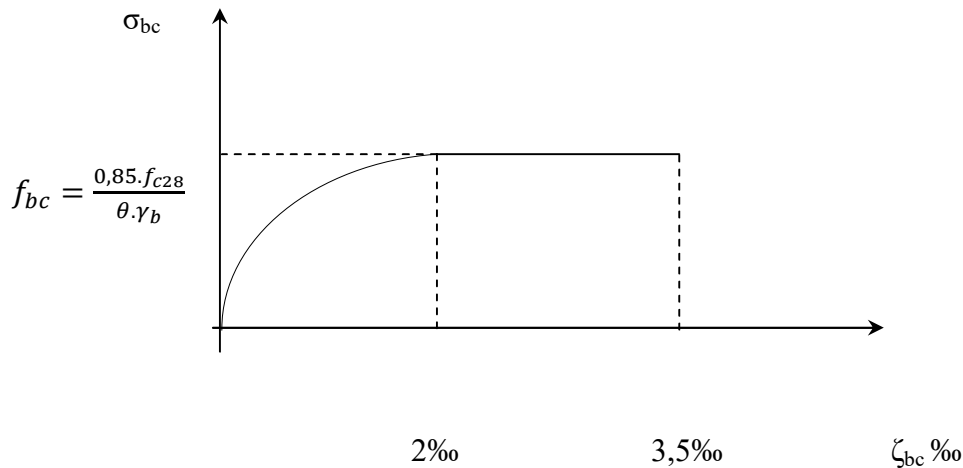


Figure. III.1- Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Est la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (E.L.U).

θ : dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérer.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \rightarrow t \geq 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \rightarrow 1h < t < 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \rightarrow t \leq 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Est un coefficient de sécurité qui vaut 1,5 pour les situations durables, sauf en cas des combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut 1,15.

A l'état limite de service (E.L.S), la contrainte de calcul doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_s = 0,6f_{c2} \text{ en construction.}$$

– **Déformation transversale du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \text{ Avec } E: \text{Module de young.}$$

$$\text{et } \nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée (E.L.S).} \\ 0 & \text{zone fissurée (E.L.U).} \end{cases}$$

III.2- Aciers :

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

- Les aciers passifs sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration.
- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

III.2.1- aciers passifs :

Les armatures passives sont celles utilisées dans le béton armé. Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence de béton armé, des classes FeE400 et FeE500, la limite élastique de ces derniers est respectivement 400 MPa et 500 MPa.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à $E_s = 1,95.10^5 \text{ MPa}$

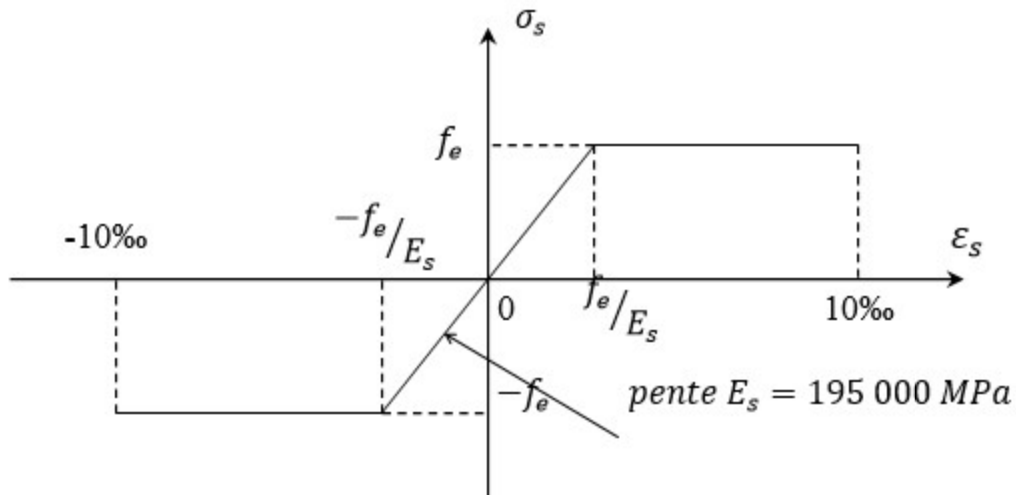


Figure. III.2- Diagramme contraintes-déformations de l'acier (B.A.E.L 91).

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,00 & \text{situation accidentelle.} \\ 1,15 & \text{situation durable.} \end{cases}$$

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Etat limite de (ELS) :**

L'ouvrage d'art sera calculé en **classe I** (voir chapitre I), donc aucune fissure n'est admise dans cette classe, de se fait la fissuration est :

– **Fissuration très préjudiciable :**

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$pour les RL.

$\eta = 1.6$pour les HA.

III.2.1- Aciers de précontrainte « actifs » :

Concernant notre ouvrage, Les aciers de précontrainte utilisés ont une très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **15T15** de type DYWIDAG.

– Caractéristiques géométriques :

Section nominale d'un toron : 140 mm².

Section nominale d'un câble à 15 torons : 2100 mm².

Diamètre extérieur de la gaine : $\Phi_{ext} = 95$ mm.

– Caractéristiques mécaniques :

Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860$ MPa.

Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1670$ Mpa.

Coefficient frottement angulaire : $f = 0,19 \text{ } rd^{-1}$.

Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0.00095 \text{ } m^{-1}$.

Relaxation à 100 heures : $\rho_{1000} = 2.50$ % (acier à très basse relaxation TBR)

$\mu_0 = 0.43$ % (TBR).

Recul d'ancrage : 5 mm.

Module d'élasticité de l'acier : $E_s = 195\,000$ MPa.

Conclusion :

A ce stade on a évoqué les caractéristiques des matériaux à utiliser dans ce projet, qu'on a évaluées pour avoir des bétons performant et des aciers de précontrainte à haute résistances élastique qui répondent à la construction d'un ouvrage de telle envergure.

CHAPITRE IV :

CHARGES ET SURCHARGES

IV- Introduction :

Dans ce chapitre Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage. L'ouvrage doit tenir compte de l'effet des différentes actions (charges routières, surcharges de trottoirs, superstructure) y compris sont poids propre.

IV.1- Classification des charges :

Les charges appliquées à un pont sont de deux types :

Les charges hors trafic.

Les charges deus au trafic.

IV.1.1- Charges hors trafic :

- Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

- Les charges complémentaires permanentes :

a. Revêtement

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement pour le trafic. Avec les densités suivantes : 20 KN/m^3 , 24 KN/m^3

$$Pr = 12 \times (0,022) \times 20 + 12 \times 0,08 \times 24 = 28,32 \text{ KN/ml}$$

b. Poids propre du trottoir

$$Pp_{trt} = 2 \times (0,65 \times 0,25 \times 25) = 8,125 \text{ KN/ml}$$

c. Glissière de sécurité

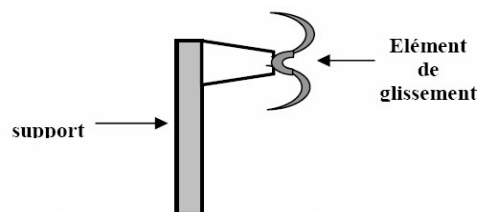


Figure. IV.1- Glissière de sécurité

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : $0,15 \text{ KN/ml}$

$$P_{gli} = 2 \times 0,60 = 1,20 \text{ KN/ml}$$

d. **Garde corps**

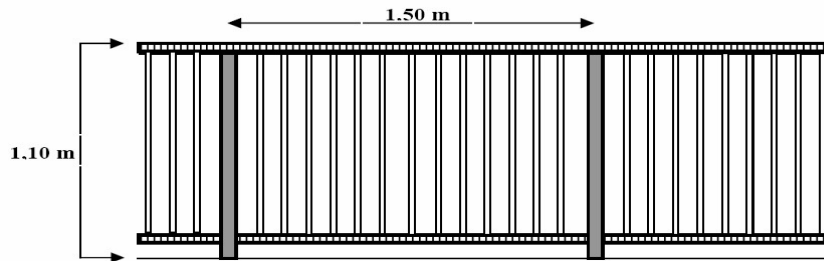


Figure. IV.2- Garde corps

C'est une barrière métallique, avec un poids de $0,50 \text{ KN/ml}$ disposé sur chaque trottoir soit :

$$P_{gar} = 2 \times 1,00 = 2,00 \text{ KN/ml}$$

e. **Poids de la corniche**

Il ya deux corniche d'où :

$$P_{cor} = 2 \times 25 \times 0,154 = 7,7 \text{ KN/ml}$$

D'où la charge de la superstructure est de :

f. **Poids total**

$$P_{tot} = 28,32 + 8,125 + 1,20 + 2,00 + 7,7 = 47,345 \text{ KN/ml}$$

IV.1.2- Les charges dues au trafic :

IV.1.2.1- Calcul des surcharges d'exploitation

— Classe de pont :

La classe du pont est donnée par le fascicule 61 titr II, et on distingue trois classes de pont en fonction de la largeur roulable LR.

Notre pont est de **1^{ère} classe** car, $L_r > 7m$.

D'après la figure (V.3) on a les différentes largeurs du pont :

$$\begin{cases} \text{Largeur roulable} & L_r = 12,50m \\ \text{Largeur chargeable} & L_c = 11,50m \\ \text{Largeur totale} & L_T = 13,80m \end{cases}$$

- Nombre de voie

$$N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{11,50}{3} \approx 3 \text{ voies.}$$

- Largeur d'une voie

$$L_v = \frac{L_c}{3} = \frac{11,50}{3} = 3,50m.$$

IV.1.2.2- Calcul des surcharges routières :

Dans cette partie on s'intéresse à calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées. [Fascicule 61]

- La surcharge de type A (l).
- Système B.
- La surcharge militaire M_{c80} ; M_{c120} .
- Le convoi exceptionnel D_{140} .
- Les surcharges sur trottoirs.

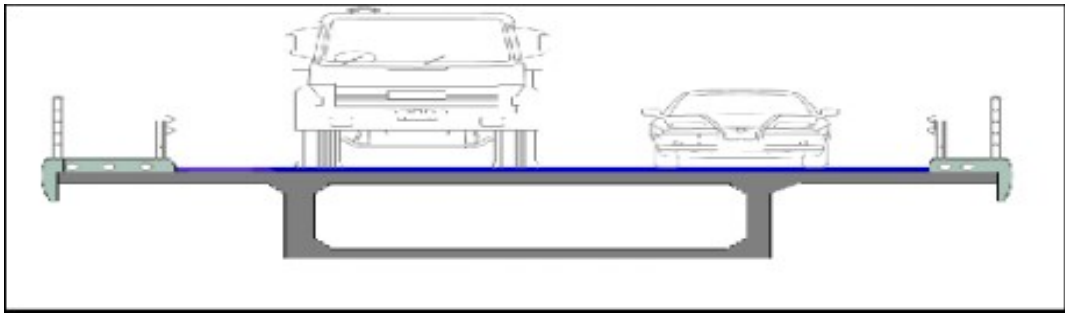


Figure IV.3. charges routières.

❖ Système de charge A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus **200m**, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à : $A_2(l)$ obtenu en majorant $A_1(l)$ par le coefficient a_2 . [Calgaro, 2000]

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l + 12} \text{ KN/m}^2$$

$$A_1(l) = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A(l) \cdot a_1 \\ 4 - 0,002l \end{array} \right.$$

La charge $A_1(l)$ obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$.

a_1 : il est défini en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

- Pour une voie chargée $a_1 = 1$.
- Pour trois voies chargées $a_1 = 0.9$

a_2 est donné par :

- Pont première classe $v_0 = 3.5$.
- v : largeur d'une voie

$$a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3,5}{3,5} = 1,0$$

Tableau-IV-1 : tableau de calcul des valeurs de $A_2(l)$ pour les différents cas de charges.

Cas	Travées chargées	l (m)	A(l) (KN/m ²)	a ₁	Max(a ₁ .A(l), 4-0,002L) (KN/m ²)	a ₂	A ₂ (l) pour une voie chargée (KN/ml)	A ₂ (l) pour trois voies chargées (KN/ml)
1	1	76,00	6,39	0,90	5,751	1,00	5,751	17,253
2	2	76,00	6,39	0,90	5,751	1,00	5,751	17,253
3	1et2	152,00	6,39	0,90	5,751	1,00	5,751	17,253

❖ **Système de charge B :**

Le système de charge (**B**) comprend trois systèmes de charges distincts (Bc,Bt,Br) :

- Le système Bc se compose de camion type.
- Le système Br se compose d'une roue isolée
- Le système Bt se compose de groupe de deux essieux dénommés essieux tandem.

Nota : Les deux premiers systèmes **Bc** et **Br**, s'applique à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système **Bt** ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

a) Système Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale**30t**
- Masse portée par les essieux arrière.....**12t**
- Masse porté par l'essieu avant.....**6t**
- Longueur d'encombrement**10.50m**
- Largeur d'encombrement.....**2.50m**
- Distance des essieux arrière**1.50m**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière**4.50m**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....**2m**
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25mde côté
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0.20m de côté

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible), et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Dans le sens transversal chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50m de largeur.

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

Les camions homologues des files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

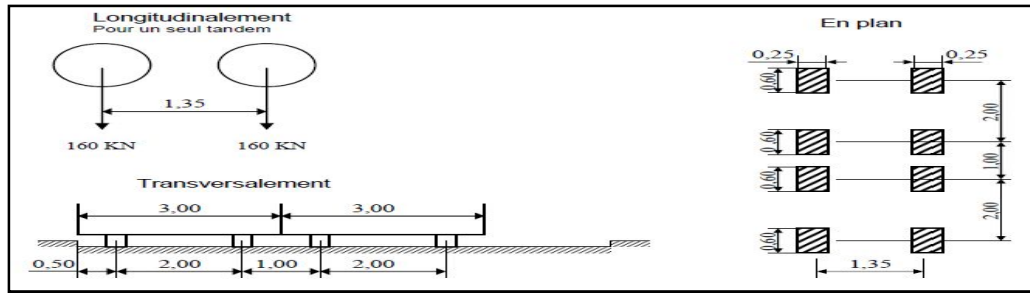


Figure. IV.5- les dimensions de système Bt.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système **Bt** prises en compte sont multipliées par les coefficients suivants :

$$bt = 1,20 \quad [\text{PRPR, 2006}]$$

Ce qui donne :

$$S_{Bt} = 320 \times 2 \times 1,2 = 768 \text{ KN}$$

c) Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système **Br** porte une masse de 100 kilo Newtons. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable. $S_{Br} = 100 \text{ KN}$

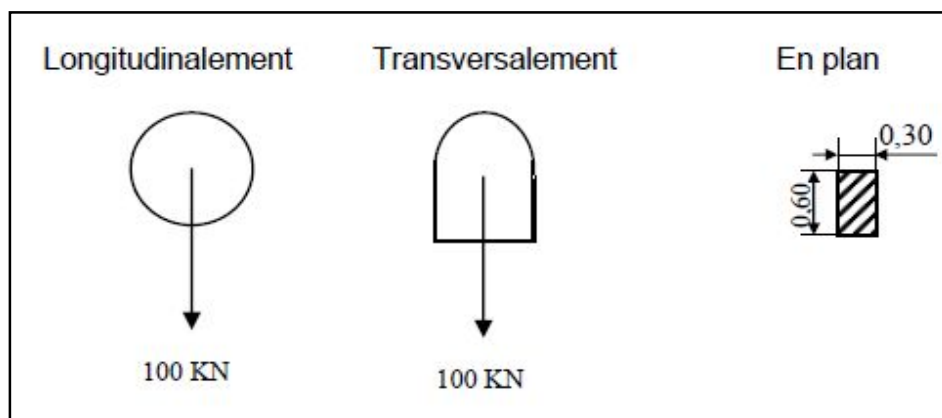


Figure. IV.6- les dimensions de système Br.

NOTA :

Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B seront amplifiées de majorations dynamiques, le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc, Bt, Br est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente, et

S : sa charge B maximale.

La valeur de **S** à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient *bc* ou *bt*.

Les résultats de coefficient de majoration sont récapitulés dans le tableau suivant :

Systèmes	Longueur [m]	G [KN]	S [KN]	δ
Bc	76,00	21840,78	1710	1,036
Bt	76,00	21840,78	768	1,030
Br	76,00	21840,78	100	1,025

❖ **Charges militaires :**

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 et Mc80 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B. Les véhicules Mc peuvent circuler en convois, dans le sens transversal un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée, dans le sens longitudinal le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité.

Le **C.P.S** précise alors la classe à considérer.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B.

a) Système M80 :

Un véhicule type du système **Mc80** comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale**720 KN**

Longueur d'une chenille**4,90m**

Largeur d'une chenille**0,85m**

Distance d'axe en axe des deux chenilles.....**2,80m.**

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

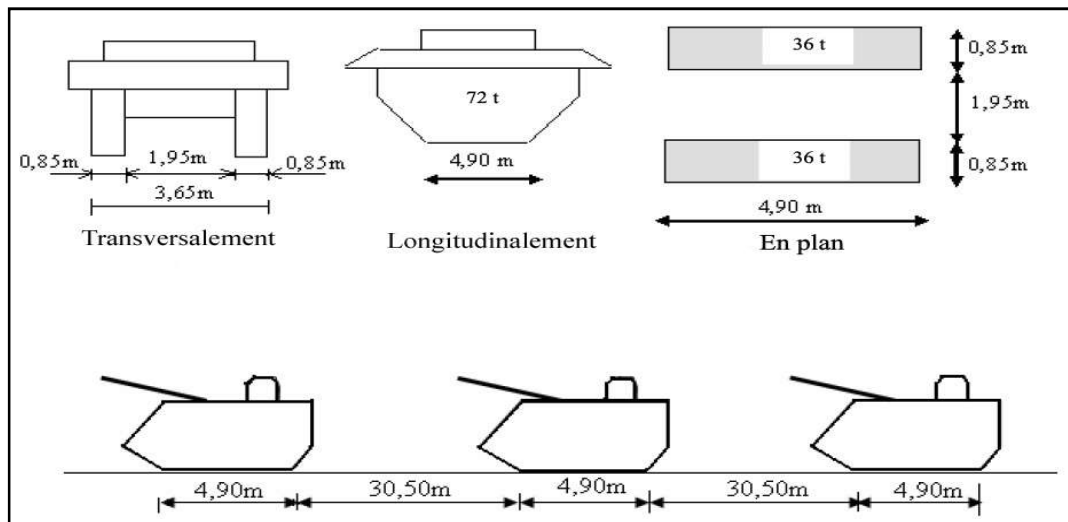


Figure. IV.7- les dimensions de système Mc80

b) Système M120 :

Un véhicule type du système **Mc120** comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale**1100KN**

Longueur d'une chenille**6,10m**

Largeur d'une chenille.**1,0m**

Distance d'axe en axe des deux chenilles.**3,30m.**

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

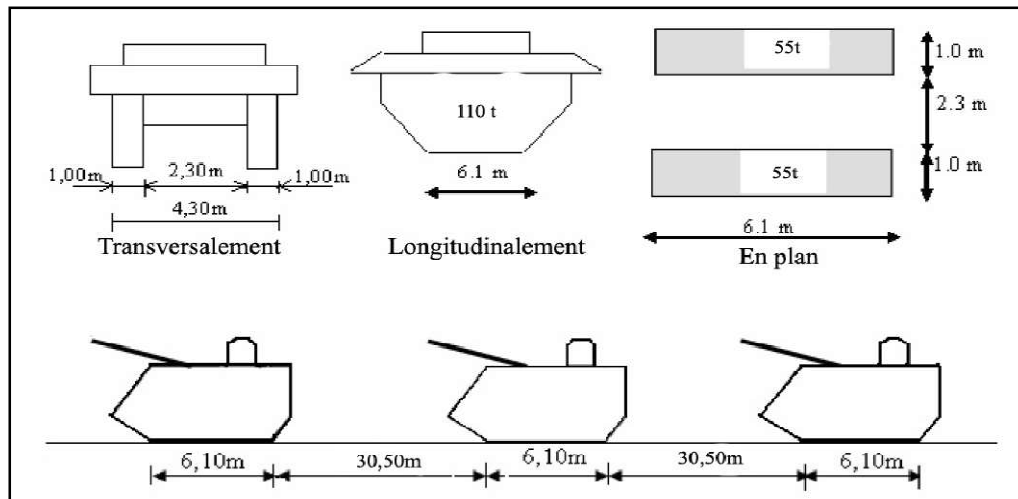


Figure. IV.8- les dimensions de système Mc120.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Systèmes	Longueur [m]	G [KN]	S [KN]	δ
Mc 80	76,00	21840.78	720	1,030
Mc 120	76,00	21840.78	1100	1,032

❖ Convoi type D :

Le convoi type D comporte deux remorques supportant chacune 1400 kilo Newtons, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.30 m de large et 11 mètres de long, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

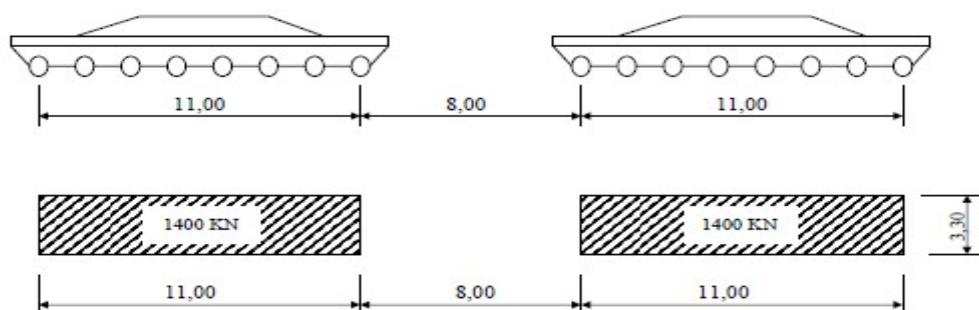


Figure. IV.9- les dimensions de système D.

IV.2- Charges sur les trottoirs :

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou deux Trottoirs, donc on va les assimiler à des charges réparties de **1,5 KN/m²** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 KN/m²** pour la flexion locale.

Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

Charges locales (Cl) :

- Premier trottoir chargé : $q_1 = 4,50 \times 0,65 = 2,925 \text{ KN/ml}$
- Les deux trottoirs chargés : $q_2 = 4,50 \times (0,65 + 0,65) = 5,85 \text{ KN/ml}$.

Charges générales (Cg) :

- Un trottoir chargé : $q_1 = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$
- Les deux trottoirs chargés : $q_2 = 1,50 (0,65 + 0,65) = 1,95 \text{ KN/ml}$

IV.3- Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et B. sont susceptibles de développer des recharges de freinage, efforts s'exerçant sur l'axe longitudinal de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Les efforts de freinage intéressent généralement la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

a) Effort de freinage correspondant à la charge A

$$Fa = \frac{1}{20 + 0,0035.S} \times A(l).$$

Avec: $A(l) = 17,253 \text{ kN/m}^2$.

$$Fa = \frac{1}{20 + 0,0035.(76 \times 10.5)} \times 17,253 = 0,757 \text{ KN}.$$

b) Effort de freinage correspondant au Bc :

$B_c = 30t$ par tablier un seul camion est supposé freiner, la résultante des forces de freinage sera appliquée au niveau de la chaussée.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients b_c .

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut :

$$F_a = B_c \times b_c = 300 \times 1,20 = 360KN.$$

IV.4- Gradient thermique :

On appelle gradient thermique les différences de températures qui sont dues essentiellement à l'ensoleillement qui, en raison du fort pouvoir absorbant du revêtement de chaussée, entraîne une élévation de température du hourdis supérieur, créant ainsi un gradient thermique dans les sections du tablier.

La répartition exacte de température dans un ouvrage suit des lois complexes de la forme indiquée ci-dessus.

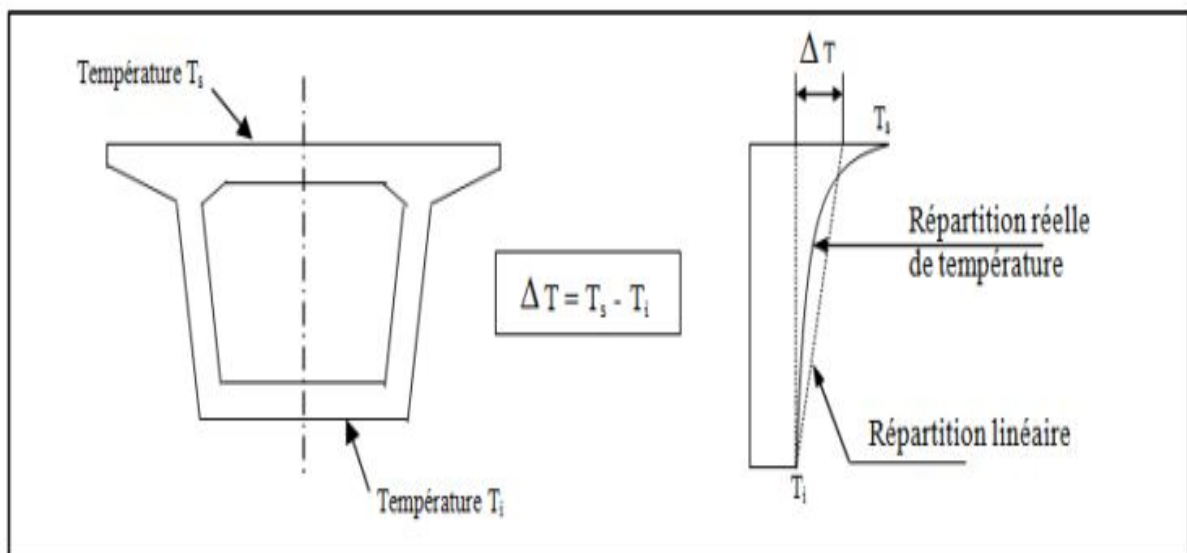


Figure. IV.10- Gradient thermique des tabliers.

On peut cependant, pour faciliter les calculs, assimiler cette loi à une variation linéaire produisant les mêmes effets globaux.

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données comme suit :

- $\Delta T = 12^\circ$ charge de courte durée est compatible avec les charges permanentes.
- $\Delta T = 5^\circ$ charge de longue durée est cumulée avec les charges permanentes les charges d'exploitation.

CHAPITRE V :
ÉTUDE LONGITUDINALE

V- Introduction :

Le présent chapitre est décomposé en deux parties, la première traitera l'ouvrage en construction dont on justifiera le câblage nécessaire pour assurer la stabilité du fléau sur pile, en suite en déterminera les câbles du fléau avec les sollicitations en construction.

Une fois l'ouvrage est clavé en entamera la deuxième partie dont on calculera les câbles qui assurent la continuité de l'ouvrage bien sûr avec les sollicitations en service.

Chaque calcul effectué sera muni d'une vérification de contraintes en fibres supérieures et inférieures.

V.1- Etude longitudinale en phase de construction :

Le calcul des sollicitations en phase de construction doit être conduit en tenant compte des phases successives de chargement de l'ouvrage.

V.1.1- Calcul des sollicitations pour l'exécution d'un fléau :

Pour la plupart des justifications, les sollicitations sont calculées en utilisant pour le tablier un model élastique. Le calcul doit être conduit en tenant compte des phases successives de chargement de l'ouvrage. Il est recommandé et nécessaire de procéder à une analyse précise des phases de construction et des phases de chargement ultérieurs (opération successive d'assemblage des voussoirs, de leurs mises en tensions, de clavages...).

Les résultats des différentes sollicitations ont été calculés avec le logiciel **SAP2000 V14**.

V.1.2- Efforts dus à l'exécution du fléau :

La flexion longitudinale des fléaux en cours de construction est due aux charges suivantes :

- Poids propres des voussoirs **G** qui sera généré automatiquement par le logiciel
- Une charge de chantier répartie **Q_{PRA1}** de **$0,2\text{KN/m}^2$** sur le demi-fléau
 $Q_{PRA1}=0,2\text{KN} \times 13,80=2,76\text{KN/ml}$ (largeur du tablier= 10,5m).
- Une charge concentrée **Q_{PRA2}** de **$(50+5b)$ KN** appliquée au bout du fléau représentant le poids des rouleaux de câbles, compresseurs et autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.
 $Q_{PRA2}=50+5 \times 13,80=119\text{KN}$ (b=largeur du tablier= 13,8m).
- Une charge ponctuelle due au poids propre de l'équipage mobile
 $Q_{PRC1}= 700\text{KN}$ appliquée au bout du fléau.

En raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile, on considère seulement un demi-fléau pour évaluer les efforts agissants sur chaque voussoir.

La combinaison à prendre en compte est la suivante :

$$G + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_{PRC1}$$

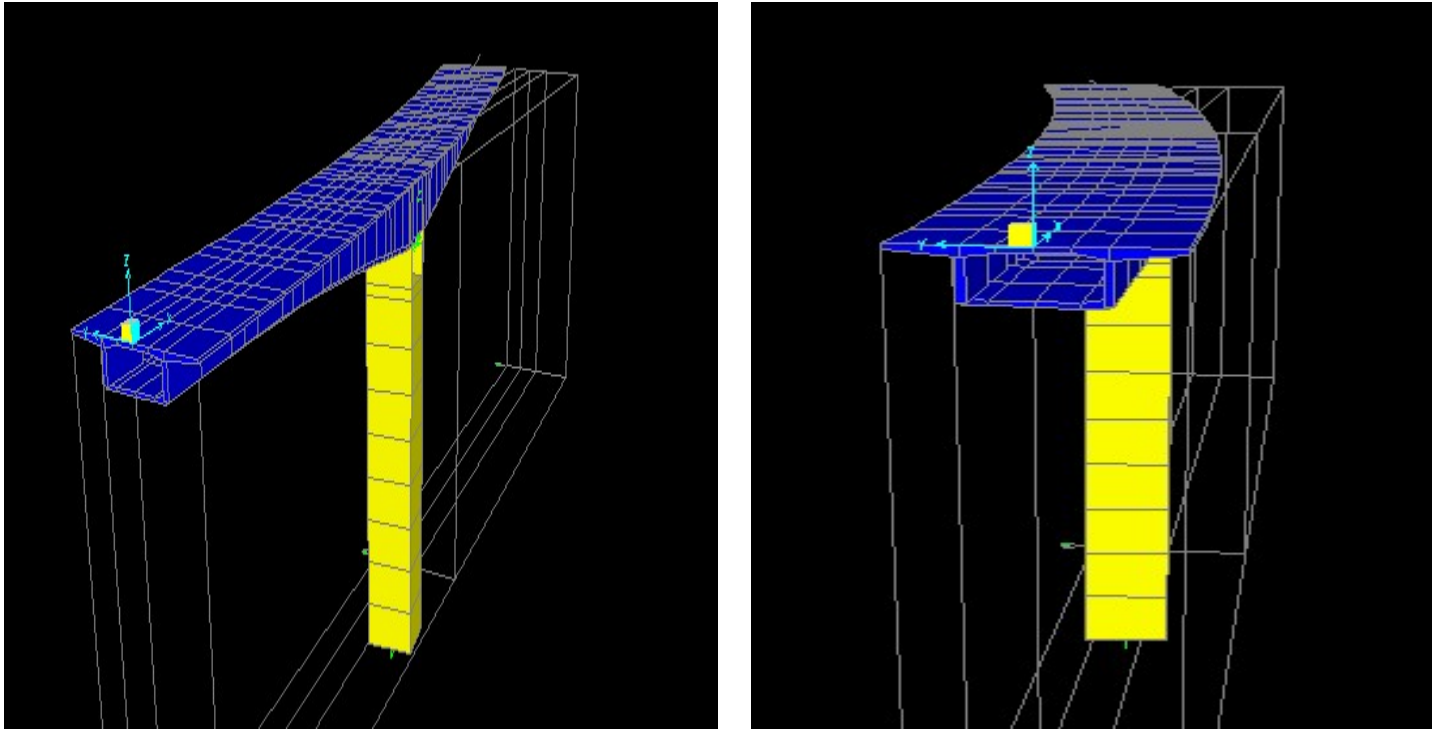


Figure. V.1- Vue 3D du modèle de calcul.

V.1.3-Différentes phases de construction d'un fléau :

Dans ce qui suit, on exposera un aperçu des différentes phases de chargement du fléau.

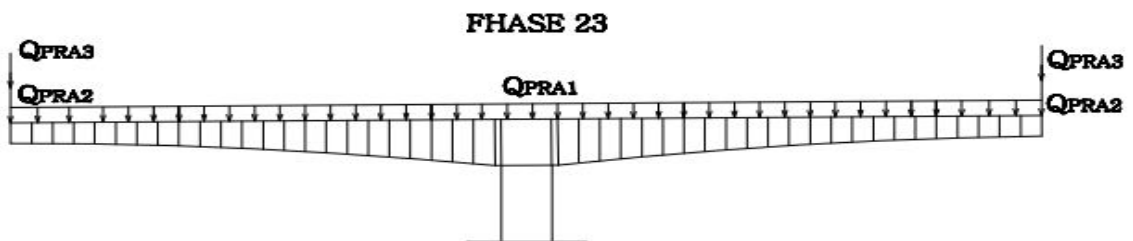
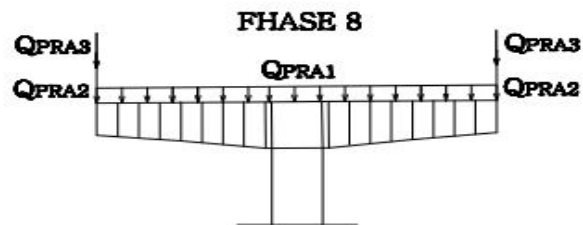
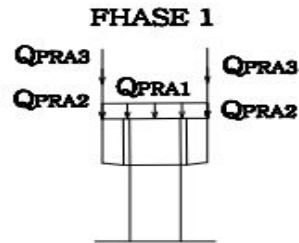




Figure. V.2- Phases du chargement.

Les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant engendrés par l'exécution du dernier voussoir sont consignés dans le tableau **annexe 3** dont voici un extrait en tableau N°-V-1.

Tableau. V.1- Extrait des efforts (M,T).

	Poids propre G		Charges reparties Q1		Charges concentrées (Q2)		Charges de grue (Q3)		Somme	
Abcs x[m]	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M
	[KN]	[KN.m]	[KN]	[KN.m]	[KN]	[KN.m]	[KN]	[KN.m]	[KN]	[KN.m]
0,00	0,00	0,01	3,45	1,44	119,00	0,00	700,00	0,01	822,45	1,45
5,00	1398,74	-3493,67	17,25	-33,06	119,00	-594,97	700,00	-3499,84	2234,99	-7621,55
10,00	2813,00	-14013,08	31,05	-136,55	119,00	-1189,89	700,00	-6999,37	3663,05	-22338,89
15,00	4257,38	-31669,14	44,85	-309,01	119,00	-1784,57	700,00	-10497,46	5121,23	-44260,18
20,00	5749,30	-56658,99	58,65	-550,47	119,00	-2379,35	700,00	-13996,16	6626,95	-73584,97

V.1.4- Etude de la stabilité du fléau pendant la construction en situation accidentelle :

En cours de construction, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales qui constituent un fléau dont l'équilibre statique pose un problème spécifique à ce type de construction.

Pour les ouvrages coulés en place, en cours de dégrossissage, on étudie le fléau lors de bétonnage de la dernière paire de voussoirs. L'un des deux voussoirs est supposé brêlé à l'extrémité du fléau et en attente de bétonnage. L'autre voussoir n'est pas encore mise en œuvre du béton.

Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Les efforts de renversement, auxquels est soumis le fléau, son alors dus au non simultanéité de coulage des voussoirs.

Il est indispensable de prendre en compte systématiquement ce déséquilibre, même si la cinématique de bétonnage prévoit des opérations simultanées. En effet :

Pour un ouvrage coulé sur place la synchronisation totale des opérations ne peut être garantie. Pour remédier au déséquilibre on assure la stabilité par encastrement provisoire du tablier sur les piles au moyen d'une précontrainte verticale.

1) Calcul des efforts :

Les charges et surcharges qui agissent sur le fléau sont les suivantes :

- $G_{\max}$: poids du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 2%.
- $G_{\min}$: poids du demi-fléau de l'autre côté du déséquilibre minoré de 2%.
- F_a : action due à la chute d'un équipage mobile dans ce cas ($F_a = - Q_{PRC1}$)
- Q_{PRA1} : Une charge de chantier répartie ($Q_{PRA1} = 0,2 \text{ KN/m}^2$).
- Q_{PRA2} : Une charge concentrée ($Q_{PRA2} = 50 + 5b \text{ KN}$, avec b : largeur du tablier).
- Q_{PRC1} : Une charge ponctuelle constituée du poids l'équipage mobile plus celui du voussoir coulé qui varié phase après phase ($Q_{PRC1} = 700 \text{ KN} + Q_{\text{voussoir}}$).
- Q_w : l'effet du vent, équivalent à une charge uniforme de ($Q_w = 0,20 \text{ KN/m}^2$).

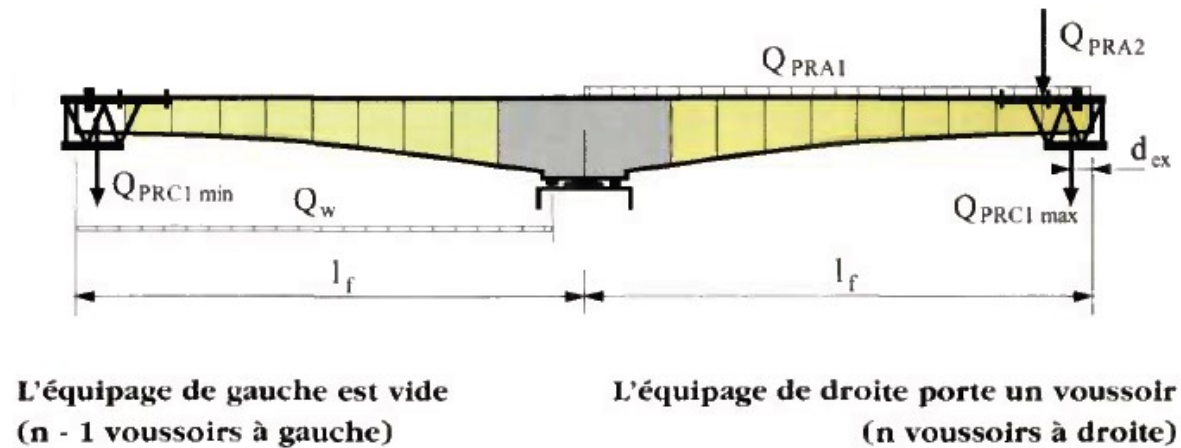


Figure .V.3- Le fléau situation temporaire de construction.

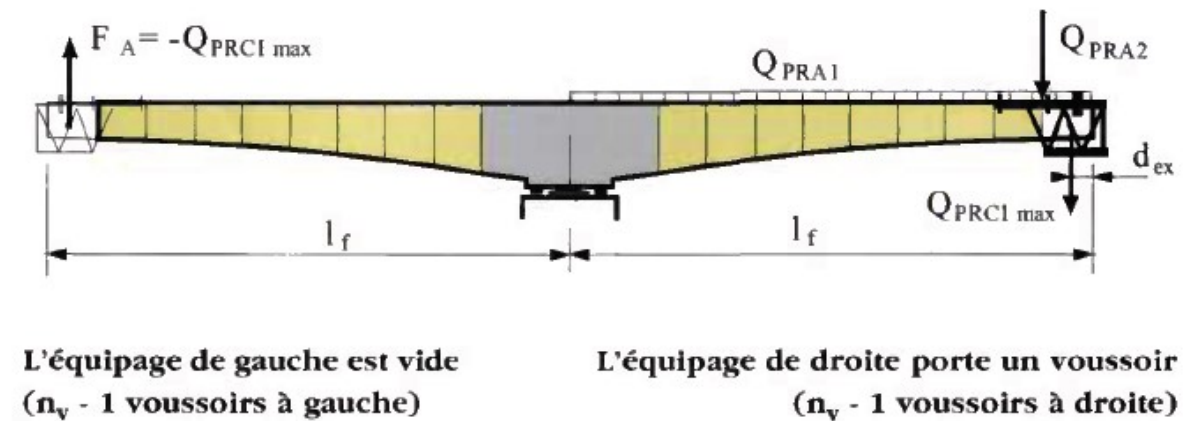


Figure .V.4 Le fléau situation accidentelle de construction.

Les efforts dus aux différentes sollicitations sont :

❖ Poids propre :

On attribue au poids de chaque demi-fléau une valeur caractéristique maximale G_{max} ou minimale G_{min} selon l'effet étudié, obtenue en ajoutant ou retranchant 2% au propre nominal.

$$M_{Gmax} = 1,02 \times M_G = 1,02 \times (-807565,23) = -823716,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{Gmin} = 0,98 \times M_G = 0,98 \times (-697653,02) = -683699,96 \text{ KN.m}$$

$$T_{Gmax} = 1,02 \times T_G = 1,02 \times 24746,69 = 25241,62 \text{ KN}$$

$$T_{Gmin} = 0,98 \times T_G = 0,98 \times (-26570,82) = -26039,40 \text{ KN}$$

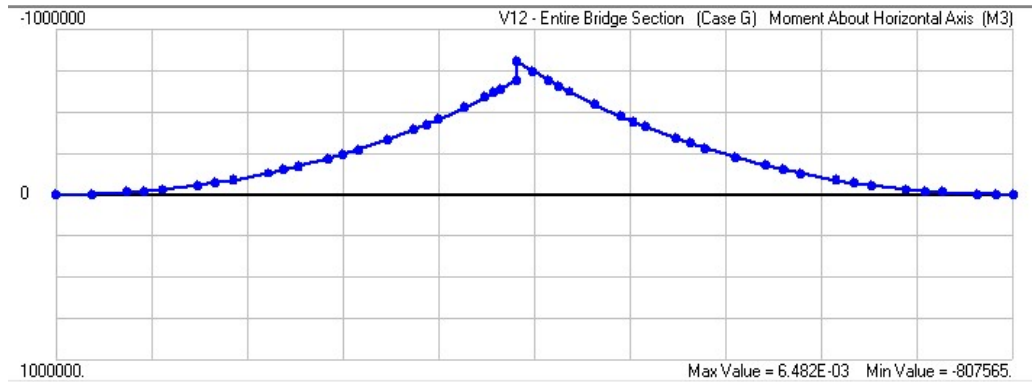


Figure. V.5- Diagramme des moments fléchissant sous G.

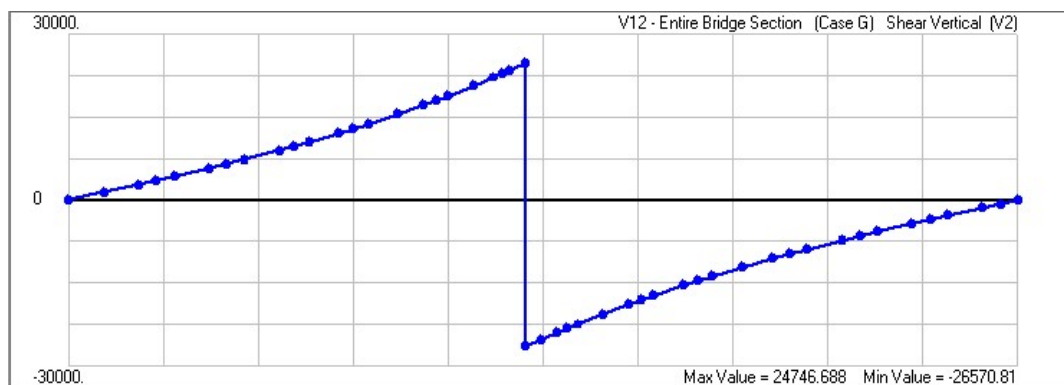


Figure. V.6-Diagramme des efforts tranchants sous G.

❖ **Surcharge de chantier repartie :**

$$M_{PRA1} = -6753,38 \text{ KN.m}$$

$$T_{PRA1} = 190,09 \text{ KN}$$

❖ **Efforts dus aux charges concentrées :**

$$M_{PRA2} = -8311,62 \text{ KN.m}$$

$$T_{PRA2} = 119 \text{ KN}$$

❖ **Efforts dus de l'équipage mobile :**

$$M_{PRC1\max} = -48891,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{PRC1\min} = -45404,50 \text{ KN.m}$$

$$T_{PRC1} = 700 \text{ KN.}$$

❖ **Efforts dus à l'action du vent ascendant :**

$$M_W = -5796,27 \text{ KN.m}$$

$$T_W = 166,98 \text{ KN.}$$

❖ **Efforts dus à l'action accidentelle :**

$$F_a = 700 \text{ KN}$$

$$M_F = 48891.89 \text{ KN.m}$$

$$T_F = 700 \text{ KN}$$

2) Combinaisons d'actions :

Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de coulé la dernière paire de voussoir. Il y a lieu de justifier la stabilité du fléau sous la plus prépondérante des combinaisons suivantes :

	COMBINAISONS	M[KN.m]]	N[K]
Combinaisons De construction Type A	$1,1(G_{\max}+G_{\min})+1,25(Q_{\text{PRA1}}+Q_{\text{PRA2}}+Q_{\text{PRC1max}}+Q_{\text{PRC1min}}+Q_W)$	-184454.05	58754.21
	$0,9(G_{\max}+G_{\min})+1,25(Q_{\text{PRA1}}+Q_{\text{PRA2}}+Q_{\text{PRC1max}}+Q_{\text{PRC1min}}+Q_W)$	-156450.74	48498.01
Combinaisons accidentelles Type B	$1,1(G_{\max}+G_{\min})+F_A+(Q_{\text{PRA1}}+Q_{\text{PRA2}}+Q_{\text{PRC1max}})$	-266867.01	58118.21
	$0,9(G_{\max}+G_{\min})+F_A+(Q_{\text{PRA1}}+Q_{\text{PRA2}}+Q_{\text{PRC1max}})$	-238863.69	47862.01

Tableau .V.2 : combinaisons les plus favorables

V.1.5- Etude de l'encastrement provisoire :

Sous l'action de la résultante **N** et du moment **M** des charges appliquées au fléau, ce dernier doit rester en équilibre sur la pile.

- Si $M/N > e/2$ des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour cela le nombre de câbles à disposer, on distingue les combinaisons de type A de celui de type B.
(Setra2003)

1) Situation de construction (combinaison A) :

Le fléau ne doit pas décoller. la précontrainte doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A.

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + Fi \geq 0$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + Fi$$

Avec : $F_i = n \times (1 - \rho) \times \sigma_{p0} \times s$ (force des n câbles d'une file avec $\rho = 32\%$ de pertes).

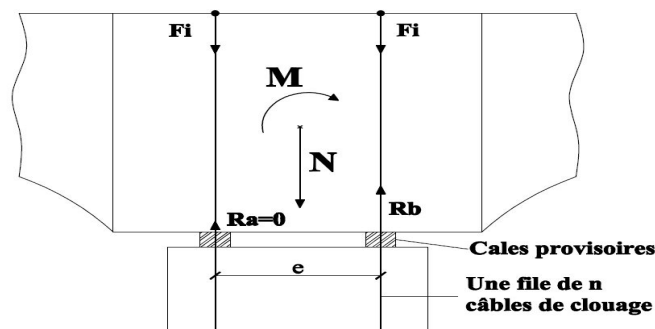


Figure. V.7- Efforts dans les câbles et réactions d'appui.

On a donc :

$$n = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1 - \rho) \times \sigma_{p0} \times S} \quad [\text{Setra2003}]$$

Des câbles **15T15** sont utilisés pour assurer l'encastrement provisoire, les caractéristiques de ces derniers sont : $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$, $f_{peg} = 1670 \text{ Mpa}$, $S = 2100 \text{ mm}^2$.

$$\sigma_{p0} = \min(0,80f_{prg}, 0,90f_{peg}) = 1488 \text{ Mpa}.$$

$$M = -184454.05 \text{ KN.m}$$

$$N = 58754.21 \text{ KN}.$$

Application numérique :

$$\frac{M}{N} = 3,14 \text{ m} > \frac{e}{2} = 2.60 \text{ m}, \text{ On doit justifier le câblage.}$$

$$n = \frac{\frac{184454.05}{5,20} - \frac{58754.21}{2}}{(1 - 0,32) \times 1488 \times 2100 \times 10^{-3}} = 2,868$$

Soit **n=4** câbles à disposer de chaque côté de la pile.

$$F_i = 4 \times (1 - 0,32) \times 1488 \times 2100 \times 10^{-3} = 8499,456 \text{ KN.}$$

2) Situation accidentelle (combinaison B) :

Sous l'action de la résultante **N** et du moment **M** des charges appliqués au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension ΔT_g des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression R_b des cales de l'autre file d'appui. (Setra2003)

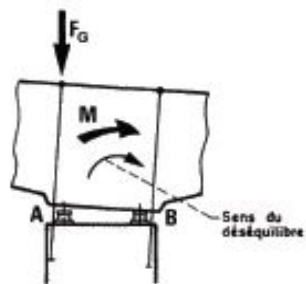


Figure .V.8- basculement du fléau avec surtension des câbles.

On a donc :

$$n = \left(M - \frac{N \times e}{2} \right) \times \frac{e}{K \times S}$$

Avec : $K = \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times e^2$ ($\gamma_p = 1$ pour les combinaisons accidentelles).

M = -266867.01 KN .m

N = 58118.21 KN.

Application numérique :

$$K = \frac{1670}{1} \times 5,2^2 \times 10^3 = 4,51568 \times 10^7 \text{ KN.}$$

$$n = \left(266867.01 - \frac{58118.21 \times 5,20}{2} \right) \times \frac{5,20}{4,51568 \times 10 \times 2100} = 6.34$$

On garde $n = 8$ câbles à gauche et à droite.

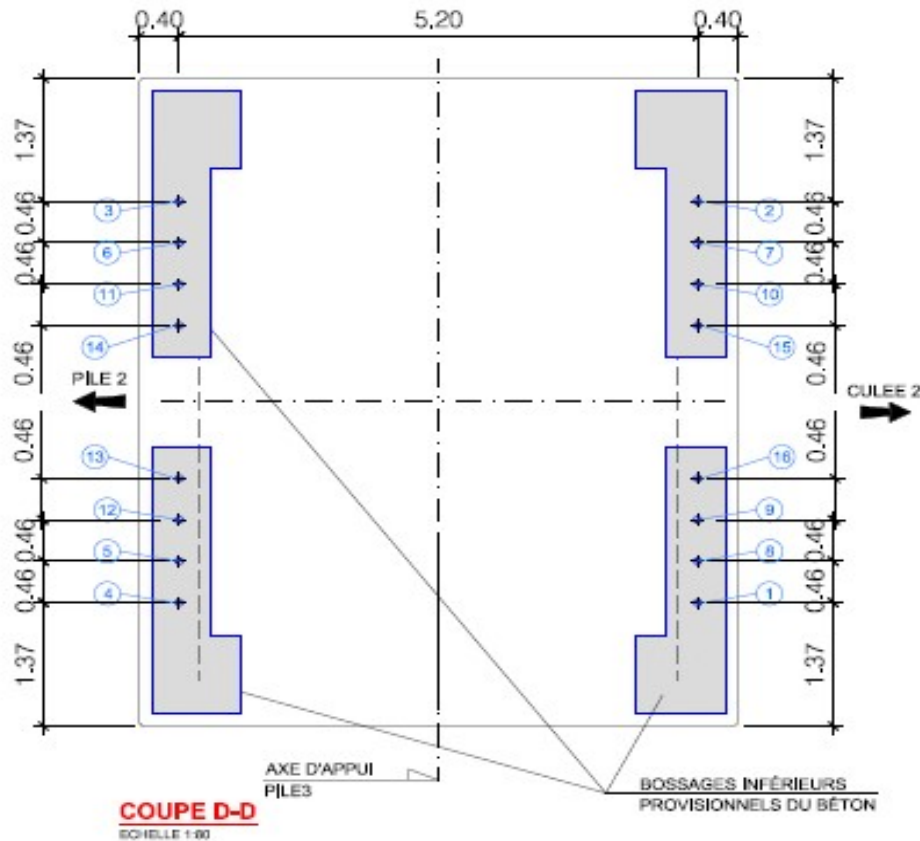


Figure. V.9- Disposition des câbles provisoires.

V.1.6-Calcul du câblage du fléau :

Les câbles de fléau sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée.

Ces câbles sont logés dans les goussets supérieurs, ils sont légèrement descendus dans les âmes (ce qui permet de réduire l'effort tranchant) afin de pouvoir être déviés vers les bossages où ils sont ancrés.

Le moment maximal dans chaque section est atteint au bétonnage du voussoir V_{15} .

Le diagramme des moments sous l'effet du poids propre et des surcharges de chantier est négatif donc il se développe en différentes sections des tractions au niveau de la fibre supérieure et des compressions au niveau de la fibre inférieure. Les contraintes normales sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M.V'}{I}$$

Afin de remédier au problème de traction du béton au niveau de la fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte **N** à une distance **e₀** du **CDG** de la section. Cet effort engendrera des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieure et des contraintes de traction au niveau de la fibre inférieure.

L'ouvrage sera justifié en **classe I** (on n'admet aucune traction dans le béton).

$$\sigma_{sup} = -\frac{MV}{I_z} + \frac{N}{S} + \frac{Ne_0 V}{I_z} \geq 0$$

N : Effort de précontrainte

S : Section droite du voussoir sur pile

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieur extrême

I_z : Inertie du voussoir sur pile

e₀ : Excentricité du câble

M : Moment fléchissant du au poids propre et surcharges.

d : distance entre le centre de gravité de l'ensemble des câbles et la fibre supérieure.

$$M = -870929,29 \text{ KN.m} ; S = 19.71 \text{ m}^2 ; V = 4.448 \text{ m} ; I_z = 259.036 \text{ m}^4 ; e_0 = V - 2 * \varnothing_g$$

La détermination de **P** se fera par itération parce qu'on a deux inconnues **e₀** et **P**.

Donc : on fixe **d** et on calcule le nombre de câble puis on cherche **d** correspondant à la disposition de ce nombre de câble, on fait cette opération plusieurs fois jusqu'à ce qu'on trouve le nombre réel et le centre de gravité des câbles.

On prend comme première approximation **d=0,25m**.

$$e_0 = 4.448 - 2 * 0.095 = 4.258 \text{ m.}$$

La précontrainte est donnée par la relation suivante :

$$N \geq \frac{\frac{M.V}{I_z}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e_0.V}{I_z}\right)}$$

Le nombre de câbles n est donné par :

$$n_{cables} = \frac{N}{0,75P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15_a

Peut créer, P_0 est estimé à
25% de perte.

Tel que $0,75P_0$ désigne la force utile d'un câble 1T15 standard :

$$f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}, f_{peg} = 1670 \text{ Mpa}, S = 2100 \text{ mm}^2.$$

La tension à l'origine :

$$\sigma_{P0} = \min(0,80f_{prg}, 0,90f_{peg}) = 1488 \text{ Mpa}.$$

L'effort à l'origine :

$$P_0 = \sigma_{P0} \cdot S = 1488 \times 2100 \times 10^{-3} = 3124,8 \text{ KN}.$$

$$0,75 \times P_0 = 0,75 \times 3124,8 = 2343,6 \text{ KN}.$$

Après calcul, on trouvera :

$$N_1 \geq \frac{\frac{870929,29 \times 4.448}{259.036}}{\frac{1}{19.71} + \left(\frac{4.258 \times 4.448}{259.036}\right)} = 120815.92 \text{ KN}.$$

$$n_1 = \frac{120815.92}{2343,6} = 51,55$$

On prend $n_1 = 52$ câbles répartis dans le hourdis supérieur.

VI.1.6.1- Dispositions constructives :

- La distance entre axes des câbles est de $2 \times \phi_{gext}$.
- L'enrobage des gaines est $\geq \phi_{gext}$.

- Le diamètre des gaines d'un câble à **15T15** est de $\phi_{gext} = 9,50cm$.

V.1.6.2- Vérification de l'excentricité :

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante.

Donc il faut chercher l'excentricité avec laquelle on calculera l'effort de précontrainte.

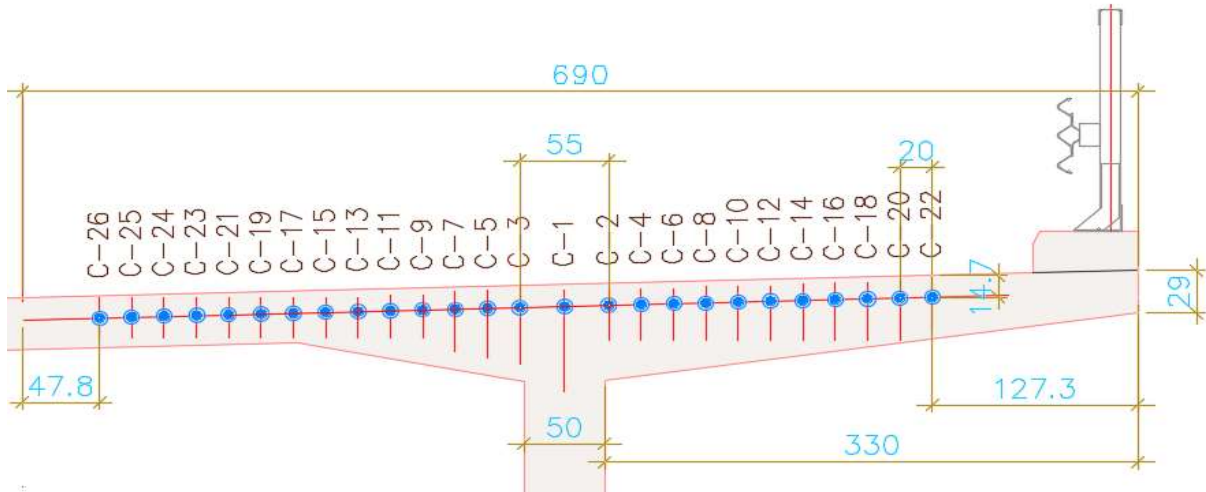


Figure .V.10- Disposition des câbles dans le gousset supérieur.



Figure. V.11- Disposition et la mise en tension des câbles dans le gousset supérieur.

$$d_0 = 14.75 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } e_0 = 4.258 - 0.1475 = 4.108 \text{ m.}$$

$$N_2 \geq \frac{\frac{870929,29 \times 4.448}{259.036}}{\frac{1}{19.71} + \left(\frac{4.1105 \times 4.448}{259.036} \right)} = 120149,59 \text{ KN.}$$

$$n_2 = \frac{120149,59}{2343.6} = 51,27 ; \text{ On garde } n_2 = 52 \text{ câbles.}$$

P_r = l'effort de précontrainte de 52 câbles.

$$P_r = 52 \times 0,75 \times 3240 = 126360 \text{ KN.}$$

V.1.6.3-Etude des voussoirs :

On va déterminer le moment fléchissant dû à l'exécution de chaque voussoir, puis on calcul l'effort de précontrainte, et en faisant des itérations on estime le moment de chaque câble arrêté pour chaque voussoir.

Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du chariot et celui du voussoir V_{i+1} plus les sur charges du chantier.

Les résultats de calcul du câblage du fléau sont consignés dans le tableau **annexe 3** dont voici un extrait en tableau N°-V-3.

Tableau. V.3- Extrait du calcul des câbles du fléau.

Voussoir	S [m ²]	V [m]	I [m ⁴]	M [KNm]	e_0 [m]	NP ₁ [KN]	n_1	d_1 [m]	e_0 [m]	P ₂ [KN]	n_2	n réelle	câble s arrêt	P réelle
VSP	19,71	4,448	259,036	871405,14	4,258	120815,92	51,55	0,148	4,301	120108,19	51,25	52	2	121867
V0-1	19,71	4,448	259,036	810907,43	4,258	112428,31	47,97	0,148	4,301	110834,94	47,29	48	4	112493
V1	19,71	4,448	259,0355	752923,53	4,258	104389,12	44,54	0,148	4,301	103777,62	44,28	46	2	107806
V2	18,9558	4,1708	224,2066	682464,57	3,981	100116,83	42,72	0,148	4,023	99496,49	42,45	44	2	103118
V3	18,0671	3,8442	186,9728	601210,42	3,654	94734,57	40,42	0,148	3,697	94104,37	40,15	42	4	98431

V.1.7- Vérification des contraintes en cours de construction du fléau :

Ayant fixé l'enrobage et les différents espacements entre les câbles, on procède aux vérifications des contraintes.

On doit vérifier les inéquations suivantes :

$$\sigma_{sup} = -\frac{M V}{I_z} + \frac{N}{S} + \frac{N e_0 V}{I_z} \geq 0$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M V}{I_z} + \frac{N}{S} - \frac{N e_0 V}{I_z} \leq \sigma_{bc}$$

L'ouvrage est justifié en classe I et construit en voussoirs coulés en place âgés de plus de 28 jours à leurs coulages.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 24 \text{ Mpa}$$

Un extrait des résultats est donné dans le tableau annexe 3.

Voussoir	S [m ²]	I [m ⁴]	V [m]	V' [m]	M [KNm]	e ₀ [m]	P [KN]	σ ^{sup} [Mpa]	Vérification	σ ^{inf} [Mpa]	Vérification
VSP	19,71	259,036	4,448	4,042	871405,14	4,301	121867	0,219	OK	11,603	OK
V0-1	19,71	259,036	4,448	4,042	810907,43	4,301	112493	0,090	OK	10,812	OK
V1	19,71	259,0355	4,45	4,042	752923,53	4,301	107806	0,502	OK	9,984	OK
V2	18,956	224,2066	4,17	3,8654	682464,57	4,023	103118	0,462	OK	10,053	OK
V3	18,067	186,9728	3,84	3,6574	601210,42	3,697	98431	0,568	OK	10,091	OK

Tableau. V.4- Vérification des contraintes du fléau en situation d'exécution.

Les fléaux sont justifiés en situation d'exécution.

V.1.8- Tracé des câbles de fléau :

Les câbles en élévation suivent une trajectoire rectiligne jusqu'au début du dernier voussoir où ils empruntent une courbure parabolique jusqu'à leurs ancrages dans les bossages appropriés.

V.1.8.1- Etude du tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles devra s'inspirer des principes suivants :

- Éviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront un trajet rectiligne jusqu'au début des derniers voussoirs où ils subissent une déviation parabolique d'équation générale :

$$y = ax^2 + bx + c$$

Equation de la courbure :

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

d_1 : distance du point d'ancrage.

d_0 : distance du câble à fibre supérieure.

ℓ : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur de deux voussoirs $\ell=5,00m$).

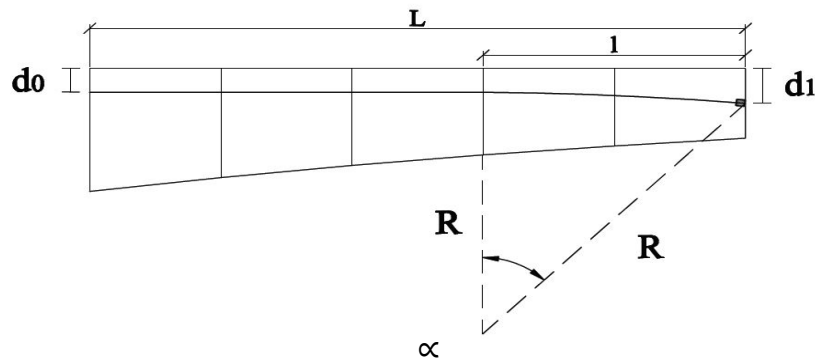


Figure .V.12- Tracé d'un câble en élévation.

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

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

R_{min} : rayon minimal pour les câbles 15T15 = 6m.

La déviation verticale d'un câble n est :

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_n &= \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x_0}{l^2} \right) \\ \alpha_n &= \operatorname{Arct} \left[2(d_1 - d_0) \left(\frac{x_0}{l^2} \right) \right] \end{aligned}$$

Exemple de calcul :

Pour le câble C1 :

$$d_0 = 0.1475 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$\ell = 1,5 \text{ m}$$

$$y = d_1 - d_0 = 0.1525 \text{ m}$$

$$R(1,5) = \frac{1,5^2}{2 \times (0.1525)} = 7.377 < R_{min}$$

Nous devons changés la position d'ancrage.

$$R \geq 6m \rightarrow \frac{x^2}{2y} \geq 6 \rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

$$\text{AN: } y \leq \frac{1.5^2}{12} = 0,1875m.$$

- $d_1 = y + d_0 = 0,1525 + 0,1475 = 0,3 \text{ m}$

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{2y}{x} = \frac{2(0,1525)}{1,5} = 0,2033 \rightarrow \alpha = 11,49^\circ$$

L'allure de la courbe du câble N°1 est de la forme suivante :

$$y(x) = 0,1475 + 0,06777x^2 \text{ [m]}$$

Le reste du calcul des autres câbles est mentionné dans le tableau **annexe 3** dont voici un extrait en tableau N°-V-5

Tableau. V.5-tracé des câbles en élévation.

Voussoir	tracé fléau					R [m]	α [°]	Equation de la courbe
	N° Câbles	L [m]	d_0 [m]	d_1 [m]	y [m]			
VSP	C1	1,50	0,148	0,300	0,1525	7,38	11,49	$0,1475+0,06777 x^2$
	C2	1,50	0,148	0,300	0,1525	7,38	11,49	$0,1475+0,06777 x^2$
	C3	1,50	0,148	0,300	0,1525	7,38	11,49	$0,1475+0,06777 x^2$
V1	C4	1,50	0,148	0,300	0,1525	7,38	11,49	$0,1475+0,06777 x^2$
V2	C5	1,50	0,148	0,300	0,1525	7,38	11,49	$0,1475+0,06777 x^2$

V.1.8.2-Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence d'une longueur 1. du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de **l'exécution**. Lorsque les courbes augmentent, **les pertes par frottement** seront importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne que possible.

➤ Equation de la courbure :

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

Avec les conditions aux limites :

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

➤ **Le rayon de courbure :**

$$R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad ; \quad R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

➤ **L'inclinaison à l'horizontale :**

$$\text{tg}(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad ; \quad \text{tg}(\beta_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}{x_{i+1}}$$

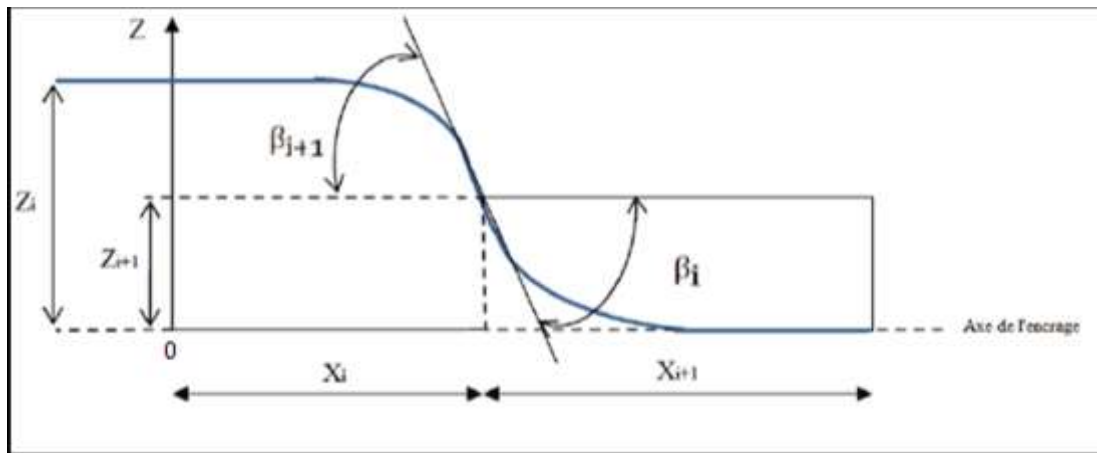


Figure . V.13- Tracé en plan.

Les résultats de calcul du câblage du fléau sont donnés dans le tableau **annexe 3** dont voici un extrait en tableau N°-V-6.

Tableau. V.6- Extrait du calcul des câbles du fléau.

N°Voussoir	N°cable	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	tracé fléau				Equation de la 1er courbe	Equation de la 2eme courbe
				R _i (m)	R _{i+1} (m)	β _i (°)	β _{i+1} (°)		
Vsp	C1	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	-	-	-	-	-	-	-	-
V1	C4	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	0,15 - 0,03567 x ²	0,03567 (x-1,45) ²
V2	C5	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	0,15-0,023148 x ²	0,023148 (x-1,8) ²

V.1.9-Etude de la continuité de l'ouvrage :

V.2- Etude longitudinale en phase de service :

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la détermination du câblage de continuité.

V.2.1- Calcul des sollicitations pour la flexion longitudinale

Une fois l'ouvrage rendu continu (clavage de toutes les travées), le schéma statique final est un système hyperstatique. La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Superstructure
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Gradient thermique.
- Fluage du béton.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

❖ Modèle de calcul

Nous avons utilisé le programme de calcul aux éléments finis SAP2000.

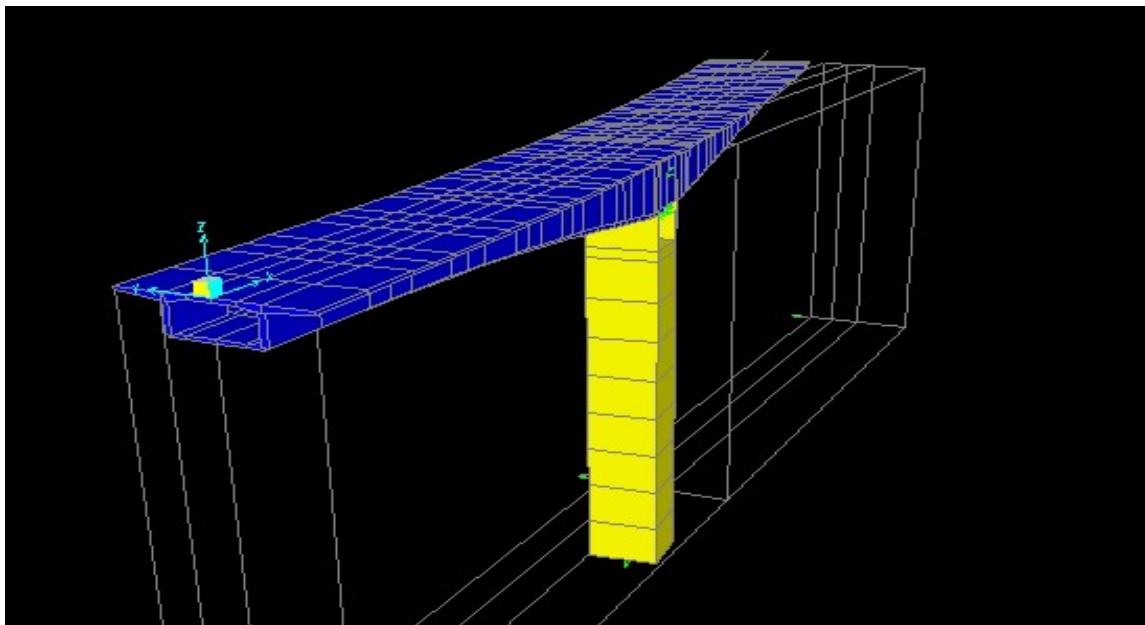


Figure .V.14:Modèle de calcul.

V.2.2-Combinaisons des charges

Le dimensionnement d'un tablier est une étape différente de la vérification, les combinaisons à considérer sont les combinaisons rares définies pour les justifications à l'état limite de service.[Calgaro, 1994]

Les combinaisons de charges a considérées sont : [BPEL, 91]

Etat limite de service Combinaisons rares
$G + 1,2 A(L) + St + 0,5\Delta T$
$G + 1,2 Bc + St + 0,5\Delta T$
$G + 1,2 Bt + St + 0,5\Delta T$
$G + Mc120$
$G + D240$

A(L):Système de charges A(l).

Bc, Bt : Charges roulantes du système de charge B.

Mc120 : Charge de type M.

D240 : charge exceptionnelle.

St : surcharges des trottoirs.

ΔT : gradient thermique.

V.2.3-Résultats des calculs

Après avoir effectué tous les modes de chargement et déchargement des travées, le logiciel génère automatiquement les calculs et donne directement les enveloppes max et min des moments.

❖ Sollicitations dues au poids propre M(G)

Est le moment engendré par le poids propre plus celui de la super structure.

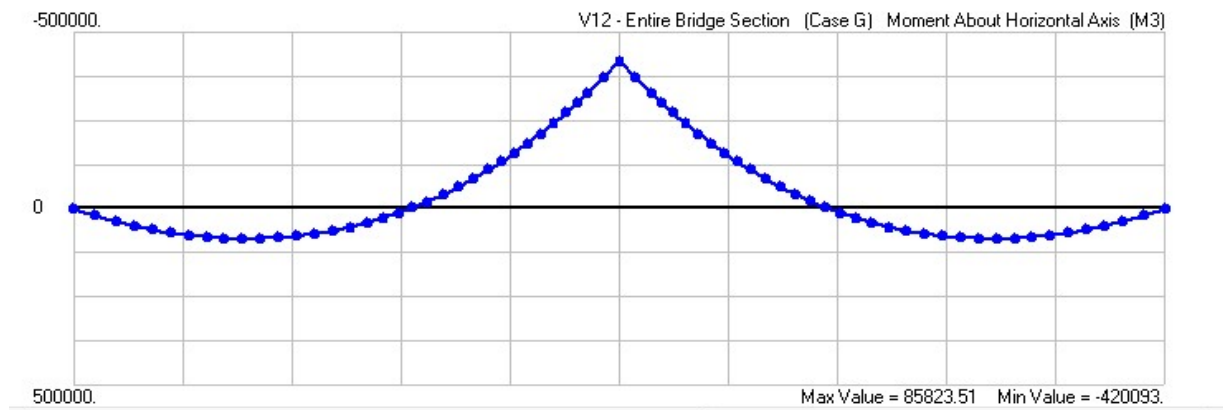


Figure .V.15- Moments fléchissant dus au poids propre

❖ **Sollicitations dues au gradient thermique**

La valeur caractéristique du gradient thermique est $\Delta T = 12^{\circ}\text{C}$.

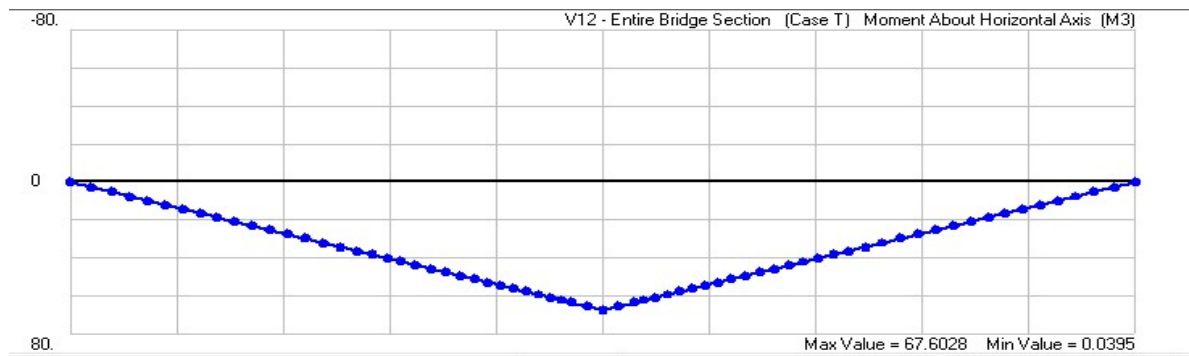


Figure .V.16- Moments fléchissant dus au gradient thermique.

❖ Sollicitations dues à la surcharge sur trottoirs St

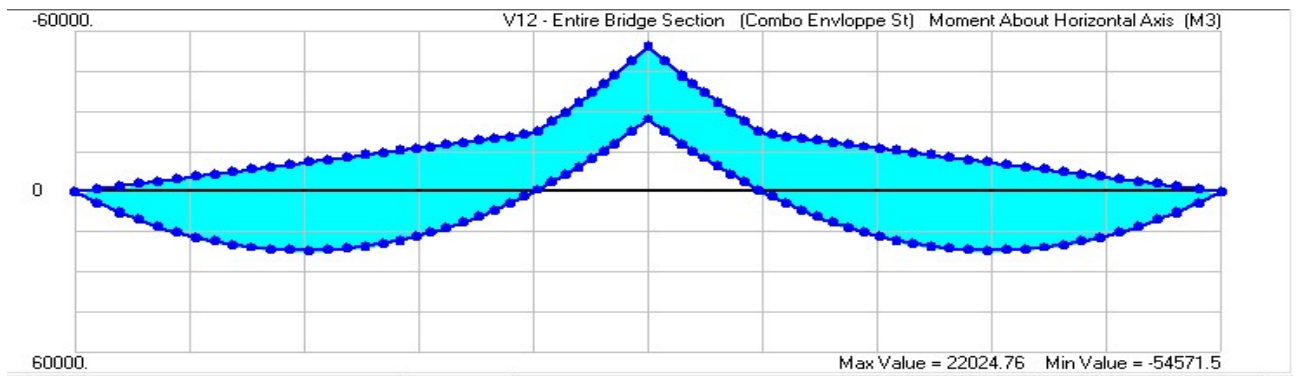


Figure . V.17- Moments enveloppes dus à St

❖ Sollicitations dues à la surcharge A(I)

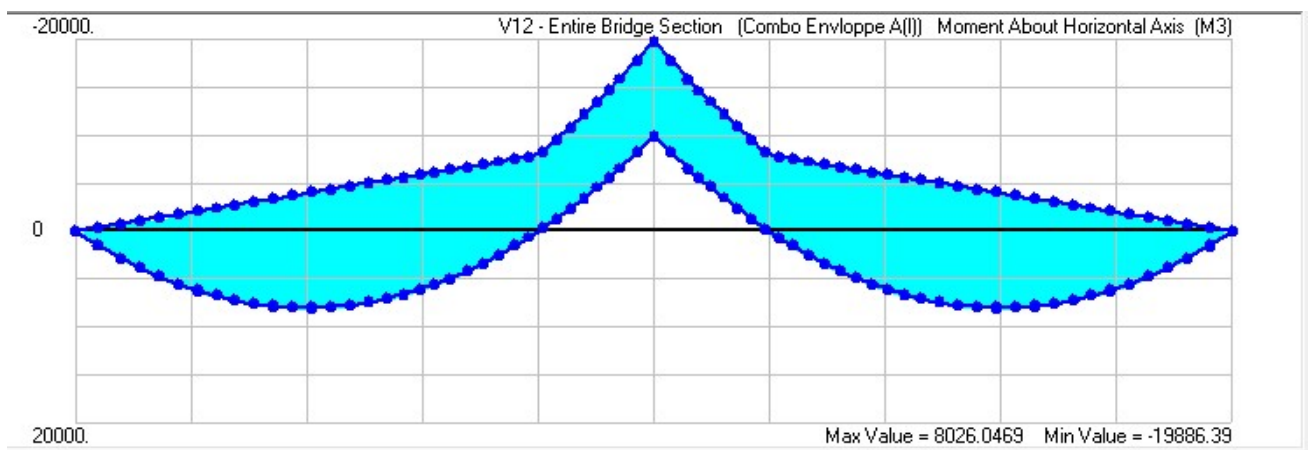


Figure . V.18- Moments enveloppes dus à A(I).

❖ Sollicitations dues à la charge roulante Bc

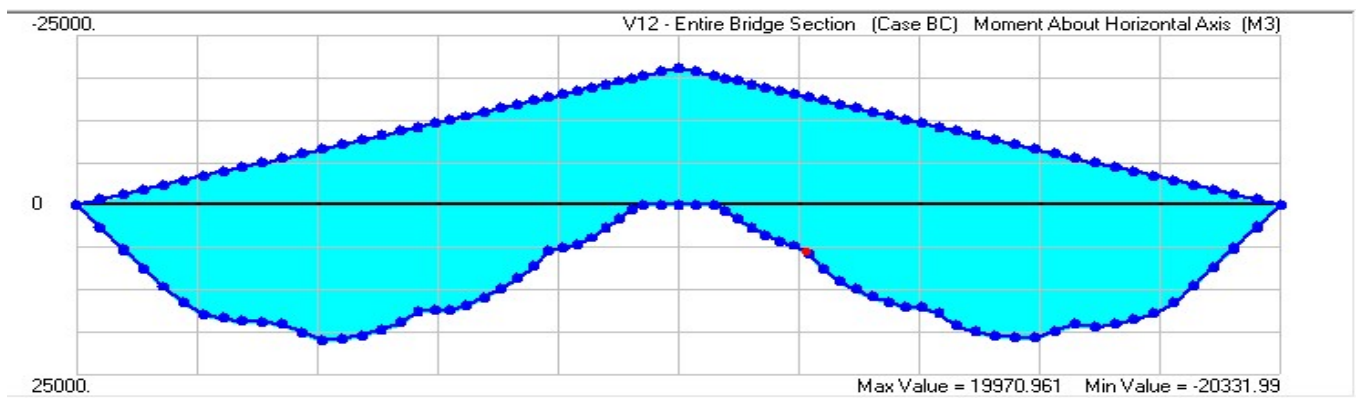


Figure .VI.19- Moments enveloppes dus à Bc

❖ Sollicitations dues à la charge roulante Bt

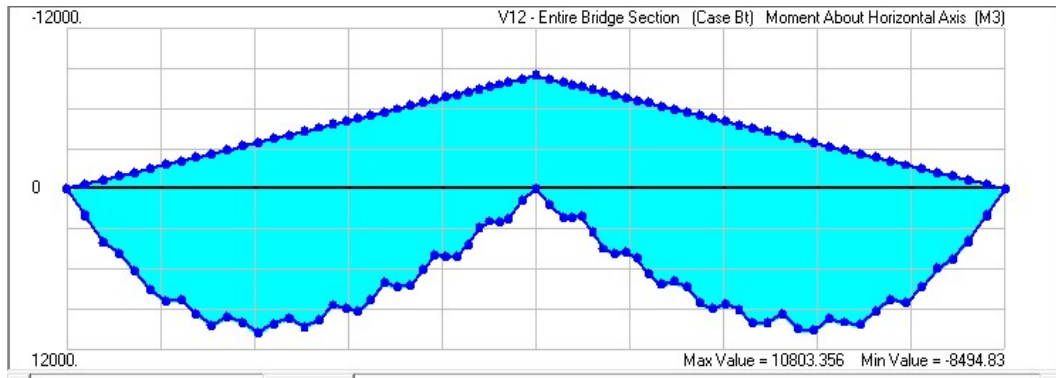


Figure . V.20- Moments enveloppes dus à Bt

❖ Sollicitations dues à la charge militaire Mc120

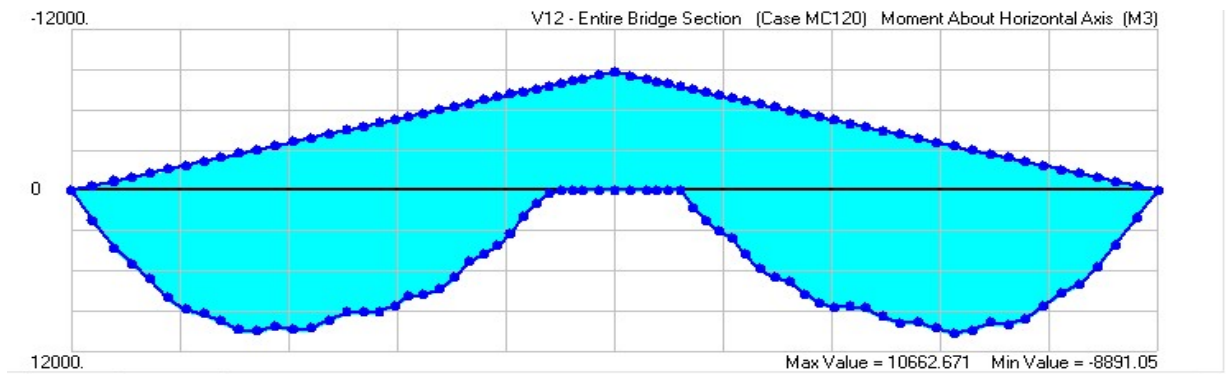


Figure . V.21- Moments enveloppes dus à Mc120

❖ Sollicitations dues à la charge exceptionnelle D240

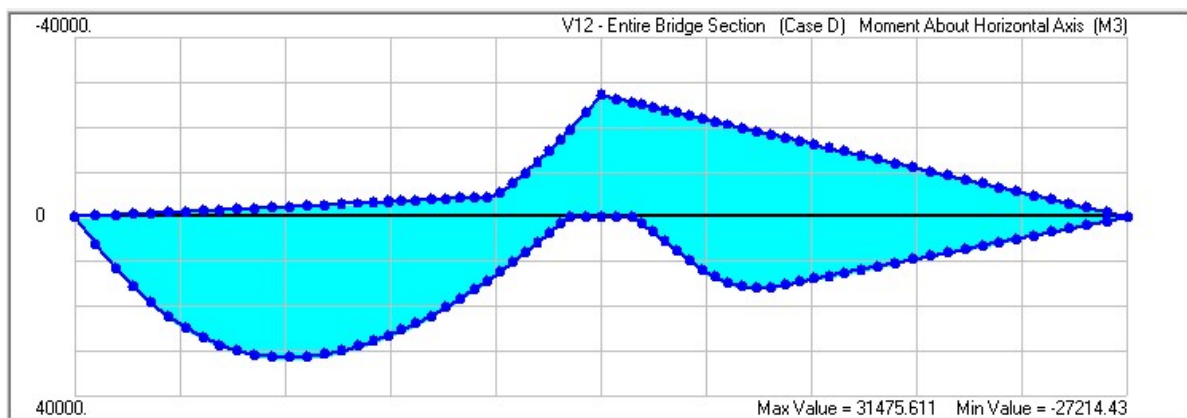


Figure . V.22- Moments enveloppes dus à D240

❖ Sollicitations dues au fluage

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte de compression soutenue dans le temps, l'ordre de grandeur de cette déformation est de deux fois plus grande que la déformation instantanée. Lorsque l'on construit un ouvrage hyperstatique par phase le degré d'hyperstatique augmente, le fluage du béton entraine une modification progressive des efforts calculés dans l'hypothèse élastique, les déformations consécutives au fluage se trouvent entravées par l'augmentation du degré d'hyperstatique du système.

A ce stade de pré dimensionnement, on se contente d'évaluer les moments dus au fluage par la formule suivante :[Calgaro 1994]

$$M_{fl} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$$

I_0 : Moment d'inertie de la section considérée.

V_i : Distance de la fibre moyenne à l'intrados.

$\sigma^* = 2 \text{ Mpa}$: Contrainte de traction à la fibre inférieure des voussoirs coulés en place .

Les résultats de calcul du fluage sont consignés dans le tableau **annexe 3** dont voici un extrait en tableau N°-V-7.

Tableau. V.7- Extrait des moments du fluage.

Voussoir	I_0	V_i	σ^*	M_{fl}
V1	98.4744	3.835	2	25677.81
V2	87.2635	3.677	2	23733.13
V3	77.2823	3.525	2	21921.20
V4	68.4161	3.381	2	20236.76
V5	60.5586	3.243	2	18674.59

V.2.4-Analyse des résultats

L'analyse des résultats obtenus pour les différents cas de chargements considérés donne le chargement **A(I)** comme étant celui qui développe les efforts les plus défavorables sur l'ensemble de la structure.

Les résultats de la combinaison la plus défavorable à l'ELS est donnée ci-dessous :

Combinaison rare $G + 1,2 A(L) + St + 0,5\Delta T$

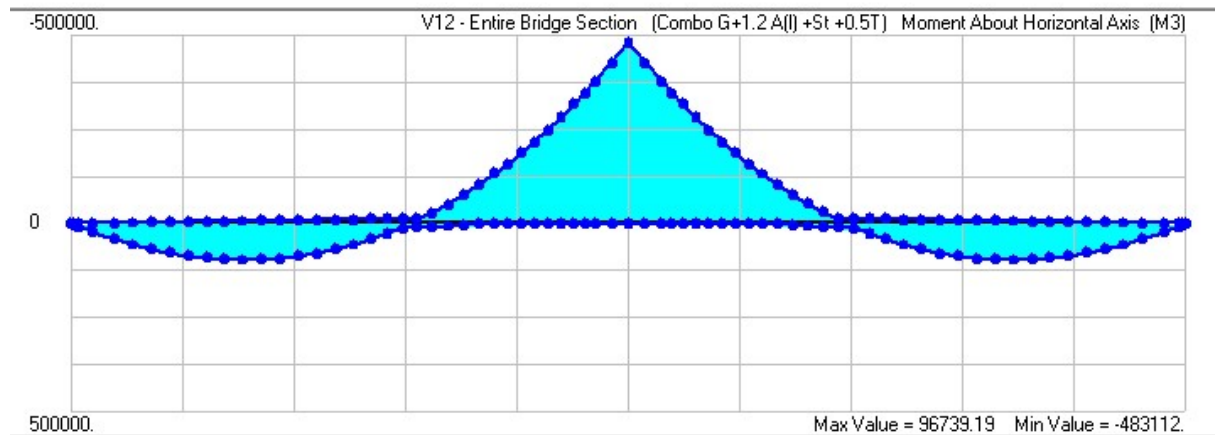


Figure . V.23- Moments enveloppes dus à la combinaison rare 1.

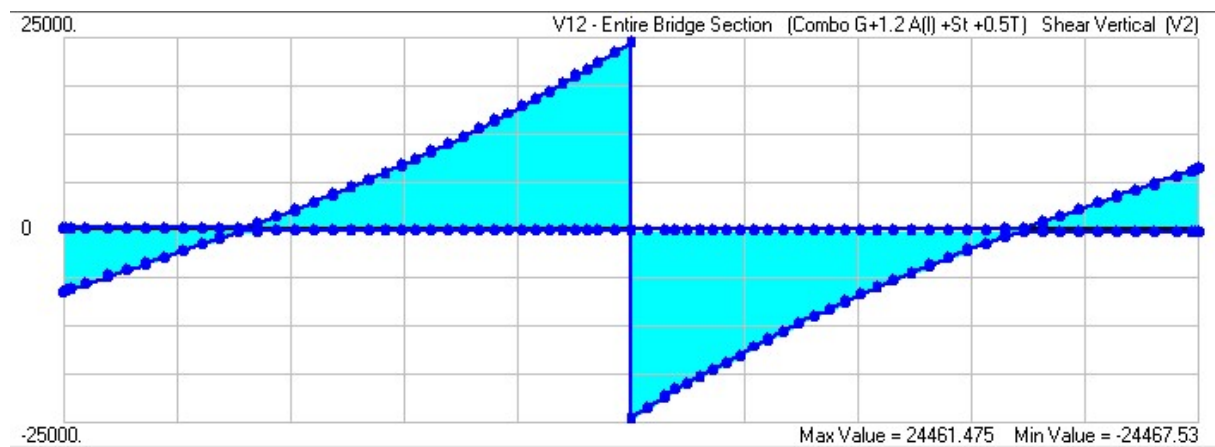


Figure . V.24- Efforts tranchants enveloppes dus à la combinaison rare 1.

Travée de rive

V.3- Détermination de la précontrainte de continuité

V.3.1- Combinaison des efforts

Les sollicitations auxquelles est soumise la travée de rive sont résumées dans le tableau en annexe 3.

V.3.2-Vérification des contraintes les câbles de continuité

Sous l'ensemble de ces sollicitations et de celles de la précontrainte on s'assure que les contraintes normales dans les sections restent :

on vérifie la contrainte sans câbles de continuité en premier lieu et cela pour la détermination de la portion qui a besoin d'être renforcé par des câbles de continuité.

- $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ Mpa.}$
- $\sigma_{bt} > \sigma_{bt} = 0 \text{ Mpa.}$

Ces valeurs correspondent à une justification à l'ELS sous combinaison rare en **Classe I**.

Cette vérification se fera sous M_{max} et M_{min} en utilisant les formules suivantes :

▪ **Sous M_{min}**

$$0 \leq \sigma_{sup} = \frac{(N_{p,sup} + N_{p,inf})}{A} + \frac{(M_{min} + M_{p,sup})V}{I} + \frac{(N_{p,inf} \times e_0)V}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$0 \leq \sigma_{inf} = \frac{(N_{p,sup} + N_{p,inf})}{A} + \frac{(M_{min} + M_{p,sup})V'}{I} + \frac{(N_{p,inf} \times e_0)V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

▪ **Sous M_{max}**

$$0 \leq \sigma_{sup} = \frac{(N_{p,sup} + N_{p,inf})}{A} + \frac{(M_{max} + M_{p,sup})V}{I} + \frac{(N_{p,inf} \times e_0)V}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$0 \leq \sigma_{inf} = \frac{(N_{p,sup} + N_{p,inf})}{A} + \frac{(M_{max} + M_{p,sup})V'}{I} + \frac{(N_{p,inf} \times e_0)V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

- En charges

$$\begin{cases} M_{max,env} = M_{(G)} + M(fl) + 1,2M(Al^+) + M(St^+) + 0,5M(\Delta T^\circ = 12^\circ). \\ M_{min,env} = M_{(G)} + 1,2M(Al^-) + M(St^-). \end{cases}$$

- A vide

$$M_{G\ min} = M_{(G)}.$$

$N_{p,inf}$: Effort de compression dû aux câbles de précontrainte en partie inférieure de la section.

$N_{p,sup}$: Effort de compression dû aux câbles de précontrainte en partie supérieure de la section

$M_{p,sup}$: Moment dû à la précontrainte dans le hourdis supérieur qui n'est pas inclus dans la courbe enveloppe des moments extérieurs.

V : Distance de la fibre supérieure au CDG de la section.

V' : Distance de la fibre inférieure au CDG de la section.

NB :

Les efforts hyperstatiques des câbles ne sont pas pris en compte car ces derniers sont mis en tension sur une structure isostatique, donc ils ne produisent pas de moments hyperstatiques.

V.3.3- Efforts de précontrainte et nombre de câbles

Nous nous intéressons aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité, l'effort de précontrainte sera calculé avec le moment max déterminé à partir des combinaisons Etablies ci-dessus :

$$\frac{-\frac{(M_{max}+M_{p,sup})V'}{I} - \frac{(N_{p,sup})}{S}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e_{inf}.V}{I}\right)} \leq N_{p,inf} \leq \frac{\bar{\sigma}_{bc} - \frac{(M_{max}+M_{p,sup})V'}{I} - \frac{(N_{p,sup})}{S}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e_{inf}.V}{I}\right)}$$

Caractéristiques de la section considérée :

$$M_{max} = 165373,11 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad M_{p,sup} = 58714,45 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad N_{p,sup} = 37497,6 \text{ KN}.$$

$$S = 11.812 \text{ m}^2 \quad I = 28.272 \text{ m}^4 \quad V = 1.545 \text{ m}.$$

$$V' = -2.193 \text{ m} \quad e_{inf} = V' - (1,5 \times \phi_{ext}) = -2.3355 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ Mpa} \quad \bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ Mpa}.$$

$$58252.08 \text{ KN} \leq N_{p,inf} \leq 156647.61 \text{ KN}$$

En utilisant des câbles de 15T15 d'une force utile de 3124.8 KN, et en estimant les pertes de précontrainte à 25% ($F_u = 3124.8 \times 0,75 = 2343.6 \text{ KN}$), on aura le nombre de câble dans cette section ($N_{p,inf}$ = la force de précontrainte / Force utile d'un câble).

$$26 \text{ câbles} \leq N^{br} \text{ câbles} \leq 68 \text{ câbles}$$

On opte pour un nombre de **N= 26 câbles**.

Le nombre de câbles nécessaires pour le reste des jonctions non vérifiées est déterminé de la même manière en utilisant le tableau Excel N°-VI-14 mentionné dans l'**annexe 3**.

V.3.4- Vérification des contraintes sans câbles de continuité

Dans ce qui suit nous allons vérifier les différentes inégalités exprimant l'état de contraintes en chaque section et en prenant en compte les câbles de continuité.

Les résultats des $M_{\max}$ et $M_{\min}$ sont donnés dans les tableaux l'annexe 3.

Tableau. V.8- Extrait de la superposition des moments fléchissant de la travée de rive.

	Moments [KNm]									
	Poids propre	surcharge sur trottoirs		Gradient thermique	Fluage	Surcharges routières		Moments enveloppe		Moments sous (G)
X[m]	M(G)	M(St+)	M(St-)	M(ΔT)	M(fl)	A(I+)	A(I-)	M(max)	M(min)	M(G)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	19813,73	3811,85	-836,41	2,80	30509,38	1389,08	-304,80	55803,26	18611,57	19813,73
6,00	42412,29	7759,10	-2136,88	5,28	30509,38	2827,50	-778,70	84076,41	39340,97	42412,29
11,00	69408,67	13090,91	-3960,62	9,81	30872,91	4770,44	-1443,29	119101,92	63716,10	69408,67

Tableau.V.9- Extrait de la vérification des contraintes sous $M_{\max}$ sans câbles de continuité.

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuités			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m ²]	I[m ⁴]	V'[m]	V[m]	Mmax	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σ_{sup}	σ_{inf}	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	0,00	-1,863	0,00	0,00	0,00	0,00	NON
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	55803,26	0	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	4,43	-6,00	NON
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	84076,41	2	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	6,28	-8,98	NON
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	119101,92	4	1,174	9374,4	11006,59	0,00	-1,875	0,00	0,00	9,28	-12,57	NON
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	143904,87	8	1,267	18748,8	23761,76	0,00	-1,910	0,00	0,00	12,16	-14,60	NON
21,00	11,457	23,955	-2,110	1,415	159705,68	12	1,398	28123,2	39314,66	0,00	-1,970	0,00	0,00	14,21	-15,07	NON

Tableau. V.10- Extrait de la vérification des contraintes sous $M_{\min}$ sans câbles de continuité.

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuité			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m ²]	I[m ⁴]	V'[m]	V[m]	Mmin	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σ_{sup}	σ_{inf}	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	0,00	-1,863	0,00	0,00	0,00	0,00	NON
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	18611,57	0	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	1,99	-2,09	NON
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	39340,97	2	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	3,35	-4,27	NON
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	63716,10	4	1,174	9374,4	11006,59	0,00	-1,875	0,00	0,00	5,69	-6,86	NON
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	79199,25	8	1,267	18749	23761,76	0,00	-1,910	0,00	0,00	8,11	-8,32	NON
21,00	11,457	23,955	-2,110	1,415	86328,47	12	1,398	28123	39314,66	0,00	-1,970	0,00	0,00	9,88	-8,61	NON

V.3.5- Vérification des contraintes avec câbles de continuité

Dans ce qui suit nous allons vérifier les différentes inégalités exprimant l'état de contraintes en chaque section.

Les résultats des moments $M_{\max}$ et $M_{\min}$ sont donnés dans les tableaux l'**annexe 3**.

Tableau. V.11- Extrait de la vérification des contraintes sous $M_{\max}$ avec câbles de continuité.

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuités			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m ²]	I[m ⁴]	V'[m]	V[m]	Mmax	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σ_{sup}	σ_{inf}	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	0	-1,856	0,00	0,00	0,00	0,00	OK
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	55803,26	0	1,120	4687,20	5249,66	26	-1,856	60933,60	-113062,29	2,56	11,44	OK
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	84076,41	2	1,118	4687,2	5241,01	26	-1,856	60933,60	-113062,29	4,41	8,47	OK
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	119101,92	4	1,174	9374,4	11006,59	26	-1,867	60933,60	-113786,28	7,42	4,68	OK
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	143904,87	8	1,267	18748,8	23761,76	26	-1,903	60933,60	-115958,25	10,35	2,09	OK

Tableau. V.12- Extrait de la vérification des contraintes sous $M_{\min}$ avec câbles de continuité.

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuités			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m²]	I[m4]	V'[m]	V[m]	Mmin	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σ_{sup}	σ_{inf}	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	0	-1,856	0,00	0,00	0,00	0,00	OK
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	18611,57	0	1,118	4687,20	5241,23	26	-1,856	60933,60	-113062,29	0,12	15,36	OK
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	39340,97	2	1,11815	4687,2	5241,01	26	-1,856	60933,60	-113062,29	1,48	13,18	OK
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	63716,10	4	1,17411	9374,4	11006,59	26	-1,867	60933,60	-113786,28	3,83	10,39	OK
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	79199,25	8	1,26737	18748,8	23761,76	26	-1,903	60933,60	-115958,25	6,30	8,37	OK

Tableau. V.13- Extrait de la vérification des contraintes sous M_G avec câbles de continuité.

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuités			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m²]	I[m4]	V'[m]	V[m]	M_G	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σ_{sup}	σ_{inf}	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	26	-1,856	0,00	0,00	0,00	0,00	OK
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	19813,73	0	1,120	4687,20	5249,66	26	-1,856	60933,60	-113062,29	0,20	15,23	ok
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	42412,29	2	1,118	4687,2	5241,01	26	-1,856	60933,60	-113062,29	1,68	12,85	OK
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	69408,67	4	1,174	9374,4	11006,59	26	-1,867	60933,60	-113786,28	4,20	9,80	OK
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	87478,82	8	1,267	18748,8	23761,76	26	-1,903	60933,60	-115958,25	6,82	7,57	OK

Le reste des tableaux est mis en **annexe 3**.

V.4- Tracé des câbles de continuité

Les paramètres des tracés des câbles de continuité se calculent de la même manière que pour les câbles de fléau.

V.4.1- Travée de rive

Les câbles en élévation suivent une trajectoire rectiligne jusqu'au début des deux derniers voussoirs où ils empruntent une courbure parabolique jusqu'à leurs ancrages dans les bossages.

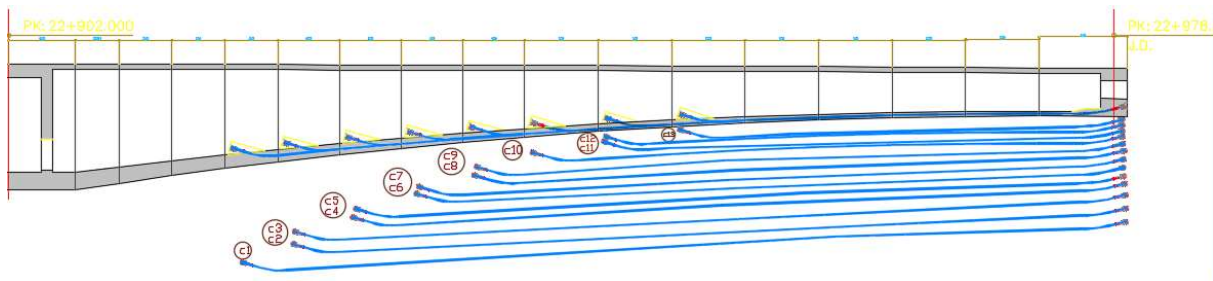


Figure . V.25-Allure des câbles de continuité en élévation en travée de rive.

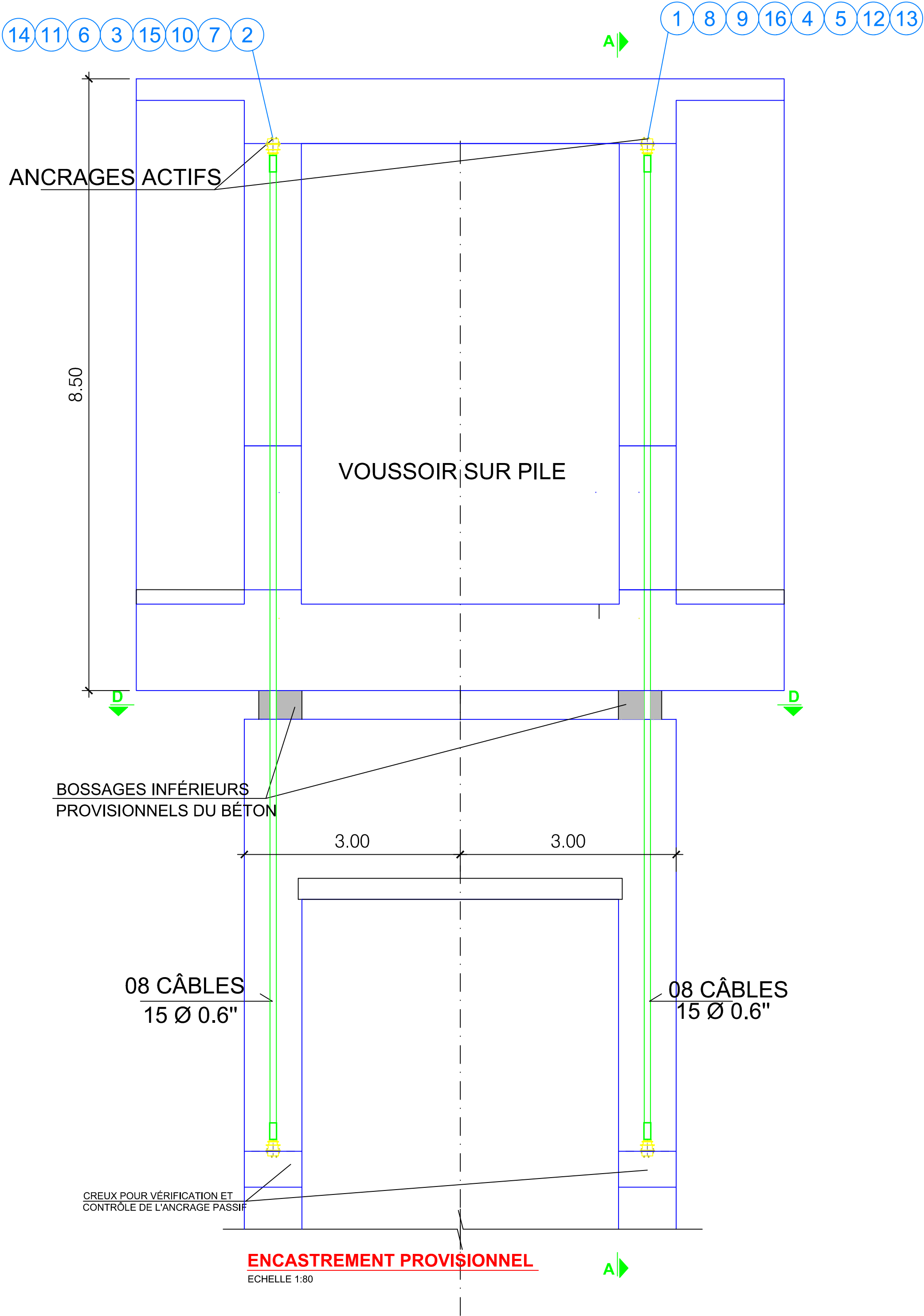
Le calcul du tracé des câbles est mentionné dans le tableau **annexe 3** dont voici un extrait en tableau :

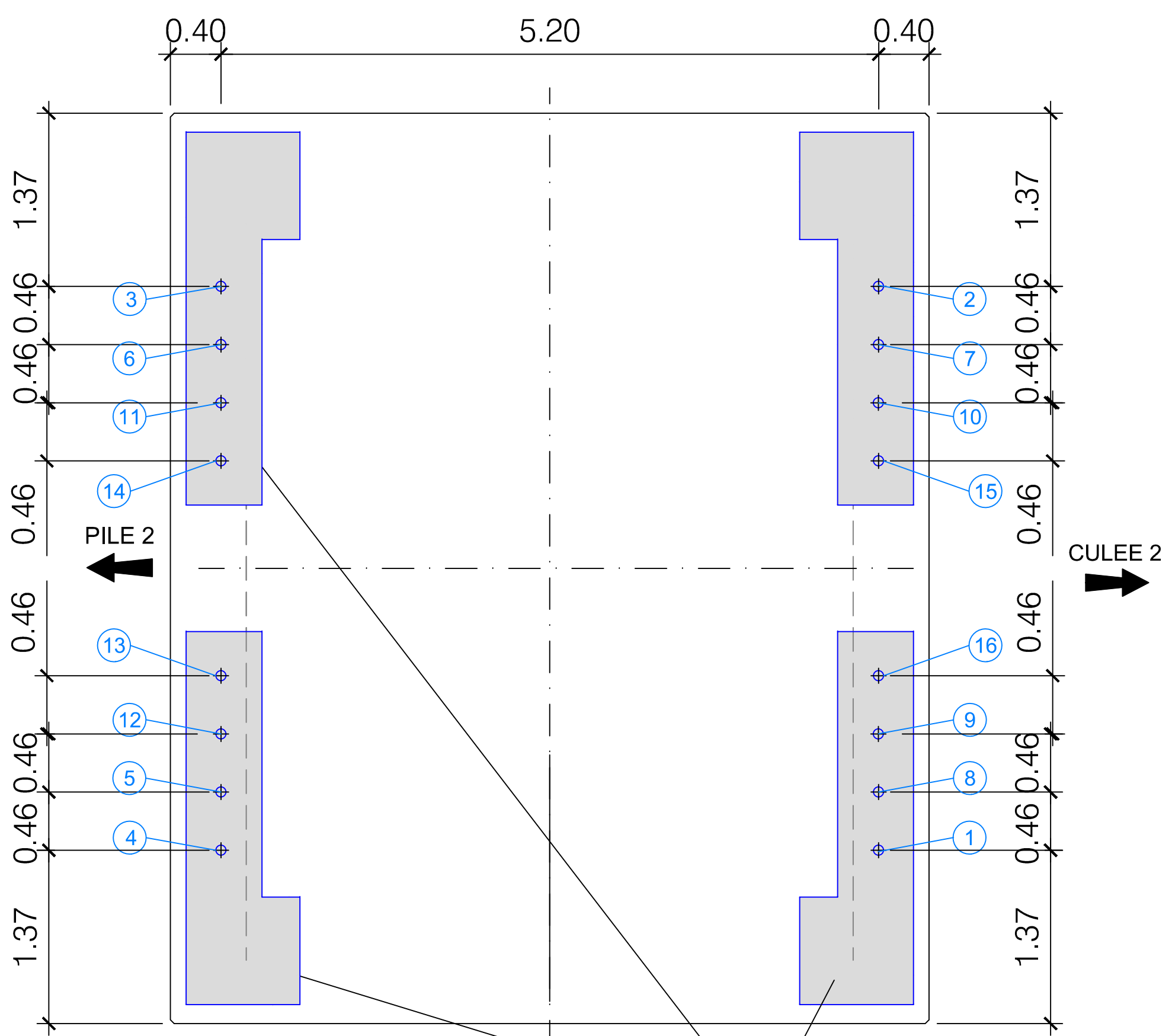
Tableau. V.14-extrait du tracé des câbles en élévation.

Voussoir	N° Câbles	L	d0	d1	y	R	a	α [°]	Equation de la courbe
1/2 VC	C1	/	/	/	/	/	/	/	/
VC	C2	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	C3	/	/	/	/	/	/	/	/
V2	C4	/	/	/	/	/	/	/	/
V3	C5	/	/	/	/	/	/	/	/
V4	C6	/	/	/	/	/	/	/	/
V5	C7	3,5	0,1475	0,732	0,5845	10,48	0,334	18,469	$0,14750+0,0804 x^2$
	C9	3,5	0,1475	0,779	0,6315	9,699	0,361	19,8	$0,14750+0,0804 x^2$
V6	C10	3,5	0,1475	0,779	0,6315	9,699	0,361	19,8	$0,14750+0,0804 x^2$
V7	C11	3,5	0,1475	0,836	0,6885	8,896	0,393	21,3	$0,14750+0,0804 x^2$
	C13	3,5	0,1475	0,904	0,7565	8,096	0,432	23,27	$0,14750+0,0804 x^2$
V8	C14	3,5	0,1475	0,904	0,7565	8,096	0,432	23,27	$0,14750+0,0804 x^2$
	C15	3,5	0,1475	0,968	0,8205	7,465	0,469	25,17	$0,14750+0,0804 x^2$
V9	C16	3,5	0,1475	0,968	0,8205	7,465	0,469	25,17	$0,14750+0,0804 x^2$
	C17	3,5	0,1475	1,041	0,8935	6,855	0,511	27,02	$0,14750+0,0804 x^2$
V10	C18	3,5	0,1475	1,041	0,8935	6,855	0,511	27,02	$0,14750+0,0804 x^2$
	C19	3,5	0,1475	1,121	0,9735	6,292	0,556	29,25	$0,14750+0,0804 x^2$
V11	C20	3,5	0,1475	1,121	0,9735	6,292	0,556	29,25	$0,14750+0,0804 x^2$
V12	C21	4	0,1475	1,208	1,0605	7,544	0,53	27,92	$0,14750+0,0804 x^2$

Conclusion

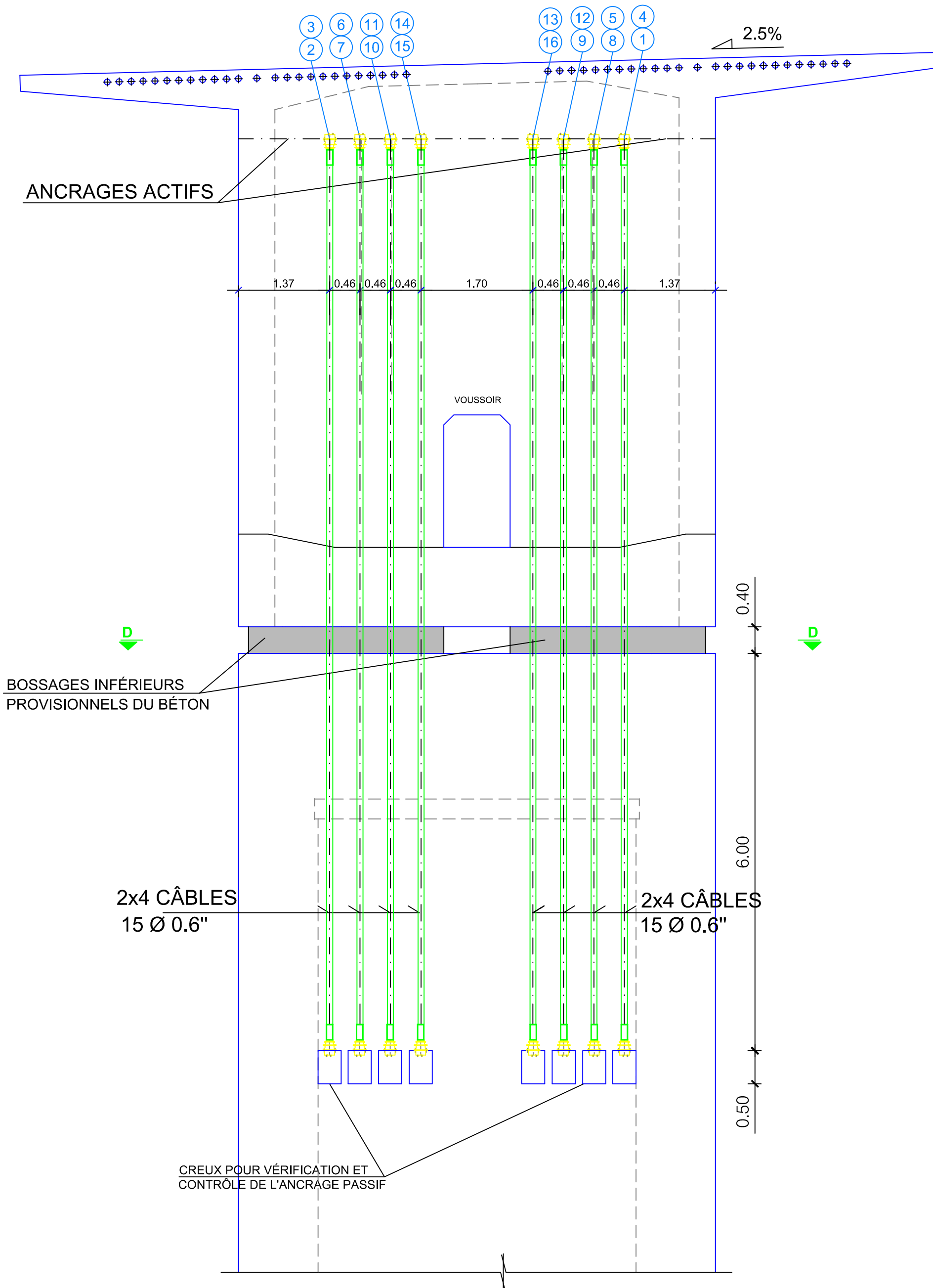
En ce moment on a calculés tous les câblages nécessaires pour maintenir le pont en construction et en service, on a constaté que cette précontrainte calculée peut engendrée d'effets néfastes sur le béton en cas d'absence de vérifications des contraintes.



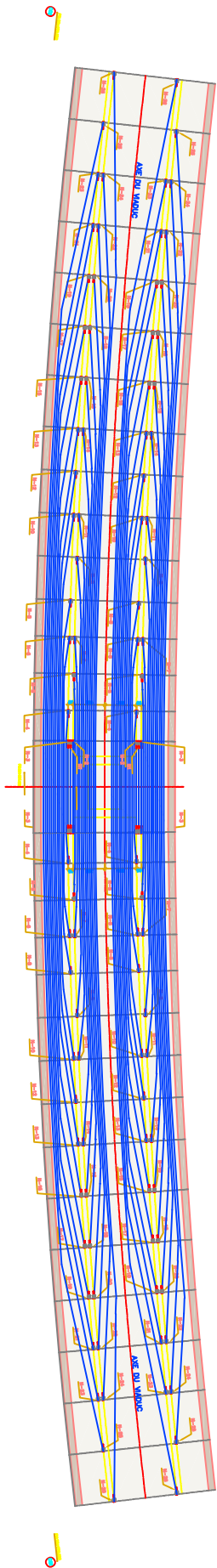


COUPE D-D
ECHELLE 1:80

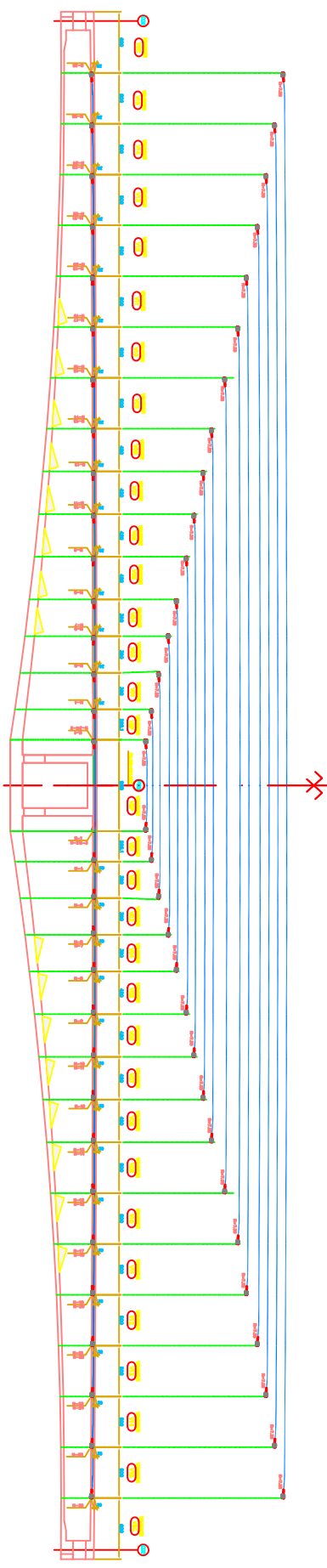
BOSSAGES INFÉRIEURS
PROVISIONNELS DU BÉTON



COUPE A-A
ECHELLE 1:80

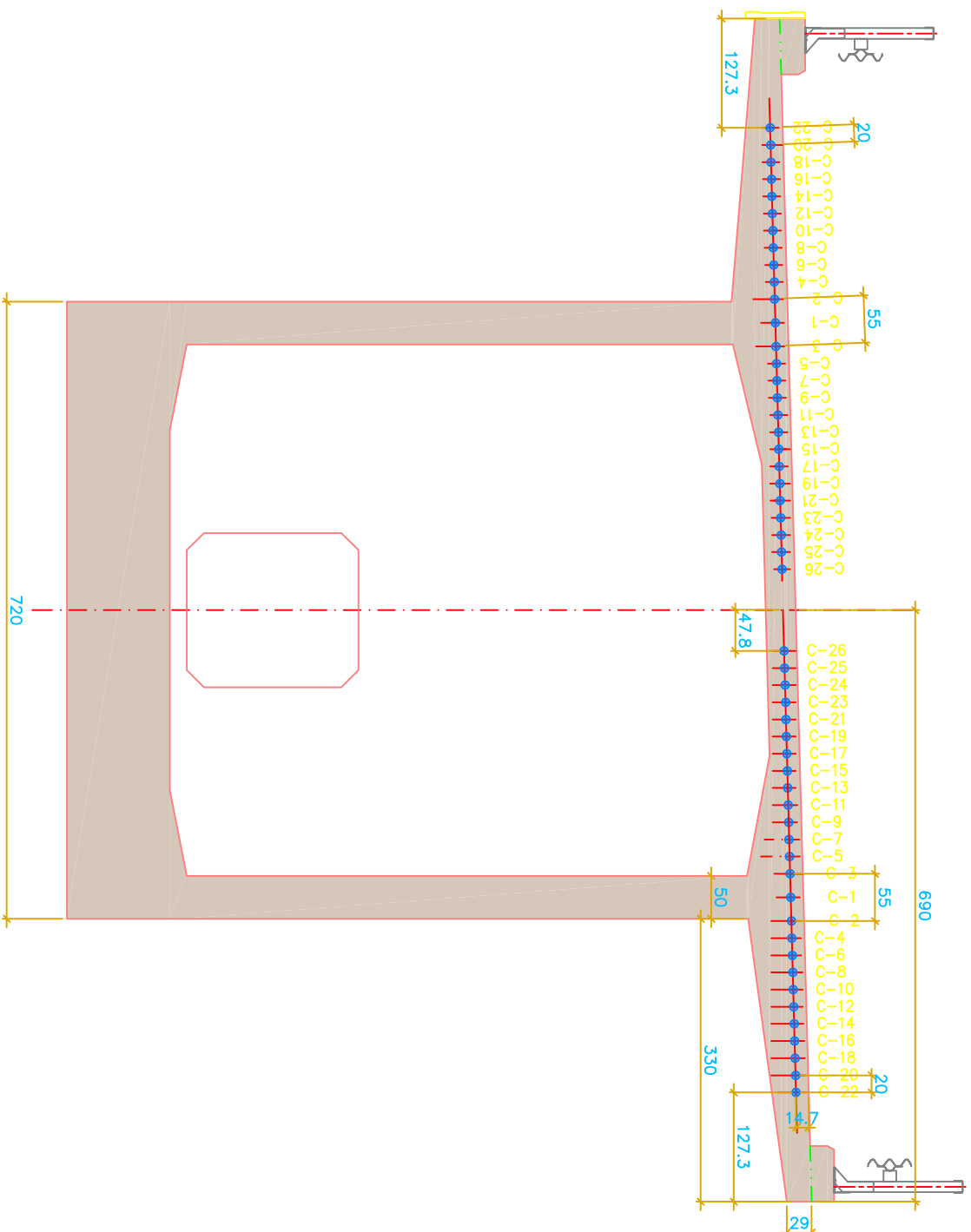


VIADUC 12 PILE 03 TRACE EN PLAN DES CABLES DU DEMI FLEAU



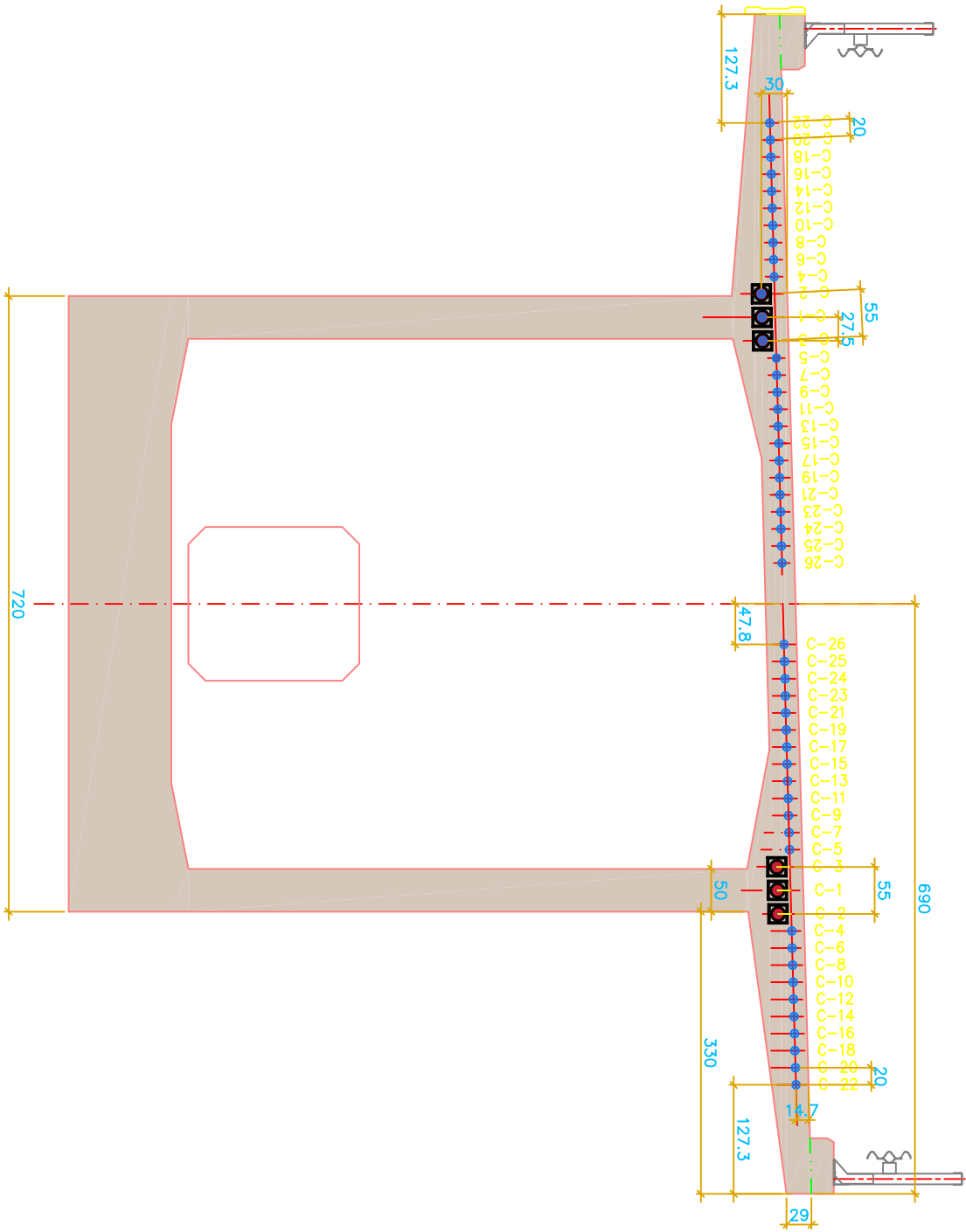
VIADUC 12 PILE 03 TRACE EN LONG DES CABLES DU DEMI FLEAU

COUPE-B-B 1:50

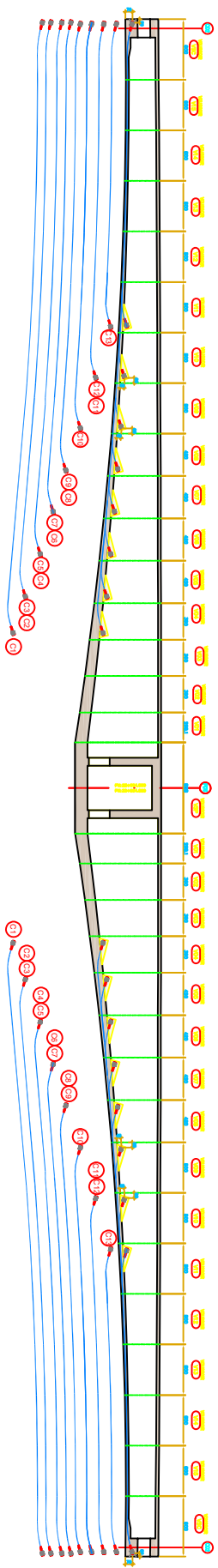


La disposition des câbles supérieurs

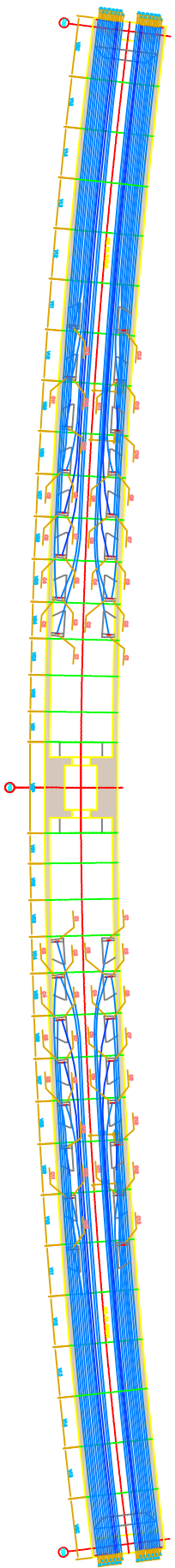
COUPE B-B 1:50



La disposition des câbles supérieurs et d'ancrages

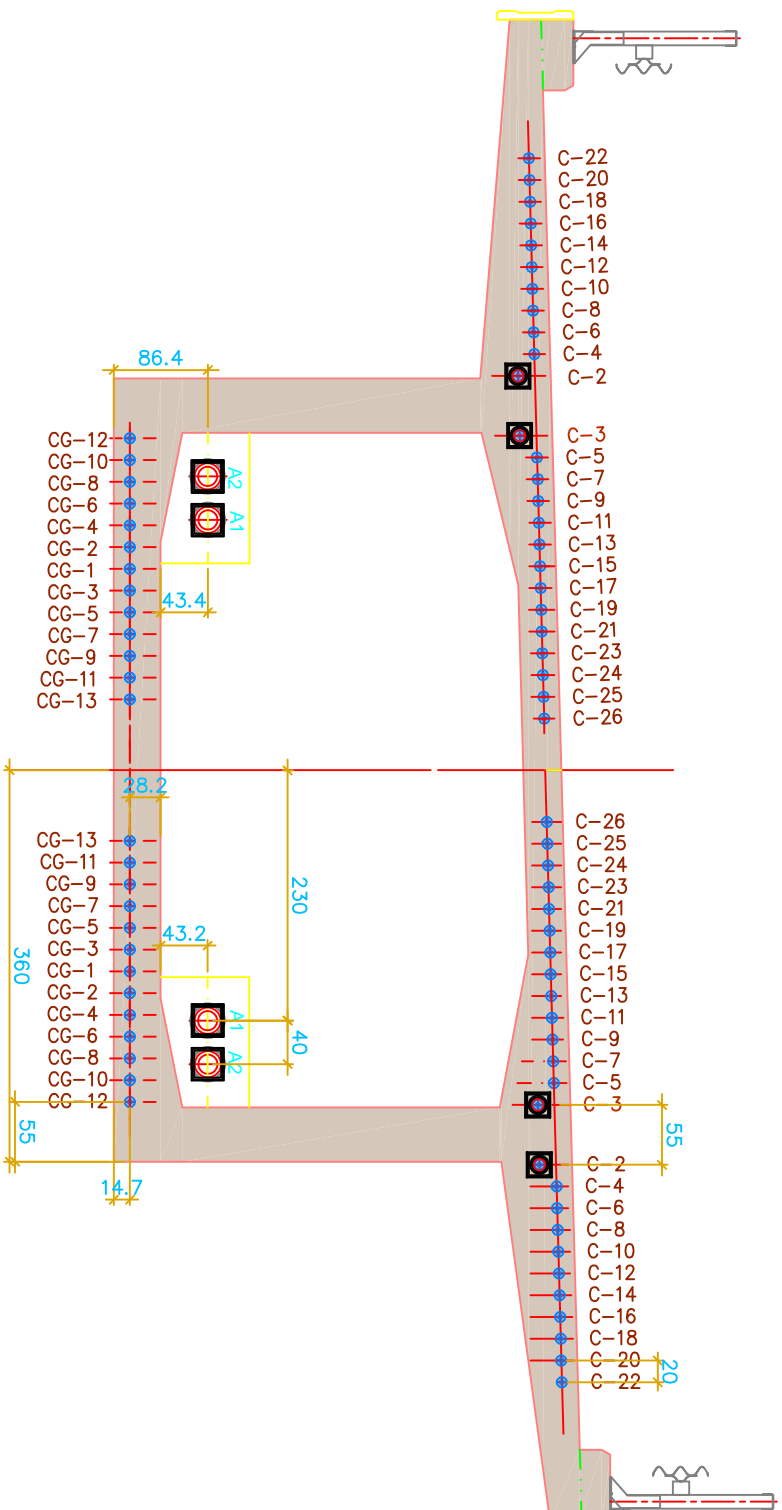


VADUC 12 PILE 03 TRACE EN LONG DES CABLES DE
CONTINUITE



VADUC 12 PILE 03 TRACE EN PLAN DES CABLES DE
CONTINUITE

COUPE D-D 1:50



La disposition des câbles inférieurs et supérieurs et leurs ancrages

CHAPITRE VI :

ESTIMATIONS DES PERTES

VI.1.Introduction :

Se présent chapitre traite la détermination des efforts de précontrainte réels qui agissent dans les câbles après les pertes instantanées et différées, dans ce qui suit on montra a ce que le pourcentage des pertes avec lequel on a dimensionné les câbles ne soit pas dépassé.

VI.2.Définition :

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

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

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

VI.3.Différents types de pertes :

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- **Les pertes instantanées :** qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage (par recul de l'ancrage) et au non simultanété de mise en tension des câbles (déformations instantanées du béton).

Les pertes instantanées sont les pertes causées alors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- ✓ Pertes par frottement.
- ✓ Pertes par recul d'ancrage.
- ✓ Pertes par non simultanété des mises en tension.

- **Pertes différées :** qui se produisent dans un temps plus au moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton, et à la relaxation des armatures.

Il existe trois types de perte différée :

- ✓ Pertes par retrait du béton.
- ✓ Pertes par fluage.
- ✓ Pertes par relaxation des aciers.

VI.4.1. Calculs des pertes des câbles de fléau instantanées:

VI.4.1.1. Perte par frottement :

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension. Les augmentations des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau au des joints de voussoirs. Toute force de contact entre armature et gaine (frottements) donne lieu par suite à une réaction qui s'oppose au mouvement. Même dans les parties linéaires il y a des frottements car le tracé réel des câbles comporte des déviations parasites.

La tension $\sigma_{po}(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension d'une armature de précontrainte dans une section donnée) s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{po} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante : [BPEL, 91]

$$\Delta\sigma_{pf}(X) = \sigma_{po} - \sigma_p(X) = \sigma_{po} \times [1 - e^{-(f\alpha + \varphi X)}]$$

Dans laquelle :

σ_{po} : Tension à l'origine σ_{po} : 1488 MPa.

α : La variation d'angle entre deux points où on calcule les pertes, (rad)

$f=0,2$ (rad⁻¹) Coefficient de frottement du câble ;

$\varphi = 0,003$ (m⁻¹) Coefficient de perte de tension par unité de longueur.

$$P_0 = \sigma_{po} \cdot S = 1488 \times 2100 = 3124,8 \times 10^3 \text{ N.}$$

$$\Delta\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} = \frac{3124,8 \times 10^3}{2100} = 1488 \text{ Mpa}$$

Donc on aura :

$$\text{Application : } \Delta\sigma_{p0_{frott}} = \sigma_{po} \times [1 - e^{-(f\alpha + \varphi X)}]$$

Les résultats de calcul des pertes instantanées des câbles de continuités des travées de rive sont mentionnés dans le tableau **annexe 4**:

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

Voussoir	X[m]	Câbles arrêtés	α [rad]	$e^{-(f\alpha + \varphi X)}$	$1 - e^{-(f\alpha + \varphi X)}$	$\Delta\sigma_p = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi X)})$	σ_p après pertes par frottement
VSP	4,5	C1	0,29	0,93	0,07	102,68	1385,32
	4,5	C2	0,29	0,93	0,07	102,68	1385,32
	4,5	C3	0,29	0,93	0,07	102,68	1385,32
V1	7,4	C4	0,29	0,92	0,08	114,68	1373,32
V2	11	C5	0,29	0,91	0,09	129,43	1358,57
V3	14,6	C6	0,29	0,90	0,10	144,02	1343,98
	14,6	C7	0,29	0,90	0,10	144,02	1343,98

Tableau VI.1. Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.

VII.4.1.2. Les pertes par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. Il n'affecte qu'une partie de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}k}}$$

Avec :

λ : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : Contrainte initiale.

σ_{p0} : Contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_r$: La perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = 0,005$ m.

E_p : module d'élasticité des aciers = 195 000 MPa selon BPEL91.

La quantité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur », dans la mesure où l'armature de longueur L est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur L est, ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha_f}{l}$ sur la longueur λ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}k}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda > \text{les pertes existent} \\ \lambda < x \text{ les pertes existent} \end{array} \right.$$

Avec : $k = \frac{\alpha_f}{l} + \varphi$

Donc les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{pr} = 2 \lambda k$$

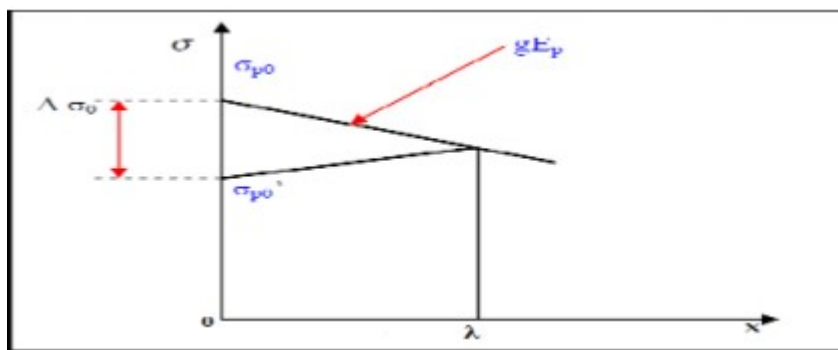


Figure . VI.1 : Diagramme des tensions avant et après recul d'encrage.

Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoir	X[m]	Câbles arrêtés	L	α [rad]	$K=f_0/L+\phi$	λ	$\Delta\sigma_p$ pertes dues par ancrage
VSP	4,5	C1	4,5	0,29	0,02	6,44	0,20
	4,5	C2	4,5	0,29	0,02	6,42	0,20
	4,5	C3	4,5	0,29	0,02	6,42	0,20
V1	7,4	C4	2,9	0,29	0,02	5,34	0,25
V2	11	C5	3,6	0,29	0,02	5,86	0,22
V3	14,6	C6	3,6	0,29	0,02	5,86	0,22
	14,6	C7	3,6	0,29	0,02	5,86	0,22

Tableau . VI.2: Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble.

VI.4.1.3. Les pertes par raccourcissement du béton (non simultanée de la mise en tension) :

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du deuxième câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Le (B.P.E.L) propose la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{bi}}$$

Avec :

E_{bi} : Module de YOUNG instantané de béton jour j, $E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

A 28 jours, $f_{28} 40 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{bi} = 37619.47 \text{ Mpa}$.

$\sigma_{bn}(x) = n \sigma_b(x)$: Contrainte de compression de béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculée au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P e^2}{I} - \frac{M e}{I}$$

Avec :

P : Effort de précontrainte après pertes par frottement ;

n : nombre de câbles ;

M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Voussoir	e [m]	P [KN]	M [KNm]	S [m ²]	I [m ⁴]	σ_b [MPa]	$\Delta\sigma_b$ [MPa]
VSP	4,301	121867	871405,14	19,71	259,0355	0,42	24,85
V1	4,301	107806	752923,53	19,71	259,0355	0,67	38,01
V2	4,023	103118	682464,57	18,96	224,2066	0,64	34,73
V3	3,697	98431	601210,42	18,07	186,9728	0,76	37,21

Tableau . VI.3 : Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

VI.4.2. Les pertes différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.

Les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

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

VI.4.2.1. Les pertes dues au retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, qui est dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La perte finale de tension par retrait, pour une armature considérée est la suivante. [BPEL, 91]

$$\Delta\sigma_{r,\infty} = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

Avec :

E_p : module d'élasticité de l'acier ;

ε_r : Déformation finale due au retrait ;

$r(t_0)$: fonction traduisant la loi de dévaluation en fonction de temps.

On peut admettre de négliger $r(t_0)$ devant 1, d'où la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{r,\infty} = E_p \varepsilon_r \text{ [BPEL, 91]}$$

$\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$ Pour un climat humide comme le notre.

$$\Delta\sigma_{r,\infty} = 195000 \times 2 \cdot 10^{-4} = 39 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul des pertes différées des câbles de continuités des travées de rive sont mentionnés dans le tableau **annexe 4**.

VI.4.2.2. Les pertes dues au fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané (ε_i) à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

La différence de contrainte développée par le fluage est donnée par la formule suivante [BPEL, 91]

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_M + \sigma_b) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

E_p : module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

$\sigma_{\max}$: Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL on estime que : $\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$.

$$\frac{E_p}{E_{ij}} = 5,18$$

Il est loisible, à titre de simplification, d'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton à : [BPEL, 91]

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \cdot \sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\sigma_M = \frac{P}{S} + \frac{P e^2}{I} - \frac{M e}{I}$$

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée, sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontrainte ;

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale ;

P : Effort de précontrainte dans es câbles après pertes instantanées.

Voussoir	X [m]	e [m]	P [KN]	M [KNm]	S [m ²]	I [m ⁴]	σ_b [MPa]	$\Delta\sigma_{fl}$ [MPa]
VSP	4,500	4,301	121867	871405,14	19,71	259,0355	0,28	6,48
	4,500	4,301	121867	871405,14	19,71	259,0355	0,28	6,48
	4,500	4,301	121867	871405,14	19,71	259,0355	0,28	6,48
V1	2,900	4,301	107806	752923,53	19,71	259,0355	0,44	6,68
V2	3,600	4,023	103118	682464,57	18,96	224,2066	0,43	7,94
V3	3,600	3,697	98431	601210,42	18,07	186,9728	0,50	9,40
	3,600	3,697	98431	601210,42	18,07	186,9728	0,50	9,40

Tableau . VI.4 : Résultats Pertes dues au fluage du béton.

VI.4.2.3. Les pertes dues à la relaxation de l'acier :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît dans les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers.

- ✓ À relaxation normale : **RN**.
- ✓ À très basse relaxation: **TBR**.

Dans notre cas on utilise des **TBR**.

Pour les aciers TBR sont caractérisés par une relaxation à 1000 heures exprimée en (ρ_{1000}) en général : **$\rho_{1000} = 2,5\%$** .

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

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

Avec :

ρ_{1000} : Valeur garantie de la relaxation à 1000h. (2,5% pour TBR).

σ_{pi} : Contrainte initiale du câble (tension après pertes instantanées)..

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie= 1860 MPa.

μ_0 = coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.

D'où :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$$

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoir	N° cables	X [m]	$\Delta\delta_{inst}$	$\delta_{pi}(x)$	$\Delta\delta_{ri}(x)$
VSP	C1	4,500	130,9736967	1357,026303	60,98151214
	C2	4,500	130,9742683	1357,025732	60,98142389
	C3	4,500	130,9742683	1357,025732	60,98142389
V1	C4	2,900	154,6559964	1333,344004	57,37078209
V2	C5	3,600	166,0418828	1321,958117	55,66702915
V3	C6	3,600	185,3708345	1302,629166	52,8225755
	C7	3,600	185,3708345	1302,629166	52,8225755

Tableau . VI.5. Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.

VI.4.2.4.a. Les pertes différées totales :

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes évoqués.

Pour tenir compte de cette interaction, il faut minorer la relaxation par le coefficient $\frac{5}{6}$.

La perte différée totale devient ainsi : [BPEL 91]

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{diff} &= \Delta\sigma_{r,\infty} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_{\rho} = 39 + 476.68 + 955.88 \\ &= 1471,56 \text{ MPa} \end{aligned}$$

VI.5. Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma T = 5,36 + 5686,31 + 399,56 + 1471,56 = 7562,79 \text{ MPa}$$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$\Delta\sigma T \% = 100 * \frac{7562,79}{26 * 1488} = 19,548 \%$$

Conclusion :

Le pourcentage des pertes égale à **19,548 %**.

A ce stade on peut maintenir le nombre de câble déjà pré dimensionnés, c'est-à-dire **52 câbles de 15T15**.

VI.5- Calculs des pertes pour câbles de continuités :

Le calcul des pertes des câbles de continuité se fait de la même manière que pour les câbles de fléau.

VI.5.1-Résultats de calcul des pertes des travées de rive :

VI.5.1.1.Résultats de calcul des pertes instantanées :

Les résultats de calcul des pertes instantanées des câbles de continuités des travées de rive sont mentionnés dans le tableau **annexe 4**.

Voussoir	X[m]	Câbles arrêtés	α [rad]	$e^{-(f\alpha+\rho X)}$	$1 - e^{-(f\alpha+\rho X)}$	$\sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha+\rho X)})$	σ_p après pertes par frottement
V5	5,00	C7	0,32	0,92	0,08	113,63	1374,37
V6	10,00	C9	0,35	0,91	0,09	140,36	1347,64
	10,00	C10	0,35	0,91	0,09	140,36	1347,64
V7	15,00	C11	0,37	0,89	0,11	167,36	1320,64

Tableau. VI.6.-extrait du calcul des pertes par frottement des câbles de continuités.

Voussoir	X[m]	Câbles arrêtés	L	α [rad]	$K=fa/L+\phi$	$\lambda(m)$	$\Delta\sigma_p$ pertes dues par ancrage
V5	26	C7	5	0,32218144	0,02	6,42	0,20
V6	31	C9	5	0,3454	0,02	6,24	0,21
	31	C10	5	0,3454	0,02	6,24	0,21
V7	36	C11	5	0,37156667	0,02	6,06	0,22

Tableau. VI.7-extrait du calcul des pertes par recul d'encrage des câbles de continuités.

Voussoir	e [m]	P[KN]	M[KNm]	S[m ²]	I[m ⁴]	σ_b [MPa]	$\Delta\sigma_b$ [MPa]
V5	2,046	60933,600	165373,11	11,812	28,272	2,21	74,56
V6	2,153	56246,400	161629,72	12,269	34,464	2,05	69,15
	2,153	56246,400	161629,72	12,269	34,464	2,05	69,15
V7	2,283	51559,200	147241,99	12,827	43,054	2,45	76,31

Tableau. VI.8-extrait de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton des câbles de continuités.

➤ Pertes différées :

VI.5.2- Résultats de calcul des pertes différées :

Les résultats de calcul des pertes différées des câbles de continuités des travées de rive sont mentionnés dans le tableau annexe 4.

Voussoir	X [m]	e [m]	P[KN]	M[KNm]	S[m ²]	I[m ⁴]	σ_b [MPa]	$\Delta\sigma_b$ [MPa]
V5	5	2,046	30360,2469	143904,872	11,8121	28,272	-2,23239186	-57,8578608
V6	10	2,153	23891,10863	159705,683	12,2689	34,464	-3,21088416	-166,435734
	10	2,153	23891,10863	159705,683	12,2689	34,464	-3,21088416	-166,435734
V7	15	2,283	23891,10863	165373,115	12,8272	43,054	-2,67624619	-208,084274

Tableau. VI.9-extrait de calcul des pertes par fluage des câbles de continuités.

Voussoir	X [m]	σ_{pi} [MPa]	σ_p [MPa]
V5	5	1487,79594	82,548191
V6	10	1408,63774	69,1638566
	10	1408,63774	69,1638566
V7	15	1396,4767	67,1971863

Tableau. VI.10-extrait de calcul des pertes par relaxation des aciers des câbles de continuités.

VI.5.3- Les pertes totales :

$$\Delta\sigma T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma T = 39 + 425,5974 + \frac{5}{6} \times 926,685 + 2722,63 + 650,2 + 3,16 = 4612,8249 \text{ MPa}$$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$\Delta\sigma T \% = 100 * \frac{4612,8249}{13 * 1488} = 23,846 \%$$

Le pourcentage des pertes égale à **23,846 %**.

En conclusion on peut maintenir le nombre de câble déjà pré dimensionnés, c'est-à-dire 26 câbles de **15T15**.

Conclusion :

Toutes les pertes calculées en phase de construction et en service, sont bien inférieures à 25%
Cela dit que les câbles dimensionnés peuvent être maintenu définitivement.

CHAPITRE VII :
ETUDE TRANSVERSALE

VII.1- Introduction:

L'analyse transversale du tablier se fera sur les sections dangereuses, qui se trouve à l'extrémité et à mi travée de l'ouvrage (pile ; culée) sous l'effet du moment de flexion, c'est pour cela dans ce chapitre on doit définir les charges verticales, avec lesquels on tire les sollicitations maximums afin de pouvoir obtenir un ferrailage nécessaire.

VII.2- Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel SAP2000. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (doubles et simple) à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

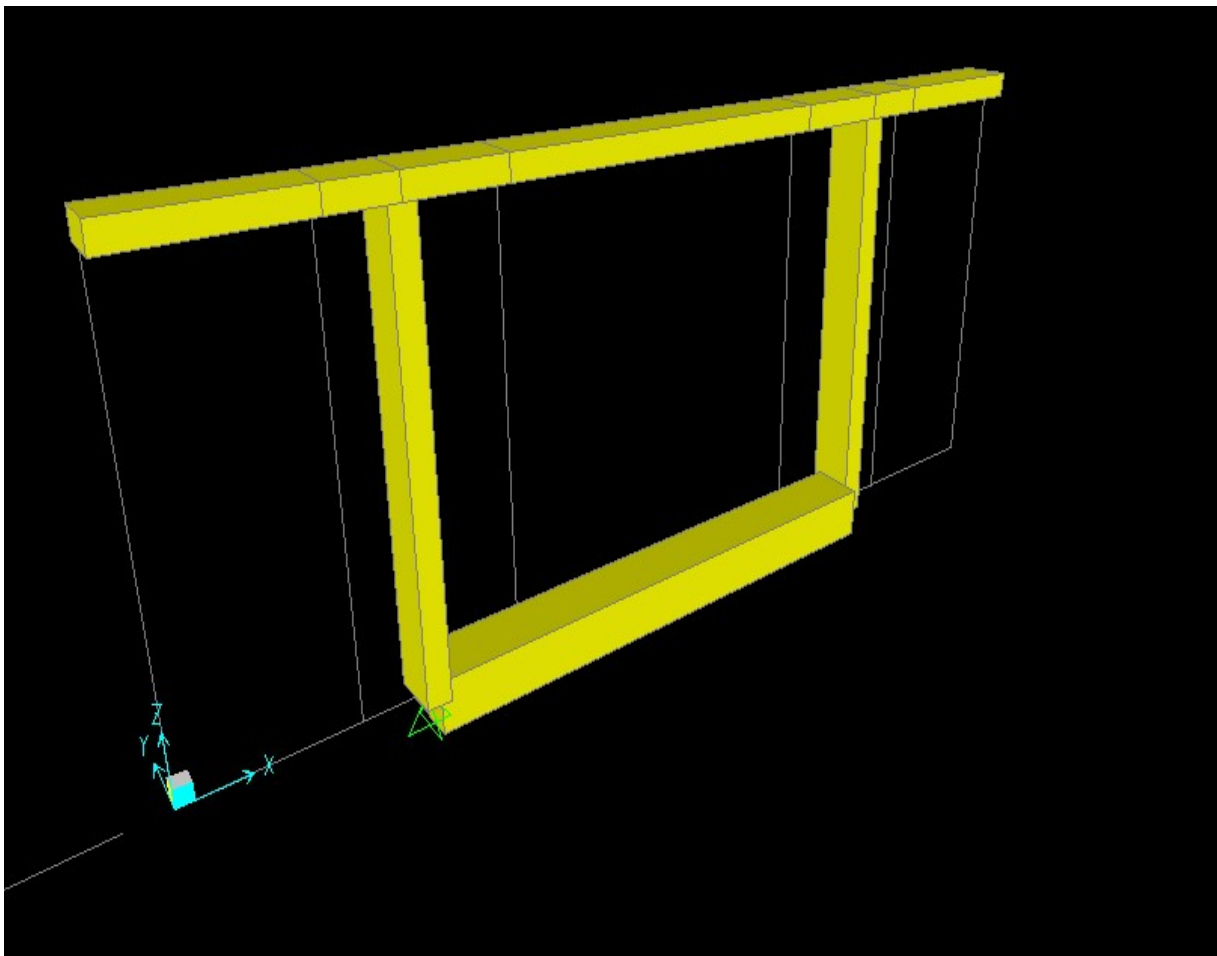


Figure . IX.1- Vue en 3D du caisson avec le logiciel SAP2000.

VII.3- Définition des charges :

VII.3.1- Les charges permanentes :

- Le poids propre du tablier (P_p)

Il est pris automatiquement par le logiciel.

- Le poids de revêtement (P_{rev})

$$P_{rev} = 0,60 + 2 = 2,60 \text{ KN/ml}$$

- Le poids propre des trottoirs et corniche

$$P_{p\ tro} = 0,65 \times 0,25 \times 25 = 6,60 \text{ KN/ml}$$

$$P_{p\ cor} = 0,154 \times 1 \times 25 = 3,85 \text{ KN}$$

- Le poids du garde-corps

Le poids d'un garde-corps est estimé à $1,00 \text{ KN/ml}$.

$$P_{gc} = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

- Le poids de la glissière

Son poids est de $0,6 \text{ KN/ml}$.

$$P_{gli} = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN}$$

VII.3.2- Les surcharge d'exploitations :

Pour l'étude transversale on prend en considération la largeur chargeable, ($L = 10,50 \text{ m}$).

- **Système de charge A(l)**

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l + 12} = 18,3 \text{ KN/m}^2$$

$$A(l) = 18,3 \times 0,933 \times 1 = 17,0739 \text{ KN/ml}$$

- **Système de charge B et la charges militaires**

Nous allons considérer les charges suivantes : Bc, Bt, Mc120, car elles développent les effets les plus défavorables. Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les effets les plus prépondérants, elles seront majorées par un coefficient de majoration dynamique.

Les résultats du coefficient de majoration dynamique sont récapitulés dans le tableau suivant :

❖ Système de charge appliqué sur pile

Systèmes de charges	Bc	Bt	Mc 120
δ	1,096	1,131	1,503

Tableau. VII.1-Résultat du coefficient de majoration dynamique appliqué sur pile.

Les chargements sont :

Chargement Bc : charge ponctuelle de $6 \times 1.096 = 6.576$ t/ml.

Chargement Bt : charge ponctuelle de $8 \times 1.131 = 9.048$ t/ml.

Chargement Mc120 : charge surfacique $(55/6.1) \times 1.503 = 13.55164$ t/ml.

– Convoi D240

Chargement D240 : charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 240t sur largeur de 3.2 m.

Le convoi type D n'est pas majoré pour effets dynamiques.

VII.2.3-Charges sur trottoirs (St) :

Une charge uniforme de 4,50 kilo Newtons par mètre carré est supportée sur chaque trottoir.

Donc : $St = 4,5 \times 1 = 4.5$ KN/ml

VII.3- Les combinaisons d'action :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans Le tableau ci-dessous.

	L'E.L.U	L'E.L.S
Comb.1	$1,35G + 1,6(A(l) + St)$	$G + 1,2(A(l) + St)$
Comb.2	$1,35G + 1,6(Bc + St)$	$G + 1,2(Bc + St)$
Comb.3	$1,35G + 1,6(Bt + St)$	$G + 1,2(Bt + St)$
Comb.4	$1,35(G + Mc120)$	$G + Mc120$
Comb.5	$1,35(G + D240)$	$G + D240$

Tableau.VII.2-Les combinaisons de charge [BPEL, 91].

VII.4- Résultat des efforts internes (Mz, Ty, Nx) :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion, les efforts normaux ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (E.L.U) et à l'état limite de service (E.L.S).

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

VII.4.1- Voussoir sur pile :

La combinaison la plus défavorable est la (combinaison.5)

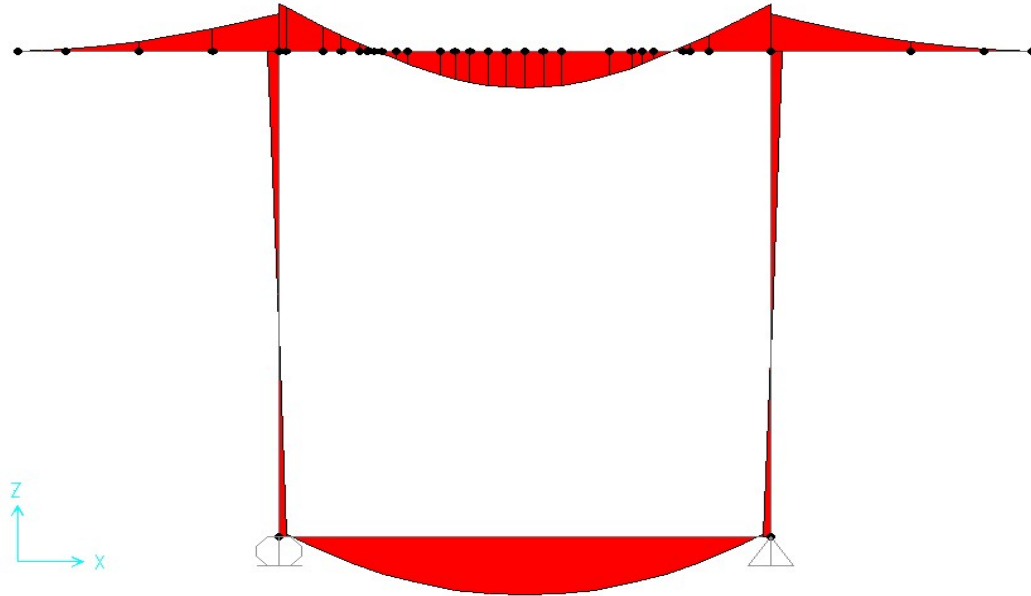
VII.4.1.1- Moment fléchissant :

Figure. VII.1-Diagramme du moment fléchissant à(E.L.U).

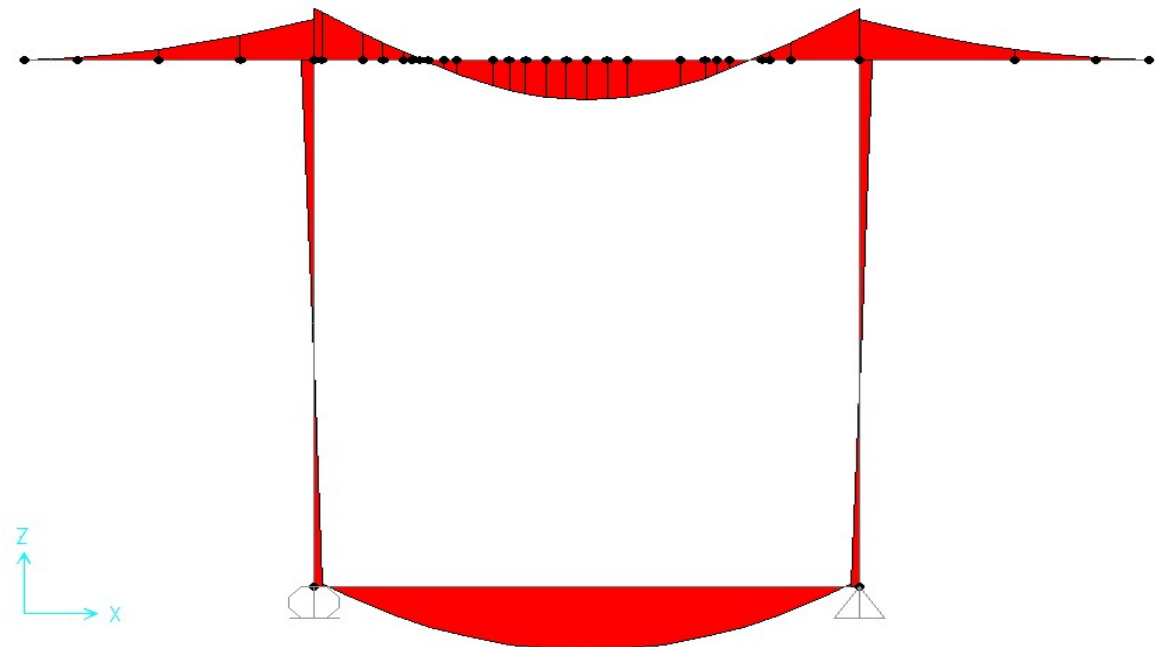


Figure . VII.2-Diagramme du moment fléchissant à(E.L.S).

VII.4.1.2- Effort normal :

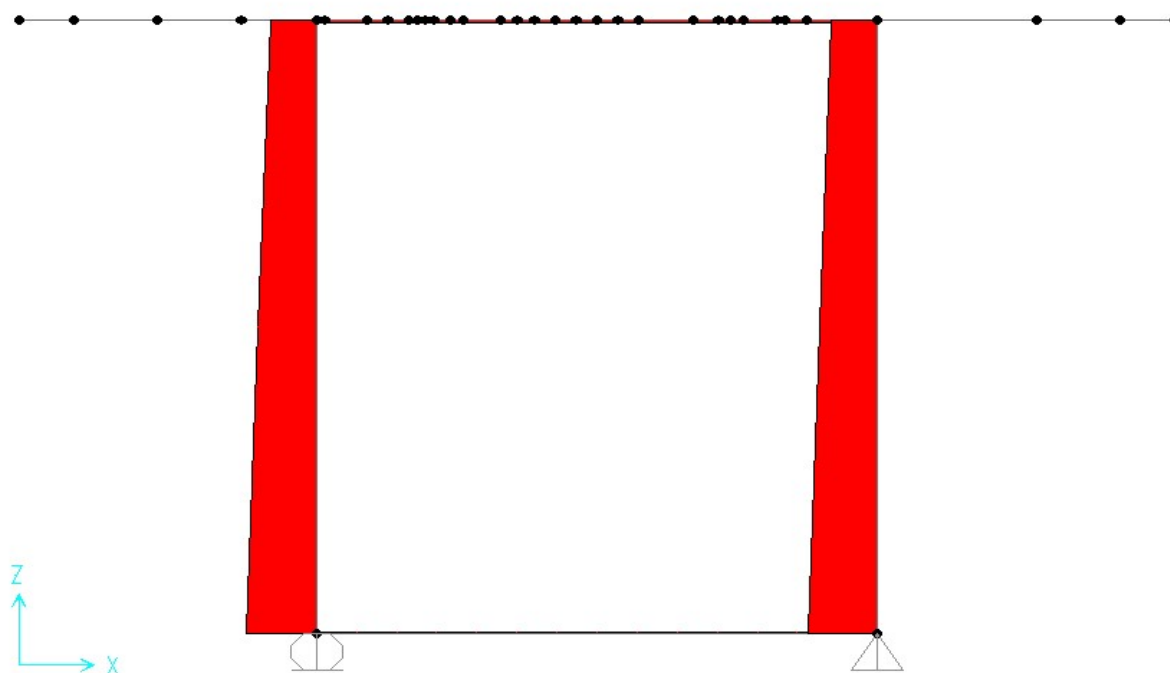


Figure. VII.3-Diagramme de l'effort normal à(E.L.U).

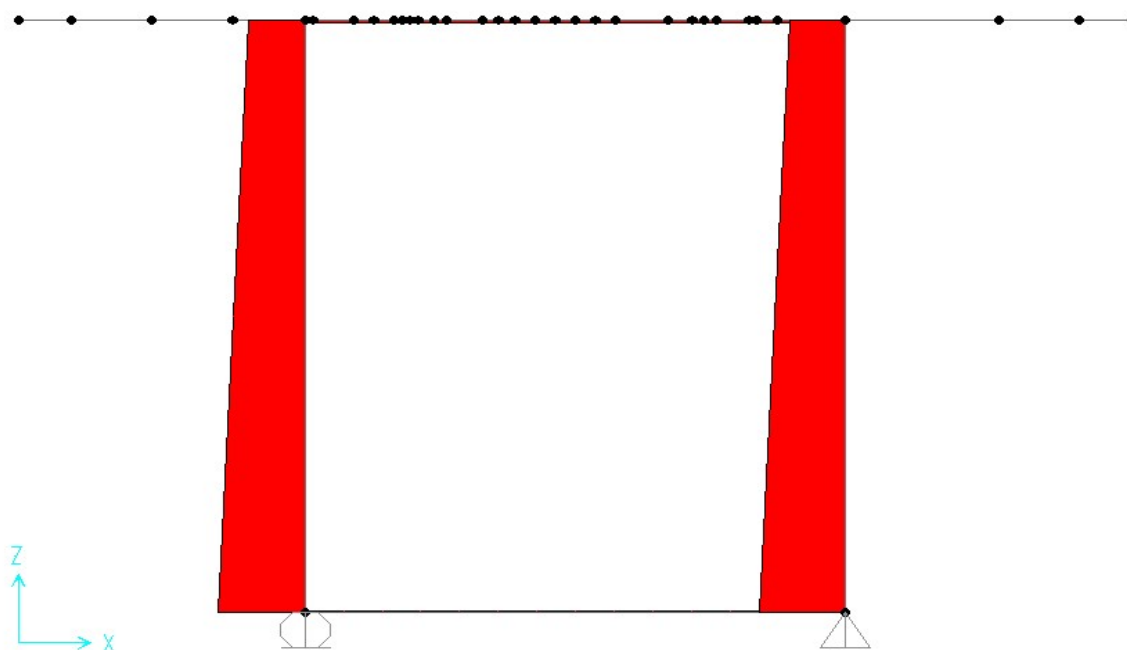
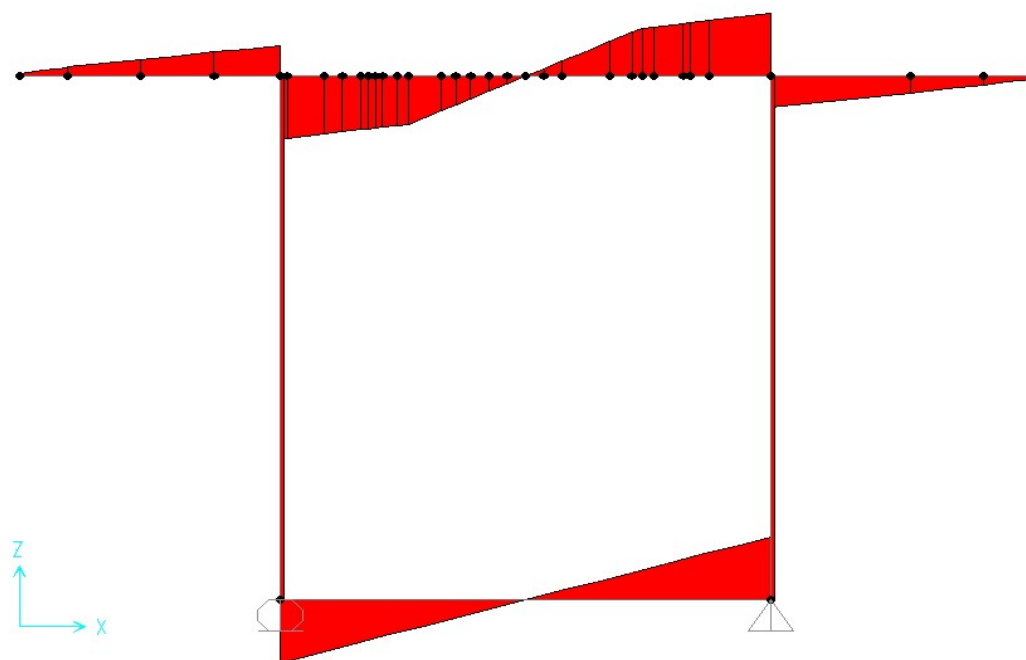
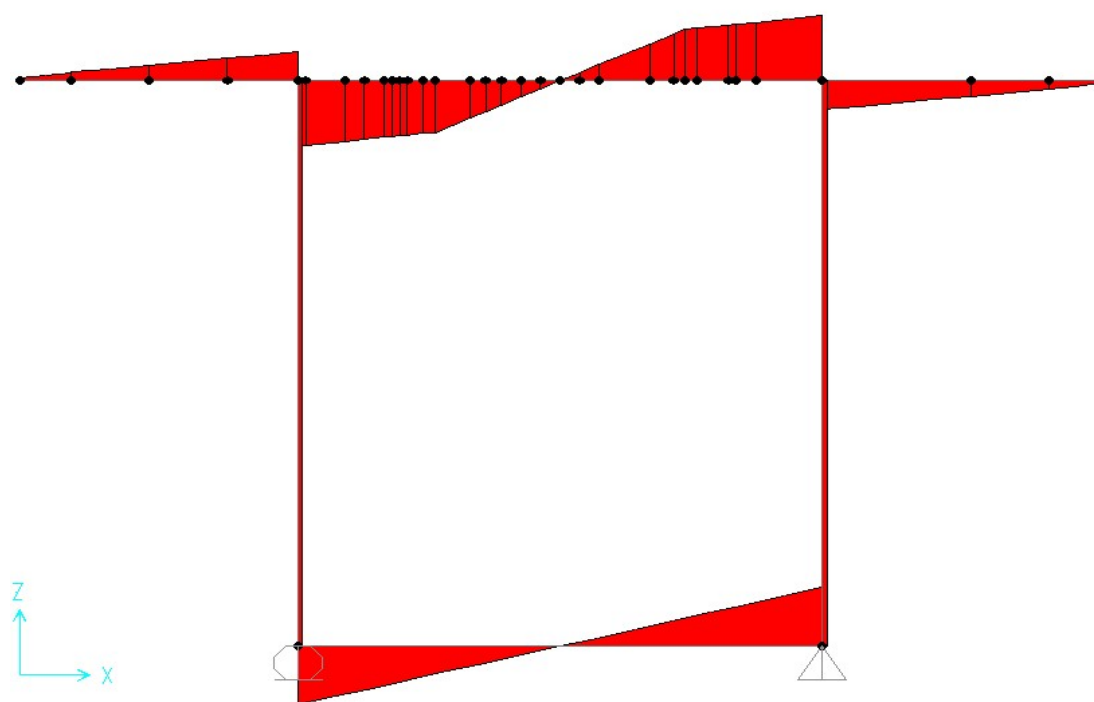


Figure. VII.4-Diagramme de l'effort normal à(E.L.S).

VII.4.1.3-Effort tranchant :**Figure. VII.5-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.U).****Figure. VII.6-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.S).**

VII-4.2 Voussoir sur culée :

La combinaison la plus défavorable est la (comb.5)

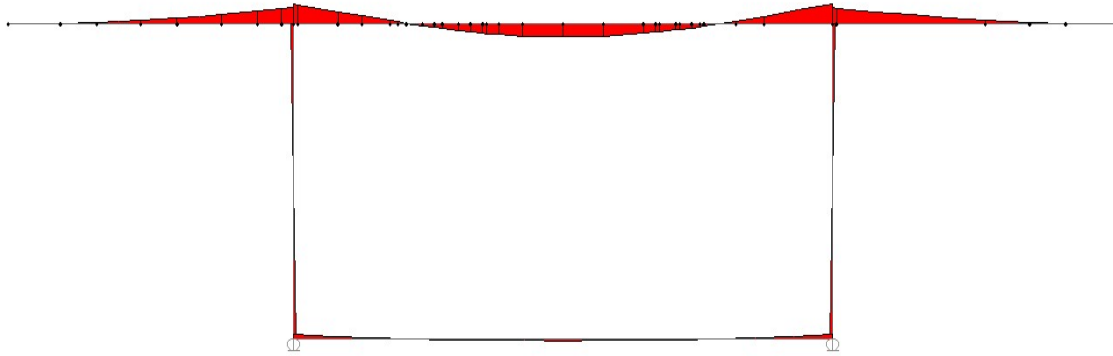
VII.4.2.1- Moment fléchissant :

Figure. VII.7-Diagramme du moment fléchissant à (E.L.U).

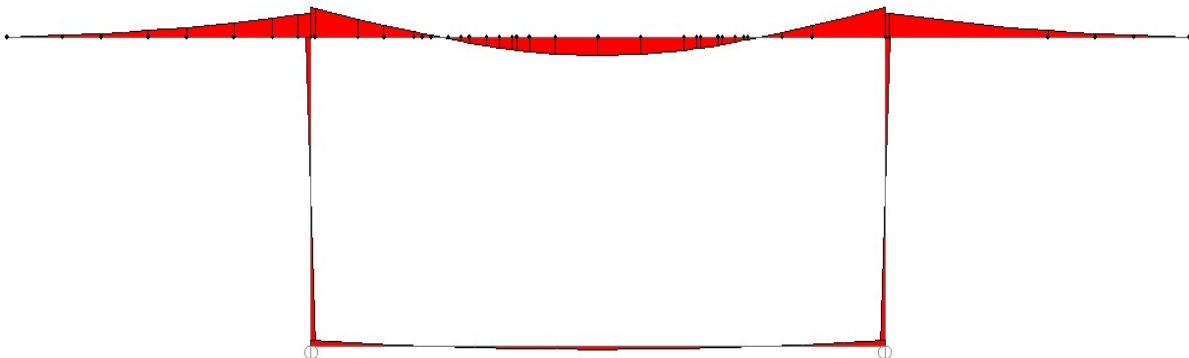
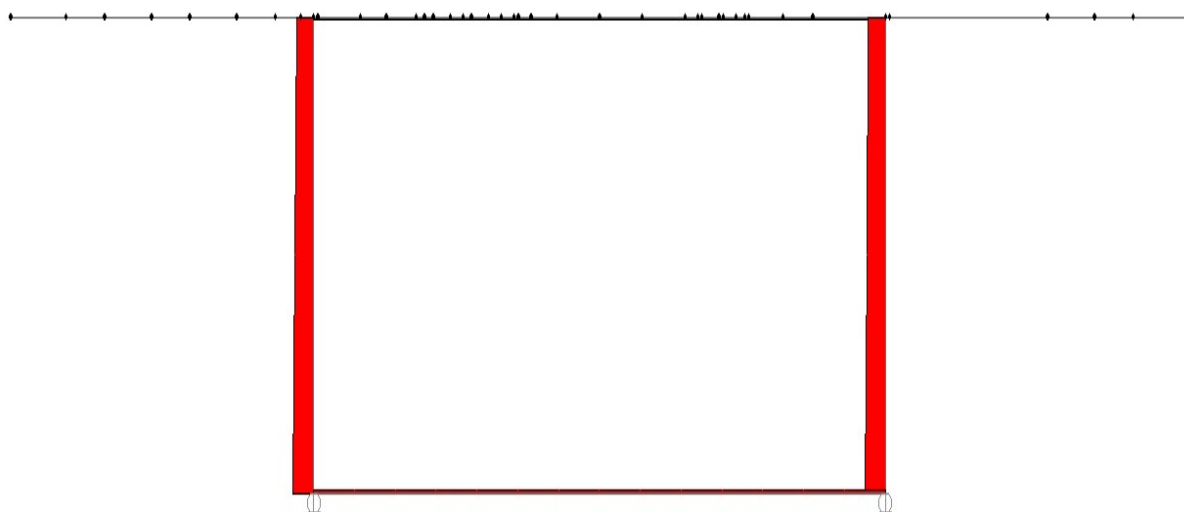
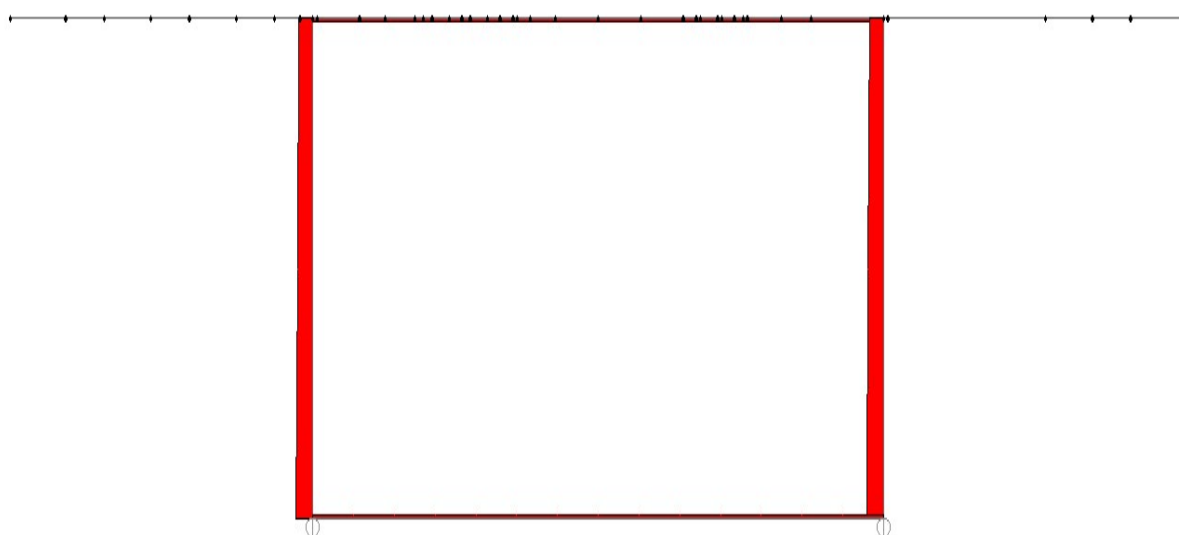


Figure. VII.8-Diagramme du moment fléchissant à (E.L.S).

VII.4.2.2- l'effort normal :**Figure. VII.9-Diagramme de l'effort normal à (E.L.U).****Figure. VII.10-Diagramme de l'effort normal à (E.L.S).**

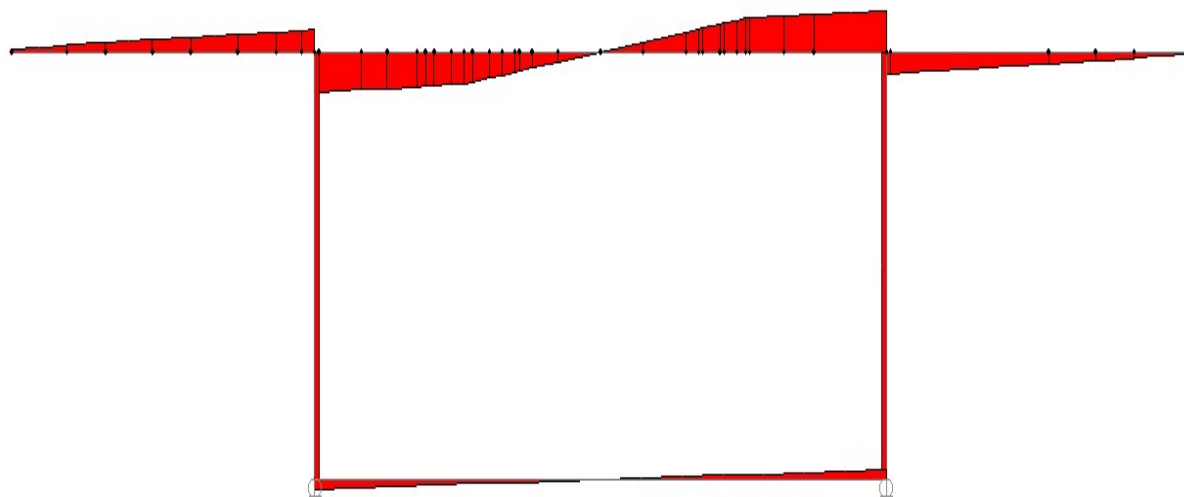
VII.4.2.3- Effort tranchant

Figure. VII.11-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.U).

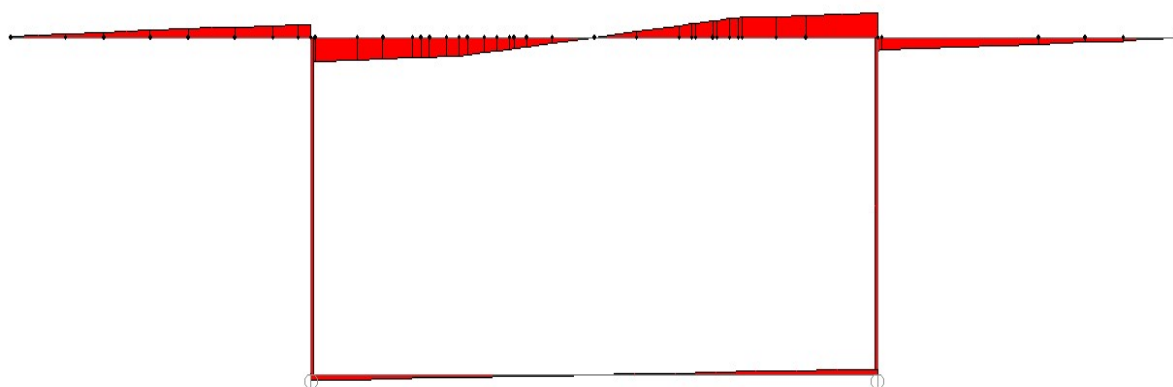


Figure. VII.12-Diagramme de l'effort tranchant à(E.L.S).

VII.5- Ferrailage :

Le ferrailage est effectué avec le **logiciel ROBOT EXPERT 2010**. On donne deux notes de calculs qui seront consignées dans **l'annexe 6**, pour les deux premiers cas (flexion simple pour la console et flexion composée pour la dalle).

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple
- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VII.5.1- Ferrailage du voussoir prêt de la pile :

La détermination des armatures sera faite à l'ELU et vérifiée à l'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir.

On donne les caractéristiques du béton qu'on a définit dans le chapitre quatre.

Après le calcul on trouve :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}; f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = E v_j * \varepsilon_{bc} = 24 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 * \frac{f_{c28}}{\theta} * \gamma_b = 22.667 \text{ MPa}; \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} * f_e = \frac{2}{3} * 400 = 266.667 \text{ MPa}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure

Hauteur de la dalle : $h = 35 \text{ cm}$

La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$

- dalle inférieure

Hauteur de la dalle : $h = 120 \text{ cm}$

La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$

- Les âmes

Hauteur de l'âme : $h = 50 \text{ cm}$

La largeur de l'âme : $b = 100 \text{ cm}$

On prend le même enrobage pour toutes les sections : $c = c' = 5 \text{ cm}$

Nous allons vérifier la condition de non fragilité du béton soit $A_s \geq A_{min}$

Avec : [BAEL, 91]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{cas de flexion simple.}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_u + 0,455 \cdot d}{e_u + 0,185 \cdot d} \Rightarrow \text{Cas de flexion composée; (N : effort de traction).}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_u - 0,455 \cdot d}{e_u - 0,185 \cdot d} \Rightarrow \text{Cas de flexion composée; (N : effort de compression)}$$

VII.5.2- Ferrailage du voussoir prêt de la culée :

On donne les caractéristiques du béton définie dans le chapitre quatre :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}; f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \sigma_{bc} = 22,667 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}; \bar{\sigma}_s = 266.667 \text{ MPa}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

– Console ; dalle supérieure

Hauteur de la dalle : $h = 29 \text{ cm}$

La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$

– dalle inférieure

Hauteur de la dalle : $h = 30 \text{ cm}$

La largeur de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$

– Les âmes

Hauteur de l'âme : $h = 50 \text{ cm}$

La largeur de l'âme : $b = 100 \text{ cm}$

On prend le même enrobage pour toutes les sections : $c = c' = 5 \text{ cm}$

Vérification de la condition de non fragilité du béton.

Tout le reste du calcul est récapitulé dans les tableaux ci-dessous, que nous donnons :

- Les sollicitations à l'E.L.U et à l'E.L.S
- Le calcul du ferrailage à l'E.L.U.
- Vérification de la condition de non fragilité.
- Vérification des contraintes à l'E.L.S.

Section		E.L.U		E.L.S		Calcul A_s à l'E.L.U			C.N.F	vérification à l'E.L.S				Obs
		M [KN.m]	N [KN]	M [KN.m]	N [KN]	nature	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$\sigma_{bc \text{ inf}}$ [MPa]	$\sigma_{bc \text{ sup}}$ [MPa]	σ_s [MPa]	σ'_s [MPa]	
Console	appui	-174,256	0	-129,267	0	S.S.A	26,1	0	5,2	12,2	/	/	241	vérifiée
Dalle supérieur	travée	276,5642	0	207,3493	0	S.P.T(s.s.a)	33,3	0	5,7	12,9	/	/	/	non vérifiée
	appui	-430,35	0	-321,9659	0	S.P.T(s.s.a)	0	53,7	5,7	/	12,9	/	236,5	non vérifiée
Dalle inférieur	travée	299,1274	0	222,1564	0	S.P.C(s.s.a)	45,9	0	5	/	6,2	241	121,3	vérifiée
	appui	-96,0641	0	-72,2151	0	S.P.C(s.s.a)	0	13,8	5	/	0	/	25,8	vérifiée
Ame	extérieur	161,816	-103,114	120,7336	-76,097	S.P.C(s.s.a)	13,7	13,7	12	4,4	4,4	241	31,6	non vérifiée
Signification: S.S.A : Section simplement armé ; S.P.T (C) : Section partiellement tendu (comprimée)														

Tableau .VII.3-Résultat de ferrailage à l'E.L.U (voussoir sur pile).

Section		E.L.U		E.L.S		Calcul A_s à l'E.L.U			C.N.F	vérification à l'E.L.S				Obs
		M [KN.m]	N [KN]	M [KN.m]	N [KN]	nature	A_{s1} [cm ²]	A_{s2} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$\sigma_{bc \text{ inf}}$ [MPa]	$\sigma_{bc \text{ sup}}$ [MPa]	σ_s [MPa]	σ'_s [MPa]	
Console	appui	-174,256	0	-129,267	0	S.S.A	0	26,1	4,9	/	12,2	0	241	non vérifiée
Dalle supérieur	travée	256,235	0	192,036	0	S.P.C(s.s.a)	30,8	0	5,7	13,1	/	124,4	235,9	non vérifiée
	appui	-431,724	0	-323,062	0	S.P.C(s.s.a)	0	54,1	5,7	/	13,1	124,4	235,9	non vérifiée
Dalle inférieur	travée	32,456	0	24,1656	0	S.P.T(s.s.a)	5	0	5	5,9	/	23,1	241	vérifiée
	appui	-61,581	0	-47,8879	0	S.P.T(s.s.a)	0	8,8	5	/	5,9	23,1	241	non vérifiée
Ame	extérieur	185,658	-102,282	138,549	-75,474	S.P.C(s.s.a)	15,5	15,5	12	4,7	4,7	36,4	241	non vérifiée

Tableau .VII.4-Résultat de ferrailage à l'E.L.U (voussoir sur culée).

VII.6- Calcule les armatures à l'état limite de service :

Après les vérifications des contraintes à l'E.L.S, on constate que les contraintes d'aciers dépassent la contrainte admissible de l'acier. Ce qui ne mène à recalculer les armatures à l'E.L.S.

VII.6.1- Ferrailage du voussoir prêt de la pile :

Section		E.L.S		calcul A_s à l'E.L.S		$\sigma_{bc \text{ inf}}$ [MPa]	σ_s [MPa]	ferrailage	A_s adopté [cm ²]	St [cm]
		M [KN.m]	N [KN]	A_{s1} [cm ²]	A_{s2} [cm ²]					
Console	appui	-129,267	0	0	26,1	12,2	/	6 HA 25	29,45	16
Dalle supérieur	travée	207,3493	0	33,5	0	12,9	/	7 HA 25	34,36	15
	appui	-321,9659	0	0	53,3	/	121,4	7 HA 25 +7 HA 20	56,6	15
Dalle inférieur	travée	222,1564	0	13,8	0	6,2	/	7 HA 16	14,07	16
	appui	-72,2151	0	0	45,6	/	25,9	6 HA 25 +6 HA 20	48,3	16
Ame	extérieur	120,7336	-76,097	13,7	13,7	4,4	31,6	7 HA 16	14,07	15

Signification: St : espacement doit être compris entre 15 et 30 [cm]

Tableau .VII.5- Résultat de ferrailage à l'E.L.S (voussoir sur pile).

VII.6.2- Ferrailage du voussoir prêt de la culée :

Section		E.L.S		calcul A_s à l'E.L.S		$\sigma_{bc \text{ inf}}$ [MPa]	σ_s [MPa]	ferrailage	A_s adopté [cm ²]	St [cm]
		M [KN.m]	N [KN]	A_{s1} [cm ²]	A_{s2} [cm ²]					
Console	appui	-129,267	0	0	26,1	12,2	/	6 HA 25	29,45	16
Dalle supérieur	travée	192,036	0	30,8	0	13,1	/	7 HA 25	34,36	15
	appui	-323,062	0	0	53,7	/	124,5	7 HA 25 +7 HA 20	56,3	15
Dalle inférieur	travée	24,1656	0	5	0	5,9	/	6 HA 14	9,23	16
	appui	-47,8879	0	0	8,8	/	23,1	8 HA 14	12,31	16
Ame	extérieur	138,549	-75,474	12,4	12,4	5,5	46,7	7 HA 16	14,07	15

Tableau .VII.6- Résultat de ferrailage à l'E.L.S (voussoir sur la culée).

VII.7- Calcule les armatures de répartition :

Notre ouvrage est en classe 1 (signifier qu'aucune traction n'est admise) uniquement de la compression. Donc le calcul des armatures de répartition se fera forfaitairement. Elles sont données par la formule suivante : [BAEL, 91]

$$A_s = \max \left(\frac{A_s \text{ adopté transversalement}}{3}; 8 \times 10^{-4} \times b \times h \right)$$

Les résultats des armatures de répartition sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Eléments	Transversal		longitudinal	
	A _{s1} [cm ²]	A _{s2} [cm ²]	A _{s1} [cm ²]	A _{s2} [cm ²]
Console	14,07	29,45	4,71	12,06
	7 HA 16	6 HA 25	6 HA 10	6 HA 16
Dalle supérieur	34,36	56,6	12,06	18,85
	7 HA 25	7 HA 25 +7 HA 20	6 HA 16	6 HA 20
Dalle inférieur	14,07	48,3	4,71	18,85
	7 HA 12	7 HA 16	6 HA 10	6 HA 20
Ame	A _{ext} [cm ²]	A _{int} [cm ²]	A _{ext} [cm ²]	A _{int} [cm ²]
	14,07	14,07	4,71	4,71
	7 HA 16	7 HA 16	6 HA 10	6 HA 10

Tableau .VII.7- Résultat de ferrailage longitudinal (voussoir sur pile)

Eléments	Transversal		longitudinal	
	A _{s1} [cm ²]	A _{s2} [cm ²]	A _{s1} [cm ²]	A _{s2} [cm ²]
Console	12,31	29,45	4,71	12,06
	8 HA 14	6 HA 25	6 HA 10	6 HA 16
Dalle supérieur	34,36	56,6	12,06	18,85
	7 HA 25	7 HA 25 +7 HA 20	6 HA 16	6 HA 20
Dalle inférieur	12,31	16,09	4,71	7,92
	8 HA 14	8 HA 16	6 HA 10	7 HA 12
Ame	A _{ext} [cm ²]	A _{int} [cm ²]	A _{ext} [cm ²]	A _{int} [cm ²]
	14,07	14,07	4,71	4,71
	7 HA 16	7 HA 16	6 HA 10	6 HA 10

Tableau. VII.8- Résultat de ferrailage longitudinal (voussoir sur culée)

VII.8- Vérification de l'effort tranchant :

Données par la formule suivante : [BAEL91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

Avec la fissuration est très préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 4MPa$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux suivants :

Section		b [cm]	d [cm]	V _u [KN]	τ _u [MPa]	τ̄ [MPa]	Obs
Cons	app	100	28,5	187,474	0,657	4	vérifiée
Dalle sup	app	100	30	369,332	1,231	4	vérifiée
Dalle inf	app	100	70	133,824	0,191	4	vérifiée
Ame	ext	100	45	36,126	0,0803	4	vérifiée

Tableau. VII.9- tableau de vérification de l'effort tranchant (voussoir sur pile).

Section		b [cm]	d [cm]	V _u [KN]	τ _u [MPa]	τ̄ [MPa]	Obs
Cons	app	100	30	243,98	0,81	4	vérifiée
Dalle sup	app	100	30	357,63	1,19	4	vérifiée
Dalle inf	app	100	25	39,39	0,16	4	vérifiée
Ame	ext	100	55	76,40	0,14	4	vérifiée

Tableau. VII.10-tableau de vérification de l'effort tranchant (voussoir sur la culée).

VII.9- Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion.

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : [BAEL 91]

$$Q_u \leq 0,045 u_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Valeur de la force concentrée en [MN] $\Rightarrow Q_u = 0,1 MN$

h : Hauteur de la section.

u_c : Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,3 + 2 \times \frac{0,35}{2} \Rightarrow u_c = 0,65 m$$

Donc :

$$Q_u = 0,1 < 0,045 \times 0,65 \times 0,35 \times \frac{40}{1,5} = 0,273 MN \Rightarrow \text{pour le système Br .}$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.10- Vérification des âmes au flambement :

Les structures énoncées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :[BAEL, 91]

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie du poteau.

B : Section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 .

$l_f = 0,5 \times l_0$; Car les âmes sont encastées à ses extrémités.

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui égale à $s\alpha \times l_0 = 3,95m$.

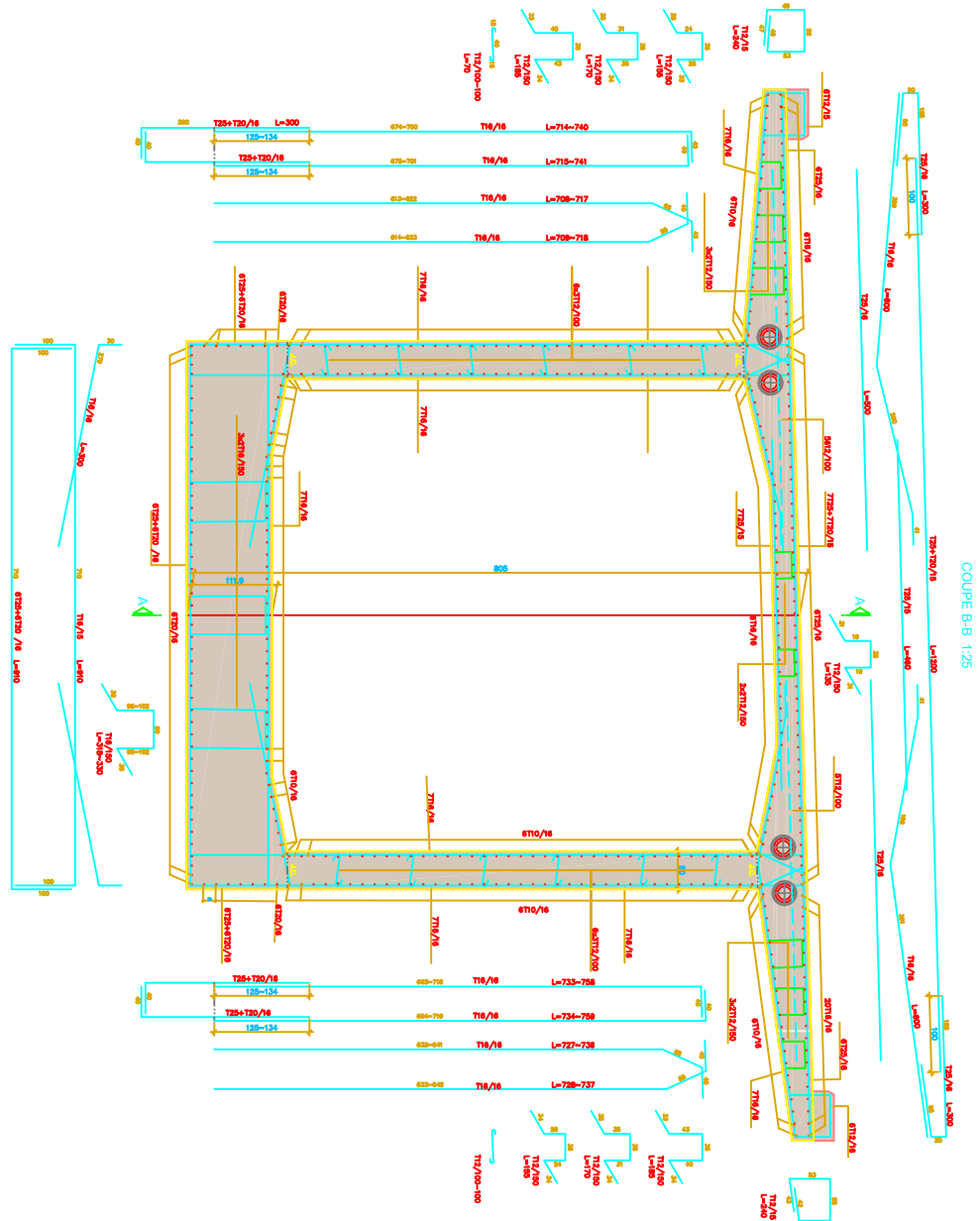
$$\lambda = \frac{0,5 \times 3,95}{\sqrt{\frac{0,5^2}{12}}} = 13,72 \leq 50$$

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle supérieur et les porte à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicité.

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

schéma du ferrailage de voussoir près de la pli



CHAPITRE VIII :

EFFORT TRANCHANT

VIII- Introduction :

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. L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- ✓ Résister aux efforts de cisaillement.
- ✓ Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

VIII.1- Détermination des contraintes tangentielles en phase de service :

La vérification se fera de façon à ce que la valeur du cisaillement à l'état limite de service ne dépasse pas la valeur du cisaillement admissible.

VIII.1.1- Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :**VIII.1.2- 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 tout les efforts appliquée à : **[H. Thonier 92]**

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura alors : $V = P \sin \alpha$

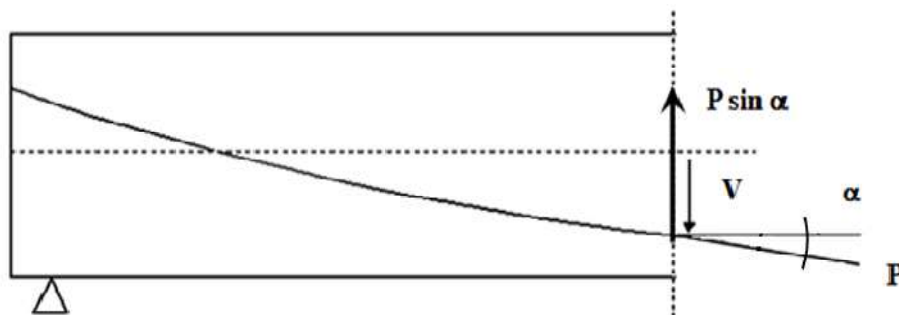


Figure . VIII.1- Coupe transversale du voussoir plein sur pile.

VIII.1.3- Effet hyperstatique :

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment : **[H. Thonier 92]**

$$V = \frac{dM}{dx}$$

VIII.1.4- Effet RESAL :

Dans notre cas la hauteur de la poutre caisson est variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée.

Dans ce cas il faut tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

En respectant un extrados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : $\frac{dh}{dx}$

Près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut : [H. Thonier 92]

$$V_R = \frac{M_{ext}}{Z} \cdot \frac{dh}{dx}$$

Avec :

M_{ext} : Le moment résultant dans la section considérée ;

$\frac{dh}{dx}$: La pente de l'inclinaison de l'intrados ;

Z : Distance entre l'axe de la dalle supérieure et la dalle inférieure.

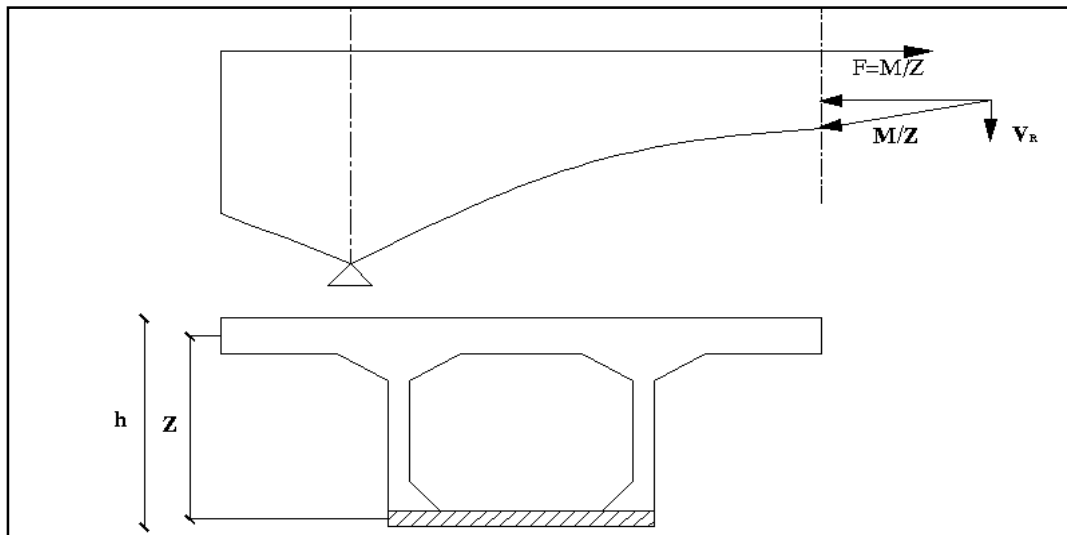


Figure . VIII.2- Effet RESAL.

VIII.2- Vérification de l'effort tranchant :

VIII.2.1- Calcul de l'effort tranchant réduit :

En résumé l'effort tranchant réduit vaut : [H. Thonier 92]

$$V_r = V_{max} - P \sin \alpha + \frac{dM}{dx} + \frac{M_{ext}}{Z} \cdot \frac{dh(x)}{dx}$$

Les valeurs de l'effort tranchant à l'état limite de service sous combinaison max.

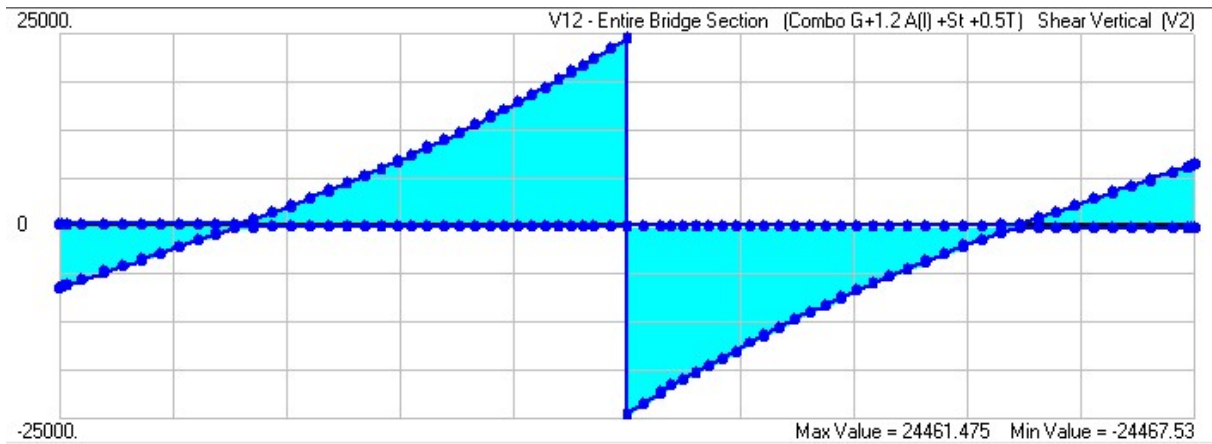


Figure . VIII.3- Enveloppe max/min à l'ELS.

VIII.2.2- Calcul du cisaillement :

L'effort de cisaillement est : [BPEL 91]

$$\tau = \frac{V_r}{z b_n}$$

Avec :

V_r : L'effort tranchant réduit ;

z : Bras de levier, qui vaut : $z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) h$.

Avec : $\rho = \frac{I}{SVV'}$ le rendement de la section d'abscisse h .

b : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme.

La vérification de la contrainte de cisaillement s'écrit : $\tau \leq \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$ [BPEL, 91]

Avec :

- $\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$
- $\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$.

En l'absence d'armatures transversales de précontrainte :

$$\sigma_x = \sigma, \sigma_t = 0$$

Avec :

σ : étant la contrainte normale due aux actions extérieures et à la précontrainte longitudinale appliquées au CDG.

• **Exemple de calcul :**

Résistance à l'effort tranchant de la section « x = 4,5 ».

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} ; \quad f_{t28} = 3 \text{ MPa}.$$

$$P = 52 \times 2343.6 = 121867,2 \text{ KN (l'effort de précontrainte de la section « x = 4,5 »)}.$$

$$\sigma = \frac{P}{S} = \frac{121867,2}{19,71} = 6183.013699 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 6,183 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_1^2 = 0,4 \times 3 \left(3 + \frac{2}{3} 6,183 \right) = 8,5464 \Rightarrow \overline{\tau}_1 = 2,923 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_2^2 = \frac{2 \times 3}{40} (0,6 \times 40 - 6,183) \left(3 + \frac{2}{3} 6,183 \right) = 19,033 \Rightarrow \overline{\tau}_2 = 4,36 \text{ MPa}.$$

Vérification sous combinaison la plus défavorable à l'ELS : G +1,2(A(l) +St +0,5 ΔT.

$$V_{max} = 27961,4 \text{ KN}.$$

$$z = \left(\frac{1+0,730}{2} \right) 7 = 6,213 \text{ m}.$$

$$\frac{dh(x=4,5)}{dx} = \frac{8,49-8,04}{4,5} = 0,101 .$$

$P \sin \alpha = 0$ (Car tous les câbles sont horizontaux en « x = 4,5 m »).

$$V_r = 27961,4 - \frac{516096,56}{6,213} \cdot 0,101 = 19586,46 \text{ KN}.$$

$$\text{Largeur nette : } b_n = 2b - 2\Phi = 2 \times 0,60 - 0 \times 0,095 = 1,2 \text{ m}.$$

(Il n'y a pas de câbles dans les âmes à x = 4,5 m).

$$\tau = \frac{19586,46 \times 10^{-3}}{6,213 \times 1,20} = 2,63 \text{ MPa}.$$

D'où : $\tau < \overline{\tau}_1 = 2,923 \text{ MPa}$ Vérifiée.

La section des âmes à x = 3,75 m est justifiée vis-à-vis du cisaillement.

Le reste de la vérification des contraintes de cisaillement est mentionné dans l'Annexe 5.

Tableau. VIII.1- Extrait de vérification des contraintes de cisaillement de la travée de rive.

Section	M ext	V _{MAX}	P sin α	z	dh/dx	σ _x	dM _{hyp} /dx	Vr	τ	τ ₁	τ ₂	Observation
VSP	-516096,6	27961,42	0,00	6,213	0,101	6,18	0,00	19586,46	2,63	2,92	4,36	OK
V1	-253384,8	24983,889	932,75	5,877	0,184	5,71	0,00	17967,88	2,55	2,86	4,32	OK
V2	-330744,2	23079,523	932,75	5,482	0,140	5,47	0,00	15582,93	2,37	2,82	4,30	OK
V3	-253384,8	20812,067	932,75	5,135	0,131	5,44	0,00	15284,69	2,48	2,82	4,30	OK
V4	-184018,9	18633,124	932,75	4,806	0,142	5,45	0,00	14143,13	2,45	2,82	4,30	OK
V5	-122342,4	16549,421	932,75	4,439	0,111	5,17	0,00	14419,23	2,71	2,78	4,27	OK

VIII.3-Vérification des contraintes de torsion :

Les surcharges routières étant excentrées, il peut se créer un moment de torsion dans la section transversale de l'ouvrage.

Des dispositions particulières vis à vis de la torsion ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée pour les sections en caisson : **[BPEL, 91]**

$$\tau_T^2 + \tau_V^2 \leq \bar{\tau}_{lim}^2$$

Avec :

τ_T : La contrainte de cisaillement de torsion ;

τ_V : La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant ;

$\bar{\tau}_{lim}$: La contrainte admissible de cisaillement définie ci-dessus.

On effectuera les vérifications pour les deux sections pour lesquelles l'étude transversale a été faite : à savoir la section près de la pile et la section à la clef.

VIII.3.1- Contrainte tangente de torsion [BPEL, 91] :

$$\tau_T = \frac{T}{2 \cdot e \cdot \Omega}$$

Avec :

T : Moment de torsion de la section considérée ;

Ω : Aire encadrée par es âmes inclinées et les dalles.

e : Epaisseur des âmes.

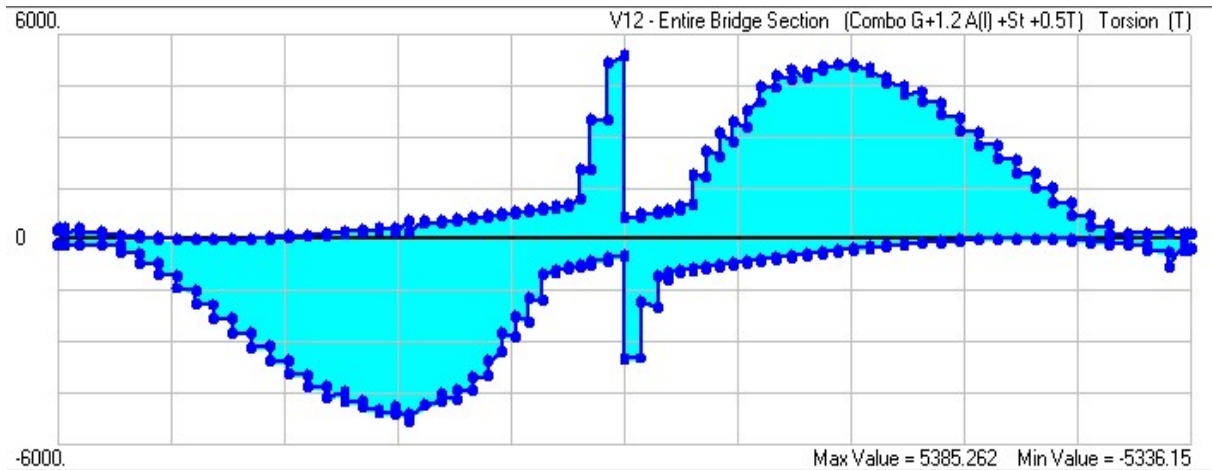


Figure . VIII.4- Enveloppe de torsion à l'ELS.

- **Au VSP :**

$$T = 1807,08 \text{ KNm.}$$

$$\Omega = 19,71 \text{ m}^2.$$

$$\tau_T = \frac{1807,08 \times 10^{-3}}{2 \times 0,60 \times 19,71} = 0,0764 \text{ MPa.}$$

$$\tau_V = 2,63 \text{ MPa (Calculée précédemment)}$$

$$\bar{\tau}_{lim} = \text{Min}(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2); \sigma = \frac{P}{S} = 6,183 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times 3 \left(3 + \frac{2}{3} 6,183 \right) = 8,5464 \Rightarrow \bar{\tau}_1 = 2,923 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \times 3}{40} (0,6 \times 40 - 6,183) \left(3 + \frac{2}{3} 6,183 \right) = 19,033 \Rightarrow \bar{\tau}_2 = 4,36 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } 0,0764^2 + 2,63^2 \leq 2,923^2 \Rightarrow 6,923 \text{ MPa} < 8,544 \text{ MPa. Condition Vérifiée.}$$

- **Au VSC :**

$$T = 5466,81 \text{ KNm.}$$

$$\Omega = 11,0508 \text{ m}^2.$$

$$\tau_T = \frac{5466,81 \times 10^{-3}}{2 \times 0,60 \times 11,0508} = 0,412 \text{ MPa.}$$

$$\tau_V = -1,77 \text{ MPa (Calculée précédemment).}$$

$$\bar{\tau}_1 = 1,98 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_2 = 3,41 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } 0,412^2 + (-1,77)^2 \leq 1,98^2 \Rightarrow 3,30 \text{ MPa} < 3,921 \text{ MPa. Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de prendre des dispositions particulières vis-à-vis de la torsion.

Conclusion :

D'après le tableau, on remarque que la condition $\tau < \tau$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE IX :
ÉTUDE DE BOSSAGE

IX.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude du bossage dont on va définir les efforts et les sollicitations exerçant par une force d'ancrage, avec lesquels on doit vérifier la contrainte de traction et de cisaillement. Afin de ferrailer l'élément de bossage.

IX.2. Explication du phénomène :

Dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, le ferrailage des âmes tient compte seulement de la flexion transversale du caisson et de l'effort tranchant. Donc, il est nécessaire de tenir compte de la diffusion de précontrainte derrière les ancrages.

L'effort à l'ancrage introduit dans les âmes on une forte contrainte de compression sur une faible surface du béton. Cet effort se diffuse ensuite progressivement sur une plus grande surface dans le corps de l'âme au bout d'une certaine distance L_R appelée longueur de zone de Régularisation, on admet que le principe de Saint-Venant s'applique et que la répartition des contraintes existe linéaire.

Donc il est nécessaire de tenir compte de ce phénomène, pour ferrailer les zones ou apparaissent des fissures lors de la mise en tension.

IX.3. Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrages :

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une force contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre, au bout d'une certaine distance L_R appelée longueur de zone de régularisation. Selon le BPEL la répartition des contraintes normales est linéaire.

IX.3.1. Câble rectiligne centré :

On considère une pièce prismatique, de section rectangulaire ($b \times h$) et un câble rectiligne ancré au centre de gravité de la section d'extrémité.

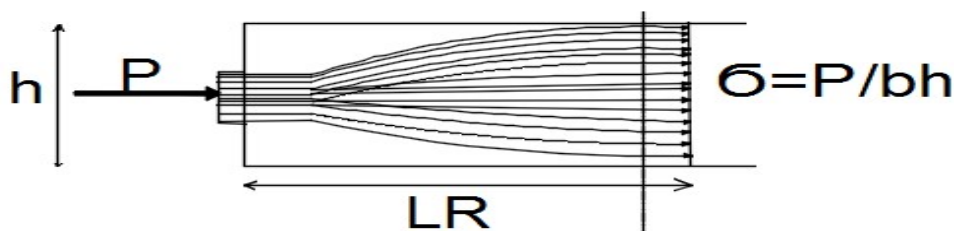


Figure . IX.1. Diffusion de la précontrainte; ancrage centré.

Dans une section courante de la poutre, la contrainte normale vaut ($\sigma = \frac{P}{bh}$), cette relation n'est pas applicable au voisinage immédiat de l'ancrage. la distribution classique des contraintes engendrées par l'effort n'est retrouvée qu'à une distance L_R dite longueur de la zone de régularisation, dans cette zone il y a risque d'éclatement du béton lors de la mise en tension des câbles.

IX.3.2. Câble rectiligne excentré :

On définit deux zones de régularisation :

- Une zone de première régularisation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec $d = 2c$ ou c représente la distance de l'axe de l'ancrage à l'extrémité la plus proche. On admet, que dans cette zone, le comportement du béton est identique à celui d'un ancrage centré dans une pièce de hauteur (ou largeur) d et on applique donc les formules précédentes.
- Une zone d'équilibre générale dans le plan S_r situé à la distance $G' = h$ de l'about avec une répartition linéaire des contraintes.

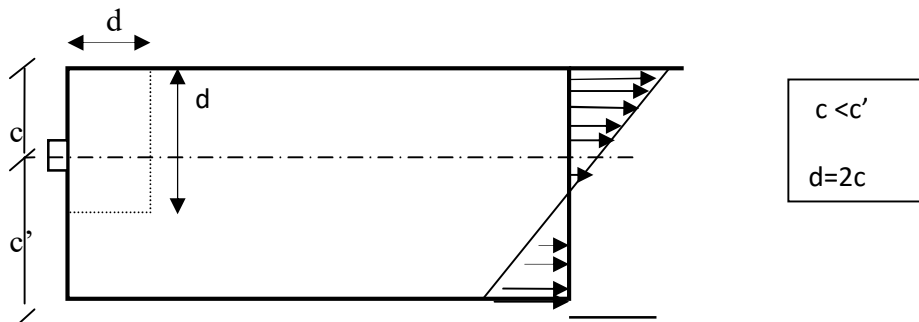


Figure . IX.2. Ancrage excentré

IX.3.3. Justifications réglementaires :

a) Zone de la première régularisation :

✓ Effort de surface :

On prévoit un frettage de surface tel que :

$$A_s = 0.04 \frac{P_{\max}}{\sigma_s}$$

P_0 : précontrainte maximale initiale.

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

✓ Effort d'éclatement :

La contrainte de traction du béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{p_{j0}}{b d_j} < 1.25 f_{tj}$$

La contrainte de compression dans le béton doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{xj} = \frac{p_{j0}}{b d_j} < \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique au niveau j.

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage au niveau j (selon le BPEL les procédés de précontrainte).

b : la largeur de l'âme.

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression du béton à j jour.

f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction du béton à j jour.

Pour le fretage d'éclatement, on calcule pour chaque ancrage la section d'aciers nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{x(1 - \frac{a_j}{d_j})}{k_j \frac{2}{3} f_e} p_{j0}$$

K_j : Coefficient dépendant de la position de l'ancrage par rapport à la section droite et vaut 1

Pour un ancrage d'extrémité.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}(A_{ej}; 0.15 \frac{p_{j0\text{max}}}{\frac{2}{3} f_e})$$

➤ Application numérique :

Pour notre projet on effectue les vérifications et les justifications pour le cas le plus défavorable, C.-à-d. la section où on arrête le plus grand nombre de câbles (section d'about).

○ Zone de surface :

$$A_s = 0.04 \frac{2343.6}{\frac{2}{3} \times 400} = 3.52 \text{ cm}^2, \text{ qui correspond à } 4\text{HA}12 = 4.524 \text{ cm}^2$$

○ Zone intermédiaire tendue :

La mise en tension des câbles se fait après 7 jours de durcissement du béton :

$$f_{c7} = 0.685 f_{c2} \log(j+1) = 24.745 \text{ MPa.}$$

$$f_{c7} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{xj} = 0.5 \left(1 - \frac{0.25}{0.6} \right) \frac{2343600}{1.4 \times 0.6} = 0.82 \text{ MPa} \leq 1.25 \times 3 = 3.75 \text{ MPa.}$$

- **Zone intermédiaires comprimée :**

$$\sigma_{tj} = \frac{2343.600}{1.4 \times 0.6} = 2.779 \leq \frac{2}{3} \times 24.745 = 16.50 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage d'éclatement :**

$$A_{ej} = \frac{0.25(1 - \frac{0.25}{0.6})}{1 \times \frac{2}{3} \times 400} \times 2343.6 = 12.81 \text{ cm}^2$$

$$0.15 \frac{2.3436}{\frac{2}{3} \times 400} = 13.18 \text{ cm}^2.$$

La section est définitive d'acier transversale vaut :

$$A_e = \text{Max}(12.81; 13.18).$$

$$A_e = 13.18 \text{ cm}^2; \text{ Qui correspond à } \mathbf{10HA14} = 15.39 \text{ cm}^2.$$

- b) Zone de la deuxième régularisation :**

Dans cette phase, on détermine les **armatures transversales** permettant la couture des différents plans :

$$A_c = \frac{T_{\max} - N_t}{\frac{2}{3} f_e}; \quad T_{\max} = T_{\max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

- **Application numérique :**

$$T_{\max} = 0.396 \left[1 - \left(\frac{3}{3 \times 2.63} \right)^2 \right] = 376.98 \text{ KN}.$$

IX.4. Etude de bossage :

Les câbles de continuité sont logés dans le hourdis inférieur et relevés dans des prismes spéciaux dits « bossage », il s'agit d'ancrage des câbles dans le hourdis et déviés à leurs extrémités d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci. Il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, une poussée au vide au droit de la courbure des câbles et des efforts de flexion dans le hourdis.

VIII.4.1- Flexion locale du hourdis :

L'action du câble sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- Un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis qui vaut :

$$M = F \frac{l}{2} \sin \alpha$$

- Deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante verticale de la force à l'ancrage ($\alpha F \sin$), l'autre la poussée au vide dans le plan courbe de la gaine.

- Le moment de flexion transversal du hourdis peut être évalué à partir des abaques de PUCHER, l'effort maximal se situe approximativement au milieu de la zone de poussée du câble.
- Les armatures de flexion de ce calcul s'ajoutent à celles nécessaire pour équilibrer la poussée au vide ; par contre elles ne sont pas à cumuler avec les armatures de diffusion calculées précédemment.

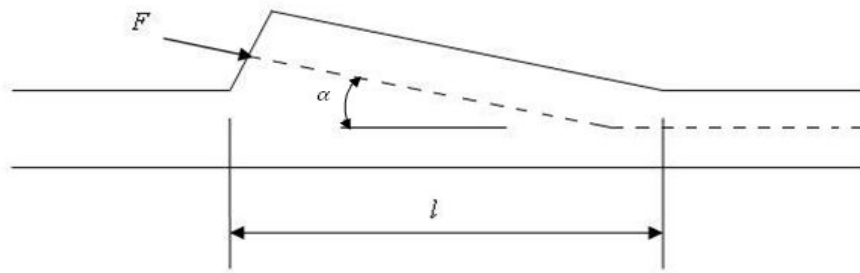


Figure . IX.3. Schéma du bossage.

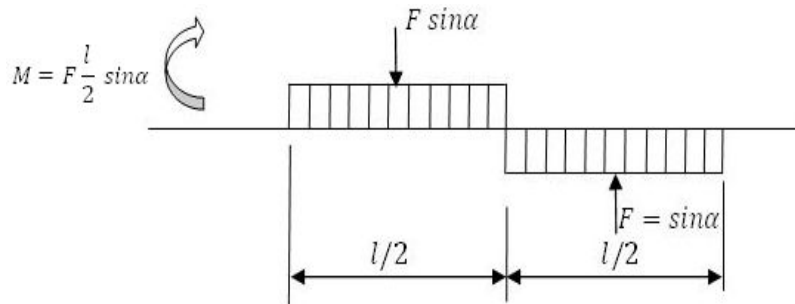


Figure . IX.4- Sollicitations appliquées.

IX.4.1.1- Ferrailage du bossage :

Pour éviter la fissuration il est recommandé de ne pas prévoir de surface de reprise entre le hourdis et le bossage.

Pour un effort F à l'ancrage et avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e$, on prévoit les armatures suivantes réparties en trois groupes (A_1 ; A_2 ; A_3). Précisions que celles-ci tiennent lieu d'armature d'éclatement et de diffusion dans le corps du bossage, de telle sorte que n'y a aucun cumul à effectuer avec les autres règles.

La contrainte admissible est portée à $2/3 \sigma_e$.

- Armatures de section totale A_1 formant tirant en tête de leur console (à répartie sur une longueur de 20 à 30 cm)

$$A_1 = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} (0,5 - \sin \alpha)$$

- Armatures de couture de section totale A_2 réparties entre la tête de la console et le début de la section du câble ; on prend :

$$A_2 = \frac{0,5 \times F}{\overline{\sigma}_a}$$

- Armatures de section totale A_3 destinées à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble ; on prend

$$A_3 = \frac{F \times \sin \alpha}{\overline{\sigma}_a}$$

$$\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ MPa}$$

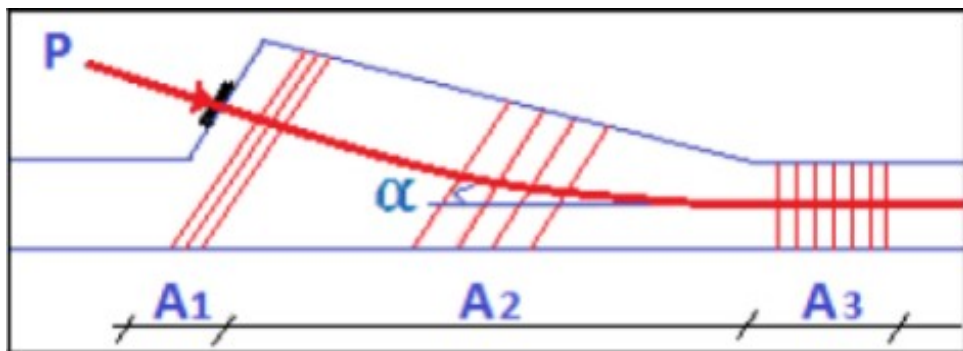


Figure . IX.5: distribution du ferrailage dans un bossage.

$$F = 2343,6 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{0,35}{2,5} = 7,969^\circ$$

$$A_1 = \frac{2343,6 \times 10^3}{266,67} \times (0,5 - \sin 7,969) = 3181,397 \text{ mm}^2; \text{ soit } 7 \text{ HA25} \Rightarrow 34,363 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{0,5 \times 2343,6 \times 10^3}{266,67} = 4394,195 \text{ mm}^2; \text{ soit } 9 \text{ HA25} \Rightarrow 44,181 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \frac{2343,6 \times 10^3 \times \sin 7,969}{266,67} = 1218,3986 \text{ mm}^2; \text{ soit } 4 \text{ HA20} \Rightarrow 12,568 \text{ cm}^2$$

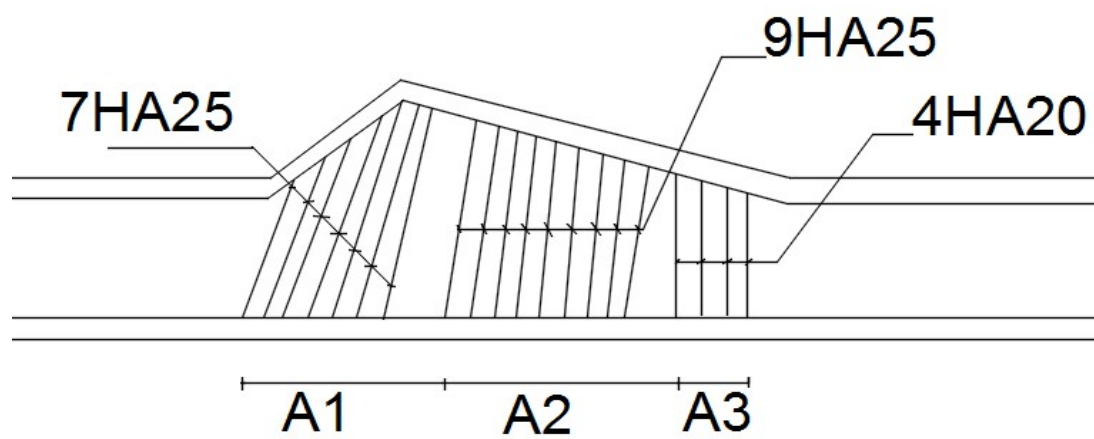


Figure . IX.6.Ferrailage des bossages de la dalle inférieure.



Figure . IX.7: ferrailage d'un bossage dans un voussoir



Figure. IX.8.Bossage des voussoirs à l'intérieur

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle supérieur et les portes à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicité. Le but de ce ferrailage et de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE X :

ÉQUIPEMENT DU PONT

X- Introduction :

Les équipements de pont sont souvent considérés comme des éléments secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- ✓ Appareil d'appuis.
- ✓ Joints de chaussée.
- ✓ Revêtement du tablier
- ✓ Trottoir.
- ✓ Dispositif de retenue.
- ✓ Système d'évacuation des eaux
- ✓ Corniche (qui joue un rôle esthétique).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions dont on cite :

- La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- La protection et la maintenance des éléments structuraux (étanchéité, évacuation des eaux).
- Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- L'esthétique (corniche et garde-corps).
- La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

Les équipements peuvent subir une usure accidentelle (dispositif de retenue) ou normale (corrosion). C'est pourquoi, ils sont souvent l'objet d'un entretien ou même d'un remplacement. Par conséquent, ils doivent être conçus de manière à pouvoir les réparer ou les changer facilement.

X.1- Etanchéité et couche de roulement :

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) qui doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on recourt généralement à une **couche d'étanchéité** disposée sur la dalle de béton. C'est l'un des équipements les plus importants dans l'ouvrage. Il existe plusieurs types d'étanchéité, pour le cas de notre projet on utilise l'étanchéité à base d'asphalte coulé.

La **couche de roulement** qui vient au-dessus de la couche d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux dont l'épaisseur courante est de 8 cm.

X.2- Joint de chaussée :

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.

❖ Calcul du souffle des joints :

Le souffle est le déplacement maximal entre les positions extrêmes du joint. Il doit être dimensionné de manière à absorber la variation maximale de la longueur Δl du tablier.

La variation d'ouverture du joint est due essentiellement aux variations de longueur du tablier provoquées par la température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux

effets de température et les déformations différées du béton (retrait et fluage) plus le déplacement dû au freinage.

– **Rotations sur appui du fait de la flexion du tablier :**

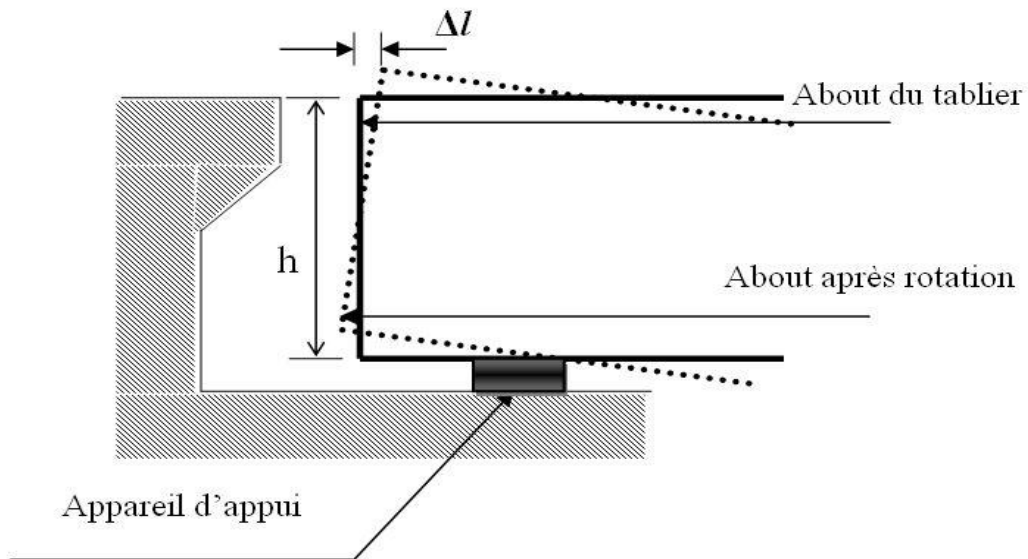


Figure . X.1- Rotation des extrémités du tablier.

La rotation d'extrémité d'une poutre chargée crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal

$$\Delta l = h \times \tan \alpha$$

On accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0,02 rad ce qui crée un déplacement de 6 cm.

– **Déplacement dû au freinage :**

$$\varepsilon_{f(Bc)} = \frac{T \times Fa}{2G \times S}$$

Avec :

G : Module de déformation transversale égale à 9 Kg/cm².

T : Hauteur de l'appareil d'appui.

S : Dimension l'appareil d'appui (a×b).

$$\varepsilon_{f(Bc)} = \frac{22,4 \times 36 \times 10^3}{18 \times 100^2} = 4,48 \text{ cm}$$

– **La dilatation thermique :**

On prend dans ce cas généralement un raccourcissement relatif

- Effet de la température ($\Delta T > 0$) est calculée par la formule [Calgaro 2000].

$$\Delta L = L \times \lambda \times \Delta T$$

Avec :

L : La longueur de dilatation = 152m.

λ : Coefficient de dilatation = 30.10^{-5} (cas des ouvrages en béton).

ΔT : La variation de température = +45°C.

$$\Delta L = 2,28 \text{ cm.}$$

– **Effet des déformations différées du béton (retrait et fluage)**

• **Retrait :**

Dans notre cas on prend la déformation relative due au retrait(ε_r) égale à $3,5 \times 10^{-4}$.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta L}{L} \Rightarrow \Delta L = 2,66 \text{ cm.}$$

• **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta L}{L} = K_{ft} \times 10^{-4}$$

K_{ft} : Coefficient du fluage qui vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

Donc :

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta L}{L} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L = 2,28 \text{ cm}$$

Donc le soufflé sera la somme des valeurs absolues de ces trois elongations :

Souffle = 7,22 cm

– **Type de joint choisi :**

Le type de joint de chaussée est choisi selon le soufflé total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un soufflé de 17,51 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu 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 . X.2- Joint du type Wd (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du soufflé et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit 100 [gr]	80 [gr]	60 [gr]	40 [gr]	80 [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

Tableau. X.1- Différents modèles des joints Wd.

Type	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	170	190	5
Dimensions en mm. *P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation, ** Nb= Nombre de fixations par élément														

Tableau. X.2- Caractéristiques physiques des joints Wd.

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.

X.3- Appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont placés entre le tablier et les appuis, il existe plusieurs types d'appareils d'appuis, dans notre ouvrage on utilise des appareils en élastomère fretté. Ce type d'appareil est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton notamment pour les grands ouvrages.

Ils sont constitués de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de frettage en acier. L'adhésion est obtenue sous presse lors de 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.

Ils permettent d'assurer la liaison entre une structure et son support, de transmettre uniformément les charges verticales, d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations. Aussi pour reprendre des charges importantes.

- Types d'appareils d'appuis :

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Pour notre ouvrage on opte pour un appareil d'appui en élastomère fretté pour des raisons illustrées dans le paragraphe ci-après.

- Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

Facilité de mise en œuvre. Facilité de réglage et de contrôle.

- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

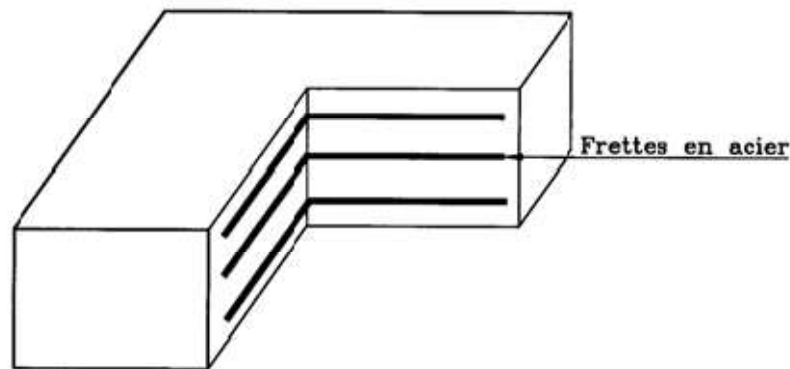


Figure . X.3- Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

XI-1-2-1- matériaux constituant et rôles :

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

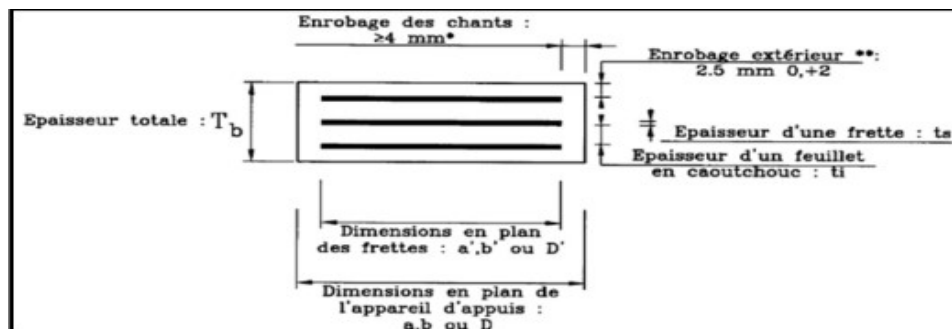


Figure .X.4 : Constitution type d'un appareil d'appuis de type B

➤ **L'élastomère :**

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit naturel et d'origine végétale, le latex, et c'est alors un polymère de l'isoprène.

➤ **Les frettes en acier :**

Elles sont systématiquement en acier S 2357 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent. L'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à 2mm.

X.3.1- Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

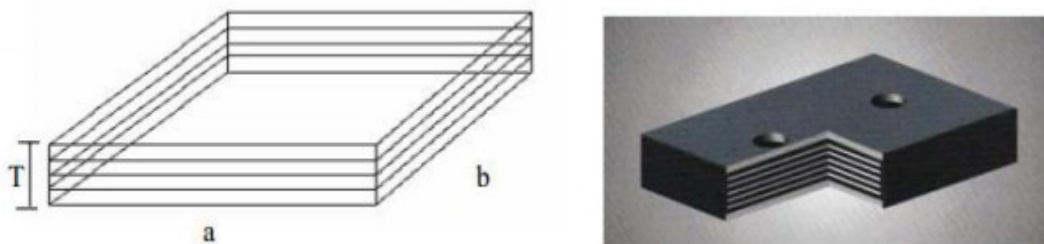


Figure. IX.5. Dimensions d'un appareil d'appui.

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit deux épaisseurs nécessaires au dimensionnement : [SETRA, 2007]

Epaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T = n \times (t_i + t_s) + t_s$

Epaisseur nominale totale d'élastomère : $T = n \times t_i$ si $e \leq 2,5mm$

Avec :

- $G = 0.9 \text{ MPa}$: Le module de déformation transversale pour les ponts routes.
- 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.
- $\bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$.

NB :

Si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul de l'épaisseur total de l'appareil d'appui.

X.3.2- Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges :

Les réactions sont calculées à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes :

- $G + 1,2 (A(L) + ST)$
- $G + 1,2 (Bc + ST)$
- $G + M_{c120}$
- $G + D_{240}$

- Après le calcul (avec le logiciel SAP2000), on constate que les réactions maximales sont obtenues sous la combinaison $G + D_{240}$ ces réactions sont :

$$R_3 = R_4 = 24371,75 \text{ KN}$$

$$R_1 = 1773,28 \text{ KN}$$

$$R_2 = 2318,96 \text{ KN}$$

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante :

$$N = R = 24371,75 \text{ KN.}$$

Nous allons disposer quatre (04) appareils d'appui au niveau de chaque pile et de deux (02) appareils sur chaque culé.

$$R = \frac{24371,75}{4} = 6092,9375 \text{ KN}$$

Sous réaction verticale R :

La contrainte maximum de compression

$$\sigma_m = \frac{R}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$$R = 6092,9375 \text{ KN} \quad \Rightarrow a \times b = 700 \times 700 [\text{mm}^2] \text{ o ; } t_i = 12 \text{ mm.}$$

➤ Hauteur nette de l'élastomère T :

La condition à vérifier est : [SETRA]

$$T > \frac{U_1}{0,5}$$

U_1 : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

$$U_1 = 2,28 \text{ cm} = 22,8 \text{ mm}$$

$$T > 22,8 / 0,5 = 45,6 \text{ mm}$$

On prend $T = 100 \text{ mm}$

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différents sollicitations sont les suivantes : [Calgaro 2000]

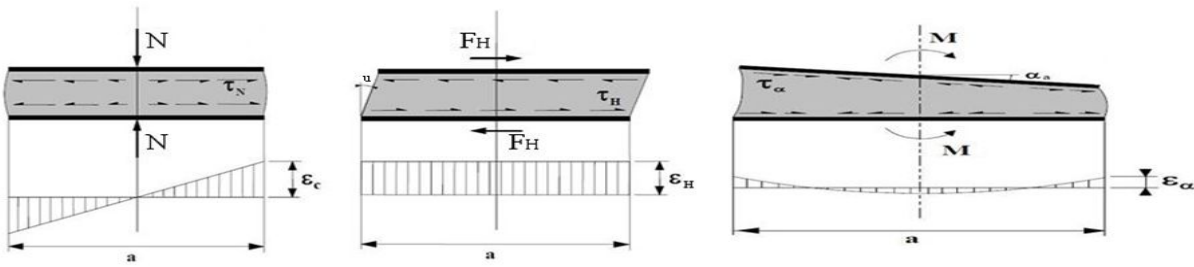


Figure . X.6- Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.

Comportement sous effort normal :

La contrainte maximum de cisaillement due à l'effort vertical :

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{6092,9375}{700 \times 700} = 12,435 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = \frac{1,5}{\beta} \times \sigma_m = \frac{1,5}{\beta} \times \frac{N}{a \times b} \text{ avec } \beta = \frac{a \times b}{2t_i \times (a \times b)}$$

$$\tau_N = \frac{3 \times t_i \times (a + b) \times R}{a^2 \times b^2} \Rightarrow \tau_N = 1,279 \text{ MPa}$$

➤ Comportement sous effort horizontal :

- Sous déformation lente u_1 (effort horizontal H_1 de dilatation) :

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Tel que :

G : module de cisaillement transversal d'élastomère qui vaut 0,9 MPa.

$u_1 = 22,8 \text{ mm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques).

Si on prend 10 élastomères donc :

$$\tau_{H1} = \frac{0,9 \times 22,8}{100} = 0,2052 \text{ MPa}$$

- Sous effort dynamique H_2 (freinage) engendre la distorsion u_2 :

L'effort de freinage correspondant à la charge A(1) est égal à :

$$Fa = 1,71 \text{ KN.}$$

L'effort de freinage correspondant à la charge Bc d'un seul camion (H_2) est égal à :

$$Fa = 360 \text{ KN.}$$

Avec :

$$H_2 = \frac{Fa}{2} = 180 \text{ KN}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2 \times G \times u_2}{T} = \frac{180 \times 10^3}{700^2} = 0,367 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} \Rightarrow \tau_H = 0,3887 \text{ MPa}$$

➤ **Comportement sous une rotation d'axe horizontal :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{T}\right)^2 \times \alpha_T \quad \text{avec: } \alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

Tel que :

α_0 : Est la rotation permet par le joint de chaussée égale à 0,02 rad.

α : Égale à 0,003 rad, (pour ouvrage préfabriqué).

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0,9}{2} \times \left(\frac{700}{100}\right)^2 \times 0,023 = 0,50715 \text{ MPa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha_T} \leq 5G \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau_H \leq 0,7G \dots \dots \dots (3)$$

$$\tau_{\alpha_T} \leq \tau_N \dots \dots \dots (4)$$

1^{ère} condition : $\tau = 1,279 + 0,3887 + 0,50775 = 2,17545 \text{ MPa} < 4,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2^{ème} condition : $\tau_{H1} = 0,2052 \text{ MPa} < 0,45 \text{ MPa} \Rightarrow$ c v.

3^{ème} condition : $\tau_H = 0,3887 \text{ MPa} < 0,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ c v.

4^{ème} condition : $\tau_{\alpha_T} = 0,50775 \text{ MPa} < \tau_N = 1,279 \text{ MPa} \Rightarrow$ c v.

X.3.3- Vérification de l'appareil d'appui :

✓ **Condition de non-flambement :**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Leftrightarrow 70 < 100 < 140 \text{ [mm]} \Rightarrow \text{c v.}$$

✓ **Condition de non glissement :**

On doit vérifier : $H \leq f \times N$

Avec : f est le coefficient de frottement.

f a pour l'expression suivante :

$$f = 0,10 + \frac{0,60}{\sigma_m} = 0,10 + \frac{0,60}{12,435} = 0,149$$

$$H = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) \times a \times b = (0,2052 + 0,367) \times 700 \times 700 = 280378 \text{ N}$$

$$H = 332220 \text{ N} < f \times N = 9907847,69 \text{ N} \Rightarrow \text{c v.}$$

✓ **Condition de non soulèvement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t_i \times (a \times b)} = \frac{700^2}{2 \times 15 \times 1400} = 11,66 \text{ MPa}$$

$$\frac{3}{11,66} \times \frac{100^2}{700^2} \times \frac{12,435}{0,9} = 0,0725 \text{ rad} > 0,023 \text{ rad} \Rightarrow \text{c.v.}$$

X.3.4- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} ; \text{ Tel que } t_s \geq 2 \text{ mm} ; \text{ avec } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier en inox.}$$

$$t_s \geq \frac{700}{11,66} \times \frac{12,435}{245} = 3,047 \text{ mm}$$

Donc on prend $t_s = 5 \text{ mm}$.

Donc la hauteur totale de l'appareil d'appui est égale à :

$$H = n \times t + (n + 1)t_s = 10 \times 15 + (10 + 1) \times 5 = 205 \text{ mm.}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

$$a = b = 700 \text{ mm}$$

$$t_i = 15 \text{ mm, avec } n = 10 \text{ élastomère}$$

$$t_s = 5 \text{ mm}$$

$$H = 205 \text{ mm}$$



Figure . X.7- Appareil d'appui en élastomères frettés.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

X.3.5-Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

Le dé d'appui est soumis à une compression simple.

– Les dimensions de dés d'appuis :

$$A = 700 + 200 = 900 \text{ mm}$$

$$B = 700 + 200 = 900 \text{ mm}$$

$$B_0 = A \times B = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 \times (A + B) = 2 \times (0,9 + 0,9) = 3,6 \text{ m}$$

$$h = \frac{2 \times B_0}{P_0} = 0,45 \text{ m}$$

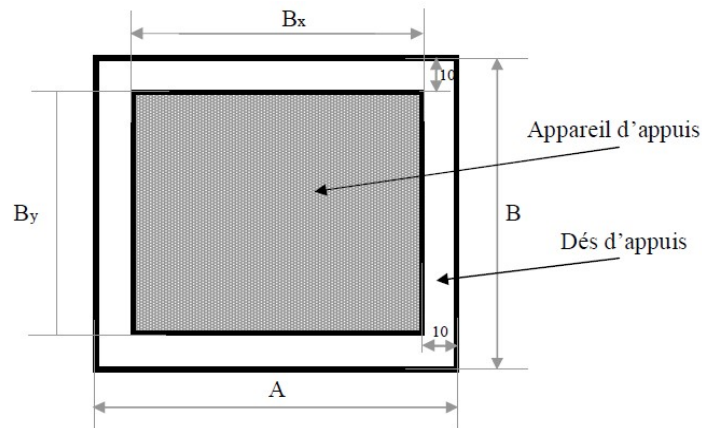


Figure . X.8- Dimensions de dés d'appuis.

X.3.6.Ferraillage des dés d'appuis :

- Ferraillage du dé à la pile :

- ✓ Frette supérieure :

$R_{max} = 24371.75 \text{ KN}$, Les armatures doivent reprendre un effort égal à $0,04 R_{max}$.

$$A = \frac{0,04 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{fs} = \frac{0,04 \times 24371,75 \times 10^3}{348} = 2801,4 \text{ mm}^2 = 28,014 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6 HA 25} = 29,45 \text{ cm}^2$$

- ✓ Frette inférieure :

$$A_{fi} = \frac{0,1 N_{max}}{\sigma_s} = 7003,376 \text{ mm} = 70,03 \text{ cm} \text{ soit } \mathbf{15 HA 25}$$

- Ferraillage du dé à la culé :

- ✓ Frette supérieure :

$$R_{max} = 12185,875 \text{ KN}$$

$$A_{fs} = \frac{0,04 \times 12185,875 \times 10^3}{348} = 1400,67 \text{ mm}^2 = 14 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{7 HA 16} = 14,077 \text{ cm}^2$$

- ✓ Frette inférieure :

$$A_{fi} = \frac{0,1 \times 12185,875 \times 10^3}{348} = 3501,688 \text{ mm} = 35,02 \text{ cm} \text{ soit } \mathbf{8 HA 25}$$

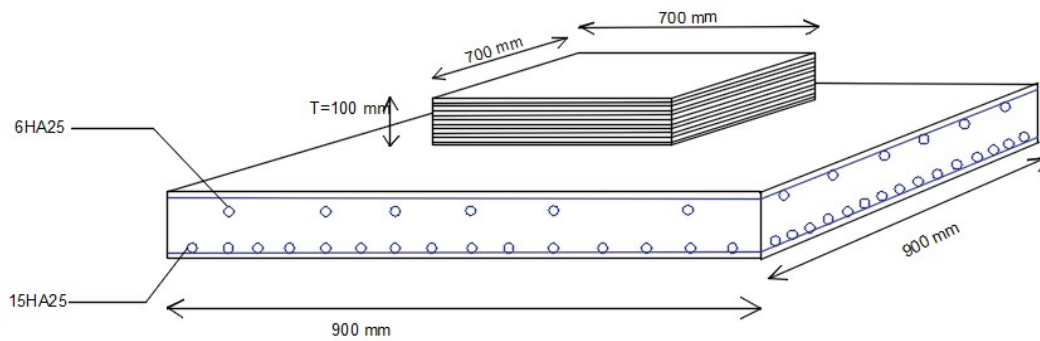


Figure. IX.9-Détail de Ferrailage du dé d'appui à la pile et positionne de l'appareil d'appui

X.4- Les corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage μ • En éloignant l'eau des parements verticaux • En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur • Et rattrapant les irrégularités de la structure.

X.5- L'évacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations.
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

Le système d'évacuation des eaux de plie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la haussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

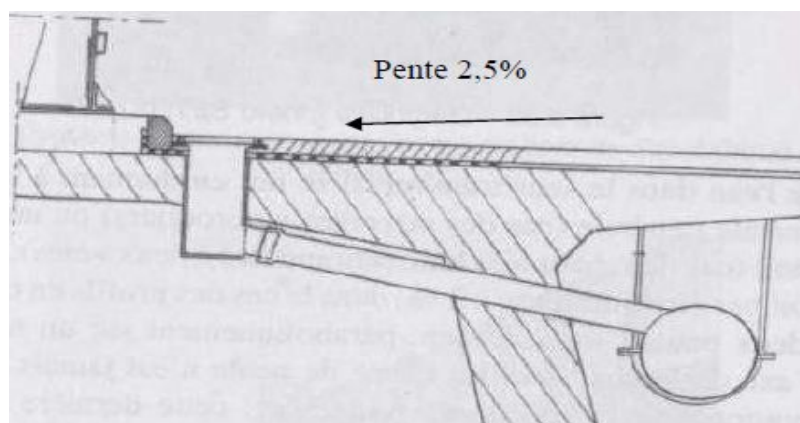


Figure. X.10- Système d'évacuation des eaux à l'intérieur du tablier. (Dessin Calgaro)

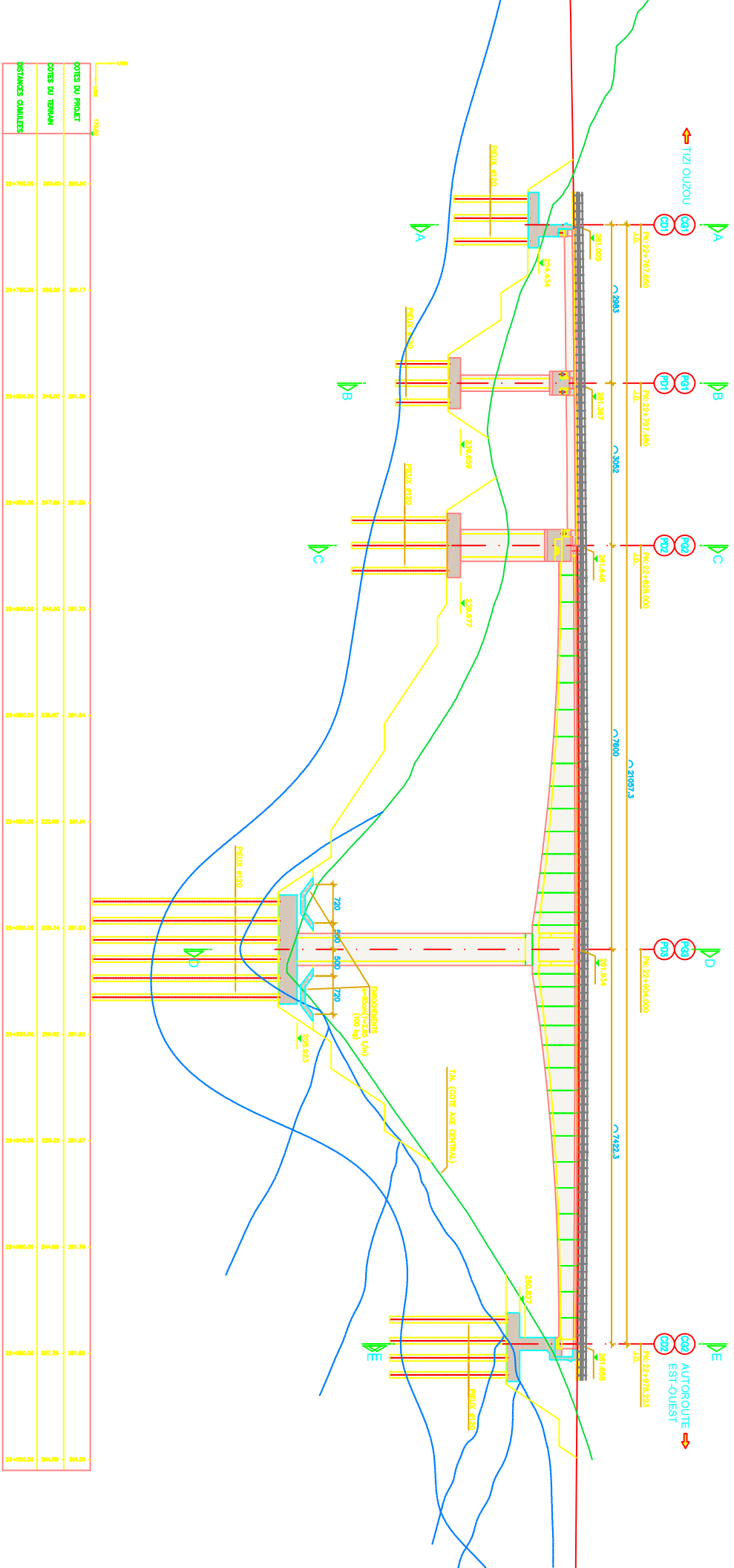
X.6. Autres équipements :

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont un rôle d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai; se sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieure dans le plan du garde corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au dessus de la chaussée .en fin, les ponts être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans les calculs.

Conclusion :

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



vu en long de viaduc

CONCLUSION GENERAL

Conclusion générale :

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos pré-requis durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de l'université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieurs telles que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi que les logiciels de calculs des structures «SAP2000 ...».

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion d'intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

Bibliographie

Logiciels :

- AutoCad 2016 (dessin assisté par ordinateur).
- SAP2000 V14;
- Microsoft Word, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel, pour tout ce qui est calcul.
- Robot Expert 2010 (ferraillage des voussoirs).

Sites Internet :

- www.setra.fr
- www.freyssinet.com
- www.dywidag-systemes.fr
- www.techniques-ingenieur.fr.

Règlement :

- Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008)
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000).
- Règles B.P.E.L 91, EYROLLES,(Edition 1993).

Thèses :

« Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par Mr : D. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).

« Etude ET Conception d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs »; proposé par Mr : DJ .YOUCEF, CH. GHILES ; encadré par Mr : H.BOUBRIT soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2017).

«Etude et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mr. A.NAIT ABDERRAHMANE et Mr : B., SAIM ; encadré par Mr : M.KACHI soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2016).

« Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par M^{elle} : N.SALEMKOUR et H.BENMOUSSA; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ;(Promotion 2013).

Bibliographie

Bibliographie

Logiciels :

- AutoCad 2016 (dessin assisté par ordinateur).
- SAP2000 V14;
- Microsoft Word, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel, pour tout ce qui est calcul.
- Robot Expert 2010 (ferraillage des voussoirs).

Sites Internet :

- www.setra.fr
- www.freyssinet.com
- www.dywidag-systemes.fr
- www.techniques-ingenieur.fr.

Règlement :

- Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008)
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000).
- Règles B.P.E.L 91, EYROLLES,(Edition 1993).

Thèses :

« Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par Mr : D. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).

« Etude ET Conception d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs »; proposé par Mr : DJ .YOUCEF, CH. GHILES ; encadré par Mr : H.BOUBRIT soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2017).

«Etude et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mr. A.NAIT ABDERRAHMANE et Mr : B., SAIM ; encadré par Mr : M.KACHI soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2016).

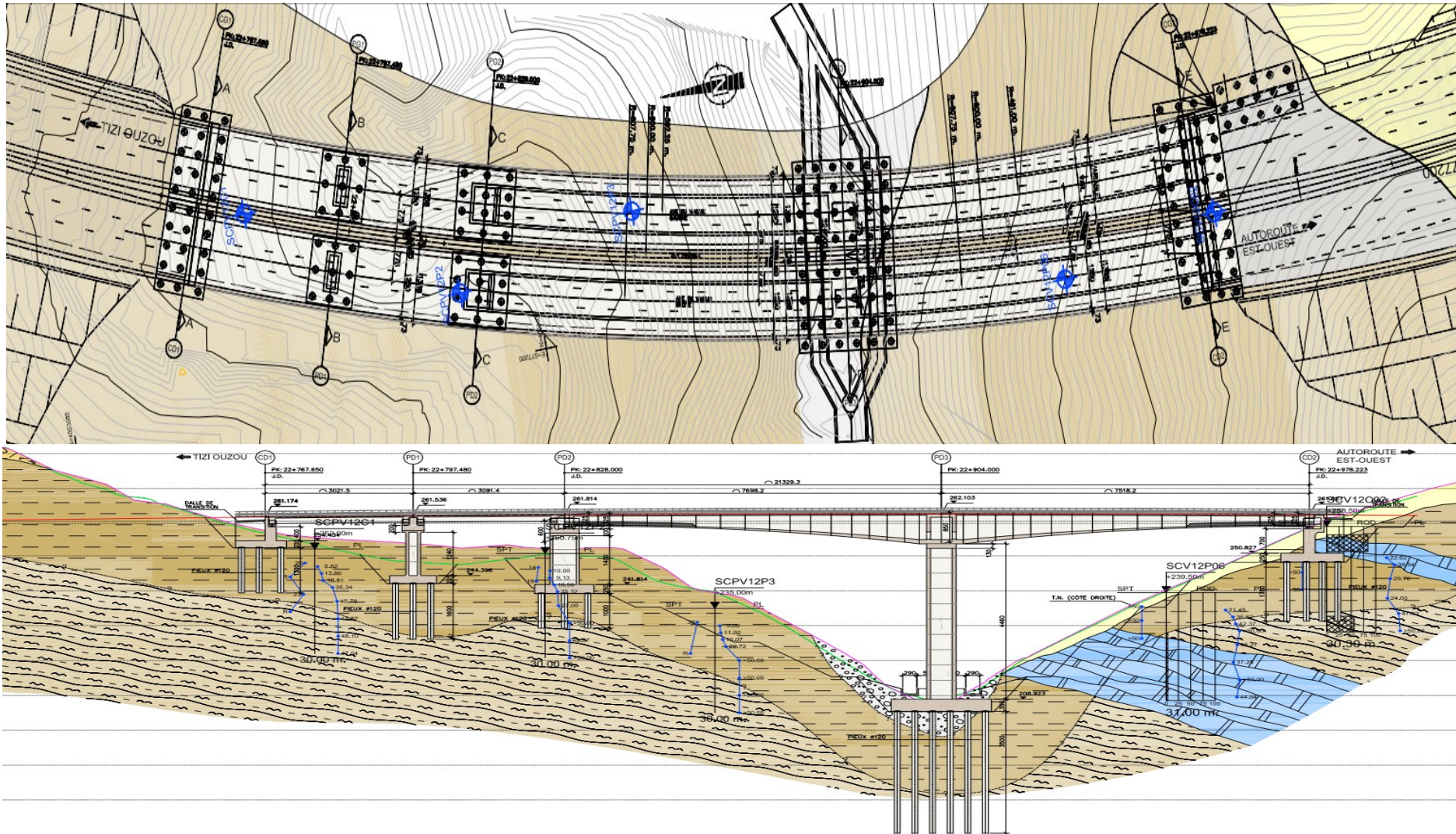
« Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par M^{elle} : N.SALEMKOUR et H.BENMOUSSA; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ;(Promotion 2013).

ANNEXE

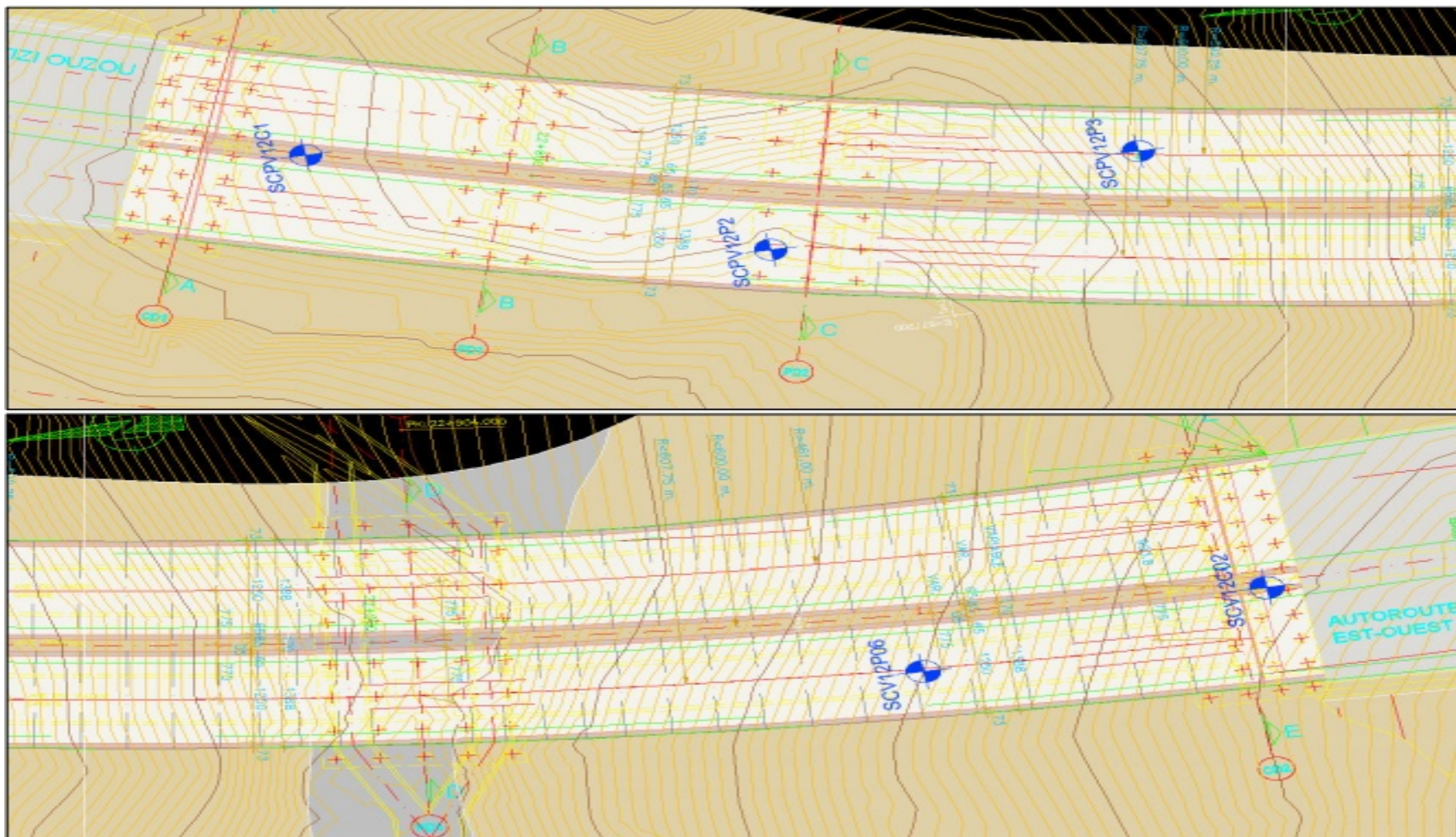
ANNEXE

Annexe 1 :

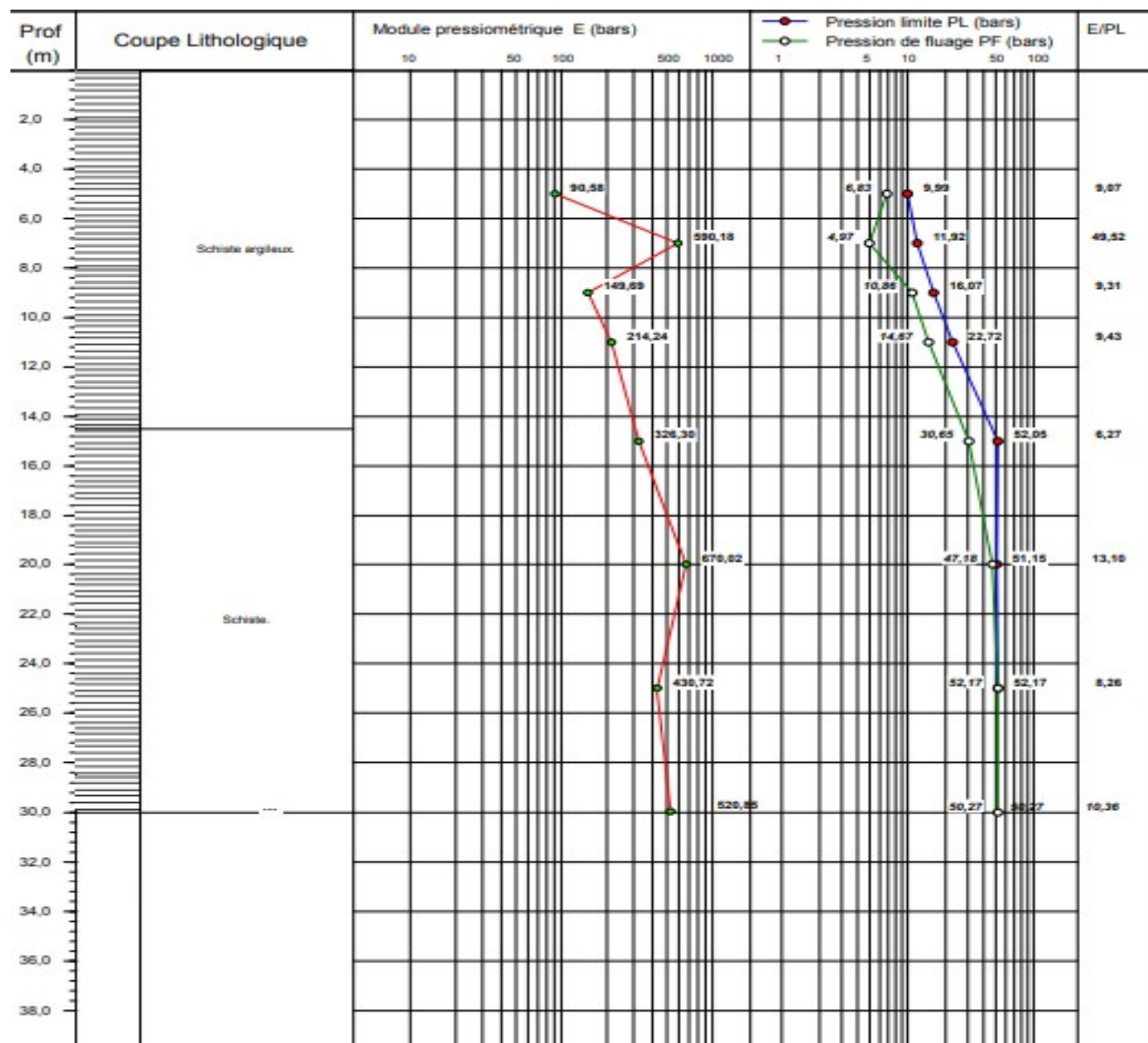
➤ Plan et profil géologique :



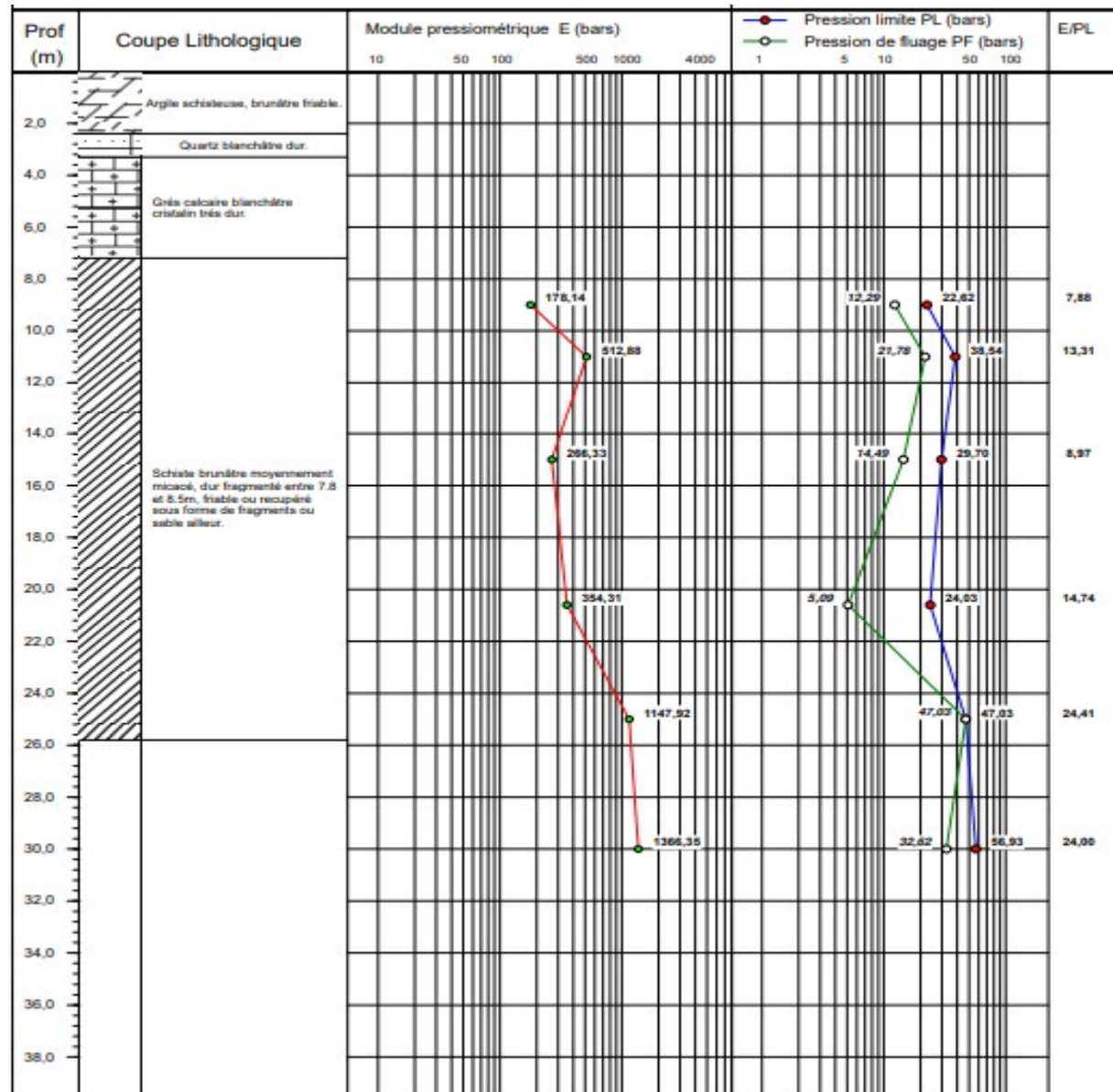
➤ **Plan d'implantation des sondages :**



➤ La coupe lithologique détaillée de la pile :



➤ La coupe lithologique de la culée :



❖ Annexe 2 : Variation de travée de rive (caractéristiques géométriques) :

Abscisse (x)	h [m]	e [m]	S [m ²]	YGi [m]	Abs (x)	I [m ⁴]	v [m]	v' [m]	ρ	c [m]	c' [m]
-6,00	3,25	0,30	11,00	2,003	0,00	19,0226	1,247	2,003	0,692	0,86	1,39
0,00	3,25	0,30	11,00	2,003	6,00	19,0226	1,247	2,003	0,692	0,86	1,39
5,00	3,28	0,31	11,05	2,015	11,00	19,5372	1,266	2,015	0,693	0,88	1,40
10,00	3,37	0,32	11,20	2,051	16,00	21,1307	1,322	2,051	0,696	0,92	1,43
15,00	3,52	0,35	11,46	2,110	21,00	23,9551	1,415	2,110	0,700	0,99	1,48
20,00	3,74	0,38	11,81	2,193	26,00	28,2718	1,545	2,193	0,706	1,09	1,55
25,00	4,01	0,43	12,27	2,300	31,00	34,4643	1,713	2,300	0,713	1,22	1,64
30,00	4,35	0,49	12,83	2,431	36,00	43,0539	1,918	2,431	0,720	1,38	1,75
35,00	4,75	0,56	13,49	2,585	41,00	54,7186	2,161	2,585	0,726	1,57	1,88
39,20	5,13	0,62	14,12	2,733	45,20	67,5141	2,394	2,733	0,731	1,75	2,00
43,40	5,55	0,70	14,82	2,898	49,40	83,6961	2,652	2,898	0,734	1,95	2,13
47,60	6,02	0,78	15,60	3,080	53,60	103,9912	2,938	3,080	0,737	2,16	2,27
51,80	6,53	0,86	16,45	3,278	57,80	129,2464	3,249	3,278	0,738	2,40	2,42
55,40	7,00	0,94	17,23	3,462	61,40	155,5797	3,537	3,462	0,737	2,61	2,55
59,00	7,50	1,03	18,07	3,657	65,00	186,9728	3,844	3,657	0,736	2,83	2,69
62,60	8,04	1,12	18,96	3,865	68,60	224,2066	4,171	3,865	0,734	3,06	2,84
65,50	8,49	1,20	19,71	4,042	71,50	259,0355	4,448	4,042	0,731	3,25	2,95

❖ Caractéristique géométriques du voussoir sur pile :

Elé ^{ts}	N°	b _i (m)	h _i (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i ·Y _{Gi} (m ³)	d (m)	d ² (m ²)	d ² ·S _i (m ⁴)	I _{pi} (m ⁴)	I _{pi} /X' (m ⁴)
	1	3,600	1,200	4,320	0,600	2,592	-4,244	18,012	77,8098	0,5184	78,3282
	2	0,500	4,525	2,263	4,825	10,917	0,575	0,331	0,7480	3,8605	4,6085
	3	3,100	0,350	1,085	8,385	9,098	4,075	16,606	18,0171	0,0111	18,0282
	4	3,300	0,290	0,957	8,355	7,996	4,105	16,851	16,1264	0,0067	16,1331
	5	0,500	0,650	0,325	8,175	2,657	3,925	15,406	5,0068	0,0114	5,0183
	6	1,000	0,200	0,100	1,266	0,127	-2,983	8,898	0,8898	0,0002	0,8901
	7	1,400	0,300	0,210	8,050	1,691	3,800	14,440	3,0324	0,0011	3,0335
	8	3,300	0,360	0,594	8,090	4,805	3,840	14,746	8,7589	0,0043	8,7632
	9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
	10	0,000	0,100	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
	2.Σ			19,71		79,763					259,0355

❖ Caractéristique géométriques du voussoir sur culée :

Elé ^{ts}	N°	b _i (m)	h _i (m)	S _i (m ²)	Y _{Gi} (m)	S _i ·Y _{Gi} (m ³)	d (m)	d ² (m ²)	d ² ·S _i (m ⁴)	I _{pi} (m ⁴)	I _{pi} /X' (m ⁴)
	1	3,600	1,200	4,320	0,600	2,592	-4,244	18,012	77,8098	0,5184	78,3282
	2	0,500	4,525	2,263	4,825	10,917	0,575	0,331	0,7480	3,8605	4,6085
	3	3,100	0,350	1,085	8,385	9,098	4,075	16,606	18,0171	0,0111	18,0282
	4	3,300	0,290	0,957	8,355	7,996	4,105	16,851	16,1264	0,0067	16,1331
	5	0,500	0,650	0,325	8,175	2,657	3,925	15,406	5,0068	0,0114	5,0183
	6	1,000	0,200	0,100	1,266	0,127	-2,983	8,898	0,8898	0,0002	0,8901
	7	1,400	0,300	0,210	8,050	1,691	3,800	14,440	3,0324	0,0011	3,0335
	8	3,300	0,360	0,594	8,090	4,805	3,840	14,746	8,7589	0,0043	8,7632
	9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
	10	0,000	0,100	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
	2.Σ			19,71		79,763					259,0355

❖ **ANNEXE 3 : Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique (étude longitudinale).**

Absc x[m]	Poids propre G		Charges réparties Q1		Charges concentrées (Q2)		Charges de grue (Q3)		Somme	
	T [KN]	M [KN.m]	T [KN]	M [KN.m]	T [KN]	M [KN.m]	T [KN]	M [KN.m]	T [KN]	M [KN.m]
0,00	0,00	0,01	3,45	1,44	119	0,00	700,00	0,01	822,45	1,45
5,00	1398,74	-3493,67	17,25	-33,06	119	-594,97	700,00	-3499,84	2234,99	-7621,55
10,00	2813,00	-14013,08	31,05	-136,55	119	-1189,89	700,00	-6999,37	3663,05	-22338,89
15,00	4257,38	-31669,14	44,85	-309,01	119	-1784,57	700,00	-10497,46	5121,23	-44260,18
20,00	5749,30	-56658,99	58,65	-550,47	119	-2379,35	700,00	-13996,16	6626,95	-73584,97
25,00	7302,43	-89241,97	72,45	-860,78	119	-2973,46	700,00	-17490,91	8193,88	-110567,12
30,00	8934,26	-129785,85	86,25	-1240,17	119	-3568,00	700,00	-20988,25	9839,51	-155582,27
35,00	10658,51	-178683,51	99,50	-1688,67	119	-4161,50	700,00	-24479,39	11577,01	-209013,06
39,20	12190,97	-226619,37	113,99	-2115,50	119	-4660,71	700,00	-27415,94	13123,96	-260811,52
43,40	13809,09	-281107,35	122,68	-2596,52	119	-5158,29	700,00	-30342,87	14750,77	-319205,02
47,60	15523,36	-342636,92	136,62	-3122,11	119	-5657,24	700,00	-33277,89	16478,98	-384694,16
51,80	17341,96	-411514,75	146,56	-3698,28	119	-6154,75	700,00	-36204,40	18307,52	-457572,17
54,40	18524,52	-458010,57	153,32	-4078,53	119	-6461,55	700,00	-38009,14	19496,84	-506559,80
59,00	20731,61	-548181,92	165,32	-4798,32	119	-7007,80	700,00	-41222,38	21715,94	-601210,42
62,60	22566,78	-625909,24	176,78	-5399,60	119	-7432,88	700,00	-43722,85	23562,56	-682464,57
65,50	24118,90	-693491,24	183,54	-5912,41	119	-7776,39	700,00	-45743,49	25121,44	-752923,53
67,50	25208,56	-742703,80	189,75	-6277,92	119	-8012,35	700,00	-47131,46	26217,31	-804125,53
70,00	-26573,39	-807455,35	-191,91	-6753,77	119	-8310,53	-700,00	-48885,49	-27584,30	-871405,14

❖ calcul des câbles de fléau (étude longitudinale)

Voussoir	S [m²]	V [m]	I [m⁴]	M [KNm]	e ₀ [m]	NP ₁ [KN]	n ₁	d ₁ [m]	e ₀ [m]	P ₂ [KN]	n ₂	n réelle	Câbles arrêtés	P réelle
VSP	19,71	4,448	259,036	871405,14	4,258	120815,92	51,55	0,148	4,301	120108,1	51,25	52	2	121867
V0-1	19,71	4,448	259,036	810907,43	4,258	112428,31	47,97	0,148	4,301	110834,9	47,29	48	4	112493
V1	19,71	4,448	259,035	752923,53	4,258	104389,12	44,54	0,148	4,301	103777,6	44,28	46	2	107806
V2	18,955	4,1708	224,206	682464,57	3,981	100116,83	42,72	0,148	4,023	99496,49	42,45	44	2	103118
V3	18,067	3,8442	186,972	601210,42	3,654	94734,57	40,42	0,148	3,697	94104,37	40,15	42	4	98431
V4	17,231	3,5369	155,579	506559,80	3,347	85861,51	36,64	0,148	3,389	85247,41	36,37	38	2	89057
V5	16,447	3,249	129,246	457571,44	3,059	83534,58	35,64	0,148	3,101	82891,44	35,37	36	2	84370
V6	15,599	2,9375	103,991	384694,16	2,748	76680,79	32,72	0,148	2,790	76036,65	32,44	34	4	79682
V7	14,824	2,6523	83,6961	319205,02	2,462	69528,04	29,67	0,148	2,505	68890,31	29,40	30	2	70308
V8	14,119	2,3935	67,5141	260811,52	2,204	62079,81	26,49	0,148	2,246	61458,10	26,22	28	4	65621
V9	13,487	2,161	54,7186	209013,06	1,971	54311,17	23,17	0,148	2,013	53717,94	22,92	24	4	56246
V10	12,827	1,9185	43,0539	110567,12	1,728	31790,21	13,56	0,148	1,771	44192,93	18,86	20	4	46872
V11	12,268	1,7133	34,4643	73584,97	1,523	23265,20	9,93	0,148	1,566	34494,26	14,72	16	4	37498
V12	11,812	1,5454	28,2718	44260,18	1,355	15240,24	6,50	0,148	1,398	24972,28	10,66	12	4	28123
V13	11,456	1,4149	23,9551	22338,89	1,225	8265,47	3,53	0,148	1,267	16122,89	6,88	8	4	18749
V14	11,203	1,3216	21,1307	7621,55	1,132	2978,59	1,27	0,148	1,174	8587,65	3,66	4	2	9374
V15	11,050	1,2657	19,5372	1,45	1,076	0,59	0,00	0,148	1,118	3030,41	1,29	2	2	4687

❖ Vérification des contraintes du fléau en situation d'exécution (étude longitudinale)

Voussoir	S [m ²]	I [m ⁴]	V [m]	V' [m]	M [KNm]	e ₀ [m]	P [KN]	σ sup [Mpa]	Vérification	σ inf [Mpa]	Vérification
VSP	19,71	259,036	4,448	4,042	871405,14	4,301	121867	0,219	OK	11,603	OK
V0-1	19,71	259,036	4,448	4,042	810907,43	4,301	112493	0,090	OK	10,812	OK
V1	19,71	259,0355	4,45	4,042	752923,53	4,301	107806	0,502	OK	9,984	OK
V2	18,956	224,2066	4,17	3,8654	682464,57	4,023	103118	0,462	OK	10,053	OK
V3	18,067	186,9728	3,84	3,6574	601210,42	3,697	98431	0,568	OK	10,091	OK
V4	17,231	155,5797	3,54	3,4617	506559,80	3,389	89057	0,515	OK	9,723	OK
V5	16,447	129,2464	3,25	3,2782	457571,44	3,101	84370	0,205	OK	10,099	OK
V6	15,6	103,9912	2,94	3,08	384694,16	2,790	79682	0,521	OK	9,917	OK
V7	14,824	83,6961	2,65	2,90	319205,02	2,505	70308	0,208	OK	9,698	OK
V8	14,12	67,5141	2,39	2,73	260811,52	2,246	65621	0,626	OK	9,240	OK
V9	13,487	54,7186	2,16	2,59	209013,06	2,013	56246	0,389	OK	8,695	OK
V10	12,827	43,0539	1,92	2,43	110567,12	1,771	46872	2,426	OK	5,210	OK
V11	12,269	34,4643	1,71	2,30	73584,97	1,566	37498	2,317	OK	4,049	OK
V12	11,812	28,2718	1,55	2,19	44260,18	1,398	28123	2,111	OK	2,765	OK
V13	11,457	23,9551	1,41	2,11	22338,89	1,267	18749	1,721	OK	1,511	OK
V14	11,203	21,1307	1,32	2,05	7621,55	1,174	9374	1,048	OK	0,508	OK
V15	11,051	19,5372	1,27	2,01	1,45	1,118	4687	0,764	OK	-0,116	OK

❖ Calcul de câblage de fléau (étude longitudinale).

N°Voussoir	N° cables	Zi (m)	Zi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	β_i (°)	β_{i+1} (°)	Equation de la 1er courbe	Equation de la 2eme courbe
Vsp	C1	-	-	-	-	-	-	-	-
	C2	-	-	-	-	-	-	-	-
	C3	-	-	-	-	-	-	-	-
V1	C4	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15 - 0,03567 x^2$	$0,03567 (x-1,45)^2$
V2	C5	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15-0,023148 x^2$	$0,023148 (x-1,8)^2$
V3	C6	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15-0,023148 x^2$	$0,023148 (x-1,8)^2$
	C7	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15-0,023148 x^2$	$0,023148 (x-1,8)^2$
V4	C8	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15-0,023148 x^2$	$0,023148 (x-1,8)^2$
V5	C9	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,017 x^2$	$0,017 (x-2,1)^2$
V6	C10	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,017 x^2$	$0,017 (x-2,1)^2$
	C11	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,017 x^2$	$0,017 (x-2,1)^2$
V7	C12	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,017 x^2$	$0,017 (x-2,1)^2$
V8	C13	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,017 x^2$	$0,017 (x-2,1)^2$
	C14	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,017 x^2$	$0,017 (x-2,1)^2$
V9	C15	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
	C16	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
V10	C17	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
	C18	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
V11	C19	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
	C20	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
V12	C21	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
	C22	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
V13	C23	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
	C24	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
V14	C25	0,15	0,075	20,00	20,00	4,96784	4,9678	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$
V15	C26	0,15	0,075	20,00	20,00	4,97	4,97	$0,15-0,012 x^2$	$0,012 (x-2,5)^2$

❖ Moments dus au fluage :

	Voussoir	I0	Vi	σ^*	Mfl
6	V1	19,0226	1,247	2	30509,38
11	V2	19,5371925	1,26565276	2	30872,91
16	V3	21,1307242	1,32161104	2	31977,22
21	V4	23,9550558	1,41487483	2	33861,73
26	V5	28,2717699	1,54544415	2	36587,24
31	V6	34,464303	1,71331898	2	40231,04
36	V7	43,0538973	1,91849933	2	44882,89
41	V8	54,7186052	2,1609852	2	50642,28
45,2	V9	67,5140649	2,39350303	2	56414,44
49,4	V10	83,6961177	2,65234364	2	63111,07
53,6	V11	103,991183	2,93750702	2	70802,34
57,8	V12	129,246416	3,24899318	2	79560,90
61,4	V13	155,579651	3,53693209	2	87974,35
65	V14	186,972754	3,84421019	2	97274,99
68,6	V15	224,206633	4,17082746	2	107511,82
71,5	V16	259,0355	4,448	2	116472,80
76	vsp	259,0355	4,448	2	116472,80

❖ la superposition des moments fléchissant de la travée rive :

	Moments [KNm]									
	Poids propre	surcharge sur trottoirs		Gradient thermique	Fluage	Surcharges routières		Moments enveloppe		
X[m]	M(G)	M(St+)	M(St-)	M(ΔT)	M(fl)	A(l+)	A(l-)	M(max)	M(min)	M(G)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	19813,73	3811,85	-836,41	2,80	30509,38	1389,08	-304,80	55803,26	18611,57	19813,73
6,00	42412,29	7759,10	-2136,88	5,28	30509,38	2827,50	-778,70	84076,41	39340,97	42412,29
11,00	69408,67	13090,91	-3960,62	9,81	30872,91	4770,44	-1443,29	119101,92	63716,10	69408,67
16,00	87478,82	17005,38	-5760,53	14,27	31977,22	6196,93	-2099,20	143904,87	79199,25	87478,82
21,00	97194,24	19926,60	-7559,89	18,72	33861,73	7261,46	-2754,90	159705,68	86328,47	97194,24
26,00	97914,33	21470,90	-9358,69	23,18	36587,24	7824,21	-3410,40	165373,11	84463,16	97914,33
31,00	89732,98	22021,88	-11156,80	27,63	40231,04	8025,00	-4065,65	161629,72	73697,40	89732,98
36,00	71878,68	21195,76	-12954,06	32,08	44882,89	7723,85	-4720,59	147241,99	53259,91	71878,68
41,00	44216,22	19280,45	-14750,38	36,53	50642,28	7025,99	-5375,19	122588,40	23015,61	44216,22
45,20	12957,37	16755,07	-16258,51	40,27	56414,44	6105,72	-5924,77	93473,88	-10410,86	12957,37
49,40	-23885,34	13592,44	-17691,50	43,77	63111,07	4953,22	-6446,96	58783,92	-49313,19	-23885,34
53,60	-72870,93	9272,91	-19272,39	47,74	70802,34	3379,14	-7023,06	11283,16	-100570,99	-72870,93
57,80	-128356,64	4166,49	-20777,80	51,46	79560,90	1518,31	-7571,64	-42781,54	-158220,41	-128356,64
61,40	-182882,17	-809,93	-22877,32	54,66	87974,35	-295,15	-8336,73	-96044,60	-215763,57	-182882,17
65,00	-224213,21	-6401,28	-29757,40	57,85	97274,99	-2332,69	-10843,90	-136109,80	-266983,29	-224213,21
68,60	-312656,11	-12606,08	-37250,06	61,04	107511,82	-4593,78	-13574,30	-223232,38	-366195,33	-312656,11
71,50	-373174,03	-18050,57	-43731,15	63,61	116472,80	-6577,81	-15936,08	-282613,37	-436028,48	-373174,03
76,00	-476915,20	-27284,05	-54571,87	67,60	116472,80	-9942,59	-19886,54	-399623,76	-555350,92	-476915,20

❖ Vérification des contraintes sous $M_{\max}$ sans câbles de continuité (travée de rive)

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuités			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m²]	I[m4]	V'[m]	V[m]	Mmax	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σ_{sup}	σ_{inf}	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	0,00	-1,863	0,00	0,00	0,00	0,00	NON
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	55803,26	0	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	4,43	-6,00	NON
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	84076,41	2	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	6,28	-8,98	NON
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	119101,92	4	1,174	9374,4	11006,59	0,00	-1,875	0,00	0,00	9,28	-12,57	NON
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	143904,87	8	1,267	18749	23761,76	0,00	-1,910	0,00	0,00	12,16	-14,60	NON
21,00	11,457	23,955	-2,110	1,415	159705,68	12	1,398	28123	39314,66	0,00	-1,970	0,00	0,00	14,21	-15,07	NON
26,00	11,812	28,272	-2,193	1,545	165373,11	16	1,566	37498	58714,45	0,00	-2,053	0,00	0,00	15,42	-14,21	NON
31,00	12,269	34,464	-2,300	1,713	161629,72	20	1,771	46872	83010,28	0,00	-2,160	0,00	0,00	15,98	-12,51	NON
36,00	12,827	43,054	-2,431	1,918	147241,99	24	2,013	56246	113251,29	0,00	-2,291	0,00	0,00	15,99	-10,32	NON
41,00	13,487	54,719	-2,585	2,161	122588,40	28	2,246	65621	147384,52	0,00	-2,445	0,00	0,00	15,53	-7,89	NON
45,20	14,120	67,514	-2,733	2,394	93473,88	30	2,505	70308	176110,55	0,00	-2,593	0,00	0,00	14,54	-5,93	NON
49,40	14,824	83,696	-2,898	2,652	58783,92	34	2,79	79682	222314,46	0,00	-2,758	0,00	0,00	14,28	-4,36	NON
53,60	15,600	103,991	-3,080	2,938	11283,16	36	3,101	84370	261671,74	0,00	-2,940	0,00	0,00	13,12	-2,68	NON
57,80	16,447	129,246	-3,278	3,249	-42781,54	38	3,389	89057	301851,98	0,00	-3,138	0,00	0,00	11,93	-1,16	NON
61,40	17,231	155,580	-3,462	3,537	-96044,60	42	3,697	98431	363871,62	0,00	-3,322	0,00	0,00	11,80	-0,25	NON
65,00	18,067	186,973	-3,657	3,844	-136109,80	44	4,023	103118	414879,09	0,00	-3,517	0,00	0,00	11,44	0,25	ok
68,60	18,956	224,207	-3,865	4,171	-223232,38	46	4,301	107806	463617,98	0,00	-3,725	0,00	0,00	10,16	1,54	ok
71,50	19,710	259,036	-4,042	4,448	-282613,37	48	4,301	112493	483775,29	0,00	-3,902	0,00	0,00	9,16	2,57	ok
76,00	19,710	259,036	-4,042	4,448	-399623,76	52	4,301	121867	524089,89	0,00	-3,902	0,00	0,00	8,32	4,24	ok

❖ Vérification des contraintes sous $M_{\min}$ sans câbles de continuité :

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuités			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m ²]	I[m ⁴]	V'[m]	V[m]	Mmin	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σsup	σinf	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	0,00	-1,863	0,00	0,00	0,00	0,00	NON
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	18611,57	0	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	1,99	-2,09	NON
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	39340,97	2	1,118	4687,2	5241,01	0,00	-1,863	0,00	0,00	3,35	-4,27	NON
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	63716,10	4	1,174	9374,4	11006,59	0,00	-1,875	0,00	0,00	5,69	-6,86	NON
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	79199,25	8	1,267	18749	23761,76	0,00	-1,910	0,00	0,00	8,11	-8,32	NON
21,00	11,457	23,955	-2,110	1,415	86328,47	12	1,398	28123	39314,66	0,00	-1,970	0,00	0,00	9,88	-8,61	NON
26,00	11,812	28,272	-2,193	1,545	84463,16	16	1,566	37498	58714,45	0,00	-2,053	0,00	0,00	11,00	-7,93	NON
31,00	12,269	34,464	-2,300	1,713	73697,40	20	1,771	46872	83010,28	0,00	-2,160	0,00	0,00	11,61	-6,64	NON
36,00	12,827	43,054	-2,431	1,918	53259,91	24	2,013	56246	113251,29	0,00	-2,291	0,00	0,00	11,80	-5,02	NON
41,00	13,487	54,719	-2,585	2,161	23015,61	28	2,246	65621	147384,52	0,00	-2,445	0,00	0,00	11,60	-3,19	NON
45,20	14,120	67,514	-2,733	2,394	-10410,86	30	2,505	70308	176110,55	0,00	-2,593	0,00	0,00	10,85	-1,73	NON
49,40	14,824	83,696	-2,898	2,652	-49313,19	34	2,79	79682	222314,46	0,00	-2,758	0,00	0,00	10,86	-0,62	NON
53,60	15,600	103,991	-3,080	2,938	-100570,99	36	3,101	84370	261671,74	0,00	-2,940	0,00	0,00	9,96	0,64	OK
57,80	16,447	129,246	-3,278	3,249	-158220,41	38	3,389	89057	301851,98	0,00	-3,138	0,00	0,00	9,03	1,77	OK
61,40	17,231	155,580	-3,462	3,537	-215763,57	42	3,697	98431	363871,62	0,00	-3,322	0,00	0,00	9,08	2,42	OK
65,00	18,067	186,973	-3,657	3,844	-266983,29	44	4,023	103118	414879,09	0,00	-3,517	0,00	0,00	8,75	2,81	OK
68,60	18,956	224,207	-3,865	4,171	-366195,33	46	4,301	107806	463617,98	0,00	-3,725	0,00	0,00	7,50	4,01	OK
71,50	19,710	259,036	-4,042	4,448	-436028,48	48	4,301	112493	483775,29	0,00	-3,902	0,00	0,00	6,53	4,96	OK
76,00	19,710	259,036	-4,042	4,448	-555350,92	52	4,301	121867	524089,89	0,00	-3,902	0,00	0,00	5,65	6,67	OK

❖ La détermination de la précontrainte et le nombre de câbles

X[m]	S [m ²]	I [m ⁴]	V' [m]	e inf [m]	Mmax	Npsup	Mpsup	Np > [KN]	Np < [KN]	N >	N <	N réel
0,00	11,000	19,023	-2,003	-1,863	0,00	0	0,00	31277,70	114883,33	12,87	47,28	26
3,00	11,000	19,023	-2,003	-0,863	55803,26	4687	5241,01	33015,43	165045,00	14,09	70,42	26
6,00	11,000	19,023	-2,003	-1,863	84076,41	4687	5241,01	31277,70	114883,33	13,35	49,02	26
11,00	11,051	19,537	-2,015	-1,875	119101,92	9374	11006,59	44285,60	128841,40	18,90	54,98	26
16,00	11,203	21,131	-2,051	-1,910	143904,87	18749	23761,76	53147,58	140532,45	22,68	59,96	26
21,00	11,457	23,955	-2,110	-1,970	159705,68	28123	39314,66	57805,78	149836,30	24,67	63,93	26
26,00	11,812	28,272	-2,193	-2,053	165373,11	37498	58714,45	58252,08	156647,61	24,86	66,84	26
31,00	12,269	34,464	-2,300	-2,160	161629,72	46872	83010,28	55421,83	161779,78	23,65	69,03	24
36,00	12,827	43,054	-2,431	-2,291	147241,99	56246	113251,29	49796,61	165580,37	21,25	70,65	22
41,00	13,487	54,719	-2,585	-2,445	122588,40	65621	147384,52	41597,08	168136,74	17,75	71,74	18
45,20	14,120	67,514	-2,733	-2,593	93473,88	70308	176110,55	33756,62	170268,89	14,40	72,65	16
49,40	14,824	83,696	-2,898	-2,758	58783,92	79682	222314,46	26745,29	174017,88	11,41	74,25	12
53,60	15,600	103,991	-3,080	-2,940	11283,16	84370	261671,74	17699,55	176465,20	7,55	75,30	8
57,80	16,447	129,246	-3,278	-3,138	-42781,54	89057	301851,98	8237,59	179182,74	3,51	76,46	4
61,40	17,231	155,580	-3,462	-3,322	-96044,60	98431	363871,62	1869,89	183771,44	0,80	78,41	2
65,00	18,067	186,973	-3,657	-3,517	-136109,80	103118	414879,09	-2049,91	191263,17	-0,87	81,61	0
68,60	18,956	224,207	-3,865	-3,725	-223232,38	107806	463617,98	-13188,73	191973,11	-5,63	81,91	0
71,50	19,710	259,036	-4,042	-3,902	-282613,37	112493	483775,29	-23010,60	192003,33	-9,82	81,93	0
76,00	19,710	259,036	-4,042	-3,902	-399623,76	121867	524089,89	-37993,39	177020,77	-16,21	75,53	0

❖ La vérification des contraintes sous M_G avec câbles de continuité :

	Caractéristique de la section				Câbles de fléau					Câbles de continuités			Contraintes [Mpa]			Obs
X[m]	S[m ²]	I[m ⁴]	V'[m]	V[m]	Mmin	N	e sup	Npsup	Mpsup	N	e inf	Npinf	Mpinf	σsup	σinf	
0,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	0,00	0	0,000	0,00	0,00	0	-1,856	0,00	0,00	0,00	0,00	OK
3,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	18611,57	0	1,118	4687,20	5241,23	26	-1,856	60933,60	-113062,29	0,12	15,36	OK
6,00	11,000	19,023	-2,003	1,247	39340,97	2	1,11815	4687,2	5241,01	26	-1,856	60933,60	-113062,29	1,48	13,18	OK
11,00	11,051	19,537	-2,015	1,266	63716,10	4	1,17411	9374,4	11006,59	26	-1,867	60933,60	-113786,28	3,83	10,39	OK
16,00	11,203	21,131	-2,051	1,322	79199,25	8	1,26737	18748,8	23761,76	26	-1,903	60933,60	-115958,25	6,30	8,37	OK
21,00	11,457	23,955	-2,110	1,415	86328,47	12	1,39794	28123,2	39314,66	26	-1,962	60933,60	-119578,19	8,13	7,24	OK
26,00	11,812	28,272	-2,193	1,545	84463,16	16	1,56582	37497,6	58714,45	26	-2,046	60933,60	-124646,11	9,35	6,90	OK
31,00	12,269	34,464	-2,300	1,713	73697,40	20	1,771	46872	83010,28	24	-2,153	56246,40	-121072,61	10,18	6,03	OK
36,00	12,827	43,054	-2,431	1,918	53259,91	24	2,01349	56246,4	113251,29	22	-2,283	51559,20	-117721,89	10,58	5,65	OK
41,00	13,487	54,719	-2,585	2,161	23015,61	28	2,246	65620,8	147384,52	18	-2,438	42184,80	-102833,80	10,66	4,80	OK
45,20	14,120	67,514	-2,733	2,394	-10410,86	30	2,50484	70308	176110,55	16	-2,586	37497,60	-96961,64	10,07	4,85	OK
49,40	14,824	83,696	-2,898	2,652	-49313,19	34	2,79001	79682,4	222314,46	12	-2,751	28123,20	-77358,14	10,30	3,96	OK
53,60	15,600	103,991	-3,080	2,938	-100570,99	36	3,10149	84369,6	261671,74	8	-2,932	18748,80	-54977,73	9,61	3,47	OK
57,80	16,447	129,246	-3,278	3,249	-158220,41	38	3,38943	89056,8	301851,98	4	-3,131	9374,40	-29348,87	8,86	3,09	OK
61,40	17,231	155,580	-3,462	3,537	-215763,57	42	3,69671	98431,2	363871,62	2	-3,314	4687,20	-15534,13	9,00	3,03	OK
65,00	18,067	186,973	-3,657	3,844	-266983,29	44	4,02333	103118,4	414879,09	0	-3,510	0,00	0,00	8,75	2,81	OK
68,60	18,956	224,207	-3,865	4,171	-366195,33	46	4,3005	107805,6	463617,98	0	-3,718	0,00	0,00	7,50	4,01	OK
71,50	19,710	259,036	-4,042	4,448	-436028,48	48	4,3005	112492,8	483775,29	0	-3,895	0,00	0,00	6,53	4,96	OK
76,00	19,710	259,036	-4,042	4,448	-555350,92	52	4,3005	121867,2	524089,89	0	-3,895	0,00	0,00	5,65	6,67	OK

❖ Tracé des câbles en élévation de continuité :

Voussoir	N° Câbles	L [m]	d0 [m]	d1 [m]	y [m]	R [m]	a	α [°]	Equation de la courbe
1/2 VC	C1	/	/	/	/	/		/	/
VC	C2	/	/	/	/	/		/	/
V1	C3	/	/	/	/	/		/	/
V2	C4	/	/	/	/	/		/	/
V3	C5	/	/	/	/	/		/	/
V4	C6	/	/	/	/	/		/	/
V5	C7	3,5	0,1475	0,732	0,5845	10,48	0,334	18,469	$0,14750+0,0804 x^2$
V6	C9	3,5	0,1475	0,779	0,6315	9,699	0,361	19,8	$0,14750+0,0804 x^2$
	C10	3,5	0,1475	0,779	0,6315	9,699	0,361	19,8	$0,14750+0,0804 x^2$
V7	C11	3,5	0,1475	0,836	0,6885	8,896	0,393	21,3	$0,14750+0,0804 x^2$
V8	C13	3,5	0,1475	0,904	0,7565	8,096	0,432	23,27	$0,14750+0,0804 x^2$
	C14	3,5	0,1475	0,904	0,7565	8,096	0,432	23,27	$0,14750+0,0804 x^2$
V9	C15	3,5	0,1475	0,968	0,8205	7,465	0,469	25,17	$0,14750+0,0804 x^2$
	C16	3,5	0,1475	0,968	0,8205	7,465	0,469	25,17	$0,14750+0,0804 x^2$
V10	C17	3,5	0,1475	1,041	0,8935	6,855	0,511	27,02	$0,14750+0,0804 x^2$
	C18	3,5	0,1475	1,041	0,8935	6,855	0,511	27,02	$0,14750+0,0804 x^2$
V11	C19	3,5	0,1475	1,121	0,9735	6,292	0,556	29,25	$0,14750+0,0804 x^2$
	C20	3,5	0,1475	1,121	0,9735	6,292	0,556	29,25	$0,14750+0,0804 x^2$
V12	C21	3,3	0,1475	1,055	0,9075	6	0,55	27,92	$0,14750+0,0804 x^2$

Annexe 4 : Estimation des pertes

Les câbles de fléau :

- Pertes instantanées :
- ✓ Pertes par frottement :

Voussoir	X[m]	Câbles arrêtés	α [rad]	$e^{-(f\alpha+\rho X)}$	$1 - e^{-(f\alpha+\rho X)}$	$\Delta\sigma_p = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha+\rho X)})$	σ_p après pertes par frottement
VSP	4,5	C1	0,29	0,93	0,07	102,68	1385,32
	4,5	C2	0,29	0,93	0,07	102,68	1385,32
	4,5	C3	0,29	0,93	0,07	102,68	1385,32
V1	7,4	C4	0,29	0,92	0,08	114,68	1373,32
V2	11	C5	0,29	0,91	0,09	129,43	1358,57
V3	14,6	C6	0,29	0,90	0,10	144,02	1343,98
	14,6	C7	0,29	0,90	0,10	144,02	1343,98
V4	18,2	C8	0,29	0,89	0,11	158,46	1329,54
V5	22,4	C9	0,29	0,88	0,12	175,11	1312,89
V6	26,6	C10	0,29	0,87	0,13	191,55	1296,45
	26,6	C11	0,29	0,87	0,13	191,55	1296,45
V7	30,8	C12	0,29	0,86	0,14	207,78	1280,22
V8	35	C13	0,29	0,85	0,15	223,81	1264,19
	35	C14	0,29	0,85	0,15	223,81	1264,19
V9	40	C15	0,29	0,84	0,16	242,63	1245,37
	40	C16	0,29	0,84	0,16	242,63	1245,37
V10	45	C17	0,29	0,82	0,18	261,17	1226,83
	45	C18	0,29	0,82	0,18	261,17	1226,83
V11	50	C19	0,29	0,81	0,19	279,44	1208,56
	50	C20	0,29	0,81	0,19	279,44	1208,56
V12	55	C21	0,29	0,80	0,20	297,43	1190,57
	55	C22	0,29	0,80	0,20	297,43	1190,57
V13	60	C23	0,29	0,79	0,21	315,15	1172,85
	60	C24	0,29	0,79	0,21	315,15	1172,85
V14	65	C25	0,29	0,78	0,22	332,62	1155,38
V15	70	C26	0,29	0,76	0,24	349,82	1138,18

✓ **Pertes par ancrage :**

Voussoir	X[m]	Câbles arrêtés	L	α [rad]	$K=f\alpha/L+\phi$	λ	$\Delta\sigma_p$ pertes dues par ancrage
VSP	4,5	C1	4,5	0,29	0,02	6,44	0,20
	4,5	C2	4,5	0,29	0,02	6,42	0,20
	4,5	C3	4,5	0,29	0,02	6,42	0,20
V1	7,4	C4	2,9	0,29	0,02	5,34	0,25
V2	11	C5	3,6	0,29	0,02	5,86	0,22
V3	14,6	C6	3,6	0,29	0,02	5,86	0,22
	14,6	C7	3,6	0,29	0,02	5,86	0,22
V4	18,2	C8	3,6	0,29	0,02	5,86	0,22
V5	22,4	C9	4,2	0,29	0,02	6,24	0,21
V6	26,6	C10	4,2	0,29	0,02	6,24	0,21
	26,6	C11	4,2	0,29	0,02	6,24	0,21
V7	30,8	C12	4,2	0,29	0,02	6,24	0,21
V8	35	C13	4,2	0,29	0,02	6,24	0,21
	35	C14	4,2	0,29	0,02	6,24	0,21
V9	40	C15	5	0,29	0,01	6,70	0,20
	40	C16	5	0,29	0,01	6,70	0,20
V10	45	C17	5	0,29	0,01	6,70	0,20
	45	C18	5	0,29	0,01	6,70	0,20
V11	50	C19	5	0,29	0,01	6,70	0,20
	50	C20	5	0,29	0,01	6,70	0,20
V12	55	C21	5	0,29	0,01	6,70	0,20
	55	C22	5	0,29	0,01	6,70	0,20
V13	60	C23	5	0,29	0,01	6,70	0,20
	60	C24	5	0,29	0,01	6,70	0,20
V14	65	C25	5	0,29	0,01	6,70	0,20
V15	70	C26	5	0,29	0,01	6,70	0,20
							5,36

✓ **Pertes par raccourcissement élastique du béton :**

Voussoir	e [m]	P[KN]	M[KNm]	S[m²]	I[m⁴]	σ _b [MPa]	Δσ _b [MPa]	
VSP	4,301	121867	871405,14	19,71	259,0355	0,42	24,85	23
V1	4,301	107806	752923,53	19,71	259,0355	0,67	38,01	22
V2	4,023	103118	682464,57	18,96	224,2066	0,64	34,73	21
V3	3,697	98431	601210,42	18,07	186,9728	0,76	37,21	19
V4	3,389	89057	506559,80	17,23	155,5797	0,71	33,06	18
V5	3,101	84370	457571,44	16,45	129,2464	0,43	18,89	17
V6	2,790	79682	384694,16	15,60	103,9912	0,75	29,21	15
V7	2,505	70308	319205,02	14,82	83,6961	0,46	16,70	14
V8	2,246	65621	260811,52	14,12	67,5141	0,87	27,18	12
V9	2,013	56246	209013,06	13,49	54,7186	0,65	16,76	10
V10	1,771	46872	110567,12	12,83	43,0539	2,52	52,26	8
V11	1,566	37498	73584,97	12,27	34,4643	2,38	37,02	6
V12	1,398	28123	44260,18	11,81	28,2718	2,14	22,15	4
V13	1,267	18749	22338,89	11,46	23,9551	1,71	8,87	2
V14	1,174	9374	7621,55	11,20	21,1307	1,02	2,66	1
V15	1,118	4687	1,45	11,05	19,5372	0,72	0,00	0
							399,56	

✓ Pertes par fluage :

✓ Pertes par fluage :

476,68

✓ Pertes par relaxation :

Voussoir	N° cables	X [m]	$\Delta\delta_{inst}$	$\delta_{pi}(x)$	$\Delta\delta_{ri}(x)$
VSP	C1	4,500	130,9736967	1357,026303	60,98151214
	C2	4,500	130,9742683	1357,025732	60,98142389
	C3	4,500	130,9742683	1357,025732	60,98142389
V1	C4	2,900	154,6559964	1333,344004	57,37078209
V2	C5	3,600	166,0418828	1321,958117	55,66702915
V3	C6	3,600	185,3708345	1302,629166	52,8225755
	C7	3,600	185,3708345	1302,629166	52,8225755
V4	C8	3,600	193,5818794	1294,418121	51,63247243
V5	C9	4,200	195,3158138	1292,684186	51,38254783
V6	C10	4,200	224,8598486	1263,140151	47,1986733
	C11	4,200	224,8598486	1263,140151	47,1986733
V7	C12	4,200	225,8852417	1262,114758	47,05599028
V8	C13	4,200	255,7336452	1232,266355	42,9769144
	C14	4,200	255,7336452	1232,266355	42,9769144
V9	C15	5,000	262,9372975	1225,062703	42,01398997
	C16	5,000	262,9372975	1225,062703	42,01398997
V10	C17	5,000	326,6934868	1161,306513	33,85644099
	C18	5,000	326,6934868	1161,306513	33,85644099
V11	C19	5,000	328,9930294	1159,006971	33,57446636
	C20	5,000	328,9930294	1159,006971	33,57446636
V12	C21	5,000	330,8458876	1157,154112	33,34788554
	C22	5,000	330,8458876	1157,154112	33,34788554
V13	C23	5,000	333,0957576	1154,904242	33,07349968
	C24	5,000	333,0957576	1154,904242	33,07349968
V14	C25	5,000	338,1237634	1149,876237	32,46325366
V15	C26	5,000	351,8893185	1136,110682	30,8133998
					1147,058727

Pertes de continuité :

➤ **pertes instantanées :**

✓ Pertes par frottement :

Pertes par frottement						
X[m]	Câbles arrêtés	α [rad]	$e^{-(f\alpha+pX)}$	$1 - e^{-(f\alpha+pX)}$	$\sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha+pX)})$	σ_p après pertes par frottement
5,00	C7	0,32	0,92	0,08	113,63	1374,37
10,00	C9	0,35	0,91	0,09	140,36	1347,64
10,00	C10	0,35	0,91	0,09	140,36	1347,64
15,00	C11	0,37	0,89	0,11	167,36	1320,64
20,00	C13	0,41	0,87	0,13	195,93	1292,07
20,00	C14	0,41	0,87	0,13	195,93	1292,07
25,00	C15	0,44	0,85	0,15	223,57	1264,43
25	C16	0,44	0,85	0,15	223,57	1264,43
29,2	C17	0,47	0,83	0,17	247,44	1240,56
29,2	C18	0,47	0,83	0,17	247,44	1240,56
33,4	C19	0,51	0,82	0,18	272,47	1215,53
33,4	C20	0,510	0,817	0,183	272,467	1215,533
37,6	C21	0,487	0,810	0,190	282,104	1205,90
					2722,63	

✓ Pertes par ancrage :

			Pertes par ancrage de béton				
Voussoir	X[m]	Câbles arrêtés	L	α [rad]	$K=f_a/L+\phi$	$\lambda(m)$	$\Delta\sigma_p$ pertes dues par ancrage
V5	26	C7	5	0,32218144	0,02	6,42	0,20
V6	31	C9	5	0,3454	0,02	6,24	0,21
	31	C10	5	0,3454	0,02	6,24	0,21
V7	36	C11	5	0,37156667	0,02	6,06	0,22
V8	41	C13	4,2	0,40593222	0,02	5,42	0,24
	41	C14	4,2	0,40593222	0,02	5,42	0,24
V9	45,2	C15	4,2	0,43907667	0,02	5,24	0,25
	45,2	C16	4,2	0,43907667	0,02	5,24	0,25
V10	49,4	C17	4,2	0,47134889	0,03	5,07	0,26
	49,4	C18	4,2	0,47134889	0,03	5,07	0,26
V11	53,6	C19	4,2	0,51025	0,03	4,90	0,27
	53,6	C20	4,2	0,51025	0,03	4,90	0,27
V12	57,8	C21	3,6	0,48704889	0,03	4,67	0,28
							3,16

✓ **Pertes par raccourcissement :**

		Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton					
Voussoir	e [m]	P[KN]	M[KNm]	S[m²]	I[m⁴]	σ _b [MPa]	Δσ _b [MPa]
V5	2,046	60933,600	165373,11	11,812	28,272	2,21	74,56
V6	2,153	56246,400	161629,72	12,269	34,464	2,05	69,15
	2,153	56246,400	161629,72	12,269	34,464	2,05	69,15
V7	2,283	51559,200	147241,99	12,827	43,054	2,45	76,31
V8	2,438	42184,800	122588,40	13,487	54,719	2,25	52,44
	2,438	42184,800	122588,40	13,487	54,720	2,25	52,44
V9	2,586	37497,600	93473,88	14,120	67,514	2,79	57,84
	2,586	37497,600	93473,88	14,120	67,514	2,79	57,84
V10	2,751	28123,200	58783,92	14,824	83,696	2,51	39,00
	2,751	28123,200	58783,92	14,824	83,696	2,51	39,00
V11	2,932	18748,800	11283,16	15,600	103,990	2,43364702	25,23
	2,932	18748,800	11283,16	15,600	103,990	2,43364702	25,2295504
V12	3,131	9374,400	-42781,54	16,4475	129,25	2,31733048	12,0118501
							650,20

➤ **Perte différées :**

✓ Pertes par fluage

		Pertes par fluage						
Voussoir	X [m]	e [m]	P[KN]	M[KNm]	S[m²]	I[m4]	σb[MPa]	Δσf[MPa]
V5	5	2,046	30360,2469	143904,872	11,8121	28,272	-2,23239186	-57,8578608
V6	10	2,153	23891,10863	159705,683	12,2689	34,464	-3,21088416	-166,435734
	10	2,153	23891,10863	159705,683	12,2689	34,464	-3,21088416	-166,435734
V7	15	2,283	23891,10863	165373,115	12,8272	43,054	-2,67624619	-208,084274
V8	20	2,438	23891,10863	147241,99	13,487	54,719	-1,46251152	-151,618163
	20	2,438	23891,10863	147241,99	13,487	54,72	-1,46246321	-151,613155
V9	25	2,586	23891,10863	122588,4	14,1197	67,514	-0,42468085	-55,0331817
	25	2,586	23891,10863	122588,4	14,1197	67,514	-0,42468085	-55,0331817
V10	29,2	2,751	23891,10863	93473,8775	14,824	83,696	0,46637041	70,5887961
	29,9	2,751	23891,10863	93473,8775	14,824	83,696	0,46637041	72,2809933
V11	33,4	2,932	23891,10863	11283,156	15,5999	103,99	2,12559174	368,000374
	33,4	2,932	23891,10863	11283,156	15,5999	103,99	2,12559174	368,000374
V12	37,6	3,131	23891,10863	-42781,5449	16,4475	129,25	2,86732063	558,838146
								425,5974

✓ Perte par relaxation des aciers :

Pertes par relaxation des aciers			
Voussoir	X [m]	σ_{pi} [MPa]	σ_p [MPa]
V5	5	1487,79594	82,548191
V6	10	1408,63774	69,1638566
	10	1408,63774	69,1638566
V7	15	1396,4767	67,1971863
V8	20	1415,33429	70,2569985
	20	1415,33391	70,2569371
V9	25	1404,91109	68,5586514
	25	1404,91109	68,5586514
V10	29,2	1419,54208	70,9475776
	29,2	1419,54208	70,9475776
V11	33,4	1429,10297	72,5273177
	33,4	1429,10297	72,5273177
V12	37,6	1438,12614	74,031734
			926,685853

Annexe 5 : vérification des contraintes de cisaillement de la travée de rive

Section	M ext	V _{MAX}	P sinα	z	dh/dx	σ _x	dM _{hyp} /dx	Vr	τ	τ ₁	τ ₂	Observation
VSP	-516096,56	27961,42	0,00	6,213	0,101	6,18	0,00	19586,46	2,63	2,92	4,36	OK
V1	-253384,782	24983,889	932,75	5,877	0,184	5,71	0,00	17967,88	2,55	2,86	4,32	OK
V2	-330744,21	23079,523	932,75	5,482	0,140	5,47	0,00	15582,93	2,37	2,82	4,30	OK
V3	-253384,782	20812,067	932,75	5,135	0,131	5,44	0,00	15284,69	2,48	2,82	4,30	OK
V4	-184018,942	18633,124	932,75	4,806	0,142	5,45	0,00	14143,13	2,45	2,82	4,30	OK
V5	-122342,435	16549,421	932,75	4,439	0,111	5,17	0,00	14419,23	2,71	2,78	4,27	OK
V6	-59519,18	13988,485	932,75	4,095	0,101	5,13	0,00	13454,80	2,74	2,78	4,26	OK
V7	-4327,1475	11804,901	932,75	3,780	0,091	5,11	0,00	12633,91	2,79	2,77	4,26	OK
V8	37059,4396	9803,28	932,75	3,489	0,095	4,74	0,00	11739,96	2,80	2,72	4,22	OK
V9	71946,1268	7723,599	932,75	3,179	0,067	4,65	0,00	10176,49	2,67	2,71	4,21	OK
V10	102359,219	5354,592	932,75	2,912	0,067	4,17	0,00	8648,47	2,47	2,63	4,15	OK
V11	121398,671	2967,841	932,75	2,692	0,055	3,65	0,00	6379,28	1,97	2,55	4,07	OK
V12	128785,871	1216,669	932,75	2,509	0,043	3,06	0,00	4343,49	1,44	2,46	3,98	OK
V13	125843,959	-672,09	932,75	2,380	0,031	2,38	0,00	1875,31	0,66	2,35	3,86	OK
V14	111927,66	-2300,715	932,75	2,297	0,018	1,64	0,00	-475,36	-0,17	2,22	3,70	OK
V15	88228,948	-4093,29	932,75	2,262	0,006	0,84	0,00	-2922,34	-1,08	2,07	3,52	OK
VSC	53567,0322	-5714,264	932,75	2,253	0,000	0,42	0,00	-4781,51	-1,77	1,98	3,41	OK