

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics

Thème

**Conception et étude d'un ouvrage
ferroviaire franchissant l'oued ISSER
à BOUMERDES**

Proposé par :

Mme.BELMAHDI Nadia

Présenté par :

SITAYEB Oussama

KAMEL Hamza

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

REMERCIEMENTS

Avant d'entamer ce travail, nous tenons à signaler toute personne ayant contribué, de loin ou de près, à la réussite de notre projet de fin d'étude.

Ainsi, nous voulons exprimer nos sincères remerciements et notre profonde reconnaissance en vers ces gens.

Nous remercions plus particulièrement notre encadreur madame **BELMAHDI.N**, pour son accueil, sa disponibilité, ainsi que ces nombreux conseils et explications qui nous ont permis de mener à bien ce modeste projet.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants des cinq années qui nous ont apporté les notions théoriques de base.

On tient aussi à remercier les membres du jury de nous avoir accordée un peu de leurs temps.

Enfin, nous dédions ce travail à nos parents, nos familles et nos amis.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	2
I. 1. Données fonctionnelles	3
I. 1. 1. Tracé en plan	3
I. 1. 2. Profil en long	3
I. 1. 3. Profil en travers	4
I. 2. Données naturelles	4
I. 2. 1. Données géotechniques	4
I. 2. 2. Données hydrologiques	5
CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	6
II. 1. Etapes de conception	6
II. 1. 1. Détermination de l'implantation des appuis	6
II. 1. 2. Choix du type d'ouvrage et de la coupe transversale	6
II. 1. 3. Choix des fondations	7
II. 2. Données relatives à l'ouvrage	7
II. 3. Domaine ferroviaire	8
CHAPITRE III : CONCEPTION DETAILLEE	9
III. 1. Variante 1 - Pont mixte acier-béton	9
III. 1. 1. Schéma statique	10
III. 1. 2. Schéma transversal	10
III. 1. 2. 1. La couverture	10
III. 1. 2. 2. Les poutres principales	11
III. 1. 2. 3. L'entretoisement	12
III. 2. Variante 2 - Pont en béton précontraint construit par encorbellement	14
III. 2. 1. Schéma statique	15
III. 2. 2. Section transversale	15
III. 2. 3. Prédimensionnement	16
III. 2. 3. 1. Nombre et forme des poutres-caissons	16
III. 2. 3. 2. Epaisseur des âmes	17
III. 2. 3. 3. Hourdis supérieur	17
III. 2. 3. 4. Goussets supérieurs	18
III. 2. 3. 5. Hourdis inférieur	19
III. 2. 3. 6. Entretoisement	20
III. 2. 4. Conception des piles	21
III. 3. Choix de la variante	23
CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER	24
IV. 1. Découpage	24
IV. 2. Lois de variation des dimensions longitudinales du tablier	24
IV. 2. 1. La hauteur	24

IV. 2. 2. L'épaisseur de l'hourdis inférieur	25
IV. 2. 3. Le centre de gravité, l'aire, l'inertie	26
CHAPITRE V : MATERIAUX	27
V. 1. Béton	27
V. 1. 1. Masse volumique	27
V. 1. 2. Coefficient de poisson	27
V. 1. 3. Résistance à la compression et à la traction	27
V. 1. 4. Le module d'élasticité	28
V.2. Armatures de précontrainte	29
V. 2. 1. Résistance	29
V. 2. 2. Module d'élasticité	30
V. 2. 3. Relaxation	30
V. 3. Armature passive	31
CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES	32
VI. 1. Poids propre du tablier	32
VI. 2. Charge des équipements	33
VI. 2. 1. Armement de la voie	33
VI. 2. 2. Ballastage	34
VI. 2. 3. Caténaire	35
VI. 2. 4. Garde-corps	35
VI. 2. 5. Etanchéité	35
VI. 2. 6. Trottoirs	35
VI. 2. 7. Pondérations	36
VI. 3. Trafic ferroviaire	36
VI. 3. 1. Schéma de charge UIC 71	36
VI. 3. 2. Schéma de charge SW/0	36
VI. 3. 3. Schéma de charge SW/2	37
VI. 3. 4. Train à vide	37
VI. 4. Forces centrifuges	37
VI. 5. Effort de lacet	37
VI. 6. Efforts dus au freinage et au démarrage	37
VI. 7. Effet de la température	38
VI. 7. 1. Température générale	38
VI. 7. 2. Gradient thermique	38
VI. 7. 3. Interaction voie-ouvrage d'art	38
VI. 8. Effet du vent	38
VI. 9. Groupes de charges	39
VI. 10. Bases de dimensionnement	40
VI. 11. Combinaisons de charges	41
VI. 11. 1. Etat limite ultime	41
VI. 11. 1. 1. Etat limite ultime d'équilibre statique	41
VI. 11. 1. 2. Etat limite ultime de résistance	41
VI. 11. 2. Etat limite de service	41
VI. 11. 2. 1. Etat limite de service rare	41
VI. 11. 2. 2. Etat limite de service fréquent	42
VI. 11. 2. 3. Etat limite de service quasi-permanent	42

CHAPITRE VII : ETUDE DES FLEAUX	43
VII. 1. Principe	43
VII. 2. Liaisons pile/fléau	43
VII. 3. Charges à prendre en considération	44
VII. 3. 1. Le poids permanent des voussoirs	44
VII. 3. 2. L'équipage mobile de coffrage	44
VII. 3. 3. Les différentes surcharges de chantier	44
VII. 3. 4. Le vent	44
VII. 3. 5. Chute d'un équipage	44
VII. 4. Combinaisons de charges	44
VII. 5. Situation temporaire de construction	45
VII. 6. Situation accidentelle	47
VII. 7. Calcul du nombre de câbles par file	47
VII. 7. 1. Situation en construction	48
VII. 7. 2. Situation accidentelle	49
 CHAPITRE VIII : ETUDE LONGITUDINALE	 50
VIII. 1. Réactions des appuis	50
VIII. 2. Interaction voie-ouvrages d'art	51
VIII. 3. Etude dynamique	52
VIII. 4. Détermination du coefficient dynamique Φ	53
 CHAPITRE IX : LA PRECONTRAINTTE	 54
IX. 1. Précontrainte de fléau	55
IX. 1. 1. Prédimensionnement	55
IX. 1. 2. Tracé des câbles	57
IX. 1. 2. 1. En élévation	57
IX. 1. 2. 2. En plan	58
IX. 1. 3. Calcul des pertes de précontrainte	61
IX. 1. 3. 1. Pertes instantanées	61
IX. 1. 3. 1. 1. Frottements	61
IX. 1. 3. 1. 2. Recule d'ancrage	62
IX. 1. 3. 1. 3. Non simultanée des mises en tension	64
IX. 1. 3. 2. Les pertes différées	66
IX. 1. 3. 2. 1. Retrait	66
IX. 1. 3. 2. 2. Fluage	68
IX. 1. 3. 2. 3. Relaxation	68
IX. 1. 4. Vérification des contraintes	70
IX. 2. Précontrainte de continuité intérieure	72
IX. 2. 1. Clavage entre P1 et P2	72
IX. 2. 2. Clavage entre C1 et P1	74
IX. 2. 3. Clavage entre C2 et P2	75
IX. 2. 4. Vérification de contraintes	76
IX. 3. Précontrainte de continuité extérieure	78
IX. 3. 1. Calcul des moments hyperstatiques des câbles extérieurs	79
IX. 3. 2. Dimensionnement	81
IX. 3.2.1. Calcul dans la section Σ_4	81

IX. 3.2.2. Calcul dans la section $\Sigma 1$	82
IX. 3.2.3. Calcul dans la section $\Sigma 7$	84
IX. 3. 3. Vérification des contraintes	85
 CHAPITRE X : ETUDE TRANSVERSALE	 90
X. 1. Dimensionnement des armatures passives	92
X. 2. Vérification au cisaillement	95
X. 2. 1. Calcul des efforts tranchants	95
X. 2. 1. 1. Effort tranchant de la précontrainte	95
X. 2. 1. 2. Réactions hyperstatiques d'appuis créées par la précontrainte	96
X. 2. 1. 3. Effet Résal	96
X. 2. 2. Calcul des contraintes de cisaillement	97
X. 2. 3. Vérification des contraintes et ferrailage	98
X. 2. 3. 1. Vérification aux états limites de service	98
X. 2. 3. 2. Vérification aux états limites ultimes et ferrailage	99
 CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	 102
XI. 1. Appareils d'appui	102
XI. 1. 1. Aire de l'appareil d'appui	104
XI. 1. 2. Hauteur nette d'élastomère	104
XI. 1. 3. Dimensions en plan	104
XI. 1. 4. Stabilité au flambement	104
XI. 1. 5. Respect de la limite de déformation	105
XI. 1. 6. Dimensionnement des frettes	107
XI. 2. Piles	108
XI. 2. 1. Évaluation des actions sismiques	108
XI. 2. 2. Étude de la pile encastrée (P2)	109
XI. 2. 3. Ferrailage de la pile	110
XI. 2. 3. 1. Ferrailage longitudinal	110
XI. 2. 3. 2. Ferrailage transversal	112
XI. 2. 3. 3. Armatures d'effort tranchant	112
XI. 2. 4. Fondations des piles	113
XI. 2. 4. 1. Éléments de conception	113
XI. 2. 4. 2. Prédimensionnement	114
XI. 2. 4. 3. Ferrailage des pieux	115
XI. 2. 4. 3. 1. Ferrailage longitudinal	115
XI. 2. 4. 3. 2. Ferrailage transversal	116
XI. 2. 4. 4. Ferrailage de la semelle	117
XI. 3. Culées	118
XI. 3. 1. Prédimensionnement	118
XI. 3. 2. Ferrailage	120
XI. 3. 2. 1. Ferrailage du mur garde-grève	120
XI. 3. 2. 2. Ferrailage du mur en retour	122
XI. 3. 3. Fondations	123
XI. 3.3.1. Prédimensionnement	124
 CONCLUSION GENERALE	 127

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 - Plan de localisation	2
Fig. I.2 - Tracé en plan.	3
Fig. I.3 - Coupe géologique du terrain.	4
Fig. II.1 - Schéma des données relatives à un ouvrage.	7
Fig. III.1 - Morphologie d'un pont mixte bipoutres.	9
Fig. III.2 - Schéma statique de la variante mixte.	10
Fig. III.3 - Dimensions des poutres principales.	12
Fig. III.4 - Coupe transversale de la variante mixte.	13
Fig. III.5 - Principe de l'encorbellement.	14
Fig. III.6 - Schéma statique de la variante 2.	15
Fig. III.7 - Forme du caisson.	16
Fig. III.8 - Positionnement des âmes.	17
Fig. III.9 - Epaisseurs de l'hourdis supérieur.	18
Fig. III.10 - Coupe transversale du caisson.	19
Fig. III.11 - Entretoisement sur culée.	20
Fig. III.12 - Entretoisement sur pile.	20
Fig. III.13 - Coupe transversale de la pile.	22
Fig. IV.1 - Découpage du demi-tablier.	24
Fig. IV.2 - Conditions aux limites.	25
Fig. V.1 - Résistance aux jeunes âges du béton.	28
Fig. V.2 - Loi contrainte-déformation d'un acier de précontrainte.	29
Fig. VI.1 - Répartition du poids propre du tablier.	32
Fig. VI.2 - Rail UIC 60.	33
Fig. VI.3 - Traverse bi-blocs.	33
Fig. VI.4 - Coupe type du ballaste.	34
Fig. VI.5 - Caténaire.	35
Fig. VI.6 - Schéma de charge UIC 71.	36
Fig. VI.7 - Schéma de charge SW/0.	36
Fig. VI.8 - Schéma de charge SW/2.	37
Fig. VI.9 - Train à vide.	37
Fig. VII.1 - Précontrainte de clouage.	43
Fig. VII.2 - Modélisation du fléau.	45
Fig. VII.3 - Disposition des surcharges en construction.	45
Fig. VII.4 - Disposition des surcharges. Situation accidentelle.	47
Fig. VII.5 - Moment fléchissant. Situation accidentelle.	47
Fig. VII.6 - Géométrie du système de clouage.	48
Fig. VII.7 - Basculement du voussoir.	49
Fig. VIII.1 - Modèle du tablier dans le logiciel de calcul.	50
Fig. VIII.2 - Désignation des appuis.	50
Fig. VIII.3 - Déformée sous charges permanentes.	52
Fig. VIII.4 - Limitation de la flèche.	53
Fig. IX.1 - Répartition des câbles dans les goussets	57
Fig. IX.2 - Tracé en élévation des câbles.	57
Fig. IX.3 - Tracé en plan des câbles.	58
Fig. IX.4 - Schéma de câblage en élévation.	60
Fig. IX.5 - Schéma de câblage en plan.	60
Fig. IX.6 - Effet d'un recule d'ancrage.	63

Fig. IX.7 - Evolution du retrait.	67
Fig. IX.8 - Digramme des moments fléchissant dus au poids propre.	72
Fig. IX.9 - Répartition des câbles éclisses entre P1 et P2.	73
Fig. IX.10 - Répartition des câbles éclisses entre C1 et P1.	74
Fig. IX.11 - Répartition des câbles éclisses entre C2 et P2.	76
Fig. IX.12 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs.	78
Fig. IX.13 - Géométrie transversale des câbles extérieurs.	78
Fig. IX.14 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs à la travée centrale.	79
Fig. IX.15 - Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée centrale.	80
Fig. IX.16 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs à la travée de rive.	80
Fig. IX.17 - Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée de rive.	81
Fig. IX.18 - Schéma longitudinal des câbles de précontrainte extérieure.	89
Fig. X.1 - Modélisation de la section transversale.	90
Fig. X.2 - Effet de l'inclinaison de la force de précontrainte.	95
Fig. X.3 - Réactions d'appuis dues à l'hyperstaticité de la précontrainte de continuité.	96
Fig. X.4 - Effet Résal dans les hourdis supérieur et inférieur.	96
Fig. XI.1 - Constitution d'appareil en élastomère fretté.	103
Fig. XI.2 - Géométrie d'un appareil d'appui en élastomère fretté.	103
Fig. XI.3 - Distorsion de l'appareil sous effort vertical.	105
Fig. XI.4 - Distorsion de l'appareil sous effort horizontal.	105
Fig. XI.5 - Distorsion de l'appareil sous moment horizontal.	106
Fig. XI.6 - Dimensions de l'appareil d'appui (mm) de la pile.	107
Fig. XI.7 - Spectre de dimensionnement. $\zeta = 5\%$ (RPOA 2008).	108
Fig. XI.8 - Dimensions en plan de la pile P2.	109
Fig. XI.9 - Orientation de la section.	111
Fig. XI.10 - Dimensions en plan de la fondation (m).	114
Fig. XI.11 - Ferrailage d'un pieu sous pile.	116
Fig. XI.12 - Méthode des bielles.	117
Fig. XI.13 - Dimensions de la culée (m).	119
Fig. XI.14 - Détails du sommier d'appui (m).	120
Fig. XI.15 - Ferrailage d'un mètre linéaire du mur garde-grève.	122
Fig. XI.16 - Ferrailages des murs en retour.	122
Fig. XI.17 - dimensions en plan de la fondation (m).	125
Fig. XI.18 - Ferrailage d'un pieu sous culée.	126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1 - Emplacement des obstacles franchis.	3
Tableau. II.1 - Gammes des portées pour différents types d'ouvrage.	6
Tableau. III.1 - Dimensions des semelles des poutres.	11
Tableau. III.2 - Avantages et inconvénients des deux variantes.	23
Tableau. IV.1 - Caractéristiques géométriques des sections de chaque voussoir.	26
Tableau. VI.1 - Coefficients de pondération des surcharges d'équipements.	36
Tableau. VII.1 - Moments fléchissant dans le demi-fléau.	46
Tableau. VII.2 - Efforts tranchants dans le demi-fléau.	46
Tableau. VIII.1 - Réactions d'appuis.	51
Tableau. IX.1 - Armatures de précontrainte.	54
Tableau. IX.2 - Caractéristiques du T15.	56
Tableau. IX.3 - Nombre de câbles du demi-fléau.	56
Tableau. IX.4 - Equation des câbles en élévation.	58
Tableau. IX.5 - Equations des câbles en plan.	59
Tableau. IX.6 - Pertes dues aux frottements.	62
Tableau. IX.7 - Pertes dues aux glissements.	64
Tableau. IX.8 - Pertes dues au non simultanément des mises en tension.	65
Tableau. IX.9 - Déformation par retrait de dessiccation.	67
Tableau. IX.10 - Coefficient de fluage à $t = \infty$.	68
Tableau. IX.11 - Paramètres des formules de relaxation.	68
Tableau. IX.12 - Raccourcissement du au retrait.	69
Tableau. IX.13 - Pertes différées.	69
Tableau. IX.14 - Contraintes du demi-fléau.	71
Tableau. IX.15 - Calcul des câbles éclisses entre P1 et P2.	73
Tableau. IX.16 - Calcul des câbles éclisses entre C1 et P1.	75
Tableau. IX.17 - Calcul des câbles éclisses entre C2 et P2.	76
Tableau. IX.18 - Efforts dus aux groupes de charges, aux équipements et au fluage dans chaque section.	79
Tableau. IX.19 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 1$.	85
Tableau. IX.20 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 4$.	86
Tableau. IX.21 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 7$.	86
Tableau. IX.22 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 2$.	87
Tableau. IX.23 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 6$.	87
Tableau. IX.24 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 3$.	88
Tableau. IX.25 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 5$.	88
Tableau. X.1 - Efforts dans la section du voussoir sur pile.	91
Tableau. X.2 - Efforts dans la section du voussoir à la clé.	92
Tableau. X.3 - Efforts combinés à l'ELU dans la section du voussoir sur pile.	92
Tableau. X.4 - Efforts combinés à l'ELU dans la section du voussoir à la clé.	92
Tableau. X.5 - Efforts combinés à l'ELS dans la section du voussoir sur pile.	93
Tableau. X.6 - Efforts combinés à l'ELS dans la section du voussoir à la clé.	93
Tableau. X.7 - Minimum de ferrailage.	93
Tableau. X.8 - Quantités d'armature du voussoir sur pile.	94
Tableau. X.9 - Quantités d'armature du voussoir à la clé.	94
Tableau. X.10 - Efforts tranchants dans les sections critiques.	97
Tableau. X.11 - Contraintes de cisaillement dans les sections critiques.	98
Tableau. X.12 - Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS.	99

Tableau. X.13 - Vérification des bétons de bielles.	101
Tableau. X.14 - Dimensionnement et vérification du ferrailage transversal.	101
Tableau. XI.1- Efforts maximaux appliqués sur l'appareil d'appui.	103
Tableau. XI.2 - Spécifications des appareils d'appuis de l'ouvrage.	107
Tableau. XI.3 - Efforts sismiques sur les piles.	109
Tableau. XI.4 - Efforts agissant sur la pile P2.	110
Tableau. XI.5 - Sollicitations maximales des combinaisons.	110
Tableau. XI.6 - Moment fléchissant le long du pieu.	116
Tableau. XI.7 - Forces agissantes sur le mur garde-grève.	121
Tableau. XI.8 - Sollicitation sur culée. Cas normal.	123
Tableau. XI.9 - Sollicitation sur culée. Cas accidentelle.	123
Tableau. XI.10 - Sollicitations maximales des combinaisons.	124
Tableau. XI.11 - Moment fléchissant le long du pieu.	126

INTRODUCTION GENERALE

Dès les premières civilisations, l'homme avait comme objectif la découverte de nouveaux horizons. Souvent, il se heurta à différents obstacles telle une rivière ou un canyon. Afin de franchir ces obstacles, il employa divers matériaux disponibles dans la nature. Ainsi, les premiers ponts ont été construits en bois, en pierre et en liane.

Depuis, le développement économique et social ne cesse d'augmenter, les ouvrages d'art ont connu un grand essor, du modeste pont en maçonnerie jusqu'aux énormes ouvrages suspendus ou haubanés.

La conception et l'étude d'un pont dépend de plusieurs facteurs d'ordre naturel et fonctionnel liés au site de construction. Le développement incessant de l'outil informatique et des matériaux de construction nous offrent aujourd'hui un large éventail quant au choix et l'étude d'une esquisse convenable d'un ouvrage. De plus, l'aspect technique et économique d'un projet doit être minutieusement étudiée, tout en préservant un cachet esthétique acceptable.

Le parc algérien des ouvrages d'art a connu une grande évolution ces dernières années. Cela est dû aux nombreux projets qui ont été lancés par la tutelle dans le domaine routier et ferroviaire. A titre d'exemple, on cite l'autoroute est-ouest et les différentes roades ferroviaires.

L'objet de ce modeste travail est la conception et l'étude d'un pont ferroviaire dans la wilaya de BOUMERDES franchissant l'oued ISSER. La voie portée sera constituée de deux lignes électrifiées.

Les ouvrages d'art se différencient entre eux soit par le matériau employé, par la nature de la voie portée, ou par leurs méthodes d'exécution. Parmi ces ponts on peut citer : les ponts en béton précontraint ou métalliques, les ponts routiers ou ferroviaires, les ponts exécutés par poussage ou par encorbellement...etc.

On débutera le travail par une présentation générale du projet, ensuite on proposera deux variantes et on les analysera afin d'en choisir la plus adéquate. Le choix étant fait, on effectuera l'étude et les vérifications de la variante retenue. Enfin, on terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation du projet

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Les autorités algériennes ont lancé un programme de développement du réseau ferroviaire qui consiste principalement en cinq grands chantiers :

- La rocade nord (866,5 km)
- La première rocade des hauts-plateaux (800 km)
- La deuxième rocade des hauts-plateaux (800 km)
- La boucle sud-est (710 km)
- La boucle sud-ouest (dépassé les 2000 km)

L'ouvrage s'inscrit dans le cadres de la réalisation d'une ligne ferroviaire à double voies électrifiée reliant la ville de **THENIA** à la wilaya de **BORDJ BOU ARRERIDJ (175 km)** sur le parcours **ALGER-CONSTANTINE**, constituant un des tronçons de la rocade nord.

Le projet consiste en la conception et l'étude d'un pont ferroviaire situé sur cette ligne du **PK 142+824,81** au **PK 143+054,81**.

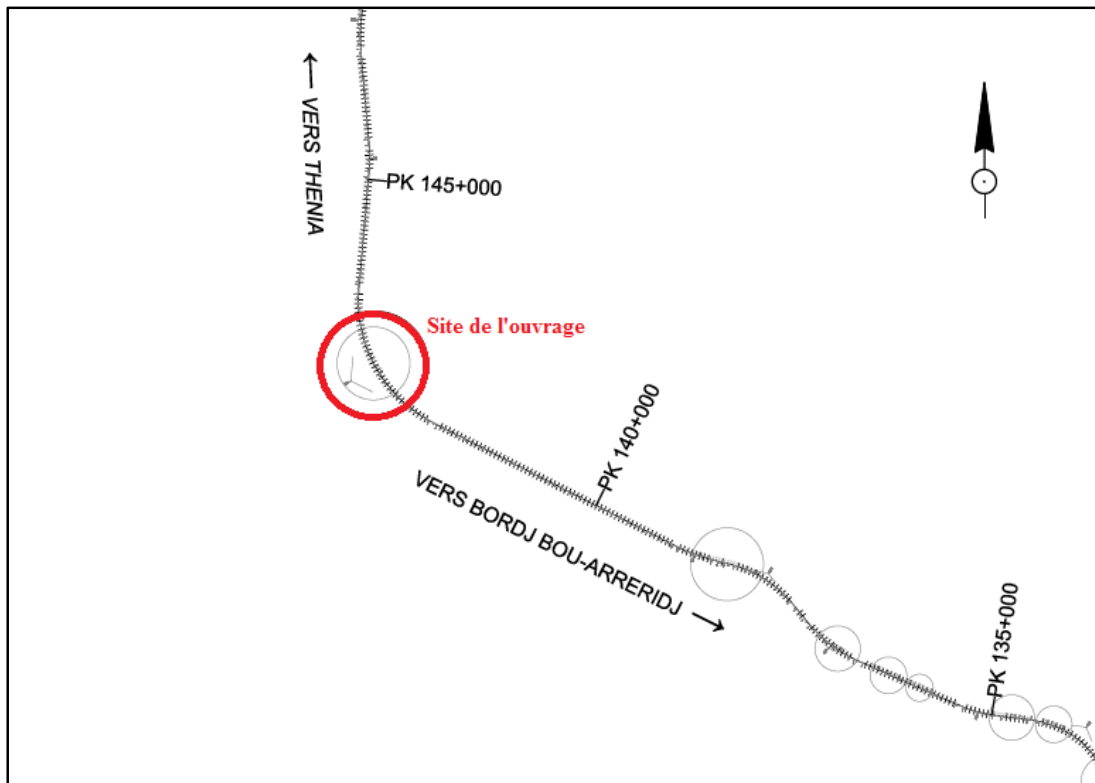


Fig. I.1 - Plan de localisation.

I. 1. Données fonctionnelles

I. 1. 1. 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 ses points caractéristiques.

L'ouvrage présente une courbure d'un rayon de **1500 m** qui s'étend du **PK 142+824.81** au **PK 143+054.81**.

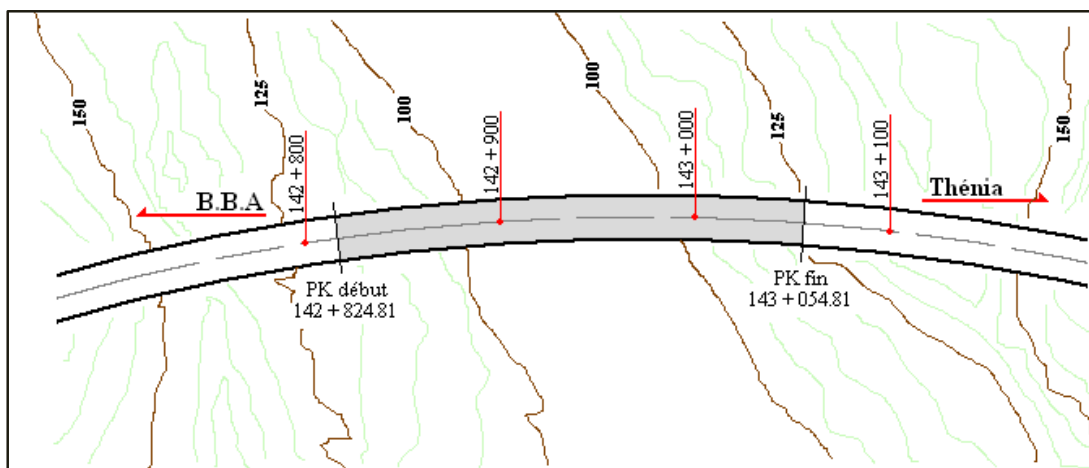


Fig. I.2 - Tracé en plan.

I. 1. 2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracé 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.

Il présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale de l'ouvrage : **230 m**.
- Pente longitudinale : **-0,87%**.
- Pont légèrement courbe de rayon **R = 1500 m**.
- Courbure altimétrique de rayon égal à **-10000 m** qui s'étend du **PK 143+003,13** au **PK 143+126,88**.

Voici à présent un tableau qui montre les différents obstacles franchis :

Obstacle	Emplacement	Gabarit à dégager (m)
Voie ferrée	PK 142+840	6,35
Route nationale RN5E	PK 142+878	5,35
Oued Isser	PK 142+925	/
Route nationale RN5	PK 143+009	5,35

Tableau. I.1 - Emplacement des obstacles franchis.

I. 1. 3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier si sa conception n'a pas été prévue en conséquence dès le départ.

Il présente les caractéristiques suivantes :

- Largeur totale : **12,82 m.**
- Nombre de voies : **2.**
- Ecartement des rails : **1,435 m.**
- Entraxe des deux voies : **4 m.**
- Pente transversale en toit : **1%.**

I. 2. Données naturelles

I. 2. 1. Données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation. [5]

Selon les études géotechniques, notre ouvrage se situe dans les grès de l'Eocène de la dorsale kabyle. Le dessin ci-dessous est une coupe géologique illustrant les différentes couches de sol présentes sur le site de l'ouvrage :

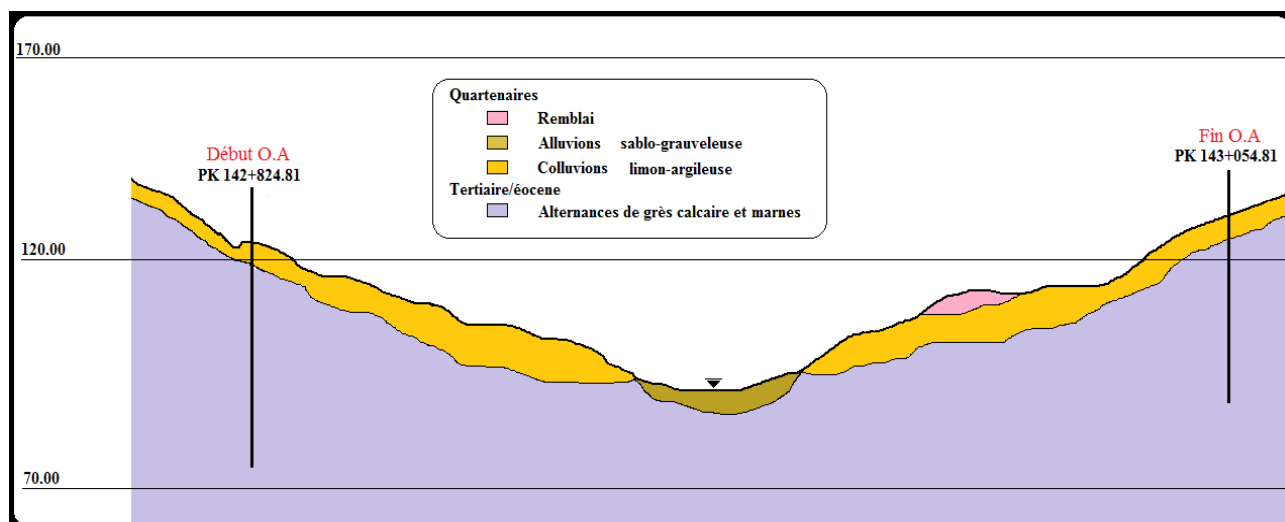


Fig. I.3 - Coupe géologique du terrain.

I. 2. 2. Données hydrologiques

Les données hydrologiques résultent des renseignements relatifs au cours d'eau franchis tels que le débit, la fréquence et le niveau des crues, pour lesquels il convient de réserver des sections mouillées et des revanches suffisantes. Ces dernières deviennent indispensables lorsqu'en période de crue, le cours d'eau charrie des corps solides tels que troncs d'arbres, blocs de glace... qui peuvent heurter les piles.

Il convient aussi d'estimer les hauteurs d'affouillement potentielles au voisinage des appuis et les cheminements d'eau préférentiels. [4]

Notre ouvrage passe au-dessus de l'oued **Isser** qui se situe au **PK 142+925**. Il présente un bassin versant de **4149 km²**.

CHAPITRE II

Etude bibliographique

CHAPITRE II : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

II. 1. Etapes de conception

La conception peut s'effectuer selon une démarche en trois étapes, chacune d'elles étant suivie d'un tri en intégrant successivement un grand nombre de paramètres de dimensionnement.

II. 1. 1. Détermination de l'implantation des appuis

Cette étape est complexe, mais importante dans la conception, elle définit le choix du type d'ouvrage ainsi que son aspect général qui en dépend pour une large partie. Cette implantation s'effectue à partir de nombreuses données qu'elles soient géométriques, géotechniques, hydrologiques...etc.

II. 1. 2. Choix du type d'ouvrage et de la coupe transversale

Chaque solution d'implantation des appuis correspond à une répartition des travées et de leur longueur (portée). La portée la plus longue permet à son tour d'orienter le choix du type d'ouvrage le mieux adapté. Ce choix est réalisé parmi l'offre des diverses solutions de ponts. Le tableau suivant montre la gamme des portées pour différents types d'ouvrages :

Type d'ouvrage	Portée (m)
PSI-BA : Passage supérieur ou inférieur à poutres en béton armé	15 à 25
PRAD : Pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent	15 à 30
PSI-DA : Passage supérieur ou inférieur en dalle armée	6 à 20
PSI-DP : Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte	15 à 30
PSI-DE : Passage supérieur ou inférieur en dalle élégie	15 à 35
PSI-DN : Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée	20 à 50
VIPP : Viaduc à poutres précontraintes par post-tension	25 à 55
Cintre auto-lanceur	30 à 80
Pont poussé	34 à 65
Pont construit en encorbellement	50 à 200
Poutrelles enrobées (travées indépendantes)	10 à 25
Poutrelles enrobées (travées continues)	10 à 30
Tablier mixte (travées indépendantes)	25 à 90
Tablier mixte (travées continues)	30 à 120
Dalle orthotrope (travées indépendantes)	60 à 150
Dalle orthotrope (travées continues)	80 à 210

Tableau. II.1 - Gammes de portées des différents types d'ouvrage.

II. 1. 3. Choix des fondations

Les caractéristiques géotechniques du sol de fondation interviennent au cours de la première étape, dans le choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées. Elles contribuent principalement au choix du type de fondations (superficielles ou profondes).

Il convient, par ailleurs, d'intégrer dans ce choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouilles, rabattement de nappe), ou celles provenant d'autres parties du projet.

Le type de fondation le plus simple est bien entendu la fondation superficielle lorsque le sol de bonne portance se trouve à une faible profondeur. La semelle qui repose alors sur une couche de béton de propriété non armé (d'une dizaine de centimètres d'épaisseur), doit être suffisamment épaisse pour résister au poinçonnement, sans que des armatures transversales (cadres et étriers) soient nécessaires. En revanche, lorsque le bon sol est profond, la fondation sur pieux s'impose.

En fonction de leur portance, les pieux peuvent être soit battus (pour des portances de l'ordre de **1000 kN** environ), soit forés (pour des portances allant jusqu'à **5000 kN** environ). Le cas de sols affouillables mérite une attention particulière. Il est, dans ce cas, impératif d'asseoir les fondations, qu'il s'agisse des semelles ou des pieux, à un niveau suffisant pour préserver leur stabilité dans l'hypothèse d'un affouillement maximal. [4]

II. 2. Données relatives à l'ouvrage

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

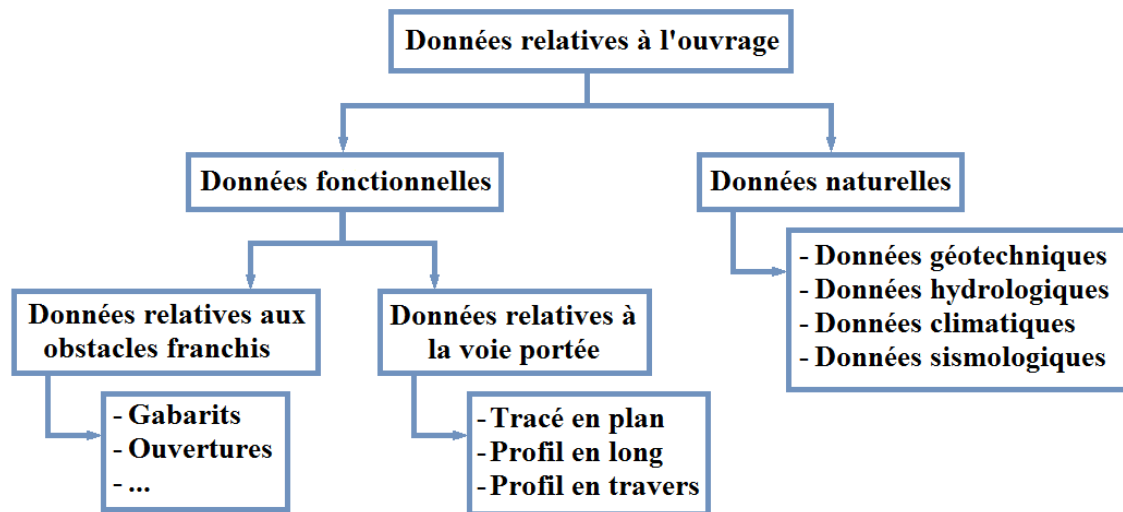


Fig. II.1 - Schéma des données relatives à un l'ouvrage.

II. 3. Domaine ferroviaire

La conception des ponts ferroviaires diffère à celle des ponts routiers. En effet, certains critères doivent être respectés lors de l'élaboration d'un ouvrage ferroviaire :

- Simplicité tant en conception qu'en réalisation.
- Rigidité importante tant en flexion qu'en torsion.
- Durabilité de la structure et des matériaux.
- Facilité d'inspection et de surveillance.
- Entretien minimum.

Le dimensionnement des ouvrages ferroviaires doit prendre en compte de nombreuses contraintes spécifiques, et en particulier :

- L'importance des charges verticales : poids du ballast et des convois ferroviaires.
- L'importance des efforts horizontaux : efforts de freinage des trains, effets des dilatations des rails, interaction voie-ouvrage.
- La limitation des déplacements des tabliers afin d'assurer la continuité de la voie.
- La limitation des déformations de la structure afin de garantir le confort des usagers, une faible déformabilité et un bon amortissement des mouvements du tablier.
- La limitation des vibrations du tablier afin d'assurer la stabilité et la sécurité des structures.

L'influence de la surcharge ferroviaire est beaucoup plus importante que celle des surcharges routières. Ceci est dû aux caractéristiques suivantes :

- Le poids du ballast et des superstructures (18 à 25 t/ml).
- L'intensité des surcharges verticales (8 à 15 t/ml/voie, selon le type de convois).
- L'effet dynamique dû au passage des trains.
- L'effet de fatigue provoqué par les nombreuses variations d'efforts produites par le passage successif des essieux des rames ferroviaires.
- Le freinage et le démarrage pour les appuis fixes : ces efforts sont dus à l'adhérence véhicule-rails. L'effort appliqué au rail peut être très élevé être présenter environ 1/4 du poids des trains.
- L'interaction voie-ouvrage d'art. Elle est due au déplacement différentiel sous l'effet thermique entre les rails et leur assise. [4]

CHAPITRE III

Conception détaillée

CHAPITRE III : CONCEPTION DETAILLEE

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

Pour notre ouvrage, nous avons proposé deux variantes de tablier :

III. 1. Variante 1 - Pont mixte acier-béton (bipoutres)

En bénéficiant des progrès constants accomplis dans la fabrication d'aciers de caractéristiques mécaniques élevées, régulières et garanties par des normes, dans l'amélioration des techniques d'assemblage et dans les méthodes de montage, la construction métallique possède d'incontestables atouts liés à l'excellent rapport poids/performance du matériau, à la fabrication de pièces en atelier dans des conditions optimales pour l'obtention de la qualité et à des processus de montage rapides. [1]

Un pont métallique résulte, dans le cas le plus général, de l'association d'une couverture, d'une ossature et d'un système porteur. La couverture est la partie qui reçoit directement les charges d'exploitation : elle les transmet au système porteur, directement ou par l'intermédiaire d'une ossature (métallique). Cette dernière est constituée par un réseau de poutres secondaires longitudinales (longerons) et transversales (pièces de pont). [2]

On distingue trois familles de ponts métalliques : **ponts à câbles, ponts en arc et les ponts à poutres.**

Les deux premiers étant des ouvrages très coûteux et réservés pour le franchissement de brèches difficiles et longues, nous nous intéressons aux ponts à poutres qui sont plus économiques et mieux adaptés pour notre projet. Dans cette famille on distingue deux cas :

- **Pont à poutres multiples.**
- **Pont à caissons.**

De toutes les formes de tablier le bipoutres mixte est le plus économique, mais il doit céder la place au caisson mixte lorsqu'un problème de gabarit et de profil en long impose un tablier de faible hauteur et d'élancement important, ou lorsque le tracé en plan présente un effet de courbure trop prononcée exigeant une résistance à la torsion, ce qui n'est pas le cas dans notre ouvrage.

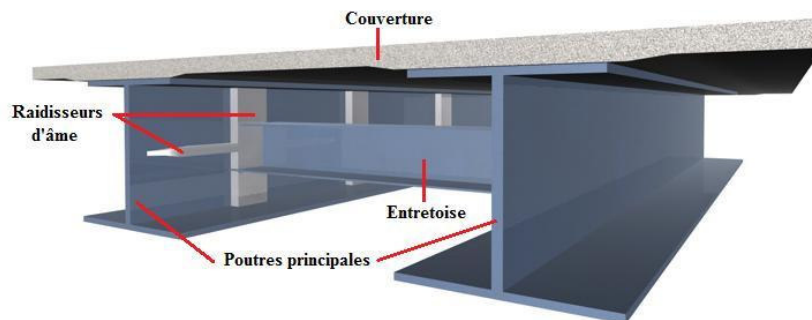


Fig. III.1 - Morphologie d'un pont mixte bipoutres.

De plus, le bipoutres présente de nombreux avantages technico-économiques par rapport aux multi-poutres :

- ✓ **Gain sur le tonnage d'acier** : cela est dû à un meilleur rendement des sections d'acier mises en œuvre. En effet, la répartition des charges entre les deux poutres est sans ambiguïté et permet d'ajuster la résistance en flexion de chacune des poutres au plus près des besoins, sans excès de matière.
- ✓ **Gain sur les coûts de construction** : on observe une réduction des dépenses de fabrication, de transport, démontage ainsi que de la protection anticorrosion en raison, tout simplement, de la diminution du nombre des poutres à réaliser et d'une grande simplification dans le dessin et l'assemblage des éléments transversaux d'entretoisement. [3]

En conclusion, le choix de la première variante est un ouvrage mixte acier/béton bipoutres.

III. 1. 1. Schéma statique

Pour notre ouvrage, nous avons opté pour un tablier hyperstatique. La répartition des portées des travées est tributaires des différents obstacles cités auparavant et du souci d'assurer la stabilité et le non soulèvement de l'ouvrage. Nous avons opté pour le schéma suivant :

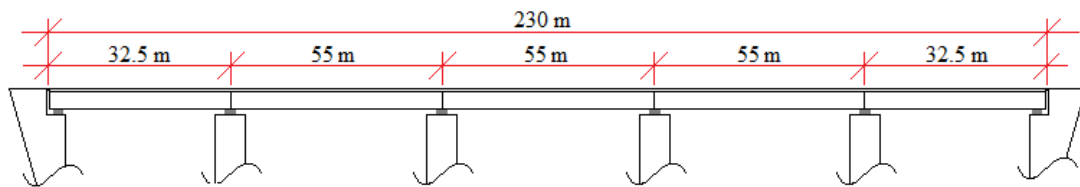


Fig. III.2 - Schéma statique de la variante mixte.

III. 1. 2. Schéma transversal

Le tablier est constitué d'une couverture en béton armée et d'une ossature métallique porteuse longitudinale (principale) et transversale (secondaire).

III. 1. 2. 1. La couverture

C'est une dalle en béton armée coulée sur place et participante à la flexion du tablier. Pour ce faire, elle est reliée aux poutres par des connecteurs (cornières ou goujons verticaux) soudés sur les semelles supérieures. Elle apporte à l'ouvrage la raideur nécessaire pour le franchissement des charges roulantes et elle reprend en partie les efforts de compression.

L'épaisseur de la dalle est constante. Dans les ponts routiers, elle est de 20 à 25cm, mais dans les ouvrages ferroviaires, cette valeur augmente car les charges sont beaucoup plus importantes. On l'a prise égale à environ **40cm**.

III. 1. 2. 2. Les poutres principales

Les poutres principales portent l'ouvrage sur de grandes distances et elles reprennent les efforts de compression restants et surtout les efforts de traction.

En général, l'entraxe entre les deux poutres est de 6 à 7m. L'expérience a montré que le fonctionnement transversal le plus adéquat des deux poutres s'obtient grâce à cet entraxe.

Habituellement, l'élanement des ponts bipoutres ferroviaires est de l'ordre de **1/16 à 1/15** (dalle comprise).

Dans la plus part des cas, la poutre est un PRS, d'acier **E36**, constituée d'une âme et de deux semelles. L'épaisseur de ces dernières peut aller jusqu'à **150mm** pour des portées allant jusqu'à **90m**. L'âme est munie de raidisseurs pour éviter toutes formes d'instabilité.

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité. Les conditions de non voilement conduisent en général à ce que le rapport de la largeur **b** d'un voile à son épaisseur **t** soit :

$$\frac{b}{t} \leq 0,9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

E : module de Young de l'acier (200000 MPa).

F_y : limite d'élasticité de l'acier (E36).

D'où les résultats suivants :

	Epaisseur (mm)	Largeur (mm)
Semelle supérieure	38	800
Semelle inférieure	48	1000

Tableau. III.1 - Dimensions des semelles.

L'âme a une épaisseur qui dépend essentiellement de :

- L'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- L'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).
- L'épaisseur de l'âme ne doit pas descendre en-dessous de **12 mm** et elle doit être supérieure à **0,005** fois sa hauteur. Elle est prise égale à **35 mm**.

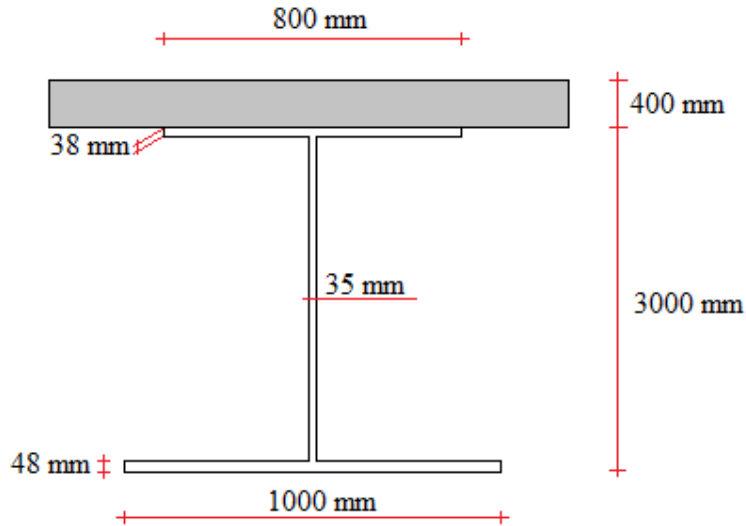


Fig. III.3 - Dimensions des poutres principales.

III. 1. 2. 3. L'entretoisement

Contrairement aux poutres principales, l'ossature transversale ne participe pas directement à la flexion longitudinale du tablier. Par contre, cette flexion sous charge excentrée provoque une flexion transversale, d'où la nécessité de rigidifier le pont dans cette direction à l'aide d'un entretoisement adéquat.

La largeur du tablier (≤ 14 m) ainsi que l'importance des charges ferroviaires nous ont amené à choisir comme éléments transversaux des entretoises réparties chaque **8 m** longitudinalement. Elles ont une section en I, leurs hauteurs varient entre **1/15** et **1/10** de l'entraxe des poutres principales et elles sont positionnées à mi-hauteur de ces dernières pour éviter le déversement lors du lançage et en service. Une hauteur libre est laissée entre la dalle et l'entretoise permettant l'entretien, ainsi que le glissement du coffrage lors du coulage de la dalle.

En ce qui concerne les montants, ceux sont des poutres en T soudées sur les poutres principales dans le sens vertical. Ils jouent plusieurs rôles:

- Raidir transversalement les poutres principales.
- Assurer la liaison entre les poutres et l'entretoise.
- Simplifier les assemblages sur le chantier.

Voici à présent l'illustration de la coupe transversale de la variante mixte retenue :

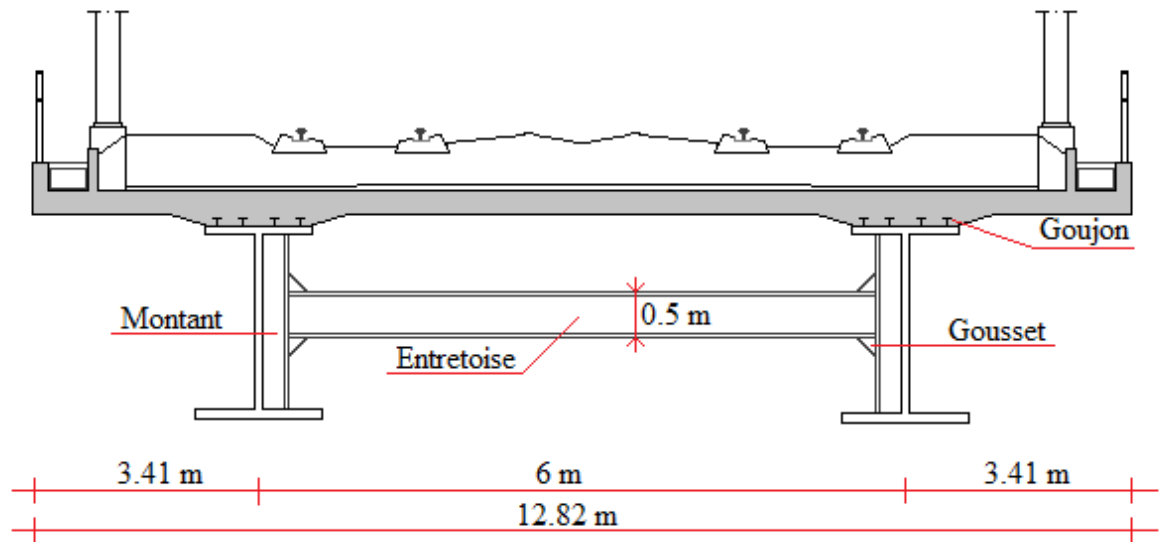


Fig. III.4 - Coupe transversale de la variante mixte.

III. 2. Variante 2 - Pont en béton précontraint construit par encorbellement

Le béton précontraint est né pour pallier les insuffisances mécaniques du béton. En effet, ce dernier est un matériau économique qui résiste bien à la compression, mais peu à la traction. Pour remédier à cela, il faut alors comprimer préalablement le béton dans les zones potentiellement tendues de façon qu'il reste comprimé ou peu tendu en exploitation.

En résumé, un ouvrage est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. [11]

Du domaine des ponts à poutres, puis ponts-dalles à poutres préfabriquées, le principe de la précontrainte s'est étendu aux ponts poussés, aux ponts suspendus, aux ponts à haubans, et aux ponts construits par encorbellement.

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

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

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

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés. [6]

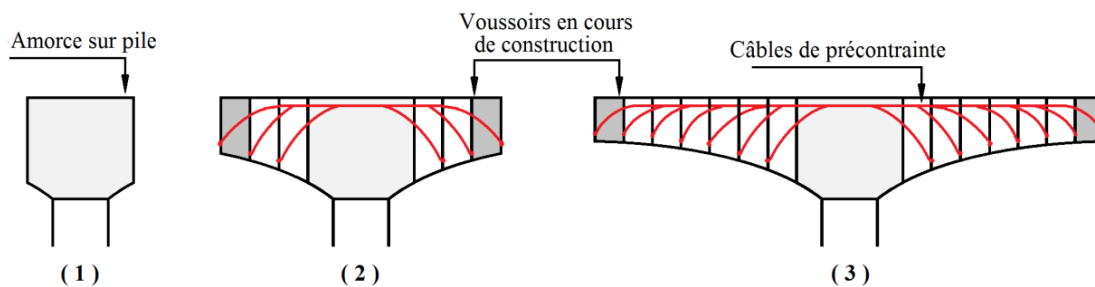


Fig. III.5 - Principe de l'encorbellement.

La construction s'effectue, en général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution; la double console obtenue est alors dénommée fléau. Dans certains cas, elle peut être réalisée dissymétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente. Exceptionnellement, on peut démarrer d'une culée, le moment de renversement

apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquences et faisant partie du tablier lui-même. [7]

Dans notre cas, nous avons opté pour le cas général (symétriquement).

III. 2. 1. Schéma statique

Le site de construction présente un cours d'eau. Pour l'éviter, nous avons opté pour un tablier hyperstatique à trois travées. La longueur de la travée de rive est comprise entre 0,6 à 0,7 fois la portée principale, afin d'assurer la stabilité et éviter le renversement. Pour une portée principale de **100 m**, la longueur de la travée de rive est de **65 m**.

Dans les ouvrages de portée supérieure à **60 m**, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante des piles vers la clé.

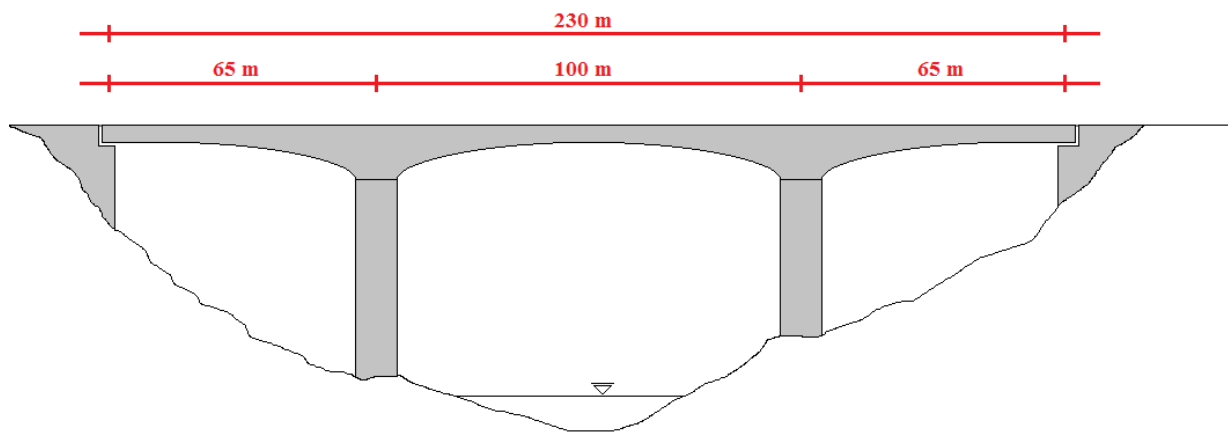


Fig. III.6 - Schéma statique de la variante 2.

III. 2. 2. Section transversale

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (poutre-caisson) pour les raisons suivantes :

- Sur la majeure partie des travées, les moments sont négatifs, alors il est préférable de réaliser un hourdis inférieur continu entre âme pour résister aux efforts de compression élevés et permettre, à dépense de matériau égale, de profiter de la résistance à la torsion de la poutre-caisson ainsi obtenue.
- La structure tubulaire a un bon rendement mécanique (de l'ordre de **0,6**) et une résistance à la rupture moins tributaire de la qualité du béton que les sections en T.

- La stabilité élastique et dynamique du tablier est assurée de façon plus satisfaisante avec une structure tubulaire présentant une grande raideur de torsion qu'avec une structure à profil ouvert.

III. 2. 3. Prédimensionnement

III. 2. 3. 1. Nombre et forme des poutres-caissons

Pour des raisons économiques, il est préférable de choisir un caisson unicellulaire à âmes épaisses qu'un multicellulaire à âmes moins épaisses. Cette condition conduit à un écartement important des âmes, de l'ordre de **5 à 7m**.

Le nombre et la forme des poutres-caissons dépendent avant tout de la largeur du tablier. Si cette largeur ne dépasse pas **13 m**, c'est la poutre-caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. Les âmes peuvent être soit verticales, soit inclinées. Cette dernière est plus coûteuse et plus délicate lors de la mise en œuvre, et elle s'avère plus efficace pour les ouvrages à forte courbure.

Dans notre cas, la largeur du tablier est de **12,82 m**, ce qui nous conduit à choisir une poutre-caisson unicellulaire à âmes verticales.

Comme la portée principale est de **100 m**, il est économique de faire varier la section longitudinalement, en diminuant la hauteur du caisson de l'appui vers la clé suivant une parabole. Selon la SNCF, l'élancement de ce type d'ouvrage est pris égal à :

- $1/12$ à $1/13$ sur pile :
 $100/12 = 8,33 \text{ m}$. $100/13 = 7,69 \text{ m}$.
 D'où la hauteur du caisson sur pile : $h_p = 8,00 \text{ m}$.
- $1/20$ à la clé :
 $100/20 = 5$.
 D'où la hauteur à la clé de la voûte : $h_c = 5 \text{ m}$.

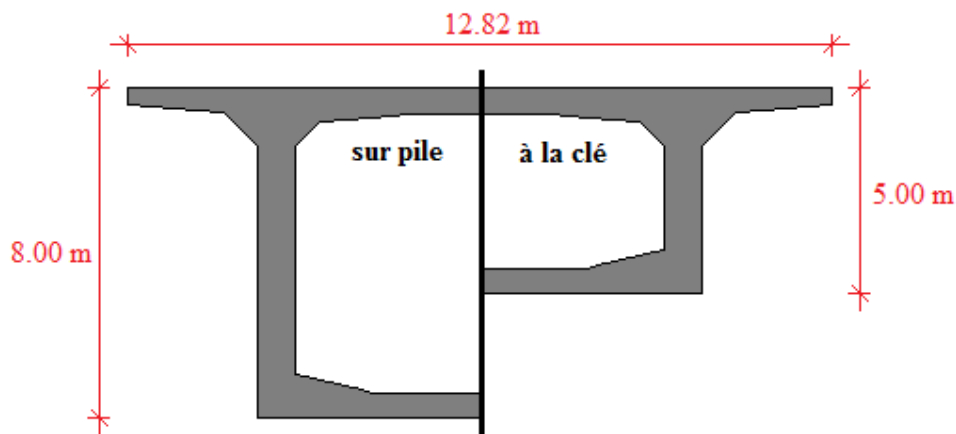


Fig. III.7 - Forme du caisson.

III. 2. 3. 2. Epaisseur des âmes (e_a)

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permettre la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte.

Cette résistance à l'effort tranchant impose de conserver une épaisseur utile d'âme e_a égale à $0,26 + L/500$ (L : la portée), avec e_a et L en mètres. Cette formule donne de bons résultats pour des portées comprises entre 70 et 170 m, et pour des largeurs de tablier inférieures à 15 m, ce qui coïncide parfaitement avec notre ouvrage.

$$e_a = 0,26 + 100/500 = 0,46 \text{ m.}$$

De plus, **Guyon** propose une vérification basée sur la formule empirique suivante :

$$e_a \geq h/36 + 5 + \Phi$$

Φ : diamètre de la gaine des câbles de précontrainte. Il est de **8 cm**.

h : hauteur de la section du caisson. $h = \max(h_p, h_c) = 800 \text{ cm}$.

D'où $e_a \geq 36 \text{ cm}$ (vérifiée).

$$e_a = 0,46 \text{ m}$$

III. 2. 3. 3. Hourdis supérieur

La largeur du hourdis supérieur est presque toujours égale à celle du tablier. Les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson :

$$E = L/4.$$

E : largeur de l'encorbellement.

L : largeur du caisson.

$$E = 12,82/4 = 3,21 \text{ m.}$$

Ainsi, nous déduisons l'entraxe F des deux âmes :

$$F = L - 2E = 12,82 - 2 \cdot 3,21.$$

D'où $F = 6,4 \text{ m}$.

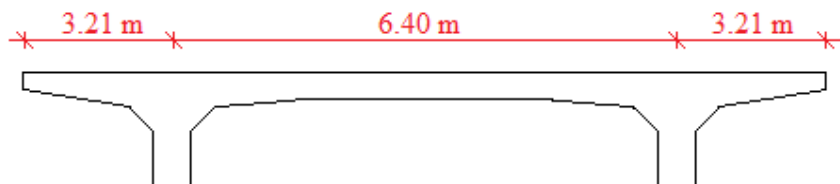


Fig. III.8 - Positionnement des âmes.

L'épaisseur du hourdis supérieur varie pour des raisons économiques. Voici à présent un schéma décrivant ses différentes épaisseurs :

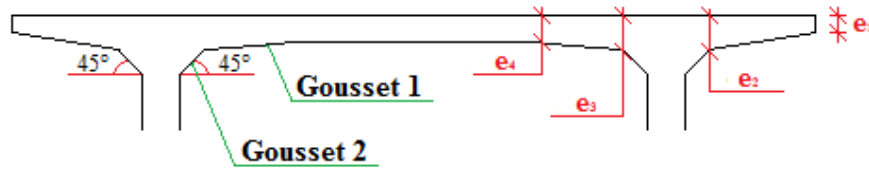


Fig. III.9 - Epaisseurs du hourdis supérieur.

e_1 : vu son emplacement, elle dépend du dispositif de retenue choisi. En premier lieu, elle est prise égale à **0,28 m**.

e_2 : elle dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir que :

$$e_2 > \frac{1}{7} E \text{ (E étant la largeur de l'encorbellement).}$$

$$e_2 > \frac{3,21}{7} > \mathbf{0,458 \text{ m.}}$$

D'où $e_2 = \mathbf{0,48 \text{ m}}$.

e_3 : elle peut être estimée en mètre à : $\mathbf{0,10 + F/20}$ (F désigne l'entraxe des âmes exprimé en mètres). $e_3 = \mathbf{0,1 + 6,4/20}$.

D'où $e_3 = \mathbf{0,42 \text{ m}}$.

e_4 : elle est égale à $\mathbf{F/20}$ avec un minimum de **20 cm**.

D'où $e_4 = \mathbf{0,32 \text{ m}}$.

III. 2. 3. 4. Goussets supérieurs

Le hourdis supérieur doit comporter des goussets importants à la jonction avec les âmes.

Le gousset **1** améliore l'encastrement du hourdis sur les âmes. Ses dimensions sont tributaires du nombre de câbles de fléaux à loger.

Le gousset **2** facilite la mise en place du béton et permet de loger les câbles de précontrainte longitudinaux assurant la résistance des consoles. En général, il présente un angle compris entre 30 et 45°.

III. 2. 3. 5. Hourdis inférieur

Afin de limiter le poids propre du caisson, il est judicieux de faire varier l'épaisseur du hourdis inférieur. Ce dernier présente lui aussi des goussets pour loger les câbles de précontrainte de solidarisation.

A mi- travée, l'épaisseur ne doit pas être inférieure au tiers de celle des âmes, pour que le caisson puisse être considéré comme indéformable transversalement.

$$e_c > e_a / 3 \quad \Rightarrow \quad e_c > 0,15 \text{ m.}$$

e_c : épaisseur du hourdis inférieure a la clé.

e_a : épaisseur de l'âme.

En premier lieu, on prend $e_c = 0,33 \text{ m}$.

Sur appui, l'épaisseur e_p est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charge d'exploitation. Elle dépend de la portée et de la largeur des hourdis.

En première approximation : $e_p = 0,85 \text{ m}$.

En ce qui concerne les goussets inférieurs, ils permettent l'encastrement du hourdis inférieurs sur les âmes. Ils sont assez fortement inclinés sur l'horizontale de façon à ne pas gêner le bétonnage. L'inclinaison des goussets est de 15° .

Voici à présent le récapitulatif des dimensions transversales du caisson sur appui et à la clé :

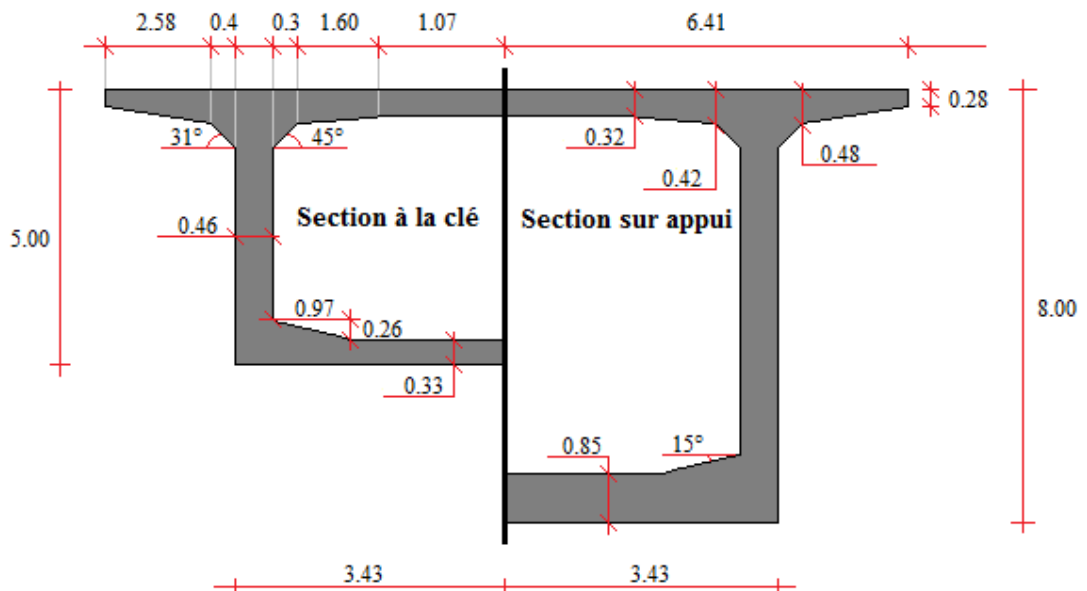


Fig. III.10 - Coupe transversale du caisson.

III. 2. 3. 6. Entretoisement

L'entretoisement est une poutraison transversale qui rigidifie la structure. Il a des rôles différents selon qu'on soit en phase d'exploitation ou d'exécution. L'entretoisement permet de :

- Transmettre le flux de cisaillement, dû à l'effort tranchant et à la torsion, du caisson vers les appuis.
- Reprendre les charges locales sur le hourdis supérieur entre les âmes.
- Assurer l'ancrage des câbles de précontrainte extérieures au béton et la diffusion de leurs efforts,
- Reprendre les efforts dus aux systèmes de stabilisation du fléau et permettent la transmission des efforts aux appareils d'appui provisoires.

Dans notre ouvrage, nous avons des entretoises dans chaque culée et dans chaque appui.

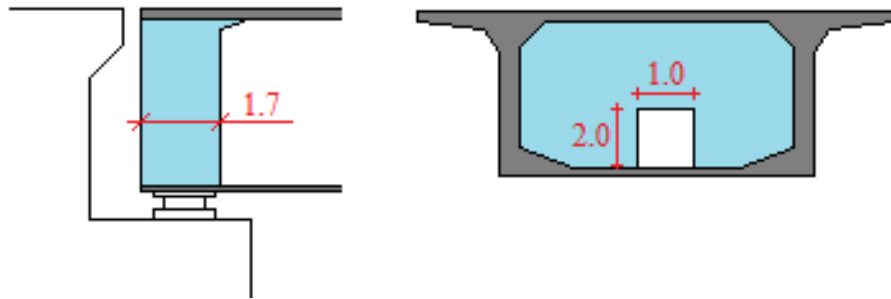


Fig. III.11 - Entretoisement sur culée.

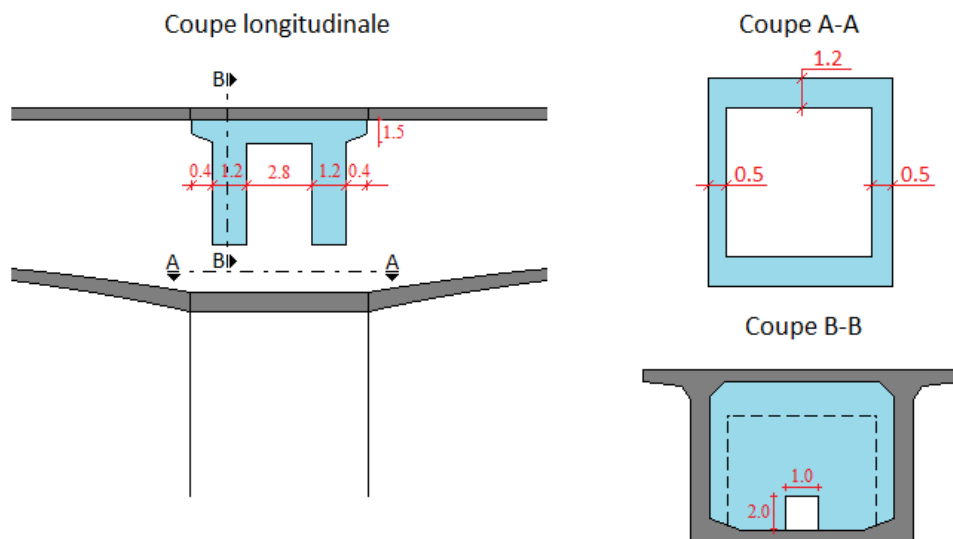


Fig. III.12 - Entretoisement sur pile.

III. 2. 5. Conception des piles

La conception des piles intervient à un stade avancé de l'étude (avant le tablier) car nous avons jugé nécessaire de disposer des dimensions en plan des piles pour pouvoir étudier la stabilité du tablier sur ces dernières en phase de construction.

L'élaboration des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations, et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. [5]

Les conditions précédentes nous ont amené à implanter deux piles au **PK 142+889,81** et au **PK 142+989,81**.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. [5]

Selon les contraintes rencontrées, plusieurs types de piles peuvent être employés :

- Les piles massives, qui correspondent au cas d'ouvrages importants situés à une faible hauteur au-dessus du sol.
- Les piles-voiles, encore appelées piles murs, plutôt adaptées aux ouvrages relativement modestes.
- Les portiques transversaux.
- Les palées, qui se rapprochent beaucoup des précédents.
- Les piles marteaux, qui ne demandent qu'un faible encombrement au sol.
- Les piles en colonnes, qui exigent la présence d'un chevêtre incorporé dans le tablier.
- Les piles-caissons, qui permettent de réaliser des piles de grande hauteur supportant des efforts importants, notamment en construction.
- Les piles en I, ou en H qui permettent aussi de réaliser des piles de grande hauteur, mais qui offrent une moindre résistance aux moments de flexion et surtout de torsion que les précédents.
- Les piles en portique longitudinal.
- Les piles à futs dédoublés.

Dans la méthode de construction par encorbellement, les piles doivent pouvoir assurer la stabilité des tabliers pendant leur exécution sous l'effet des efforts de renversement dus au bétonnage ou à la mise en place non simultanée des voussoirs. La première pile culmine à environ **26 m**, tandis que la deuxième a une hauteur d'environ **18 m**.

Pour ces raisons, nous avons opté pour des piles-caisson de forme rectangulaire, une totalement encastrée et l'autre simplement appuyée. En effet, l'encastrement du tablier sur une pile permet d'atténuer l'effet du moment du tablier, l'appui simple assure un bon comportement de l'ouvrage vis-à-vis des charges dynamiques (notamment le séisme).

Les deux piles ont les mêmes dimensions en plan. Transversalement, leurs largeurs sont pratiquement égales à celle du hourdis inférieure du caisson qu'elles supportent, dans le but d'assurer une bonne transmission et une bonne répartition des efforts. Dans le sens longitudinal, la longueur des piles est de **6 m**. Les quatre cotés ont une épaisseur de **0,6 m** et sont munis de goussets intérieurs.

Le schéma suivant montre les dimensions en plan (en mètre) des têtes de piles de notre ouvrage :

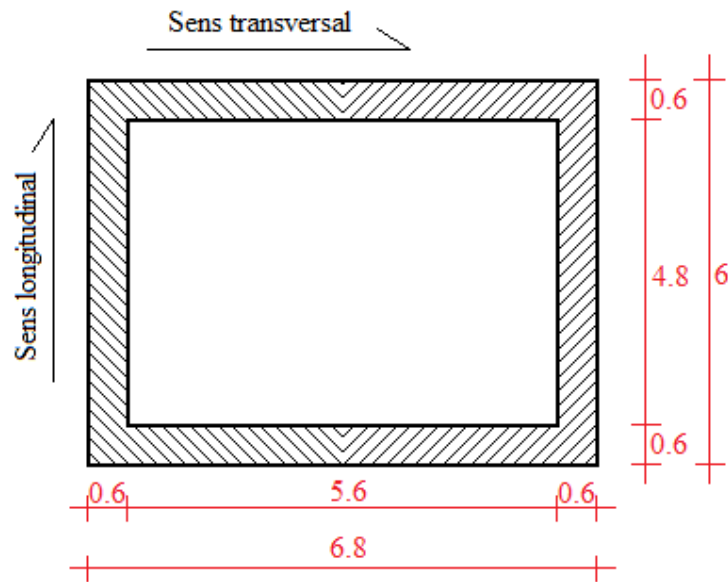


Fig. III.13 - Coupe transversale de la pile.

III. 3. Choix de la variante

Une bonne analyse des avantages et des inconvénients de chaque solution permet de faciliter l'étude comparative des variantes afin de mener à bien l'analyse et le choix le mieux adapté. Le tableau ci-dessous indique les avantages et les inconvénients des deux variantes :

		Avantages	Inconvénients
Pont mixte Acier - béton		- Simplicité de mise en œuvre. - Rapidité d'exécution. - Légèreté du tablier. - Les poutres sont fabriquées en usine donc respect des normes métallurgiques. - Permet d'atteindre des portées importantes. - Gain de temps (délai).	- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier. - En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition des efforts intérieurs. - Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier influent surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton. - Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
Pont en béton précontraint construit par encorbellement	Coulage en place	- Raccordement aisé des gaines à l'aide de manchons. - Continuité du ferrailage passif	- Faible avancement des travaux (1 m /jour). - Mise en tension des câbles sur un béton jeune. - Bétonnage in-situ plus délicat.
	Préfabrication	- Avancement rapide (10 à 30m/jour). - Meilleur aspect des parements. - Mise en tension des câbles sur un béton âgé.	- Suppose un nombre important de voussoirs (100 minimum). - Place importante pour la préfabrication et le stockage. - Absence de ferrailage passif au droit des joints. - Difficultés pour raccorder les gaines.

Tableau. III.2 - Avantages et inconvenants des deux variantes.

Cette analyse va nous permettre d'effectuer un choix entre les deux variantes pour notre ouvrage en décomposant une grille d'analyse en plusieurs critères. Les critères sur lesquels sera basée cette analyse sont :

- Le coût de réalisation de l'ouvrage.
- Difficultés d'exécution et méthodes de construction adoptées.
- Durabilité.
- Simplicité d'exécution des fondations.
- Coûts d'exploitation.

Le choix s'est porté sur la variante du pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs pour les raisons suivantes :

- Du point de vue économique le pont caisson est plus économique qu'un pont mixte.
- Le pont mixte demande une main d'œuvre qualifiée (soudeurs qualifiés).
- Le pont mixte demande beaucoup d'entretien et un suivi permanent contrairement au pont caisson.
- Du point de vue esthétique le pont caisson s'adapte mieux à l'environnement.

CHAPITRE IV

Caractéristiques géométriques du tablier

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

IV. 1. Découpage

Etant donné la longueur de l'ouvrage, il est obligatoire de découper le tablier en plusieurs voussoirs, afin de faciliter la mise en place du coffrage et le bétonnage.

Notre ouvrage est coulé en place. Le voussoir sur pile a en général une longueur supérieure à **8 m**, pour pouvoir supporter les deux équipages mobiles servant à exécuter la première paire de voussoirs qui constitue le fléau.

En ce qui concerne les voussoirs courants qui constitue le fléau, leurs longueurs augmentent de **3 à 4 m** au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la pile. Cette variation est due au temps de bétonnage et à la volonté de réduire le nombre de voussoir.

Enfin, le voussoir de clavage a une longueur légèrement inférieure à celle des voussoirs courants pour permettre d'utiliser le même équipement mobile, mais il doit être assez long pour pouvoir démonter sans trop de difficulté le coffrage intérieur de l'équipage. La longueur du voussoir de clavage doit aussi permettre le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles de fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres. Dans notre pont, elle est de **5 m**.

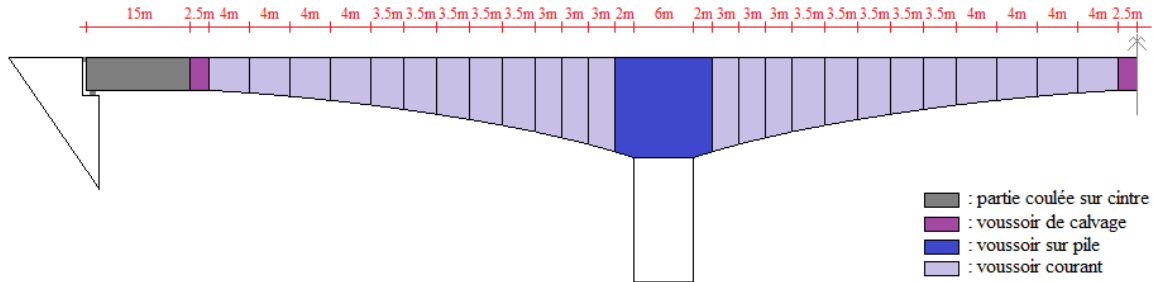


Fig. IV.1 - Découpage du demi-tablier.

IV. 2. Lois de variation des dimensions longitudinales du tablier

Comme on l'a montré précédemment, la hauteur du caisson et l'épaisseur de son hourdis inférieur varient paraboliquement, de la pile à la clé de la voûte. La variation de la hauteur est constatée à l'intrados du tablier. Le centre de gravité, l'aire et le moment d'inertie de la section du caisson deviennent donc variables.

IV. 2. 1. La hauteur $h(x)$

La travée de rive à une portée égale à **65 m**, les caissons coulés sur cintre, situés sur une longueur de 15m au voisinage de la culée, ont une hauteur constante égale à h_c .

Le voussoir de clavage à une hauteur constante égale à h_c , sa longueur est de **5 m**.

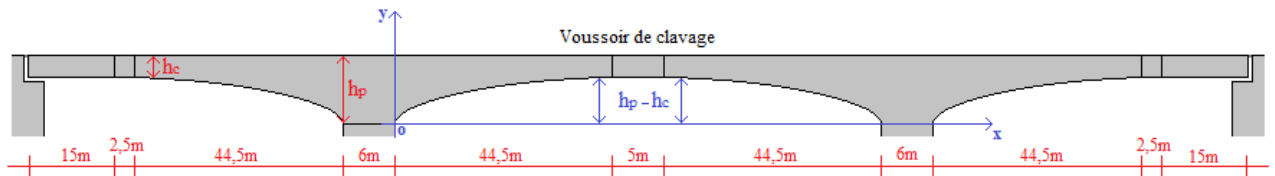


Fig. IV.2 - Conditions aux limites.

Rappelons que: $h_c = 5 \text{ m}$
 $h_p = 8 \text{ m}$

L'équation d'une parabole est de la forme : $y = ax^2 + bx + c$

Selon le repère (XOY), on a :

$$\text{Pour : } \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow y = 0 ; \\ x = 44,5 & \Rightarrow y = 3 ; \\ x = 89 & \Rightarrow y = 0. \end{cases}$$

On peut tirer les valeurs des coefficients a, b et c en remplaçant les valeurs précédentes dans l'équation de la parabole, et on trouve :

$$c = 0 \quad b = 0,1348 \quad a = -1,515 \cdot 10^{-3}$$

Donc, l'équation de la parabole devient :

$$y = 0,1384 x - 1,515 \cdot 10^{-3} x^2$$

La loi de variation de la hauteur serait donc :

$$h(x) = 8 - 0,1384 x + 1,515 \cdot 10^{-3} x^2 \text{ (m).}$$

IV. 2. 2. L'épaisseur du hourdis inférieur e(x)

Rappelons que: $e_c = 33 \text{ cm.}$
 $e_p = 85 \text{ cm.}$

$$\text{Pour : } \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow e = 0 ; \\ x = 44,5 & \Rightarrow e = 52 ; \\ x = 89 & \Rightarrow e = 0. \end{cases}$$

On peut tirer les valeurs des coefficients a, b et c en remplaçant les valeurs précédentes dans l'équation de la parabole, et on trouve :

$$c = 0 \quad b = 2,337 \quad a = -0,02626$$

Donc, l'équation de la parabole devient :

$$y = 2,337 x - 0,02626 x^2.$$

La loi de variation de l'épaisseurs serait donc :

$$e(x) = 85 - 2,337 x + 0,02626 x^2 \text{ (cm).}$$

IV. 2. 3. Le centre de gravité, l'aire, l'inertie

Vu la symétrie de l'ouvrage, nous nous intéressons à l'étude d'un demi-fléau. Il est constitué de **13** voussoirs, chacun d'entre eux est caractérisé par une section de début et une section de fin (**14** sections). Ces sections sont décomposées en **11** éléments afin de calculer leurs caractéristiques géométriques (centre de gravité, aire, inertie). Les étapes du calcul détaillé sont fournies dans l'annexe I.

Le tableau suivant donne les caractéristiques de chaque section :

Section	x (m)	h (m)	A (m ²)	v (m)	v' (m)	I (m ⁴)
Vp	0	8	17,3128	4,06775802	3,93224198	173,425358
V1	2	7,73639692	16,79668	3,88435318	3,85204374	157,82768
V2	5	7,3637167	16,07336	3,62671408	3,73700263	137,292829
V3	8	7,01830577	15,39956	3,38762114	3,63068463	119,729159
V4	11	6,70016412	14,7803	3,16856969	3,53159444	104,77272
V5	14,5	6,36346421	14,1198	2,93694039	3,42652382	90,1268233
V6	18	6,06388082	13,53492	2,73237584	3,33150498	78,1564336
V7	21,5	5,80141396	13,02566	2,55471706	3,2466969	68,4739432
V8	25	5,57606363	12,5824	2,40468226	3,17138137	60,6070913
V9	28,5	5,38782982	12,21894	2,27379397	3,11403585	54,669378
V10	32,5	5,21815427	11,89028	2,16045902	3,05769525	49,4985986
V11	36,5	5,09695745	11,65422	2,07916772	3,01778973	45,9750731
V12	40,5	5,02423936	11,50984	2,03019397	2,9940454	43,9042102
Vc	44,5	5	11,464	2,01415012	2,98584988	43,2457082

Tableau. IV.1 - Caractéristiques géométriques des sections des voussoirs.

CHAPITRE V

Matériaux

CHAPITRE V : MATERIAUX

Les trois matériaux essentiels utilisés dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs sont :

- Le béton.
- Les armatures de précontrainte.
- Les armatures passives.

V. 1. Béton

Le béton est un matériau composé essentiellement de sable, de graviers, de ciment et d'eau ; il est souvent fabriqué sur chantier. Ses caractéristiques physiques et mécaniques dépendent de nombreux paramètres :

- La nature des constituants.
- La granulométrie.
- Dosage en ciment.
- Dosage en eau.
- Conditions de mise en œuvre.
- Conditions thermiques et hygrométriques lors de la prise et dans les premiers jours de durcissement.

Il n'est pas possible de fixer les caractéristiques du béton avec la même précision et les mêmes exigences de tolérance que pour un acier.

V. 1. 1. Masse volumique

Le poids volumique du béton est pris égal à $0,0245 \text{ MN/m}^3$, soit une densité de 2,5. Le volume est calculé à partir de la section brute des voussoirs, c'est-à-dire sans tenir compte de la présence ni des armatures, ni des gaines qui sont remplis de coulis d'injection.

V. 1. 2. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson du béton fissuré est de 2,0. Lorsque le béton est fissuré, ce coefficient serait égal à 0.

V. 1. 3. Résistance à la compression et à la traction

La résistance des bétons est définie par la résistance caractéristique à la compression mesurée sur cylindre à 28 jours conformément aux prescriptions de la norme EN 206-1. Cette valeur est notée f_{ck}/f_{ckcube} étant la résistance à la compression mesurée sur cube.

L'eurocode définit des classes de résistance du béton par un couple de valeurs f_{ck}/f_{ckcube} . Un béton C40/50 possède une résistance caractéristique de 40 MPa sur cylindre et de 50 MPa sur cube.

Bien que la résistance continue de croître au-delà de 28 jours (de 15 à 20 % à 92 jours), le supplément de résistance n'est pas pris en compte dans les calculs.

Dans le cas où l'on souhaite calculer la résistance que développe le béton avec les 28 jours, on utilise la formule, donnée par l'eurocode, suivant :

$$f_{ck}(j) = f_{ck} \times e^{s \times (1 - \sqrt{\frac{28}{j}})}$$

Avec :

- s = 0,2 Pour les ciments à haute résistance et à durcissement rapide.
- s = 0,25 Pour les ciments normaux à durcissement rapide.
- s = 0,38 Pour les ciments à durcissement lent.

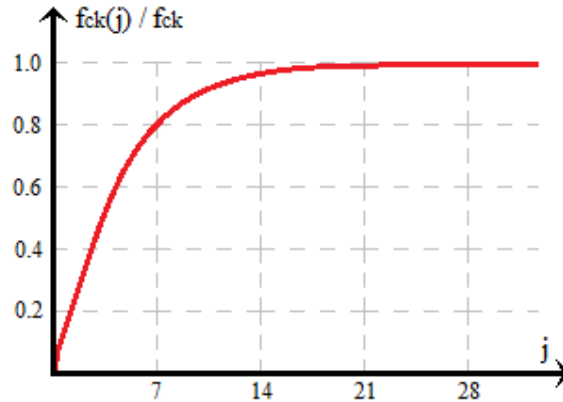


Fig. V.1 - Résistance aux jeunes âges du béton.

La résistance moyenne à la compression vaut :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La résistance moyenne à la traction peut être évaluée par la formule :

$$f_{ctm} = 0,3 \times (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

Les fractiles à 5 % et à 95 % autour de cette résistance sont obtenus en la multipliant respectivement par 0,7 et 1,3.

Pour un béton C40,50 :

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 3,5 \text{ MPa.} \\ f_{ctm, 0.05} &= 2,5 \text{ MPa.} \\ f_{ctm, 0.95} &= 4,6 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

V. 1. 4. Le module d'élasticité

Le module d'élasticité sécant du béton peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

Notre ouvrage franchit l'oued ISSER, où le climat est sec en été et humide par temps de froid (environ 60 %). La classe d'exposition, selon la norme EN 206-1, est de : **XC4**.

Le béton qu'on doit utiliser est :

- **C40/50** pour le tablier et les piles.
- **C30/37** pour les culées et les fondations.

Selon la classe d'exposition, nous devons choisir pour le béton un ciment CEM II/A de classe 42.5 R avec un dosage minimal de 260 kg/m^3 . Afin de permettre une mise en tension et un décoffrage rapide, on utilisera un adjuvant de type **Superplastifiant accélérateur de durcissement**.

Les contraintes limites de compression et de traction sont calculées selon la norme NF EN 1992-1-1 (Eurocode 2) ; elles sont égales respectivement à 24 MPa et -2,5 MPa.

V.2. Armatures de précontrainte

Sous forme de fils, de torons ou de barres, elles sont en acier à haute limite élastique, leur fabrication nécessite de différents traitements thermomécaniques ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers ordinaire.

V. 2. 1. Résistance

Les aciers de précontrainte ne présentent pas de véritable palier plastique ce qui ne permet pas de définir une véritable limite élastique. Elle est donc définie de façon conventionnelle comme le point d'intersection de la courbe contrainte-déformation et d'une droite parallèle à la droite élastique (de pente E_p) décalée de 0,1 %.

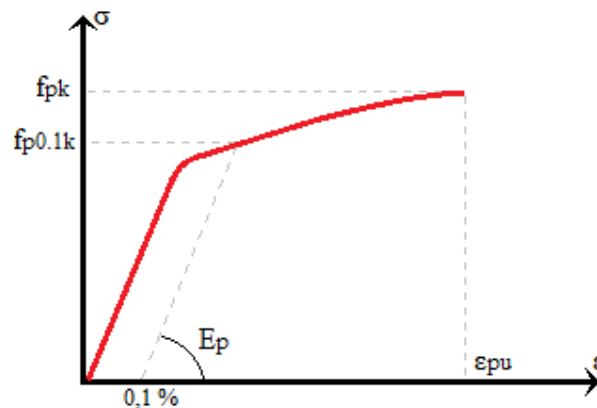


Fig. V.2 - Loi contrainte-déformation d'un acier de précontrainte.

Les aciers courants utilisés pour la précontrainte ont les résistances suivantes :

$$1400 \text{ MPa} \leq f_{p0.1k} \leq 1600 \text{ MPa}$$

$$1600 \text{ MPa} \leq f_{pk} \leq 1900 \text{ MPa}$$

Où :

- f_{pk} : Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte.
- $f_{p0.1k}$: Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte.

Pour les torons T15 :

$$\begin{aligned}f_{p0.1k} &= \mathbf{1583 \text{ MPa.}} \\f_{pk} &= \mathbf{1770 \text{ MPa.}}\end{aligned}$$

V. 2. 2. Module d'élasticité

Tous les aciers, quelle que soit leur résistance, ont pratiquement le même module d'élasticité soit, en moyenne, autour de 200000 MPa.

Pour les câbles de précontrainte, il n'est pas possible de fixer leur module d'élasticité qui dépend des paramètres suivants :

- Tracé du câble.
- Nombre d'armature constituant le câble.
- Mode d'enfilage des câbles.
- Qualité d'exécution.

Pour les calculs et à défaut de valeurs précises données par les fournisseurs, on adopte la valeur suivante qui n'est qu'un ordre de grandeur.

$$E_p = \mathbf{195000 \text{ MPa}}$$

V. 2. 3. Relaxation

Lorsque l'on tend un fil d'acier à une contrainte élevée, la longueur du fil étant maintenue constante, on remarque, au cours du temps, une diminution de la contrainte dans l'armature. Cette perte de tension, appelée relaxation, dépend essentiellement de trois paramètres :

- La qualité intrinsèque de l'acier. Certains traitements thermiques dits de stabilisation permettent de réduire la valeur de la relaxation.
- La tension initiale de l'armature. La relaxation reste faible tant que la contrainte est inférieure à 60 % de la limite élastique. Elle croît ensuite en fonction de la contrainte initiale.

Les caractéristiques du comportement en relaxation des armatures de précontrainte sont fournies par le producteur. Le taux de relaxation ρ_{1000} est mesuré à 1000 h dans des conditions normalisées d'essai (Norme EN 10138).

Pour notre ouvrage, le système adopté pour la précontrainte est le système **Freysinnet**. Nous allons utiliser des câbles de type **7T15, 12T15, 19T15**.

La force de précontrainte est calculée selon la norme EF EN 1992-1-1 :

$$\sigma_{p0} = \mathbf{1 \text{ 480 MPa}}$$

V. 3. Armature passive

Les caractéristiques mécaniques principales, précisées par la norme EN 10080, des armatures passives sont :

- Une limite élastique caractéristique f_{yk} de 500 MPa.
- Un module d'élasticité E_s de 200000 MPa.
- Des propriétés d'adhérence et d'ancrage.
- Une résistance suffisante à la fatigue.
- Une ductilité suffisante correspondant à la déformation sous contrainte maximale.

Les aciers qu'on doit utiliser sont de type **feE500**, la masse volumique est de **78,5 kN/m**.

CHAPITRE VI

Charges et surcharges

CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

VI. 1. Poids propre du tablier

La hauteur du tablier varie paraboliquement, ce qui rend fastidieux le calcul de son poids propre. Le chapitre précédent introduit ces calculs en déterminant les aires de plusieurs sections du tablier. Le schéma suivant illustre la répartition du poids propre du tablier :

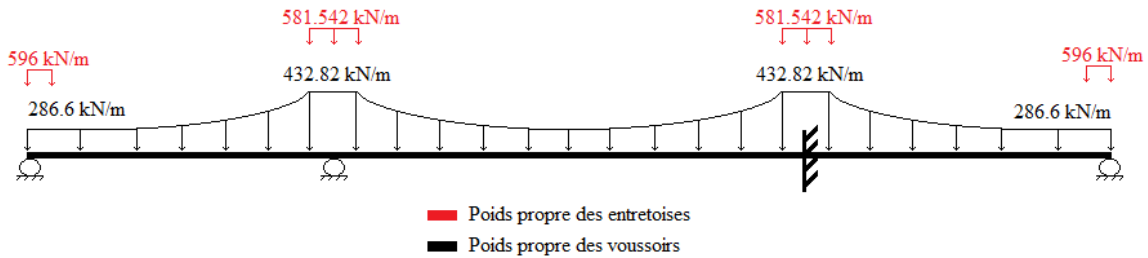


Fig. VI.1 - Répartition du poids propre du tablier.

A l'aide de la répartition ci-dessous, on calcule le poids propre comme suit :

$$PP \text{ des voussoirs : } PP_V = 286,6 * 230 + 4 * \frac{1}{3} (146,22 * 44,5) + 2 * 146,22 * 6$$

$$PP_V = 7626,16 \text{ t.}$$

$$PP \text{ des entretoises : } PP_E = 2 * 596 * 1,7 + 2 * 581,542 * 6$$

$$PP_E = 900,5 \text{ t.}$$

D'où le poids propre total du tablier : $PP = PP_V + PP_E$

$$PP = 8526,66 \text{ t.}$$

VI. 2. Charge des équipements

Les équipements des ponts ferroviaires diffèrent de ceux des ponts routiers. En effet, parmi ces équipements on trouve : le ballast, les rails, les caténaires...etc.

Dans ce qui suit, nous allons détailler les différents dispositifs présents sur un tablier de pont ferroviaire et indiquer les charges qu'ils induisent.

VI. 2. 1. Armement de la voie [9]

La voie est constituée de longs rails soudés. Les caractéristiques du matériel de voie utilisé sont les suivantes :

- Rails de profil **UIC 60**, d'une hauteur de **172 mm** et d'un poids de **60,3 kg/m**.

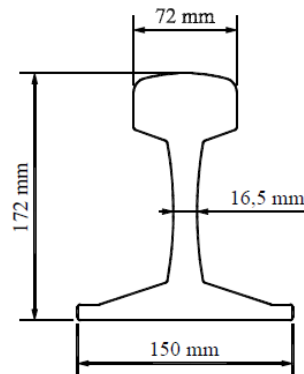


Fig. VI.2 - Rail UIC 60.

Le poids des rails se calcule comme suit :

$$P_{2\text{voie}} = 0,603 * 4 = 2,412 \text{ kN/m}$$

(On a multiplié par quatre car il y a deux voies et chaque voie est constituée de deux rails).

- Traverses béton bi-blocs, d'une longueur de **2,24 à 2,50 m** et d'un poids de **245 kg à 300 kg** ; les traverses sont posées à raison de **1666 unités** au kilomètre (soit au pas de **0,60 m** entre axes).

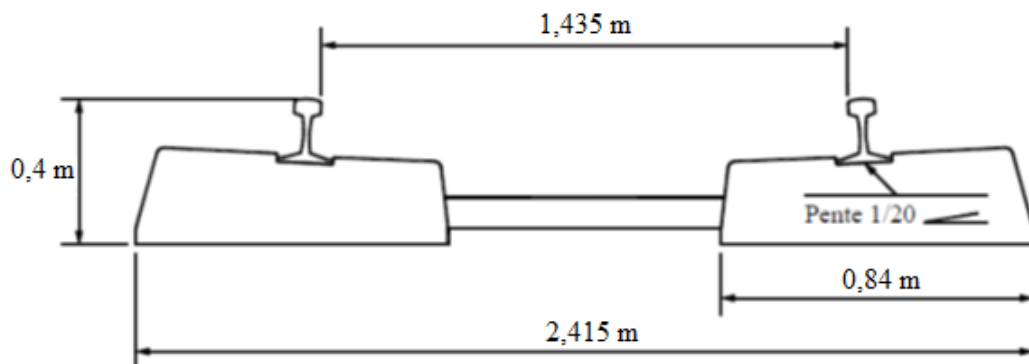


Fig. VI.3 - Traverse bi-blocs.

Avant de calculer leurs poids, déterminons le nombre de traverse :

On a : **1000 m** → **1666 unités.** D'où $N_{\text{traverses}} = \frac{230 \cdot 1666}{1000}$
230 m → $N_{\text{traverses}}$.

Le nombre de traverse est de **384**. Chacune d'entre elle pèse environ **280 kg**, donc le poids linéaire se déduit comme suit :

$$P_{\text{traverses}} = \frac{2,8 \cdot 384}{230} = 4,67 \text{ kN/m.}$$

On prend $P_{\text{traverses}} = 4,7 \text{ kN/m}$.

- Système d'attaches élastiques assurant le maintien de rails sur les traverses, comprenant des ressorts en acier et une semelle en élastomère de **9 mm** d'épaisseur entre rail et traverses.
- Les supports béton des appareils de voie et appareils de dilatation ont **0,20 m** d'épaisseur de façon à obtenir une épaisseur totale d'armement équivalente à la voie courante.

VI. 2. 2. Ballastage

Le ballast est constitué de matériaux très durs (gneiss, porphyres, basaltes, etc.), concassés en éléments anguleux, passés au tamis à mailles carrées donnant une granulométrie de **25/50** et lavés. Son épaisseur prend une valeur moyenne de **35 cm**, son poids volumique est de **20 kN/m³** ; d'où le poids linéaire du ballast :

$$P_{\text{ballast}} = 20 \cdot 0,35 \cdot 10,7 = 74,9 \text{ kN/m}$$

On prend: $P_{\text{ballast}} = 75 \text{ kN/m}$.

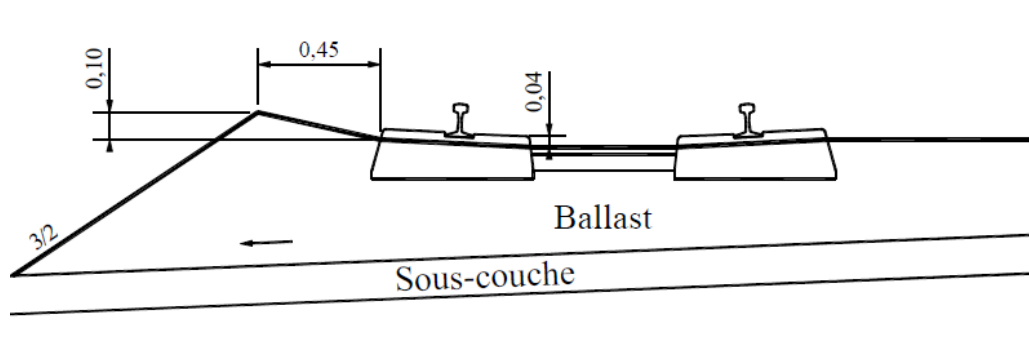


Fig. VI.4 – Coupe type du ballaste.

VI. 2. 3. Caténaire

C'est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténares ont un poids de **2,4 kN/m**.

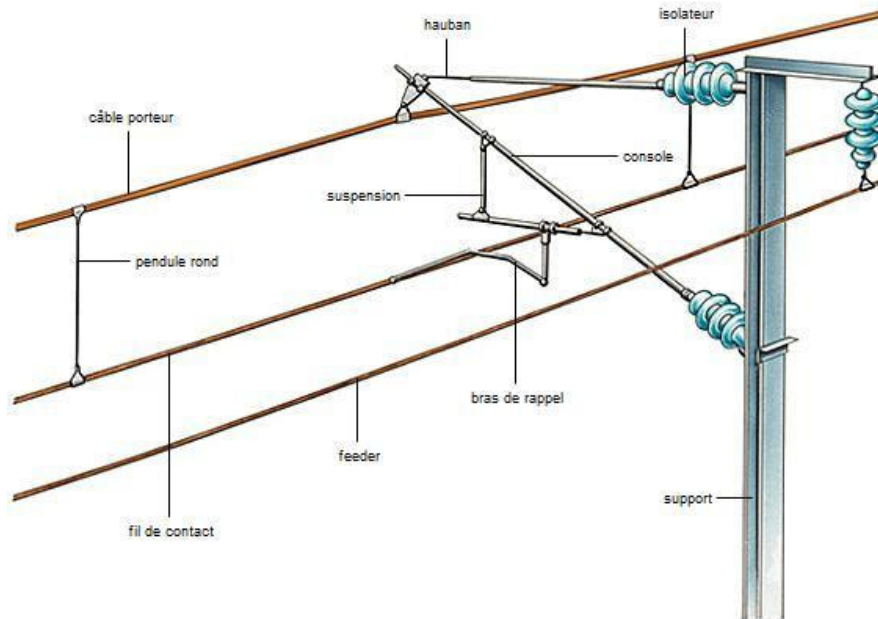


Fig. VI.5 - Caténaire.

VI. 2. 4. Garde-corps

Dans les ponts routiers, les garde-corps, comme leur nom l'indique, sont des barrières à hauteur d'appui servant à protéger les piétons. Dans les ouvrages ferroviaires, il n'y a pas de circulation piétonne, et les garde-corps sont utilisés pour contenir d'éventuelles projections de ballast causées par le souffle résultant des passages répétitifs des trains. Le poids de cet équipement est de **2 kN/m**.

VI. 2. 5. Etanchéité

L'imperméabilisation de notre ouvrage est constituée d'une couche de **5 cm** de béton de protection surmontée d'une chape d'étanchéité de **1 cm** d'épaisseur. Le poids volumique moyen des deux couches est de **22 kN/m³**. Le poids linéaire est :

$$P_{\text{étanchéité}} = (0,01+0,05)*12,82*22 = 16,92 \text{ kN/m.}$$

On prend $P_{\text{étanchéité}} = 17 \text{ kN/m.}$

VI. 2. 6. Trottoirs

Dans les ouvrages ferroviaires, les trottoirs servent à loger les câbles électriques et à y ancrer les garde-corps. Chacun d'eux est muni d'une corniche à son extrémité. Le poids des trottoirs et des corniches est de **22,4 kN/m**.

VI. 2. 7. Pondérations

Conformément à l'**Eurocode 1 (EN 1991-1-1, 5.2.3)**, quelques surcharges doivent être pondérées pour obtenir l'effet favorable ou défavorable qu'elles provoquent :

- Le poids du ballast est pondéré de $\pm 30\%$.
- Le poids de l'étanchéité est pondéré de $\pm 20\%$.
- Le poids des trottoirs est pondéré de $\pm 20\%$.

Le tableau qui suit récapitule les différentes charges des équipements calculées auparavant avec leurs coefficients de pondération (k_{inf} , k_{sup}).

Equipements	Poids (kN/m)	k_{inf}	k_{sup}
Rails	2,4	1	1
Traverses	4,7	1	1
Ballastages	75	0,7	1,3
Caténaires	2,4	1	1
Garde-corps	2	1	1
Étanchéité	17	0,8	1,2
trottoirs	22,4	0,8	1,2

Tableau. VI.1 - Coefficients de pondération des surcharges d'équipements.

VI. 3. Trafic ferroviaire

Il existe quatre schémas de charge :

VI. 3. 1. Schéma de charge UIC 71

Il représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. Il est disposé de la manière suivante :

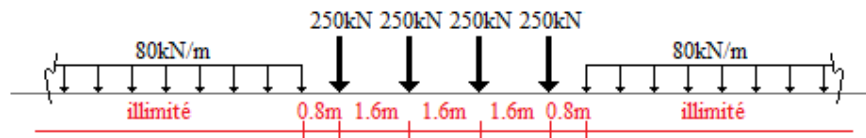


Fig. IV.6 - Schéma de charge UIC 71.

VI. 3. 2. Schéma de charge SW/0

Il représente l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes. Il est disposé de la manière suivante :

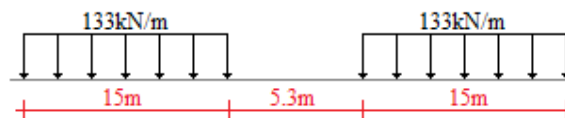


Fig. IV.7 - Schéma de charge SW/0.

VI. 3. 3. Schéma de charge SW/2

Il représente aussi l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes. Il est disposé de la manière suivante :

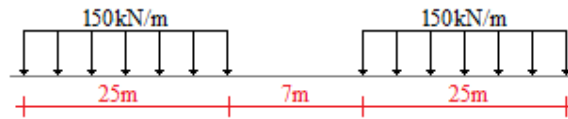


Fig. IV.8 - Schéma de charge SW/2.

VI. 3. 4. Train à vide

Il est utilisé pour certaines vérifications. Il est disposé sur toute la longueur du tablier comme suit :

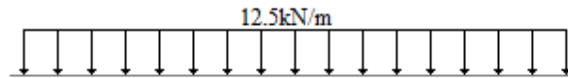


Fig. IV.9 - train à vide.

Les chargements verticaux à prendre en compte pour l'étude qui suit sont :

- UIC 71 + SW/0.
- SW/2.
- Train à vide.

VI. 4. Forces centrifuges

Notre ouvrage présente une courbe totale d'un rayon de **1500 m**. Du fait de l'importance de cette valeur ($>1200\text{m}$), il est possible d'assimiler notre ouvrage à un pont droit lors des calculs. Par conséquent, il n'est pas nécessaire de déterminer les forces centrifuges.

VI. 5. Effort de lacet

Cette effort représente une force concentrée horizontale, au niveau supérieur des rails, et perpendiculaire à l'axe de la voie. Il s'applique pour les voies en alignement ou en courbe ; sa valeur caractéristique est de **100 kN** (voir article **6.5.2 (2) de l'EN 1991-2**).

VI. 6. Efforts dus au freinage et au démarrage

Ces deux forces agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie. Conformément à l'article **6.5.3 de l'EN 1991-2**, ces efforts sont calculés comme suit :

Force de démarrage : 33 kN/m, appliqués sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charges **UIC 71** et le schéma de charges **SW**.

Force de freinage :

- **20 kN/m**, appliqués sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charges **UIC 71 et SW/0**.
- **35 kN/m**, appliqués sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charges **SW/2**.

En ce qui concerne les schémas de charges **SW/0** et **SW/2**, seules les parties chargées doivent être prise en compte

VI. 7. Effet de la température

La température affecte l'ouvrage de plusieurs manières :

VI. 7. 1. Température générale

Elle provoque une dilatation uniforme du tablier dans le sens longitudinal. Son effet est négligeable devant les autres charges.

VI. 7. 2. Gradient thermique

Le tablier subit une variation linéaire dans le sens vertical entre la fibre inférieure et la fibre supérieure de la section du caisson. Dans certains ouvrages ferroviaires, lorsque la hauteur de couverture (ballast + imperméabilisation) est importante, l'effet du gradient thermique diminue sensiblement. Pour notre ouvrage, l'épaisseur totale de la couverture est de **41 cm**, par conséquent, l'effet du gradient thermique est négligeable.

VI. 7. 3. Interaction voie-ouvrage d'art

Les deux structures (voie et ouvrage) sont soumises à des variations de température dans le temps. Ces variations sont en général d'ampleur différente et donnent ainsi naissance à des écarts de température entre l'ouvrage et la voie. Comme on n'a vu précédemment, notre ouvrage est préconisé contre le phénomène d'interaction.

VI. 8. Effet du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe de la voie. Ainsi, une pression se développe sur toute surface frappée. Dans notre étude, nous ne tiendrons pas compte de l'effet du vent car l'effet du séisme est prépondérant. Ce dernier sera traité lors de la vérification des piles.

VI. 9. Groupes de charges

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions composées résultantes sont appelées groupes de charges ; ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une et deux voies.

Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

Ces groupes sont décrits ci-dessous :

Une voie chargée

Groupe 11 : UIC71 / SW/0 + Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 13 : UIC71 / SW/0 + Effort de Freinage/Démarrage + Effort de lacet.

Groupe 14 : SW/2 + Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 15 : Train à Vide.

Deux voies chargées

Groupe 21 : Voie 1 : UIC71 / SW/0 + Effort de Freinage/Démarrage.

Voie 2 : UIC71 / SW/0 + Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 23 : Voie 1 : UIC71 / SW/0 + Effort de Freinage/Démarrage + lacet.

Voie 2 : UIC71 / SW/0 + Effort de Freinage/Démarrage + lacet.

Groupe 24 : Voie 1 : UIC71 / SW/0 + 0,75 x Effort de Freinage/Démarrage.

Voie 2 : SW/2 + 0,75 x Effort de Freinage/Démarrage.

VI. 10. Bases de dimensionnement

Dans le domaine des travaux publics, les structures doivent satisfaire à deux exigences fondamentales pour remplir leurs fonctions :

- **Sécurité de la structure.**
- **Performance de la structure.**

Ainsi, on définit un état-limite comme étant l'état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences. En général, on distingue :

➤ **Etat limite ultime (ELU)** : il se réfère à la sécurité structurale. On peut le considérer comme étant un état extrême pendant la durée de vie d'une structure. L'ELU se divise en un EL de résistance et un EL de perte d'équilibre statique.

➤ **Etat limite de service (ELS)** : il se réfère à la performance de la structure. C'est l'état correspondant à des conditions au-delà desquelles l'aptitude au service n'est plus satisfaite. L'ELU peut être considéré comme un état probable pendant la durée de vie d'une structure. Les ELS se divisent en :

- **ELS rares.**
- **ELS fréquents.**
- **ELS quasi-permanents.**

Les explications précédentes nous renvoient à une situation normale de dimensionnement, c'est-à-dire la situation durable. En fait, il faut considérer plusieurs situations :

- **Situation durable** (normale).
- **Situation transitoire** (exécution, réparation...etc.).
- **Situation accidentelle** (exceptionnelle).
- **Situation sismique** (exceptionnelle).

Une situation de dimensionnement est un ensemble de conditions physiques dans une durée définie pour laquelle les états-limites concernés ne sont pas atteints.

Dans le domaine ferroviaire, il existe un autre état-limite relatif à la répétition des actions, c'est l'**état-limite de fatigue**. Il est caractérisé à la fois par une exigence de sécurité et une exigence de performance de la structure.

VI. 11. Combinaisons de charges**VI. 11. 1. Etat limite ultime****VI. 11. 1. 1. Etat limite ultime d'équilibre statique***Pont vide*

$$1,1 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W + 1,5 T$$

Une voie chargée

$$1,1 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 [Gr11 ; Gr13] + 1,5 W + 1,5 T$$

$$1,1 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Gr14 + 1,5 W + 1,5 T$$

$$1,1 G_{\max} + G_{\min} + Gr15 + 1,5 W + 1,5 T$$

Deux voies chargées

$$1,1 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 [Gr21 ; Gr23] + 1,5 W + 1,5 T$$

$$1,1 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 [Gr24] + 1,5 W + 1,5 T$$

VI. 11. 1. 2. Etat limite ultime de résistance*Pont vide*

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W + 1,5 T$$

Une voie chargée

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 [Gr11 ; Gr13] + 1,5 W + 1,5 T$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Gr14 + 1,5 W + 1,5 T$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + Gr15 + 1,5 W + 1,5 T$$

Deux voies chargées

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 [Gr21 ; Gr23] + 1,5 W + 1,5 T$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Gr24 + 1,5 W + 1,5 T$$

VI. 11. 2. Etat limite de service**VI. 11. 2. 1. Etat limite de service rare***Pont vide*

$$G_{\max} + G_{\min} + W + T$$

Une voie chargée

$$G_{\max} + G_{\min} + [Gr11 ; Gr13 ; Gr14 ; Gr15] + W + T$$

Deux voies chargées

$$G_{\max} + G_{\min} + [\text{Gr21} ; \text{Gr23} ; \text{Gr24}] + W + T$$

VI. 11. 2. 2. Etat limite de service fréquent

Pont vide

$$G_{\max} + G_{\min} + 0,5 W + 0,6 T$$

Une voie chargée

$$G_{\max} + G_{\min} + 0,8 [\text{Gr11} ; \text{Gr13} ; \text{Gr14}] + 0,5 W + 0,6 T$$

Deux voies chargées

$$G_{\max} + G_{\min} + 0,6 [\text{Gr21} ; \text{Gr23} ; \text{Gr24}] + 0,5 W + 0,6 T$$

VI. 11. 2. 3. Etat limite de service quasi-permanent

$$G_{\max} + G_{\min} + 0,5 T$$

CHAPITRE VII

Etude des fléaux

CHAPITRE VII : ETUDE DES FLEAUX

VII. 1. Principe

Avant de claver les travées de rive et les fléaux entre eux, il est obligatoire de vérifier la stabilité de ces derniers en cours de construction. Pour que le fléau soit stable, il doit en aucun cas basculer sur la pile.

Il existe deux situations pouvant occasionner un déséquilibre des fléaux : la première est une situation temporaire de construction, la deuxième est une situation accidentelle. Dans ce qui suit, nous détaillerons les charges et les combinaisons qui caractérisent chaque situation.

VII. 2. Liaisons pile/fléau

Notre ouvrage comporte deux piles, donc deux fléaux symétriques longs de **95 m**. Ces fléaux ont des liaisons différentes avec les piles, le premier est encastré tandis que le deuxième est appuyé simplement.

Le premier ne pose pas de problème quant à sa fixation sur la pile du moment que l'encastrement assure la continuité entre les deux parties du pont. Par contre, l'autre fléau doit être fixé provisoirement lors de la confection des voussoirs. Pour ce faire, il existe plusieurs méthodes, dont l'utilisation d'une précontrainte de clouage (verticale) qui s'avère relativement économique pour des portées inférieures à **100 m**.

Ce procédé de solidarisation consiste à mettre en place des câbles verticaux qui descendent du VSP vers la pile comme le montre le schéma suivant :

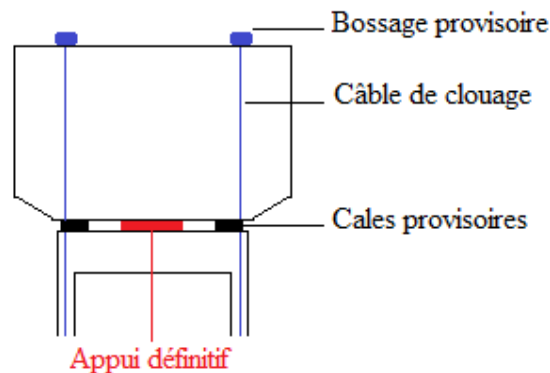


Fig. VII.1 - Précontrainte de clouage.

La vérification de cette précontrainte sera traitée plus loin.

VII. 3. Charges à prendre en considération

Les actions à prendre en compte lors de la construction du fléau sont :

VII. 3. 1. Le poids permanent des voussoirs

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de **2 % (G_{\max})** alors que le poids de son symétrique est minoré de **2 % (G_{\min})**.

VII. 3. 2. L'équipage mobile de coffrage

C'est une force concentrée appliquée à l'extrémité du fléau. Généralement, sa valeur correspond au demi-poids du voussoir le plus lourd. Soit $Q_{PRC1} = 627 \text{ kN}$. Cette charge doit être majorée de **6 %** du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorée de **4 %** du côté opposé ($Q_{PRC1\max}$, $Q_{PRC1\min}$).

VII. 3. 3. Les différentes surcharges de chantier

Elles sont divisées en deux :

- Une charge répartie Q_{PRA1} de **0,2 kN/m²** appliquée sur toute la longueur du fléau. Soit $Q_{PRA1} = 0,2 * 12,82 = 2,564 \text{ kN/m}$.
- Une charge concentrée Q_{PRA2} appliquée à l'extrémité du fléau, sa valeur est : $Q_{PRA2} = 50 + 5b = 114,1 \text{ kN}$ (b étant la largeur des voussoirs).

VII. 3. 4. Le vent Q_w

Pour les ouvrages de portée supérieure à **120 m**, on doit prendre en compte un vent vertical ascendant. Il est assimilé à une charge uniforme de **1,25kN/m²**.

Soit : $Q_w = 1,25 * 12,82 = 16,025 \text{ kN/m}$.

VII. 3. 5. Chute d'un équipage F_A

Elle est considérée comme une charge accidentelle causée par la chute d'un équipage. $F_A = - 2 * Q_{prc1\max}$.

VII. 4. Combinaisons de charges

Deux combinaisons de charges sont à étudier :

- **Situation de construction**

$$1,1 G + 1,25 (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRC1\min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_w).$$

- **Situation accidentelle**

$$1,1G + Q_{PRC1 \max} + Q_{PRC1\min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + F_A.$$

A l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012**, nous avons modélisé notre fléau comme un portique isostatique.

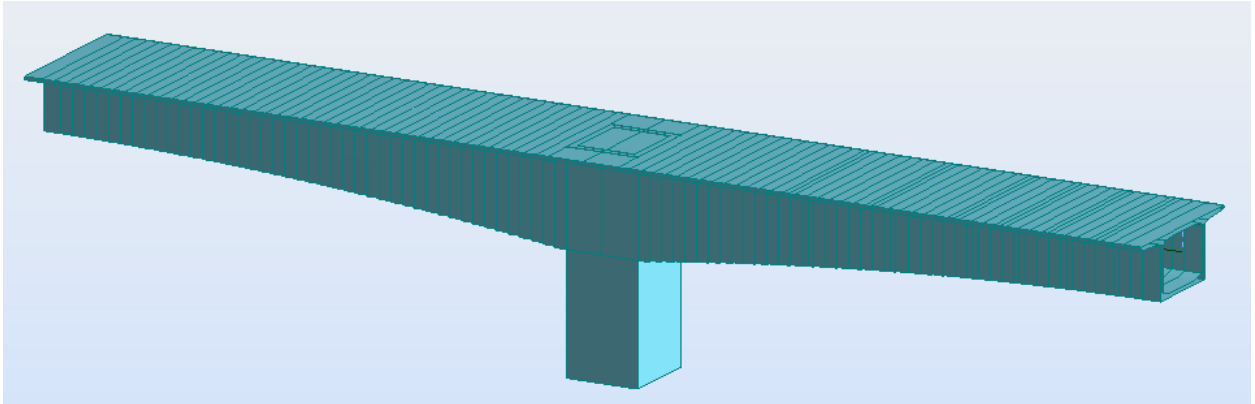


Fig. VII.2 - Modélisation du fléau.

VII. 5. Situation temporaire de construction

Afin de bénéficier d'un déséquilibre extrême du fléau, les charges précédentes sont disposées de la manière suivante :

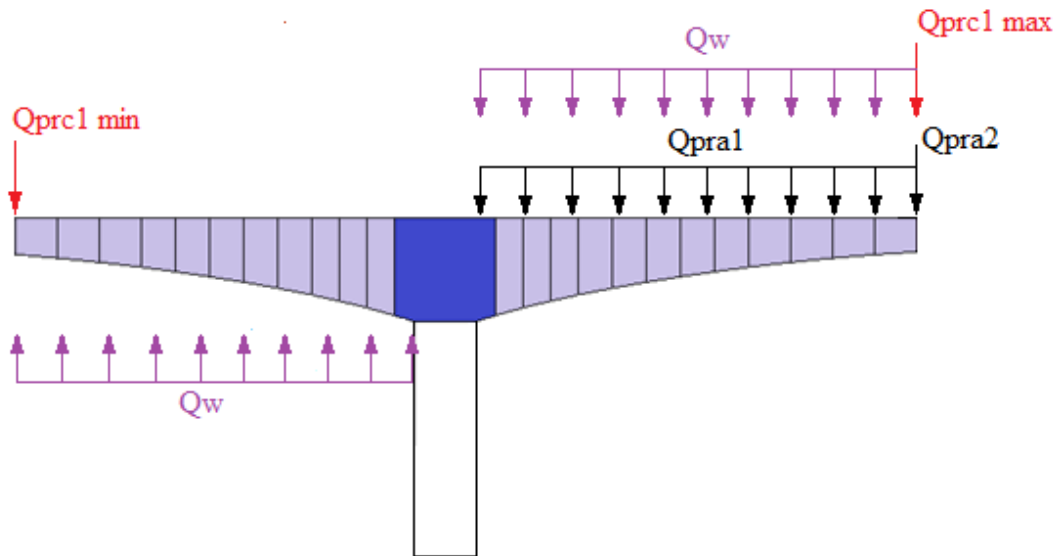


Fig. VII.3 - Disposition des surcharges en construction.

Le tableau suivant illustre les résultats des moments fléchissant des différentes surcharges et du poids permanent pour chaque section en situation temporaire de construction (un demi-fléau). Ces moments seront exploités ultérieurement pour le calcul de la précontrainte de fléau.

X (m)	Moments fléchissant (MN.m)					
	G	Q _{PRC1}	Q _{PRA1}	Q _{PRA2}	Q _W	Combinaison
0	320,156	31,57	2,893	5,42	18,878	425,623
5	274,615	28,246	2,316	4,849	14,473	364,432
8	234,84	26,523	2	4,507	12,506	315,244
11	198,641	24,259	1,708	4,165	10,675	269,514
14	165,866	22,265	1,439	3,822	8,992	228,100
17,5	130,473	19,939	1,154	3,423	7,211	183,179
21	101,952	17,612	0,9	3,024	5,627	146,100
24,5	76,224	15,286	0,678	2,624	4,239	112,380
28	54,434	12,96	0,488	2,225	3,047	83,277
31,5	36,444	10,634	0,328	1,826	2,051	58,637
35,5	20,396	7,975	0,185	1,369	1,154	35,789
39,5	9,031	5,217	0,082	0,913	0,513	18,340
43,5	2,253	2,658	0,021	0,456	0,128	6,557
47,5	0	0	0	0	0	0

Tableau. VII.1 - Moments fléchissant dans le demi-fléau.

Voici à présent les valeurs de l'effort tranchant, dont on aura besoin pour des vérifications ultérieures.

X (m)	Effort tranchant (MN)					
	G	Q _{PRC1}	Q _{PRA1}	Q _{PRA2}	Q _W	Combinaison
0	16	0,665	0,122	0,114	0,761	19,678
5	13,87	0,665	0,109	0,114	0,681	17,218
8	12,65	0,665	0,101	0,114	0,633	15,806
11	11,487	0,665	0,094	0,114	0,584	14,457
14	10,37	0,665	0,086	0,114	0,537	13,159
17,5	9,122	0,665	0,077	0,114	0,481	11,705
21	7,927	0,665	0,068	0,114	0,425	10,310
24,5	6,782	0,665	0,059	0,114	0,369	8,969
28	5,677	0,665	0,05	0,114	0,313	7,672
31,5	4,608	0,665	0,041	0,114	0,256	6,414
35,5	3,422	0,665	0,031	0,114	0,192	5,017
39,5	2,267	0,665	0,021	0,114	0,128	3,654
43,5	1,127	0,665	0,01	0,114	0,064	3,206
47,5	0	0,665	0	0,114	0	0,974

Tableau. VII.2 - Efforts tranchants dans le demi-fléau.

VII. 6. Situation accidentelle

Le déséquilibre du fléau est obtenu de la manière suivante :

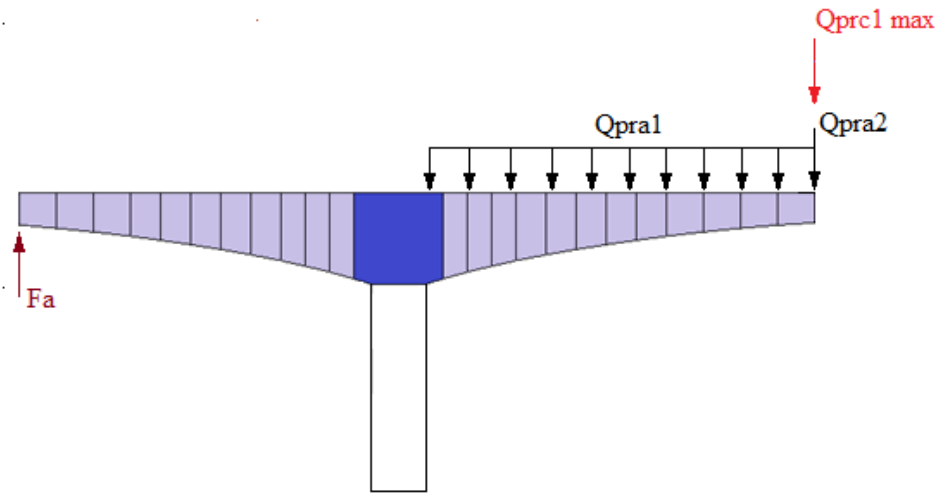


Fig. VII.4 - Disposition des surcharges. Situation accidentelle.

En ce qui concerne la vérification de la pile (et de la fondation), nous aurons besoin des moments extrêmes repris par cette dernière.

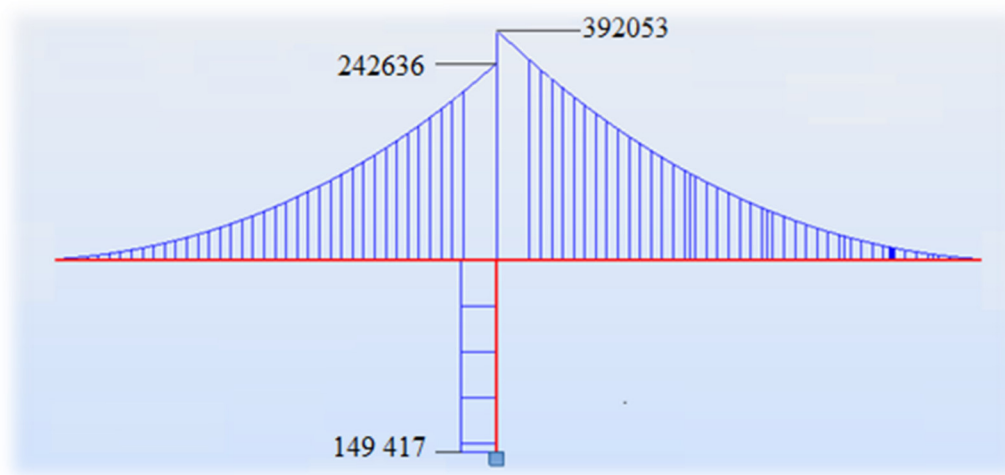


Fig. VII.5 - Moment fléchissant. Situation accidentelle.

En ce qui concerne le fléau appuyé simplement sur la pile, il est nécessaire de vérifier l'encastrement provisoire constitué des câbles de clouage et des cales.

VII. 7. Calcul du nombre de câbles par file

L'encastrement provisoire est obtenu par l'emploi de deux files de câbles précontraints. Soit M et N les sollicitations résultantes des combinaisons précédentes, F la tension des câbles.

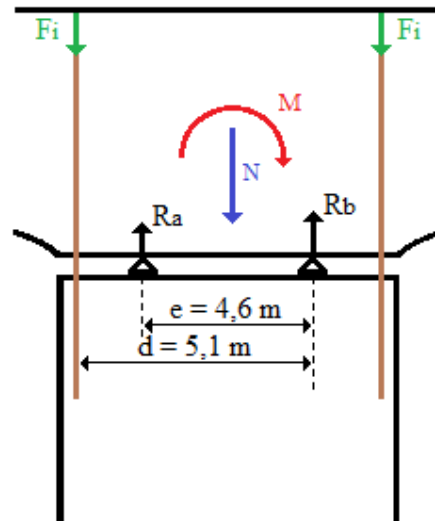


Fig. VII.6 - Géométrie du système de clouage.

VII. 7. 1. Situation en construction

$$M = 139,64 \text{ MN.m}$$

$$N = 39,3 \text{ MN.}$$

On calcule l'excentricité de ces deux efforts : $M/N = 3,55 \text{ m}$. On remarque que l'excentricité est inférieure à l'entraxe des cales ($e = 4,6 \text{ m}$), d'où l'emploi des câbles de clouage pour rétablir l'équilibre du fléau afin qu'il ne décolle pas. En établissant les équations d'équilibre, on trouve :

$$F_I \geq M/e - N/2 = 10,7 \text{ MN..... (1).}$$

D'autre part :

$$F_I = n \cdot (1-p) \cdot \sigma_{p0} \cdot A_p \text{..... (2).}$$

n : nombre de torons.

Nous nous proposons d'utiliser des câbles 12T15.

p : Pourcentage de perte pris égal à 15%.

$$\sigma_{p0} = \min (0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k}) = 1416 \text{ MPa}$$

$$A_p : \text{section du toron} = 139 \text{ mm}^2.$$

De (1) et (2) on trouve :

$$F_I = n \cdot 0,167 \geq 10,7 \text{ MN.}$$

D'où :

$$n \geq 63,95.$$

Donc le nombre de câbles par file est : $68,15/12 = 5,33 = 6$ câbles 12T15

VII. 7. 2. Situation accidentelle

Dans cette situation on tolère un léger décollement du voussoir. Ce dernier sera équilibré par la surtension des câbles de la file gauche et la compression des cales de l'autre file.

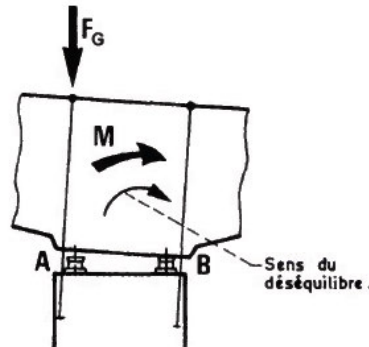


Fig. VII.7 - Basculement du voussoir.

En faisant l'équilibre des efforts appliqués au VSP, on sort avec la relation suivante :

$$n \cdot A_p = (M - N \cdot e/2) \cdot d/K.$$

n : nombre de torons.

A_p : section du toron = 139 mm^2 (T15).

e : entraxe des cales = $4,6 \text{ m}$.

d : distance entre un câble et la file de cales opposée ($5,1 \text{ m}$).

$$K = (1 - p) \times \sigma_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times [d^2 + (d - e)^2]$$

D'où $n = 74$.

Donc le nombre de câble est: $74/12 = 6$ câbles.

De plus, il faut vérifier la rotation du fléau en cas d'accident. Pour ce faire, on doit calculer la variation de tension dans la file située du côté du soulèvement :

$$\Delta\sigma = f_{peg} - (1-p) \cdot \sigma_{p0} = 379,4 \text{ MPa.}$$

L'allongement relatif des câbles vaut : $\varepsilon = \Delta\sigma/E_s = 1,897 \cdot 10^{-3}$.

Soit la longueur libre des câbles $L = 12 \text{ m}$. la rotation du VSP est alors de :

$$\tan(\alpha) = L \cdot \varepsilon / d = 4 \cdot 10^{-3}. \text{ D'où } \alpha = 0,26^\circ.$$

On remarque que cette valeur est très faible et il n'y a pas de grand danger quant au basculement du VSP.

CHAPITRE VIII

Etude longitudinale

CHAPITRE VIII : ETUDE LONGITUDINALE

Après avoir déterminé les charges et surcharges qui s'appliquent sur le tablier, le travail suivant consiste à trouver les moments longitudinaux maximaux et les efforts tranchants engendrés par ces charges. Pour ce faire, on utilise le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012**. Les diagrammes des sollicitations sont fournis dans l'annexe 2.

Le tablier est modélisé comme suit :

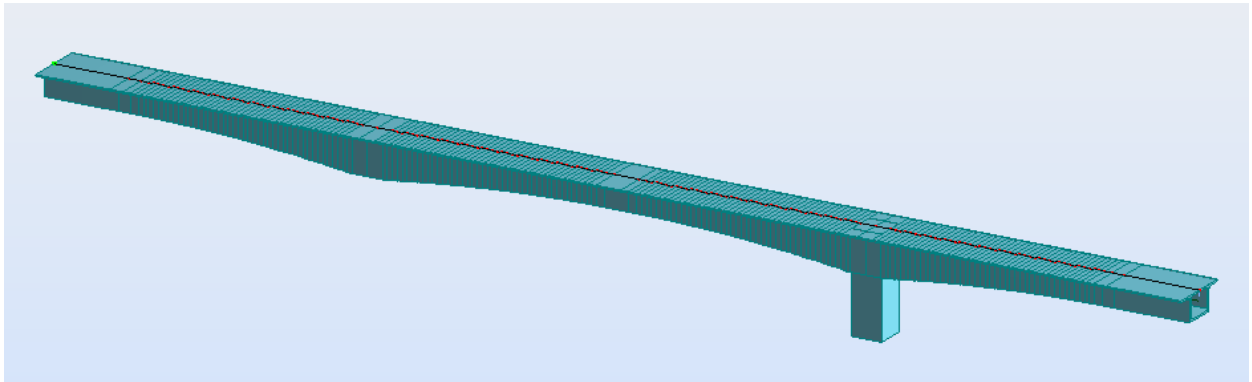


Fig. VIII.1 - Modèle du tablier dans le logiciel de calcul.

VIII. 1. Réactions des appuis

Le schéma suivant montre la désignation des appuis :



Fig. VIII.2 - Désignation des appuis.

Le tableau suivant récapitule les réactions minimales et maximales de toutes les charges :

Charge		Réaction (kN)			
		Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4
Poids propre		9423,12	49507,13	69935,76	10123,15
Equipements	Effet favorable	1819,02	9019,49	9158,6	1972,49
	Effet défavorable	2976,09	14756,77	14984,36	3227,18
Train à vide (1 voie)		267,59	1159,14	1167,93	280,34
UIC71 (1 voie)	Min	-627,44	-207,02	-17,73	478,50
	Max	2200,94	7527,88	7850,19	3158,84
SW/0 (1 voie)	Min	-503,30	-198,93	-321,97	-322,63
	Max	2678,78	3877,13	3882,01	2653,94
SW/2 (1 voie)	Min	-844,07	-295,86	-478,86	-545,66
	Max	3779,21	6938,05	6968,12	3692,78

Tableau. VIII.1 - Réactions d'appuis.

VIII. 2. Interaction voie-ouvrages d'art

La présence d'un tablier dilatable, pouvant se déplacer sous une voie équipée de longs rails soudés continus, introduit une discontinuité des caractéristiques de l'assise de cette dernière. Cette discontinuité entraîne des déplacements relatifs entre l'assise et la voie, lorsque le tablier se dilate, et par conséquent des efforts appliqués aux rails et à la structure, ainsi que des variations de contraintes supplémentaires dues aux forces produites par les charges ferroviaires.

Lorsque la voie ferrée est continue aux extrémités de l'ouvrage, il se produit un phénomène d'interaction entre les deux. Ce phénomène est causé par les forces longitudinales (générées dans la voie) qui se répartissent par interaction entre la voie et le pont. Parmi ces forces on cite :

- La dilatation thermique.
- Les charges horizontales de freinage et de démarrage.
- La déformation angulaire de la structure aux appuis due à l'application des charges verticales sur l'ouvrage qui amène à considérer deux effets :
 - ✓ Un mouvement de la structure dans le sens longitudinal.
 - ✓ Des contraintes de flexion supplémentaires dans les rails.

Afin d'éviter ce phénomène, nous avons décidé de mettre en place des joints de dilatation des rails aux extrémités de l'ouvrage. Ainsi, la voie n'est plus continue et l'interaction voie-ouvrage d'art n'a pas lieu d'être.

VIII. 3. Etude dynamique

Dans les ponts ferroviaires, les sollicitations et déformations statiques dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- Les vitesses de circulations et les forces d'inertie.
- Les défauts aléatoires des roues et de la voie.
- Le passage plus au moins régulier d'une succession de charge qui peut exciter l'ouvrage, et par conséquent, conduire la structure à sa mise en résonance.

Parmi les facteurs qui influent sur le comportement dynamique on cite :

- La fréquence propre et l'amortissement de la structure.
- L'espacement des essieux et les défauts des roues et de la voie
- La vitesse de franchissement.
- L'espacement régulier des éléments d'appui de la voie et de ceux de l'ouvrage.

Pour prendre en compte les effets dynamiques, on introduit des coefficients Φ_1 et Φ_2 . Pour les calculer, il faut vérifier deux conditions : la première sur la flèche sous poids permanent et la deuxième sur la vitesse. Au cas où les conditions ne sont pas vérifiées, il y a lieu de faire une étude dynamique plus approfondie.

Les coefficients Φ_1 et Φ_2 ne sont valables que si la vitesse des charges est inférieure à **220 km/h (160 km/h dans notre cas)**, et que si la flèche sous poids permanent est située entre les limites indiquées ci-après :

Limite supérieure : $4\text{m} \leq L \leq 20\text{m} : f_s = 0,049 L^2 \text{ mm.}$
 $20\text{m} \leq L \leq 100\text{m} : f_s = 0,564 L^{1,184} \text{ mm.}$

Limite inférieure : $4\text{m} \leq L \leq 25\text{m} : f_s = 0,035 L^{1,5} \text{ mm.}$
 $L > 25 \text{ m} : \text{pas de limite.}$

L : portée principale de l'ouvrage (**100 m**).

f : flèche sous poids permanent (poids propre + poids des équipements).

Pour déterminer la flèche sous poids permanent, nous sommes contraints d'utiliser le **logiciel Autodesk Robot Analysis Professional 2012**, car le calcul manuel est fastidieux (nombre d'appui, chargement parabolique, inertie variable...).

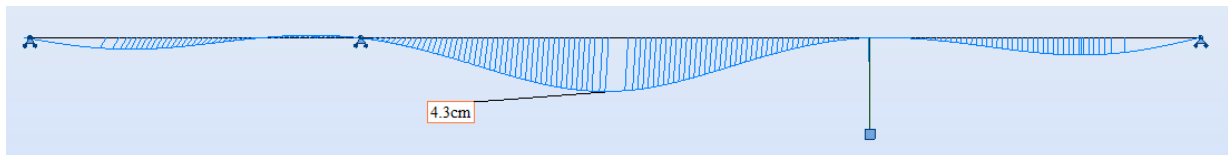


Fig. VIII.3 - Déformée sous charges permanentes.

La flèche maximale dans le tablier est : **$f_{\max} = 43 \text{ mm.}$**

Le graphe suivant illustre les limites de la flèche :

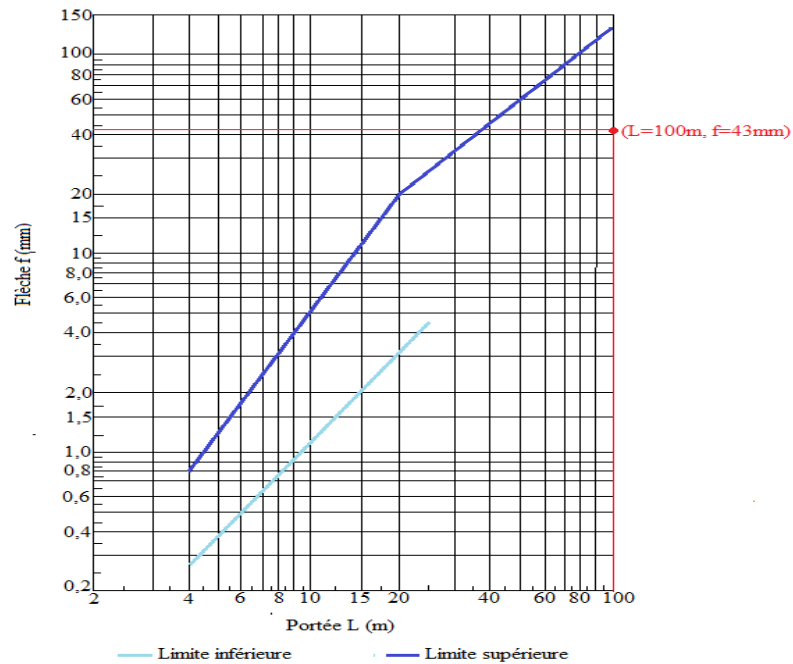


Fig. VIII.4 - Limitation de la flèche.

D'après le graphe, notre cas se situe entre les deux limites, donc la condition sur la flèche est vérifiée et on n'a pas besoin de faire une étude dynamique approfondie.

VIII. 4. Détermination du coefficient dynamique Φ (Selon l'EN 1991-2, 6.4.5.2)

Pour les schémas de charge UIC 71 et SW, il y a lieu d'introduire le coefficient dynamique (Φ_1 ou Φ_2 selon le cas). A défaut, on utilise Φ_2 , cas d'un entretien de voie soigné.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{avec : } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67.$$

$L\Phi$: Longueur caractéristique en m. (voir cas 4.1 du tableau 6.2 de l'EN 1991-2)

$$L\Phi = 3 * 6,86 = 20,58 \text{ m.}$$

D'où :

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{20,58} - 0,2} + 0,82.$$

$$\Phi_2 = 1,15.$$

En ce qui concerne le train à vide, Φ est pris égal à 1.

CHAPITRE IX

La précontrainte

CHAPITRE IX : LA PRECONTRAINTE

Le béton étant limité lorsqu'il est soumis à la traction, l'ingénieur **E.FREYSSINET** s'est inspirée de cela pour inventer le béton précontraint en **1928**.

Le principe est simple : afin d'éviter des fissurations importantes de traction dans le béton, ce dernier est volontairement comprimé préalablement dans les zones tendues pour réduire au maximum les contraintes de traction susceptibles de se produire en construction et en service.

La précontrainte est effectuée par la mise en tension d'armatures spécifiques. Elles doivent présenter les critères suivants :

- Très bonne qualité et très forte résistance élastique.
- Bonne résistance à la corrosion, faible relaxation, et ductilité suffisante.

Les formes d'armature qu'on peut rencontrer sont : **les fils, les barres et les torons**.

Forme	f _{pk} (MPa)	Diamètre (mm)	Utilisation
Fils	1700 à 1800	< 12,5	Prédalles, poutrelles ...etc.
Barres	1900	> 12,5	Ouvrages de soutènement, tirants...etc.
Torons	2000	2 à 5	Ponts, tunnels...etc.

Tableau. XI.1 - Armatures de précontrainte.

Dans les ouvrages d'art (notamment le nôtre), le toron est la forme la plus utilisée. Il est composé de plusieurs fils de petit diamètre (2 à 5 mm) enroulés en hélices sur eux-mêmes ou sur un fil central. Pour obtenir des résistances plus importantes, les torons sont regroupés pour constituer des câbles.

Ils existent deux procédés principaux de précontrainte :

- **La pré-tension** : les câbles sont tendus avant le bétonnage des éléments précontraints et sont ancrés par adhérence.
- **La post-tension** : les câbles sont tendus juste après le bétonnage. Ils sont ancrés dans des bossages ou des déviateurs en béton.

Les armatures de précontrainte doivent être conçues de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Chaque type d'ouvrage nécessite un ou plusieurs types de câbles.

Dans les ponts construits par encorbellement, le câblage est constitué de trois familles de câbles : **les câbles de fléau, les câbles de continuité intérieurs (ou câbles éclisses) et les câbles de continuité extérieurs**.

Dans ce qui suit, nous allons étudier chaque famille de câbles en mentionnant leurs rôles, leurs emplacements, leurs nombres ainsi que les dispositions constructives à prendre en compte.

IX. 1. Précontrainte de fléau

Son rôle est de reprendre les moments négatifs engendrés par la construction des fléaux. Les câbles de fléau sont logés dans les goussets supérieurs, leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

IX. 1. 1. Prédimensionnement

Les étapes suivantes servent à déterminer le type et le nombre de câbles de cette famille. La contrainte induite par une flexion composée est :

$$\sigma = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 Y}{I} + \frac{MY}{I}$$

Le calcul de la force de précontrainte P se fait en fourchette, tout en respectant les conditions suivantes dans les fibres extrêmes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 v'}{I} + \frac{Mv'}{I} \leq \sigma_c \\ \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v}{I} - \frac{Mv}{I} \geq \sigma_t \end{array} \right.$$

P : Force de précontrainte.

S : Aire de la section transversale.

v' : Distance entre la CDG de la section et la fibre la plus comprimée.

v : Distance entre la CDG de la section et la fibre la plus tendue.

I : Moment d'inertie de la section.

M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux chargements extérieurs.

e₀ : Excentrement du câble.

σ_c : Contrainte limite de compression de béton.

σ_t : Contrainte limite de traction de béton.

Selon la norme EN 1992-1-1, Il convient de limiter les contraintes de compression et de traction dans le béton dans la structure du fait de la force de précontrainte et des autres charges agissant à la mise en tension ou au relâchement de la précontrainte.

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck} \quad ; \quad \sigma_t \geq - f_{ctk 0,05}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ctk 0,05} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{tableau 3.1 de l'article 3.1.2 de l'EN 1992-1-1})$$

On prend alors : **σ_c = 24 MPa**

$$\sigma_t = 0 \text{ MPa} \quad (\text{classe I})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P \leq \frac{\sigma_c - \frac{Mv'}{I}}{\frac{1}{S} - \frac{e_0 v'}{I}} \\ P \geq \frac{\sigma_t + \frac{Mv}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 v}{I}} \end{array} \right.$$

Pour simplifier le calcul, le pourcentage de perte est estimé égal à 20%.

La tension initial au niveau des vérins σ_{pm0} est limitée par l'eurocode au minimum de $0,8 f_{pk}$ et $0,9 f_{p0,1k}$. La valeur de la force de précontrainte initiale P_{pm0} est égale à :

$$P_{pm0} = A_p \cdot \sigma_{pm0}$$

$$\sigma_{pm0} = \min (0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k})$$

et le nombre n de câbles est égale à : A_p/A

Où : A_p : Aire de section du câble.

A : Section nominale du câble.

f_{pk} : Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte.

$f_{p0,1k}$: Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte.

	f_{pk} (MPa)	$f_{p0,1k}$ (MPa)	ϕ (mm)	A (mm ²)
T15	1770	1583	15,2	139

Tableau. XI.2 - Caractéristiques du T15.

$$\sigma_{pm0} = \min (0,8.1770 ; 0,9.1583)$$

$$\sigma_{pm0} = 1416 \text{ MPa}$$

La répartition des câbles de fléau doit être faite d'une manière à arrêter le même nombre de câbles par âme afin d'éviter la torsion. Le tableau suivant donne le nombre de câbles arrêtés par les âmes de chaque voussoir :

	M_{max} (MN.m)	Inertie (m ⁴)	Aire (m ²)	v' (m)	v (m)	e_0 (m)	P_{min} (MN)	n (Toron)	N 12T15	Câble par voussoir	Câble par âme
Vp	425,62	173,4253	17,31	3,93	4,06	3,81	84,71	430,40	36	0	0
V1	364,43	157,8276	16,79	3,85	3,88	3,63	75,25	382,34	34	2	1
V2	315,24	137,2928	16,07	3,73	3,62	3,37	68,74	349,28	30	4	2
V3	269,51	119,7291	15,39	3,63	3,38	3,13	62,01	315,06	28	2	1
V4	228,10	104,7727	14,78	3,53	3,16	2,91	55,30	280,97	24	4	2
V5	183,17	90,1268	14,11	3,42	2,93	2,68	47,11	239,35	20	4	2
V6	146,10	78,1564	13,53	3,33	2,73	2,48	39,73	201,89	18	2	1
V7	112,38	68,4739	13,02	3,24	2,55	2,30	32,20	163,60	14	4	2
V8	83,27	60,6070	12,58	3,17	2,40	2,15	25,03	127,20	12	2	1
V9	58,63	54,6693	12,21	3,11	2,27	2,02	18,36	93,29	8	4	2
V10	35,78	49,4985	11,89	3,05	2,16	1,91	11,65	59,23	6	2	1
V11	18,34	45,9750	11,65	3,01	2,07	1,82	6,15	31,25	4	2	1
V12	6,55	43,9042	11,50	2,99	2,03	1,78	2,23	11,38	2	2	1
Vc	0	43,2457	11,46	2,98	2,01	1,76	0	0	0	2	1

Tableau. XI.3 - Nombre de câbles du demi-fléau.

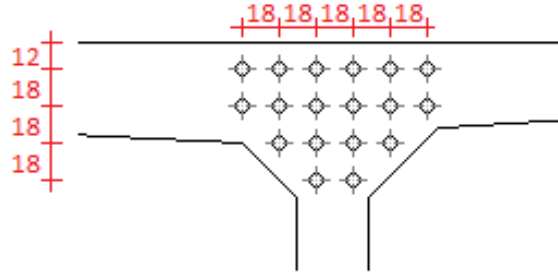


Fig. XI.1 - Répartition des câbles dans les goussets

IX. 1. 2. Tracé des câbles

Les câbles de fléau subissent des déviations verticales et des déviations en plan du gousset qui est le point de départ du câble, vers l'âme qui est le point d'arrivée.

IX. 1. 2. 1. En élévation

Généralement les câbles subissent une seule déviation en élévation pour permettre leurs ancrages aux âmes afin de réduire les contraintes de cisaillement. Le tracé du câble doit être parabolique, son rayon de courbure ne doit pas être inférieur à 6 m.

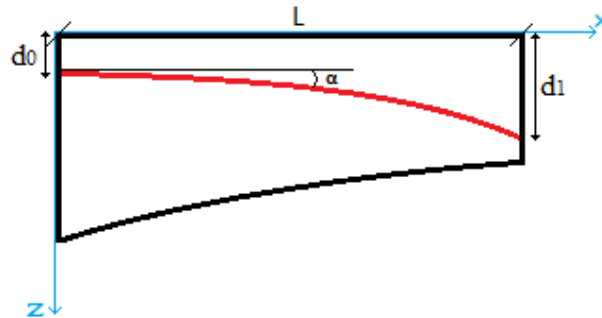


Fig. XI.2 - Tracé en élévation des câbles.

L'équation du rayon de courbure est :

$$R = \frac{x^2}{y}$$

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'à l'avant dernier voussoir de son ancrage, dans le dernier voussoir le tracé du câble devient parabolique, son équation de courbure est de la forme :

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

On peut déterminer les coefficients a, b et c en connaissant les conditions aux limites qui sont le point de départ, le point d'arrivée et la tangente au point d'ancrage.

$$\tan(\alpha) = \frac{dy}{dx} = \frac{2y}{L}$$

Tel que : $y = d_1 - d_0$

L'équation devient donc :

$$d(x) = d0 + (d1 - d0) \times \frac{x^2}{L^2}$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

Câble	d0 (m)	d1 (m)	L (m)	y (m)	R (m)	α°	Equation de courbure
1	0,66	0,98	2	0,32	12,5	17,75	$0,08 x^2 + 0,66$
2	0,66	0,8	3	0,14	64,28	5,33	$0,0155 x^2 + 0,66$
3	0,48	1,14	3	0,66	13,63	23,76	$0,0733 x^2 + 0,48$
4	0,48	0,62	3	0,14	64,28	5,33	$0,0155 x^2 + 0,48$
5	0,48	0,62	3	0,14	64,28	5,33	$0,0155 x^2 + 0,48$
6	0,48	0,96	3	0,48	18,75	17,75	$0,0533 x^2 + 0,48$
7	0,3	0,44	3,5	0,14	87,5	4,57	$0,0114 x^2 + 0,3$
8	0,3	0,78	3,5	0,48	25,52	15,34	$0,0392 x^2 + 0,3$
9	0,3	0,44	3,5	0,14	87,5	4,576	$0,0114 x^2 + 0,3$
10	0,3	0,44	3,5	0,14	87,5	4,57	$0,0114 x^2 + 0,3$
11	0,3	0,78	3,5	0,48	25,52	15,34	$0,0392 x^2 + 0,3$
12	0,3	0,44	3,5	0,14	87,5	4,57	$0,0114 x^2 + 0,3$
13	0,12	0,3	3,5	0,18	68,05	5,87	$0,0147 x^2 + 0,12$
14	0,12	0,64	3,5	0,52	23,55	16,55	$0,0424 x^2 + 0,12$
15	0,12	0,3	4	0,18	88,88	5,14	$0,01125 x^2 + 0,12$
16	0,12	0,3	4	0,18	88,88	5,14	$0,01125 x^2 + 0,12$
17	0,12	0,3	4	0,18	88,88	5,14	$0,01125 x^2 + 0,12$
18	0,12	0,3	4	0,18	88,88	5,14	$0,01125 x^2 + 0,12$

Tableau. IX.4 - Equation des câbles en élévation.

IX. 1. 2. 2. En plan

En plan, les câbles suivent un tracé parallèle par rapport à l'axe longitudinal du caisson. Ce tracé suit une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou le câble présente deux paraboles consécutives constituant un S afin d'assurer un bon ancrage dans le dernier voussoir.

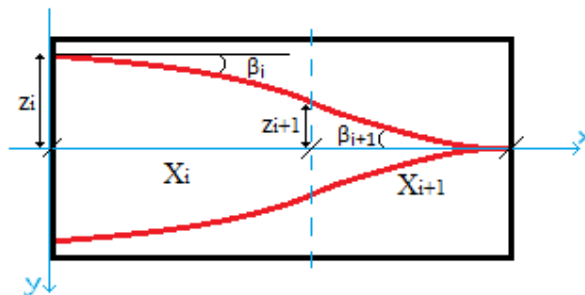


Fig. IX.3 - Tracé en plan des câbles.

L'équation de chaque courbure est de la forme :

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

Les rayons de courbures sont :

$$\begin{cases} R_i = \frac{x_i^2}{z_i - z_{i+1}} \\ R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{z_{i+1}} \end{cases}$$

Les angles de l'inclinaison des tangentes sont :

$$\begin{cases} \tan(\beta_i) = \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i} \\ \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2 \times z_{i+1}}{x_{i+1}} \end{cases}$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

Câble	Z _i	Z _{i+1}	X _i	X _{i+1}	R ₁	R ₂	β ₁	β ₂	Eq. Courbure 1	Eq. Courbure 2
1	0,09	0,04	1,2	0,8	28,8	16	4,76	5,71	-0,0347x ² +0,09	0,00446x ² -0,0643x+0,1107
2	-0,09	-0,04	1,8	1,2	-64,8	-36	-3,18	-3,81	0,0154x ² -0,09	-0,00154x ² +0,0407x-0,1083
3	0,09	0,04	1,8	1,2	64,8	36	3,18	3,81	-0,0154x ² +0,09	0,00154x ² -0,0407x+0,1083
4	-0,09	-0,04	1,8	1,2	-64,8	-36	-3,18	-3,81	0,0154x ² -0,09	-0,00154x ² +0,0407x-0,1083
5	0,27	0,12	1,8	1,2	21,6	12	9,46	11,31	-0,0462x ² +0,27	0,00463x ² -0,1222x+0,325
6	-0,27	-0,12	1,8	1,2	-21,6	-12	-9,46	-11,31	0,0462x ² -0,27	-0,00463x ² +0,1222x-0,325
7	0,09	0,04	2,1	1,4	88,2	49	2,72	3,27	-0,0113x ² +0,09	0,00102x ² -0,0343x+0,1075
8	-0,09	-0,04	2,1	1,4	-88,2	-49	-2,72	-3,27	0,0113x ² -0,09	-0,00102x ² +0,0343x-0,1075
9	0,27	0,12	2,1	1,4	29,4	16,33	8,13	9,73	-0,0340x ² +0,27	0,00306x ² -0,1028x+0,3225
10	-0,27	-0,12	2,1	1,4	-29,4	-16,33	-8,13	-9,73	0,0340x ² -0,27	-0,00306x ² +0,1028x-0,3225
11	0,45	0,2	2,1	1,4	17,64	9,8	13,39	15,95	-0,0566x ² +0,45	0,0051x ² -0,1714x+0,5375
12	-0,45	-0,2	2,1	1,4	-17,64	-9,8	-13,39	-15,95	0,0566x ² -0,45	-0,0051x ² +0,1714x-0,5375
13	0,09	0,04	2,1	1,4	88,2	49	2,72	3,27	-0,0113x ² +0,09	0,00102x ² -0,0343x+0,1075
14	-0,09	-0,04	2,1	1,4	-88,2	-49	-2,72	-3,27	0,0113x ² -0,09	-0,00102x ² +0,0343x-0,1075
15	0,27	0,12	2,4	1,6	38,4	21,33	7,12	8,53	-0,0260x ² +0,27	0,00213x ² -0,0886x+0,3204
16	-0,27	-0,12	2,4	1,6	-38,4	-21,33	-7,12	-8,53	0,0260x ² -0,27	-0,00213x ² +0,0886x-0,3204
17	0,45	0,2	2,4	1,6	23,04	12,8	11,77	14,04	-0,0434x ² +0,45	0,00335x ² -0,1477x+0,5341
18	-0,45	-0,2	2,4	1,6	-23,04	-12,8	-11,77	-14,04	0,0434x ² -0,45	-0,00335x ² +0,1477x-0,5341

Tableau. IX.5 - Equations des câbles en plan.

Le schéma de câblage serait le suivant :

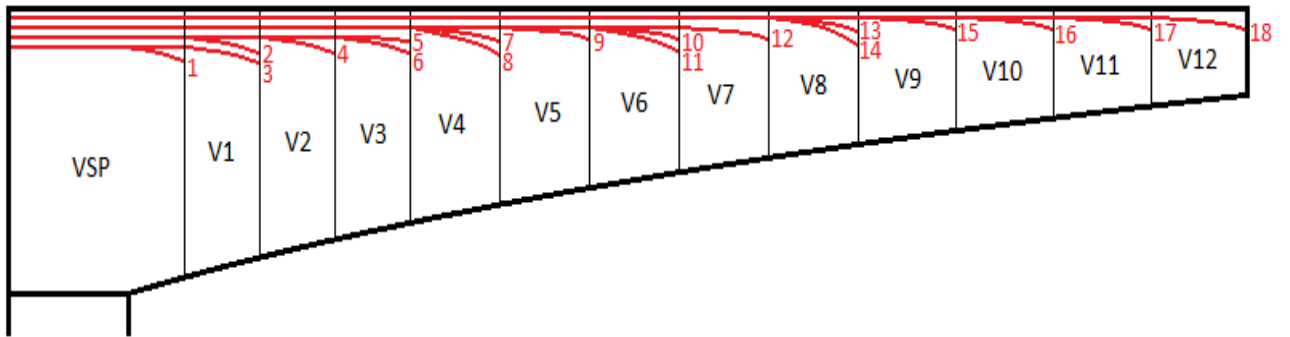


Fig. IX.4 - Schéma de câblage en élévation.

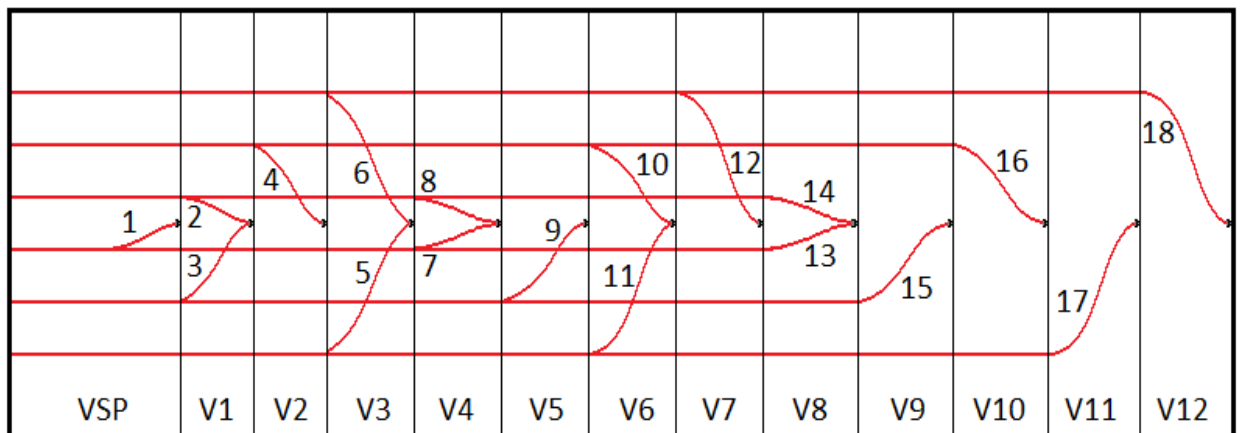


Fig. IX.5 - Schéma de câblage en plan.

IX. 1. 3. Calcul des pertes de précontrainte

La tension d'une armature de précontrainte en un point et à un instant donné est différente de la tension appliquée au câble par le vérin lors de sa mise en œuvre. En effet, se superposent, des phénomènes **instantanés** de pertes de précontraintes et des phénomènes **différés** ne se stabilisant qu'au bout d'un temps théoriquement infini.

Lors de la mise en tension, les pertes sont dues :

- aux frottements du câble sur sa gaine.
- au recules des ancrages.
- à la non-simultanéité des mises en tensions des différents câbles.

Au cours du temps s'y ajoutent les effets :

- du retrait du béton.
- de relaxation des aciers.
- du fluage du béton.

IX. 1. 3. 1. Pertes instantanées

IX. 1. 3. 1. 1. Frottements

Lors de la mise en tension, le câble tend à se mettre en ligne droit en se plaquant sur la génératrice intérieure de la gaine dans les parties courbes de son tracé.

Du fait du déplacement du câble sous l'action du vérin, se produit un frottement entre le câble et la gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage. La perte due à cette réduction de tension est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_{p\theta} = \sigma_{pm0}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

μ : Coefficient de frottement du câble sur la gaine.

θ : La somme arithmétique des déviations projetées dans les deux plans.

k : La somme arithmétique des déviations parasites par mètre linéaire.

σ_{pm0} : Tension à l'origine.

Selon l'Eurocode :

$$\mu = 0,19 \text{ rd}^{-1}$$

$$k = 0,003 \text{ rd/m} \quad (\text{Article. 5.10.5.2 de l'EN 1992-1-1})$$

$$\sigma_{pm0} = 1416 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

Voussoir	Câble	α°	$\beta1^\circ$	$\beta2^\circ$	θ (rd)	x (m)	$\Delta\sigma_{p\sigma}$ (MPa)
Vp	1	17,75	4,76	5,71	0,4925	2	127,964026
V1	2	5,33	3,18	3,81	0,2151	5	60,5802029
	3	23,76	3,18	3,81	0,5365	5	140,884169
V2	4	5,33	3,18	3,81	0,2151	8	62,8959902
V3	5	5,33	9,46	11,31	0,4556	11	125,537757
	6	17,75	9,46	11,31	0,6722	11	177,576709
V4	7	4,57	2,72	3,27	0,1844	14,5	60,0298721
	8	15,34	2,72	3,27	0,3723	14,5	107,578469
V5	9	4,57	8,13	9,73	0,3915	18	114,926119
V6	10	4,57	8,13	9,73	0,3915	21,5	117,519174
	11	15,34	13,39	15,95	0,7797	21,5	209,854822
V7	12	4,57	13,39	15,95	0,5918	25	168,514209
V8	13	5,87	2,72	3,27	0,2071	28,5	76,5883048
	14	16,55	2,72	3,27	0,3934	28,5	123,179209
V9	15	5,14	7,12	8,53	0,3630	32,5	118,628359
V10	16	5,14	7,12	8,53	0,3630	36,5	121,582997
V11	17	5,14	11,77	14,04	0,5401	40,5	167,271452
V12	18	5,14	11,77	14,04	0,5401	44,5	170,11531
$\Sigma\Delta\sigma_{p\sigma}$							2251,22715

Tableau. IX.6 - Pertes dues aux frottements.

IX. 1. 3. 1. 2. Recule d'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton, ce mouvement dépend du type d'ancrage utilisé. Il peut être pratiquement nul (cas des ancrages vis-écrou bien centrés), négligeable (raccourcissement élastique et léger défaut de calage des ancrages Type BBR) ou important (cas des ancrages à coincement conique).

Le déplacement g du câble vers l'intérieur de la gaine est gent par les forces de frottement avec celle-ci. A une distance d , la somme des efforts de frottement équilibre la perte de tension due au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement de l'armature par rapport a sa gaine. Le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au-delà de la section située a l'abscisse d .

Si on admet que les variations de la précontrainte sont linéaires en x , les diagrammes des contraintes dans l'acier, avant et après tassement d'ancrage, sont représentés par des droites symétriques par rapport a une parallèle a l'axe des x .

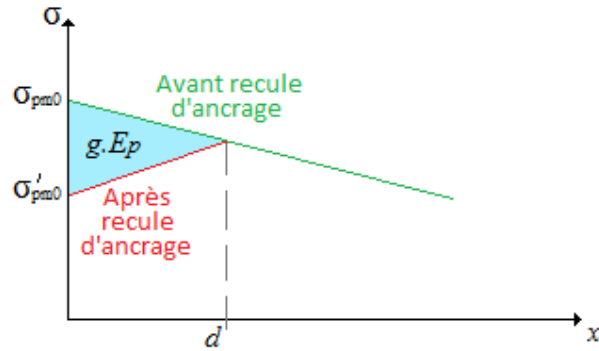


Fig. IX.6 - Effet d'un recule d'ancrage.

Lors du tassement d'ancrage, un élément de câble de longueur dx se raccourcit de $\delta(dx)$. On admet que le comportement de l'acier est élastique et suit la loi de Hook. La perte de contrainte le long de cet élément, du fait du recul d'ancrage, a pour valeur :

$$\Delta\sigma_{Psl} = E_p \frac{\delta(dx)}{dx}$$

$$\delta(dx) = \frac{\Delta\sigma_{Psl}}{E_p} dx$$

Or, on a évidemment :

$$g = \int_0^x \delta(dx)$$

Donc :

$$g \cdot E_p = \int_0^x \Delta\sigma_{Psl} dx$$

L'intégrale ci-dessus représente l'aire comprise entre les deux diagrammes de force, avant et après tassement d'ancrage.

$$g \cdot E_p = d^2 \cdot K \cdot \sigma_{Pm0}$$

D'où :

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{K \cdot \sigma_{Pm0}}}$$

Dans le cas où $d < x$, les pertes n'auront pas lieu.

Le déplacement g du câble est pris égal à : **5 mm**

Tel que : $K = \left[\frac{\theta}{l} + k \right]$

La perte due au recule d'ancrage est :

$$\Delta\sigma_{Psl} = 2Kd$$

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

Voussoir	Câble	θ (rd)	x (m)	K	d	$\Delta\sigma_{Psl}$ (Mpa)
Vp	1	0,4925	2	0,04735	3,763	0
V1	2	0,2151	5	0,00874	8,758	0
	3	0,5365	5	0,02095	5,657	0
V2	4	0,2151	8	0,00567	10,868	0
V3	5	0,4556	11	0,00843	8,915	0,15049459
	6	0,6722	11	0,01218	7,421	0,18080536
V4	7	0,1844	14,5	0,00298	14,985	0,08953948
	8	0,3723	14,5	0,00544	11,095	0,12092877
V5	9	0,3915	18	0,00470	11,944	0,11233812
V6	10	0,3915	21,5	0,00402	12,902	0,10399266
	11	0,7797	21,5	0,00746	9,482	0,14149854
V7	12	0,5918	25	0,00506	11,505	0,11662415
V8	13	0,2071	28,5	0,00195	18,543	0,07235968
	14	0,3934	28,5	0,00319	14,494	0,09257231
V9	15	0,3630	32,5	0,00269	15,786	0,08499856
V10	16	0,3630	36,5	0,00245	16,515	0,0812443
V11	17	0,5401	40,5	0,00310	14,701	0,09126784
V12	18	0,5401	44,5	0,00287	15,272	0,08785539
					$\Sigma\Delta\sigma_{Psl}$	1,52651976

Tableau. IX.7 - Pertes dues aux glissements.

IX. 1. 3. 1. 3. Non simultanéité des mises en tension

Les armatures assurant la précontrainte du fléau ne sont pas toutes mises en tension en même temps. Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même poutre provoque une perte de tension. En effet, une fois le premier câ ble tendu et ancre, la mise en tension du deuxième câ ble provoque un raccourcissement du béton. Le premier câ ble mis en tension subit la même déformation, ce qui provoque une baisse de sa tension. Si la poutre comporte n câbles, le premier câ ble subit l'effet des n-1 câbles suivants et ainsi de suite. Seul le dernier câ ble ne subit pas ce type de perte.

Au niveau du CDG des câbles, le poids propre, les charges de chantier et chaque mise en tension engendrent sur le béton une contrainte $\delta\sigma_c$.

$$\delta\sigma_c = \frac{P}{A_c} + \frac{Pe_0^2}{I} - \frac{Me_0}{I}$$

Le raccourcissement relatif du béton, supposé suivre la loi de Hook, a pour valeur :

$$\varepsilon_c = \frac{\delta\sigma_c}{E_c}$$

E_c : Module de déformation instantanée du béton.

A_c : Section du béton.

Les câbles déjà tendus subissent le même raccourcissement relatif que le béton et donc une chute de contrainte.

$$\delta\sigma_p = \delta\sigma_c \frac{E_p}{E_c}$$

Le premier câble tendu subit une variation de tension du fait des n-1 câbles suivants, sa perte totale sera :

$$\delta\sigma_{p1} = (n - 1)\delta\sigma_c \frac{E_p}{E_c}$$

De même pour l' $i^{\text{ème}}$ câble :

$$\delta\sigma_{pi} = (n - i)\delta\sigma_c \frac{E_p}{E_c}$$

$E_p = 195000 \text{ MPa}$.

$E_c = 35000 \text{ MPa}$. (Tableau 3.1 de l'article 3.1.2 de l'EN 1992-1-1)

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

Voussoir	Câble	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$e_o \text{ (m)}$	P (MN)	M (MN.m)	$\delta\sigma_c \text{ (Mpa)}$	$\Delta\sigma_{pi} \text{ (MPa)}$
Vp	1	17,31	173,425	3,81	85,02	425,62	2,687	252,947986
V1	2	16,79	157,827	3,63	75,58	364,43	2,433	215,516106
	3	16,79	157,827	3,63	75,58	364,43	2,433	202,04635
V2	4	16,07	116,757	3,37	70,85	315,24	2,211	171,353469
V3	5	15,39	119,729	3,13	61,40	269,51	1,974	142,077023
	6	15,39	119,729	3,13	61,40	269,51	1,974	131,148021
V4	7	14,78	104,772	2,91	51,96	228,10	1,386	84,4066471
	8	14,78	104,772	2,91	51,96	228,10	1,386	76,7333155
V5	9	14,11	90,126	2,68	47,23	183,17	1,668	83,1265499
V6	10	13,53	78,156	2,48	37,79	146,10	1,131	50,0981769
	11	13,53	78,156	2,48	37,79	146,10	1,131	43,8359048
V7	12	13,02	68,473	2,30	33,06	112,38	1,321	43,8814423
V8	13	12,58	60,607	2,15	23,61	83,27	0,726	20,0888356
	14	12,58	60,607	2,15	23,61	83,27	0,726	16,0710685
V9	15	12,21	54,669	2,02	18,89	58,63	0,791	13,1417961
V10	16	11,89	49,498	1,91	14,17	35,78	0,855	9,47156253
V11	17	11,65	45,975	1,82	9,44	18,34	0,768	4,25449294
V12	18	11,50	43,904	1,78	4,72	6,55	0,485	0
$\Sigma\Delta\sigma_{pi}$								1560,19875

Tableau. IX.8 - Pertes dues au non simultanéité des mises en tension.

La somme des pertes instantanées est égale    : **3822,534 MPa**

$$\Delta\sigma_{p \text{ inst}} = 3822,534 \text{ MPa}$$

IX. 1. 3. 2. Les pertes différées

L'Eurocode propose une formule qui permet de calculer la perte globale due aux effets différés (pour les gains injectées au coulis de ciment), en fonction du temps.

$$\Delta\sigma_{p, c+s+r} = \frac{\Delta\varepsilon_r(t) \times E_p + 0,8 \times \Delta\sigma_{pr} + \alpha \times \Phi(t, t_0) \times \delta\sigma_c}{1 + \alpha \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_p}{I_c} \times e_0^2\right) \times [1 + 0,8 \times \Phi(t, t_0)]}$$

$\Delta\varepsilon_r(t)$: Le retrait en fonction du temps.

$\Delta\sigma_{pr}$: La perte due à la relaxation.

E_{cm} : Le module d'élasticité sécant du béton.

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 35220 \text{ MPa}$$

E_p : Le module d'élasticité de la précontrainte.

$$\alpha = E_p / E_{cm} = 5,536$$

$\Phi(t, t_0)$: La fonction du fluage en fonction du temps et de l'âge du béton lors de l'application des efforts.

$\delta\sigma_c$: La contrainte dans le béton au niveau des câbles, due aux charges permanentes, quasi-permanentes et à l'effet de la précontrainte.

A_p : L'aire de la section de précontrainte.

A_c : L'aire de la section du béton.

I_c : L'inertie dans la section du béton.

e_0 : l'excentrement des câbles de précontrainte.

IX. 1. 3. 2. 1. Retrait

Au cours de son durcissement, le béton subit une diminution de volume appelée retrait. Ce retrait n'est pas terminé lorsque les câbles de précontrainte sont mis en tension. Soit $\Delta\varepsilon_r$ le raccourcissement dû au retrait (retrait de dessiccation, et retrait endogène) qui s'effectue après la mise en tension.

Le **retrait endogène** (appelé aussi retrait d'auto-dessiccation ou retrait d'hydratation) est une conséquence de la consommation interne d'eau lors de l'hydratation du ciment. Ce retrait ne devient important que lorsque le rapport eau/ciment (E/C) est petit.

Le **retrait de dessiccation** (ou de séchage) se produit par diffusion de l'eau vers les faces exposées au séchage en présence d'un gradient hydrique entre le béton et l'air ambiant. Ce retrait se produit très lentement et dure plusieurs années.

Les câbles de précontrainte, solidaires du béton, subissent le même raccourcissement que celui-ci ; il s'ensuit une perte de tension qui a pour expression :

$$\Delta\sigma_{ps} = \Delta\varepsilon_r(t) \cdot E_p$$

L'évolution du retrait en fonction du temps est représentée par la courbe suivante :

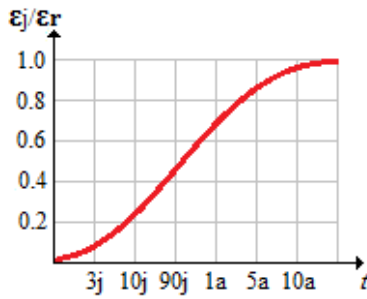


Fig. IX.7 - Evolution du retrait. [8]

Dans la formule donnant la perte par retrait, $\Delta\varepsilon_r(t)$ est donc :

$$\Delta\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r(t) - \varepsilon_r(t_0)$$

Et :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_{cd}(\infty) \times \frac{j}{j + 0,04 \times h_0^{1,5}} + \varepsilon_{ca}(\infty) \times (1 - e^{(-0,2 \times \sqrt{j})})$$

j : Exprimé en jours.

h₀ : Le rayon moyen de la pièce exprimé en millimètres.

$$h_0 = \frac{2A_c}{U}$$

U : Le périmètre.

ε_{ca} : Retrait endogène.

$$\varepsilon_{ca, \infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-4} \quad (\text{en } \text{‰})$$

Pour notre cas ($f_{ck}=40\text{MPa}$), on trouve :

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \mathbf{0,0075 \text{ ‰}}$$

ε_{cd} : Retrait de séchage.

Les ordres de grandeur du retrait final par séchage du béton sont :

Humidité relative	Résistance du béton (MPa)	
	40	80
40 %	0,48 ‰	0,31 ‰
80 %	0,25 ‰	0,16 ‰

Tableau. IX.9 - Déformation par retrait de dessiccation. [8]

Pour notre cas, l'humidité relative de la région est estimée égale à : 60 %

Par une interpolation on trouve :

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \mathbf{0,365 \text{ ‰}}$$

IX. 1. 3. 2. 2. Fluage

Le béton n'est pas un matériau élastique parfait. Soumis à une contrainte constante, il se déforme au cours du temps. Sa déformation différée est environ le double de sa déformée instantanée.

Pour un calcul plus précis, il faut passer par la détermination du coefficient de fluage $\Phi(\infty, t_0)$ depuis le tableau suivant :

Age t_0 du béton au chargement (Jours)	Rayon moyen = $2Ac / U$ (mm)					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche RH = 50 %			Atmosphère humide RH = 80 %		
1	5,4	4,4	3,6	3,5	3,0	2,6
7	3,9	3,2	2,5	2,5	2,1	1,9
28	3,2	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90	2,6	2,1	1,6	1,6	1,4	1,2

Tableau. IX.10 - Coefficient de fluage à $t = \infty$. [8]

IX. 1. 3. 2. 3. Relaxation

Lorsque l'on tend un fil d'acier à une contrainte élevée, la longueur du fil étant maintenue constante, on remarque, au cours du temps, une diminution de la contrainte dans l'armature. Cette perte de tension, appelée relaxation.

La perte de contrainte par relaxation en fonction du temps t exprimé en heures est de la forme :

$$\Delta\sigma_{Pr} = \sigma_{Pi} \times k1 \times \rho1000 \times e^{(k2t)} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-3}$$

σ_{Pi} : La contrainte initiale.

$$\mu = \sigma_{Pi} / f_{pk}$$

f_{pk} : Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte.

$\rho1000$: Taux de relaxation exprimé en %.

Les paramètres $k1$ et $k2$ dépendent de la classe des armatures.

		$\rho1000$	$k1$	$k2$
Classe 1	Fils ou torons ordinaires	8 %	5,39	6,7
Classe 2	Fils ou torons à basse relaxation	2,5 %	0,66	9,1
Classe 3	Barres	4 %	1,98	8

Tableau. IX.11 - Paramètres des formules de relaxation. [8]

Pour le calcul de la perte différée total, on considère que :

- $t_0 = 7$ j.
- Le calcul à 7300 j (20 ans) représente le retrait à $t = \infty$.
- Le calcul à 500000 h (Environ 57 ans) représente la relaxation à $t = \infty$.

Les tableaux suivants donnent les valeurs des pertes totales différées pour chaque câble :

Voussoir	Câble	U (m)	$A_c(m^2)$	Ho (mm)	$\varepsilon_r(7j)$	$\varepsilon_r(7500j)$	$\Delta\varepsilon_{ri}(t)$	
Vp	1	65,45	17,3128	529,038	8,2566E-06	0,00034968	0,00034143	
V1	2	65,43	16,79668	513,424	8,4909E-06	0,00035063	0,00034214	
	3	65,43	16,79668	513,424	8,4909E-06	0,00035063	0,00034214	
V2	4	65,31	16,07336	492,217	8,8386E-06	0,00035189	0,00034305	
V3	5	65,1	15,39956	473,104	9,1851E-06	0,00035302	0,00034383	
	6	65,1	15,39956	473,104	9,1851E-06	0,00035302	0,00034383	
V4	7	64,78	14,7803	456,323	9,5189E-06	0,00035399	0,00034447	
	8	64,78	14,7803	456,323	9,5189E-06	0,00035399	0,00034447	
V5	9	64,29	14,1198	439,253	9,8907E-06	0,00035497	0,00034508	
V6	10	63,65	13,53492	425,292	1,0222E-05	0,00035576	0,00034554	
	11	63,65	13,53492	425,292	1,0222E-05	0,00035576	0,00034554	
V7	12	62,89	13,02566	414,236	1,0504E-05	0,00035638	0,00034588	
V8	13	61,99	12,5824	405,949	1,0728E-05	0,00035684	0,00034612	
	14	61,99	12,5824	405,949	1,0728E-05	0,00035684	0,00034612	
V9	15	60,95	12,21894	400,949	1,0868E-05	0,00035712	0,00034625	
V10	16	59,6	11,89028	399,003	1,0924E-05	0,00035723	0,0003463	
V11	17	58,08	11,65422	401,316	1,0858E-05	0,0003571	0,00034624	
V12	18	56,37	11,50984	408,367	1,0661E-05	0,00035671	0,00034605	
							$\Delta\varepsilon_{ri}(t)$	0,00034469

Tableau. IX.12 - Raccourcissement du au retrait.

Voussoir	Câble	$\sigma_{pi}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pr}(MPa)$	$e_o(m)$	$A_p(m^2)$	$A_c(m^2)$	$\delta\sigma_c(MPa)$	$\Phi(\infty, t_o)$	$\Delta\sigma_{p, c+s+r}$	
Vp	1	1033,53	24,08	3,81	0,0050	17,3128	2,687	2,384	57,780	
V1	2	1138,58	34,52	3,63	0,0044	16,7966	2,433	2,402	63,043	
	3	1071,82	27,49	3,63	0,0044	16,7966	2,433	2,402	57,472	
V2	4	1180,69	39,79	3,37	0,0041	16,0733	2,210	2,427	64,566	
V3	5	1147,36	35,57	3,13	0,0036	15,3995	1,974	2,450	58,452	
	6	1106,28	30,94	3,13	0,0036	15,3995	1,974	2,450	54,780	
V4	7	1270,95	53,72	2,91	0,0030	14,7803	1,386	2,470	65,174	
	8	1231,09	47,08	2,91	0,0030	14,7803	1,386	2,470	59,906	
V5	9	1217,32	44,97	2,68	0,0027	14,1198	1,668	2,490	62,291	
V6	10	1247,97	49,79	2,48	0,0022	13,5349	1,131	2,507	58,945	
	11	1161,89	37,35	2,48	0,0022	13,5349	1,131	2,507	49,053	
V7	12	1203,21	42,91	2,30	0,0019	13,0256	1,321	2,520	56,226	
V8	13	1319,12	62,91	2,15	0,0013	12,5824	0,725	2,529	64,015	
	14	1276,55	54,72	2,15	0,0013	12,5824	0,725	2,529	57,482	
V9	15	1284,06	56,08	2,02	0,0011	12,2189	0,791	2,535	59,557	
V10	16	1284,80	56,22	1,91	0,0008	11,8902	0,855	2,538	60,618	
V11	17	1244,35	49,20	1,82	0,0005	11,6542	0,768	2,535	53,820	
V12	18	1245,79	49,43	1,78	0,0002	11,5098	0,485	2,527	50,054	
									$\Sigma\Delta\sigma_{p, c+s+r}$	1053,243

Tableau. IX.13 - Pertes différées.

La somme totale des pertes est égale à : **4876,78 MPa.**

Le pourcentage des pertes est égal à : $= 100 \times \frac{4876,78}{18 \times 1416} = 19,13 \%$

On garde le schéma de câblage tel qu'il est vu que la différence entre les pertes estimées et les pertes calculées est trop petite. (0.87%).

IX. 1. 4. Vérification des contraintes

Les vérifications à faire nécessitent un la détermination d'un schéma de contrainte et/ou de déformations des matériaux compatibles avec les efforts extérieurs appliqués.

On doit vérifier, après l'application de la précontrainte, les contraintes développées dans les différentes sections des voussoirs afin de s'assurer que les états de contraintes obéissent aux limitations fixées par l'eurocode.

$$\sigma_t \leq \frac{P}{S} \pm \frac{Pe_0 v'}{I} \pm \frac{Mv'}{I} \leq \sigma_c$$

Avec :

I : Moment d'inertie de la section.

S : Aire de la section transversale.

v' : Distance entre le CDG de la section et la fibre supérieure.

v : Distance entre le CDG de la section et la fibre inférieure.

e₀ : Excentrement du câble.

P : Force de précontrainte.

M_{max} : Moment fléchissant dû au poids propre et aux chargements extérieurs.

M_{min} : Moment fléchissant dû au poids propre. (Pont vide)

σ_{inf max} : Contrainte maximale développée dans la fibre inférieure.

σ_{sup max} : Contrainte maximale développée dans la fibre supérieure.

σ_{inf min} : Contrainte minimale développée dans la fibre inférieure.

σ_{sup min} : Contrainte minimale développée dans la fibre supérieure.

σ_c : Contrainte limite de compression de béton.

σ_t : Contrainte limite de traction de béton.

Le tableau suivant donne les résultats obtenus par le calcul des contraintes dans le demi-fléau :

	Inertie (m ⁴)	A _c (m ²)	v' (m)	v (m)	e ₀ (m)	P (MN)	M _{max} (MN.m)	σ _{sup max} (MPa)	σ _{inf max} (MPa)	M _{min} (MN.m)	σ _{sup min} (MPa)	σ _{inf min} (MPa)
Vp	173,42	17,31	3,93	4,06	3,81	68,76	425,62	0,146	7,670	352,17	1,868	6,004
V1	157,82	16,79	3,85	3,88	3,63	64,94	364,43	0,706	7,000	302,07	2,240	5,478
V2	137,29	16,07	3,73	3,62	3,37	57,30	315,24	0,348	6,879	218,50	2,904	4,245
V3	119,72	15,39	3,63	3,38	3,13	53,48	269,51	0,595	6,557	258,3	0,911	6,217
V4	104,77	14,78	3,53	3,16	2,91	45,84	228,10	0,249	6,280	182,45	1,629	4,741
V5	90,12	14,11	3,42	2,93	2,68	38,20	183,17	0,081	5,767	143,52	1,373	4,259
V6	78,15	13,53	3,33	2,73	2,48	34,38	146,10	0,416	5,129	112,14	1,603	3,682
V7	68,47	13,02	3,24	2,55	2,30	26,74	112,38	0,159	4,459	83,84	1,224	3,106
V8	60,60	12,58	3,17	2,40	2,15	22,92	83,27	0,476	3,595	59,87	1,405	2,370
V9	54,66	12,21	3,11	2,27	2,02	15,28	58,63	0,097	2,829	40,08	0,869	1,772
V10	49,49	11,89	3,05	2,16	1,91	11,46	35,78	0,357	1,822	22,43	0,940	0,997
V11	45,97	11,65	3,01	2,07	1,82	7,64	18,34	0,458	0,942	9,93	0,838	0,390
V12	43,90	11,50	2,99	2,03	1,78	3,82	6,55	0,343	0,315	2,47	0,531	0,037
Vc	43,24	11,46	2,98	2,01	1,76	0	0	0	0	0	0	0

Tableau. IX.14 - Contraintes du demi-fléau.

On remarque que les contraintes développées dans les fibres extrêmes des différentes sections ne dépassent pas les contraintes admissibles ce qui signifie que le dimensionnement est bon.

IX. 2. Précontrainte de continuité intérieure (Câbles éclisses)

Une fois la structure rendue hyperstatique, des moments faisant tendre les fibres inférieures vont se créer dans les travées de rive ainsi que dans la travée centrale. Du fait du poids propre, le diagramme des moments serait le suivant :

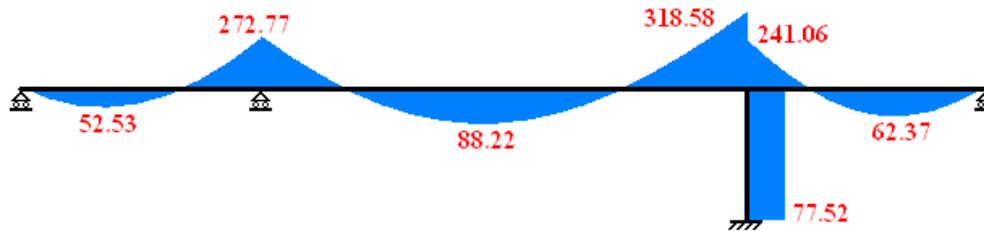


Fig. IX.8 - Diagramme des moments fléchissants dus au poids propre.

Les câbles de continuité intérieurs ont pour rôle de s'opposer aux moments positifs dus au poids propre qui vont se développer dans la structure après son clavage. Ces câbles vont régner sur la partie centrale de la travée courante et dans les extrémités des travées de rive.

Afin d'éviter l'effet hyperstatique dans les travées de rive, le clavage des travées doit se faire dans l'ordre suivant :

- Clavage de C1-P1 et mise en tension des câbles éclisses de C1-P1.
- Clavage de P2-C2 et mise en tension des câbles éclisses de P2-C2.
- Clavage de P1-P2 et mise en tension des câbles éclisses de P1-P2.

IX. 2. 1. Clavage entre P1 et P2

Les câbles éclisses développent dans la travée centrale un moment hyperstatique de signe contraire à celui du moment isostatique qu'ils développent. Ce moment hyperstatique est une inconnue qui dépend de l'intensité et de la distribution de la précontrainte dans la travée (tracé, longueur des câbles).

Au stade du pré dimensionnement, le moment hyperstatique peut être évalué de la manière suivante :

$$M_{Hyper} = - \frac{\text{Aire du diagramme du moment isostatique}}{\text{Longueur de la travée}}$$

Si l_c est la longueur moyenne des câbles, la relation précédente devient :

$$M_{Hyper} = - \frac{Pe_0 l_c}{L}$$

En fonction du moment positif à la travée centrale dû au poids propre, l_c est pris égal à **44 m**.

L'effort P développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v'}{I} - \frac{Mv'}{I} - \frac{M_{Hyper} v'}{I} \geq \sigma_t$$

Pour que le béton reste partout comprimé (classe I), l'effort P doit être calculé par la formule :

$$P \geq \frac{\frac{Mv'}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{e_0 v'}{I} \left(1 - \frac{l_c}{L}\right)}$$

Donc :

$$P \geq \frac{\frac{88,22 \times 2,985}{43,245}}{\frac{1}{11,464} + \frac{2,865 \times 2,985}{43,245} \left(1 - \frac{44}{100}\right)} \geq 31,39 \text{ MN}$$

31,39 MN correspond à 160 T15 (14 12T15) donc les pertes seront estimées de 16 %, P devient donc :

$$P = 31,39 / 0,84 = 37,37 \text{ MN} \quad \text{Ce qui correspond à 190 T15.}$$

On prend **16 Câbles 12T15**.

Ces câbles seront logés dans les goussets inférieurs et répartis comme suit :

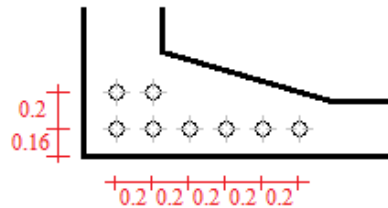


Fig. IX.9 - Répartition des câbles éclisses entre P1 et P2.

Pour le schéma de câblage longitudinal, on a calculé le nombre de câble en différentes abscisses. Le tableau suivant donne les résultats obtenus :

	M (MN.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n (toron)	n 12T15
V7	0	13,025	68,473	3,246	3,126	0	0	0
V7	6,257	13,025	68,473	3,246	3,126	2,210	11,229	2
V8	28,905	12,582	60,607	3,171	3,051	10,661	54,166	6
V9	47,751	12,218	54,669	3,114	2,994	18,258	92,765	8
V10	64,779	11,890	49,498	3,057	2,937	25,649	130,318	12
V11	77,123	11,654	45,975	3,017	2,897	31,335	159,206	14
V12	85,531	11,509	43,904	2,994	2,874	35,312	179,410	16
Vc	88,217	11,464	43,245	2,985	2,865	36,614	186,026	16
Vc	87,582	11,464	43,245	2,985	2,865	36,350	184,687	16
Vc	85,822	11,464	43,245	2,985	2,865	35,620	180,976	16
V12	78,924	11,509	43,904	2,994	2,874	32,584	165,551	14
V11	67,501	11,654	45,975	3,017	2,897	27,426	139,343	12
V10	51,49	11,890	49,498	3,057	2,937	20,387	103,584	10
V9	30,8	12,218	54,669	3,114	2,994	11,776	59,834	6
V8	8,744	12,582	60,607	3,171	3,051	3,225	16,385	2
V8	0	12,582	60,607	3,171	3,051	0	0	0

Tableau. IX.15 - Calcul des câbles éclisses entre P1 et P2.

IX. 2. 2. Clavage entre C1 et P1

L'effort P développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_0v'}{I} - \frac{Mv'}{I} \geq \sigma_t$$

Pour que le béton reste partout comprimé (classe I), l'effort P doit être calculé par la formule :

$$P \geq \frac{\frac{Mv'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0v'}{I}}$$

Donc :

$$P \geq \frac{\frac{52,53 \times 2,985}{43,245}}{\frac{1}{11,464} + \frac{2,865 \times 2,985}{43,245}} \geq 12,72 \text{ MN}$$

12,72 MN correspond à 65 T15 (6 12T15) donc les pertes seront estimées de 15 %. P devient donc :

$$P = 12,72 / 0.85 = 14,96 \text{ MN}$$

Ce qui correspond à 77 T15.

On prend **8 Câbles 12T15**.

Ces câbles seront logés dans les goussets inférieurs et répartis comme suit :

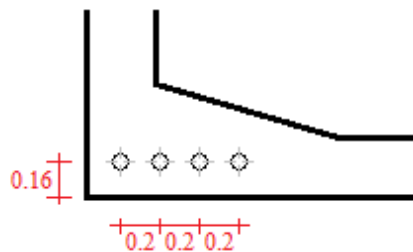


Fig. IX.10 - Répartition des câbles éclisses entre C1 et P1.

Pour le schéma de câblage longitudinal, on a calculé le nombre de câble en différentes abscisses. Le tableau suivant donne les résultats obtenus :

	x (m)	M (MN.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n (toron)	n 12T15
V8	38,4	0	12,582	60,607	3,171	3,051	0	0	0
V8	37	7,652	12,582	60,607	3,171	3,051	1,969	10,007	2
V9	33,5	23,841	12,218	54,669	3,114	2,994	6,330	32,162	4
V10	29,5	36,343	11,890	49,498	3,057	2,937	9,945	50,528	6
V11	25,5	47,141	11,654	45,975	3,017	2,897	13,189	67,009	6
V12	21,5	51,863	11,509	43,904	2,994	2,874	14,709	74,733	8
Vc	17,5	52,059	11,464	43,245	2,985	2,865	14,832	75,357	8
Vc	15	49,894	11,464	43,245	2,985	2,865	14,215	72,223	8
Vc	12	44,977	11,464	43,245	2,985	2,865	12,814	65,106	6
Vc	9	37,53	11,464	43,245	2,985	2,865	10,692	54,326	6
Vc	6	27,55	11,464	43,245	2,985	2,865	7,849	39,879	4
Vc	3	15,04	11,464	43,245	2,985	2,865	4,285	21,771	2
Vc	0	0	11,464	43,245	2,985	2,865	0	0	0

Tableau. IX.16 - Calcul des câbles éclisses entre C1 et P1.

2. 3. Clavage entre C2 et P2

L'effort P développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_0v'}{I} - \frac{Mv'}{I} \geq \sigma_t$$

Pour que le béton reste partout comprimé (classe I), l'effort P doit être calculé par la formule :

$$P \geq \frac{\frac{Mv'}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{e_0v'}{I}}$$

Donc :

$$P \geq \frac{\frac{62,37 \times 2,994}{43,904}}{\frac{1}{11,51} + \frac{2,874 \times 2,994}{43,904}} \geq 15,036 \text{ MN}$$

15,036 MN correspond à 77 T15 (8 12T15) donc les pertes seront estimées de 15 %. P devient donc :

$$P = 15,036 / 0.85 = 17,69 \text{ MN}$$

Ce qui correspond à 90 T15.

On prend **8 Câbles 12T15**.

Ces câbles seront logés dans les goussets inférieurs et répartis comme suit :

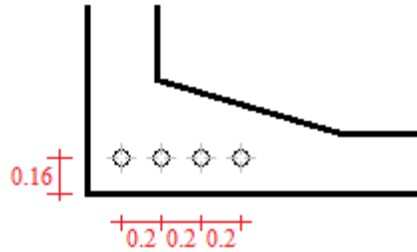


Fig. IX.11 - Répartition des câbles éclisses entre C2 et P2.

Pour le schéma de câblage longitudinal, on a calculé le nombre de câble en différentes abscisses. Le tableau suivant donne les résultats obtenus :

	x (m)	M (MN.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n (toron)	n 12T15
V7	42	0	13,025	68,473	3,246	3,126	0	0	0
V7	40,5	7,414	13,025	68,473	3,246	3,126	1,837	9,337	2
V8	37	25,698	12,582	60,607	3,171	3,051	6,615	33,609	4
V9	33,5	40,181	12,218	54,669	3,114	2,994	10,668	54,205	6
V10	29,5	52,222	11,890	49,498	3,0576	2,937	14,290	72,606	8
V11	25,5	59,58	11,654	45,975	3,0177	2,897	16,669	84,690	8
V12	21,5	62,37	11,509	43,904	2,994	2,874	17,689	89,873	8
Vc	17,5	60,594	11,464	43,245	2,985	2,865	17,263	87,712	8
Vc	15	57,211	11,464	43,245	2,985	2,865	16,300	82,815	8
Vc	12	50,83	11,464	43,245	2,985	2,865	14,482	73,578	8
Vc	9	41,919	11,464	43,245	2,985	2,865	11,943	60,679	6
Vc	6	30,477	11,464	43,245	2,985	2,865	8,683	44,116	4
Vc	3	16,504	11,464	43,245	2,985	2,865	4,702	23,890	2
Vc	0	0	11,464	43,245	2,985	2,865	0	0	0

Tableau. IX.17 - Calcul des câbles éclisses entre C2 et P2.

2. 4. Vérification de contraintes

Après le clavage de la travée centrale, les câbles éclisses de la travée centrale vont appliquer un effort, dû au moment hyperstatique, sur les câbles éclisses des travées de rive. De ce fait, on doit procéder à des vérifications de contraintes dans les travées de rive.

Pour le clavage entre C1 et P1, les efforts en fibre inférieure sont :

$$M_G = 52,53 \text{ MN.m}$$

$$N_{\text{éclisse C1-P1}} = 16,016 \text{ MN (8 12T15 avec 15\% de pertes)}$$

$$M_{\text{éclisse C1-P1}} = 16,016 \times (-2,865) = -46,028 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{éclisse P1-P2}} = M_{\text{Hyper}} \times 17,5/65 = 30,02 \times 17,5/65 = 8,08 \text{ MN.m}$$

$$\sigma = \frac{16,016}{11,464} - (52,53 + 8,08 - 46,028) \times \frac{2,985}{43,245} = 0,394 \text{ MPa}$$

Le câblage éclisse C1-P1 est donc suffisant.

Pour le clavage entre P2 et C2, les efforts en fibre inférieure sont :

$$\begin{aligned}
 M_G &= \mathbf{62,37 \text{ MN.m}} \\
 N_{\text{éclisse C1-P1}} &= \mathbf{16,016 \text{ MN}} \text{ (8 12T15 avec 15\% de pertes)} \\
 M_{\text{éclisse C1-P1}} &= 16,016 \times (-2,865) = \mathbf{-46,028 \text{ MN.m}} \\
 M_{\text{éclisse P1-P2}} &= M_{\text{Hyper}} \times 17,5/65 = 30,02 \times 17,5/65 = \mathbf{8,08 \text{ MN.m}}
 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{16,016}{11,464} - (62,37 + 8,08 - 46,028) \times \frac{2,985}{43,245} = -0,284 \text{ MPa}$$

Le câblage éclisse P2-C2 n'est pas suffisant. On doit rajouter **2 7T15** dont leurs ancrages seront du point **x = 13,5 m** au point **x = 27,5 m**.

$$\begin{aligned}
 N_{\text{éclisse C1-P1}} &= \mathbf{18,403 \text{ MN}} \text{ (8 12T15 + 2 7T15 avec 15\% de pertes)} \\
 M_{\text{éclisse C1-P1}} &= 18,403 \times (-2,865) = \mathbf{-52,74 \text{ MN.m}}
 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{18,403}{11,464} - (62,37 + 8,08 - 52,74) \times \frac{2,985}{43,245} = 0,382 \text{ MPa}$$

Le nouveau câblage éclisse P2-C2 est donc suffisant.

3. Précontrainte de continuité extérieure

Les câbles de la précontrainte extérieure doivent reprendre les efforts dus aux équipements, aux charges ferroviaires et au fluage.

En premier lieu, on doit choisir un tracé moyen des câbles de précontrainte extérieure.

Longitudinalement, on choisit de placer les déviateurs intermédiaires de la travée centrale aux tiers de la travée, soit à **33,5 m** de l'axe de la pile. Dans les travées de rive, on place aussi un déviateur, également à **33,5 m** de l'axe de la pile.

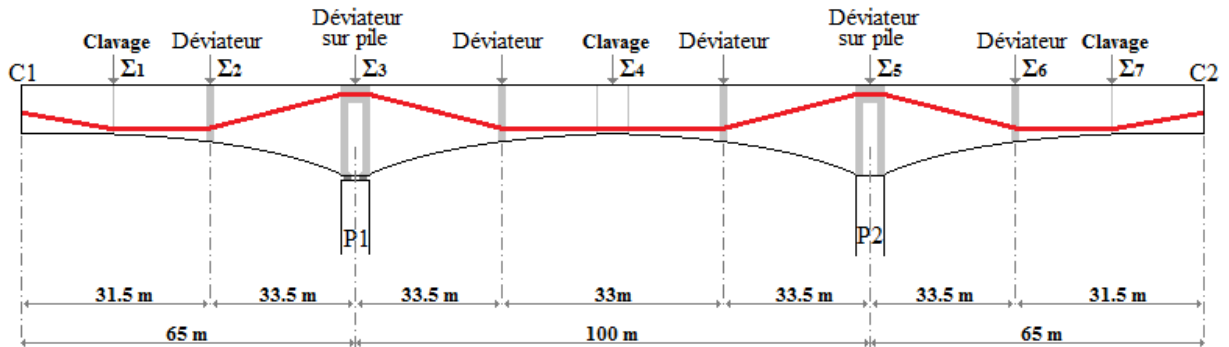


Fig. IX.12 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs.

Transversalement, On prévoit dans la section sur pile une distance du câble moyen à la fibre supérieure égale à 0,3 m, et dans la section à la clé une distance du câble moyen à la fibre inférieure égale à 0,48 m.

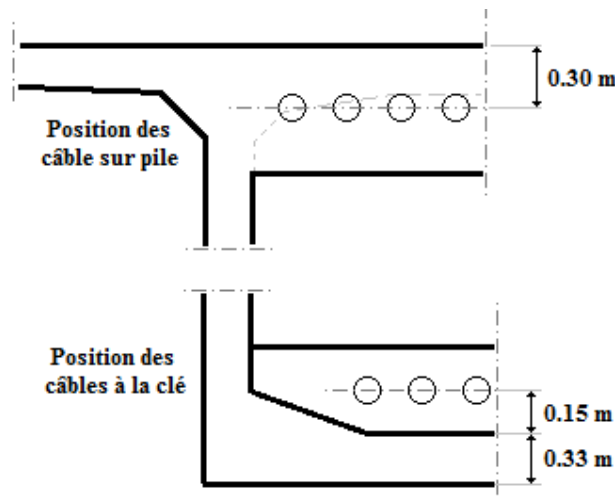


Fig. IX.13 - Géométrie transversale des câbles extérieurs.

Une fois la géométrie des câbles est déterminée, on fait une descente de charges afin de choisir les sections critiques à dimensionner ou à vérifier.

Après une analyse des groupes de charges (Enveloppes des convois ferroviaires et diagramme des effets de freinage et démarrage), on a pu choisir les sections critiques. Le tableau suivant donne les moments extrêmes pour chaque section.

Σi	V_i	Groupes de charges		Equipements	Fluage
		M_{max} (MN.m)	M_{min} (MN.m)	M (MN.m)	M (MN.m)
$\Sigma 1$	Vc	76,4965	-27,071	28,151	21,725
$\Sigma 2$	V11	86,86	-35,344	24,555	22,852
$\Sigma 3$	Vp	15,665	-128,659	-136,695	66,155
$\Sigma 4$	Vc	120,151	-21,0705	46,797	21,725
$\Sigma 5$	Vp	36,94	-186,158	-160,629	66,155
$\Sigma 6$	V10	83,9786	-28,958	28,345	24,282
$\Sigma 7$	Vc	76,2575	-17,174	32,545	21,725

Tableau. IX.18 - Efforts dus aux groupes de charges, aux équipements et au fluage dans chaque section.

3. 1. Calcul des moments hyperstatiques des câbles extérieurs

Le moment hyperstatique que développe la structure après mise en tension des câbles extérieurs est donné par la relation :

$$M_{Hyper} = - \frac{\sum S_i}{L}$$

Tel que :

S_i : L'aire de la partie i du diagramme des moments isostatiques des câbles.
 L : La Portée.

- Calcul des moments hyperstatiques dans la travée central

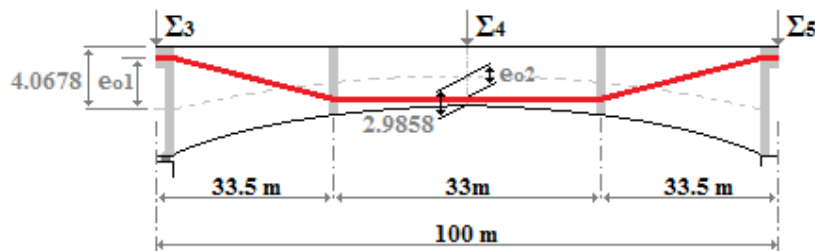


Fig. IX.14 Géométrie longitudinale des câbles extérieurs à la travée centrale.

$$e_{01} = 4,0678 - 0,32 = 3,7478 \text{ m}$$

$$e_{02} = -2,9858 - (-0,48) = -2,5058 \text{ m}$$

Le moment isostatique est donné par la relation :

$$M_{iso} = P \times e_0$$

Le digramme des moments isostatiques serait donc :

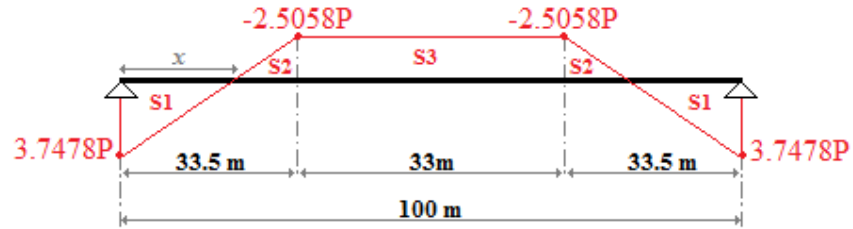


Fig. IX.15 - Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée centrale.

$$x = \frac{3,7478}{3,7478 + 2,5058} \times 33,5 = 20,0766 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 2 \times S1 = 3,7478P \times 20,0766 = 75,243P \\ 2 \times S2 = -2,5058P \times 13,423 = -33,636P \\ S3 = -2,5058P \times 33 = -82,6914P \end{array} \right\} S_{\text{totale}} = 41,0844P$$

$$M_{\text{Hyper}} = -\frac{41,0844P}{100} = -0,4108P$$

- Calcul des moments hyperstatiques dans les travées de rive

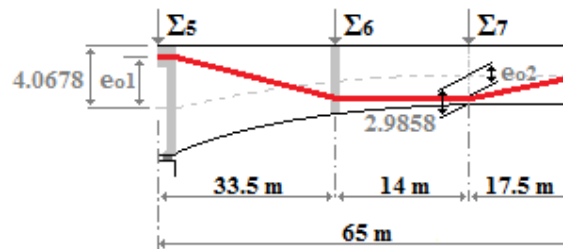


Fig. IX.16 - Géométrie longitudinale des câbles extérieurs à la travée de rive.

$$\begin{array}{l} e_{01} = 3,7478 \text{ m} \\ e_{02} = -2,5058 \text{ m} \end{array}$$

Le digramme des moments isostatiques serait donc :

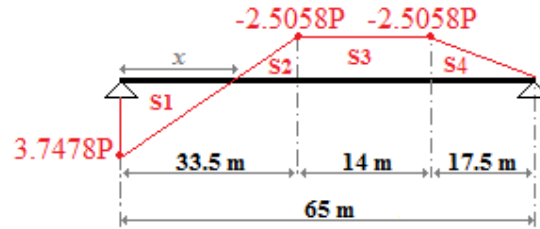


Fig. IX.17 - Diagramme des moments isostatiques des câbles extérieurs dans la travée de rive.

$$\left. \begin{aligned} S1 &= 3,7478P \times 20,0766 / 2 = 37,62P \\ S2 &= -2,5058P \times 13,423 / 2 = -16,818P \\ S3 &= -2,5058P \times 14 = -35,082P \\ S4 &= -2,5058P \times 17,5 / 2 = -21,926P \end{aligned} \right\} S_{\text{totale}} = 36,206P$$

$$M_{\text{Hyper}} = -\frac{36,206P}{65} = -0,557P$$

IX. 3. 2. Dimensionnement

IX. 3.2.1. Calcul dans la section $\Sigma 4$ (Clavage entre P1 et P2)

Les moments maximaux engendrés par cette section sont :

$$\begin{aligned} M_G &= 88,22 \text{ MN.m} \\ M_{Q \text{ max}} &= M_{\text{groupe de charge}} + M_{\text{équipements}} + M_{\text{fluage}} = 188,674 \text{ MN.m} \\ M_{Q \text{ min}} &= M_{\text{groupe de charge}} + M_{\text{équipements}} + M_{\text{fluage}} = 47,452 \text{ MN.m} \\ M_{\text{max}} &= 276,894 \text{ MN.m} \\ M_{\text{min}} &= 135,672 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses sont :

$$\begin{aligned} P_{\text{écl}} &= 31,744 \text{ MN} \quad (16 \text{ 12T15 avec un taux de pertes égal à } 16 \%) \\ e_0 &= -2,866 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{iso}} &= P_{\text{écl}} \times e_0 = -90,973 \text{ MN.m} \\ M_{\text{hyper}} &= 90,973 \times (44 / 100) = 40,028 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{écl}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -50,945 \text{ MN.m}$$

Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs sont :

$$\begin{aligned} M_{\text{iso}} &= P_{\text{ext}} \times e_{02} \\ M_{\text{hyper}} &= -0,41089 \times P_{\text{ext}} \end{aligned}$$

Les caractéristiques de la section sont :

$$\begin{aligned} S &= 11,464 \text{ m}^2 \\ I &= 43,3457 \text{ m}^4 \\ v' &= -2,9858 \text{ m} \\ v &= 2,0142 \text{ m} \\ e_{o2} &= -2,5058 \text{ m} \end{aligned}$$

La contrainte dans la fibre la plus tendue est :

$$\sigma = \frac{(P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}})}{S} + \frac{(M_{\text{ext}} + M_{\text{écl}})v'}{I} + \frac{M_{\text{max}} v'}{I}$$

D'où

$$P_{\text{ext}} \geq \frac{-\frac{P_{\text{écl}}}{S} - \frac{(M_{\text{max}} + M_{\text{écl}})v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{v'}{I}(e_{o2} + (-0,41089))}$$

$$P_{\text{ext}} \geq \frac{-\frac{31,744}{11,464} + \frac{(276,894 - 50,945) \times 2,9858}{43,3457}}{\frac{1}{11,464} + \frac{2,9858}{43,3457}(2,5058 + 0,41089)} \geq 44,406 \text{ MN}$$

44,406 MN correspond à 226 torons T15 (12 19T15).

Le taux des pertes est égal à 15 %.

Donc : $P_{\text{ext}} = 44,406 / 0,85 = 52,2423 \text{ MN}$ Ce qui correspond à **266 T15**.

On prend **14 câbles 19T15**.

Le moment hyperstatique des câbles extérieurs de la travée centrale est donc :

$$M_{\text{hyper}} = -0,41089 \times P_{\text{ext}} = -0,41089 \times 52,2423 \times 0,85 = -18,285 \text{ MN.m}$$

IX. 3.2.2. Calcul dans la section $\Sigma 1$ (Clavage entre C1 et P1)

Les moments maximaux engendrés par cette section sont :

$$\begin{aligned} M_G &= 52,53 \text{ MN.m} \\ M_{Q \text{ max}} &= M_{\text{groupe de charge}} + M_{\text{équipements}} + M_{\text{fluage}} = 126,373 \text{ MN.m} \\ M_{Q \text{ min}} &= M_{\text{groupe de charge}} + M_{\text{équipements}} + M_{\text{fluage}} = 22,805 \text{ MN.m} \\ M_{\text{max}} &= 178,903 \text{ MN.m} \\ M_{\text{min}} &= 75,335 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses sont :

$$\begin{aligned} P_{\text{écl}} &= 16,061 \text{ MN} \text{ (8 12T15 avec un taux de pertes égal à 15 \%)} \\ e_0 &= -2,866 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M}_{iso} = \mathbf{P}_{\text{ext}} \times \mathbf{e}_0 = -46,028 \text{ MN.m}$$

$$\mathbf{M}_{\text{hyper}} = 0 \quad \text{Pour les câbles de la travée de rive.}$$

$$\mathbf{M}_{\text{hyper}} = (40,28 - 18,285) \times (17,5 / 65) = \mathbf{5,85 \text{ MN.m}}$$

Pour les câbles éclisses
et extérieurs de la travée
P1-P2

$$\mathbf{M}_{\text{écl}} = \mathbf{M}_{iso} + \mathbf{M}_{\text{hyper}} = -\mathbf{40,17 \text{ MN.m}}$$

Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs sont :

$$\mathbf{M}_{iso} = \mathbf{P}_{\text{ext}} \times \mathbf{e}_{o2}$$

$$\mathbf{M}_{\text{hyper}} = -0,557 \times \mathbf{P}_{\text{ext}}$$

Les caractéristiques de la section sont :

$$\begin{aligned} \mathbf{S} &= 11,464 \text{ m}^2 \\ \mathbf{I} &= 43,3457 \text{ m}^4 \\ \mathbf{v}' &= -2,9858 \text{ m} \\ \mathbf{v} &= 2,0142 \text{ m} \\ \mathbf{e}_{o2} &= -2,5058 \text{ m} \end{aligned}$$

La contrainte dans la fibre la plus tendue est :

$$\sigma = \frac{(P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}})}{S} + \frac{(M_{\text{ext}} + M_{\text{écl}})v'}{I} + \frac{M_{\text{max}} v'}{I}$$

D'où

$$P_{\text{ext}} \geq \frac{-\frac{P_{\text{écl}}}{S} - \frac{(M_{\text{max}} + M_{\text{écl}})v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{v'}{I} (e_{o2} + (-0,557))}$$

$$P_{\text{ext}} \geq \frac{-\frac{16,061}{11,464} + \frac{(178,903 - 40,17) \times 2,9858}{43,3457}}{\frac{1}{11,464} + \frac{2,9858}{43,3457} (2,5058 + 0,557)} \geq 27,348 \text{ MN}$$

27,348 MN correspond à 138 torons T15 (8 19T15).

Le taux des pertes est égal à 15 %.

Donc : $P_{\text{ext}} = 27,348 / 0,85 = \mathbf{32,2 \text{ MN}}$ Ce qui correspond à **164 T15**.

On prend **10 câbles 19T15**.

IX. 3.2.3. Calcul dans la section $\Sigma 7$ (Clavage entre P2 et C2)

Les moments maximaux engendrés par cette section sont :

$$\begin{aligned} M_G &= 62,37 \text{ MN.m} \\ M_{Q \max} &= M_{\text{groupe de charge}} + M_{\text{équipements}} + M_{\text{fluage}} = 130,528 \text{ MN.m} \\ M_{Q \min} &= M_{\text{groupe de charge}} + M_{\text{équipements}} + M_{\text{fluage}} = 23,669 \text{ MN.m} \\ M_{\max} &= 192,898 \text{ MN.m} \\ M_{\min} &= 86,04 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses sont :

$$\begin{aligned} P_{\text{écl}} &= 18,403 \text{ MN} \quad (8 \text{ 12T15 et } 2 \text{ 7T15 avec un taux de pertes égal à } 15 \%) \\ e_0 &= -2,866 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{iso}} = P_{\text{écl}} \times e_0 = - 52,74 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{hyper}} = 0 \quad \text{Pour les câbles de la travée de rive.}$$

$$M_{\text{hyper}} = (40,28 - 18,285) \times (17,5 / 65) = 5,85 \text{ MN.m} \quad \text{Pour les câbles éclisses et extérieurs de la travée P1-P2}$$

$$M_{\text{écl}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = - 46,89 \text{ MN.m}$$

Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs sont :

$$\begin{aligned} M_{\text{iso}} &= P_{\text{ext}} \times e_{o2} \\ M_{\text{hyper}} &= - 0,557 \times P \end{aligned}$$

Les caractéristiques de la section sont :

$$\begin{aligned} S &= 11,464 \text{ m}^2 \\ I &= 43,3457 \text{ m}^4 \\ v' &= -2,9858 \text{ m} \\ v &= 2,0142 \text{ m} \\ e_{o2} &= -2,5058 \text{ m} \end{aligned}$$

La contrainte dans la fibre la plus tendue est :

$$\sigma = \frac{(P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}})}{S} + \frac{(M_{\text{ext}} + M_{\text{écl}})v'}{I} + \frac{M_{\max} v'}{I}$$

D'où

$$P_{\text{ext}} \geq \frac{-\frac{P_{\text{écl}}}{S} - \frac{(M_{\max} + M_{\text{écl}})v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{v'}{I} (e_{o2} + (-0,557))}$$

$$P_{ext} \geq \frac{-\frac{18,403}{11,464} + \frac{(192,898 - 46,89) \times 2,9858}{43,3457}}{\frac{1}{11,464} + \frac{2,9858}{43,3457}(2,5058 + 0,557)} \geq 28,344 \text{ MN}$$

28,344 MN correspond à 144 torons T15 (8 19T15).

Le taux des pertes est égal à 15 %.

Donc : $P_{ext} = 28,343 / 0,85 = 33,345 \text{ MN}$ Ce qui correspond à **170 T15**.

On prend **10 câbles 19T15**.

IX. 3. 3. Vérification des contraintes

En premier lieu, on doit vérifier les sections de dimensionnement ($\Sigma 1$, $\Sigma 4$, $\Sigma 7$) vis-à-vis des moments extrêmes, ensuite on vérifie les sections ($\Sigma 2$, $\Sigma 3$, $\Sigma 5$, $\Sigma 6$) pour s'assurer que la précontrainte est suffisante.

▪ Section $\Sigma 1$

$$\begin{array}{ll} S = 11,464 \text{ m}^2 & ; \quad I = 43,3457 \text{ m}^4 \\ v' = - 2,9858 \text{ m} & ; \quad v = 2,0142 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} P_{\text{écl}} = 16,061 \text{ MN} & ; \quad P_{\text{ext}} = 31,787 \text{ MN} \\ M_{\text{iso écl}} = - 46,028 \text{ MN.m} & ; \quad M_{\text{iso ext}} = - 79,654 \text{ MN.m} \\ M_{\text{hyper écl}} = 5,854 \text{ MN.m} & ; \quad M_{\text{hyper ext}} = - 17,706 \text{ MN.m} \\ M_{\text{écl}} = - 40,174 \text{ MN.m} & ; \quad M_{\text{ext}} = - 97,359 \text{ MN.m} \end{array}$$

$$M_{\text{max}} = 178,903 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\text{min}} = 75,335 \text{ MN.m}$$

$$\sigma = \frac{P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}}}{S} + \frac{(M_{\text{écl}} + M_{\text{ext}}) \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	σ (MPa)	σ' (MPa)
MAX	6,1	1,317
MIN	1,277	8,468

Tableau. IX.19 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 1$.

▪ Section $\Sigma 4$

$$\begin{array}{ll} S = 11,464 \text{ m}^2 & ; \quad I = 43,3457 \text{ m}^4 \\ v' = - 2,9858 \text{ m} & ; \quad v = 2,0142 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} P_{\text{écl}} = 31,744 \text{ MN} & ; \quad P_{\text{ext}} = 44,522 \text{ MN} \\ M_{\text{iso écl}} = - 90,973 \text{ MN.m} & ; \quad M_{\text{iso ext}} = - 111,565 \text{ MN.m} \\ M_{\text{hyper écl}} = 40,028 \text{ MN.m} & ; \quad M_{\text{hyper ext}} = - 24,799 \text{ MN.m} \\ M_{\text{écl}} = - 50,544 \text{ MN.m} & ; \quad M_{\text{ext}} = - 136,364 \text{ MN.m} \end{array}$$

$$M_{\max} = 276,894 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\min} = 135,672 \text{ MN.m}$$

$$\sigma = \frac{P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}}}{S} + \frac{(M_{\text{écl}} + M_{\text{ext}}) \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	σ (MPa)	σ' (MPa)
MAX	10,825	0,467
MIN	4,247	10,218

Tableau. IX.20 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 4$.

▪ Section $\Sigma 7$

$$S = 11,464 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = 43,3457 \text{ m}^4$$

$$v' = - 2,9858 \text{ m} \quad ; \quad v = 2,0142 \text{ m}$$

$$P_{\text{écl}} = 18,403 \text{ MN} \quad ; \quad P_{\text{ext}} = 31,787 \text{ MN}$$

$$M_{\text{iso écl}} = - 52,74 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\text{iso ext}} = - 79,655 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{hyper écl}} = 5,854 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\text{hyper ext}} = - 17,706 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{écl}} = - 46,886 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\text{ext}} = - 97,359 \text{ MN.m}$$

$$M_{\max} = 192,898 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\min} = 75,335 \text{ MN.m}$$

$$\sigma = \frac{P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}}}{S} + \frac{(M_{\text{écl}} + M_{\text{ext}}) \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	σ (MPa)	σ' (MPa)
MAX	6,644	1,019
MIN	1,667	8,397

Tableau. IX.21 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 7$.

Les sections ($\Sigma 1$, $\Sigma 4$, $\Sigma 7$) sont vérifiées vis-à-vis des moments extrêmes.

▪ Section $\Sigma 2$

$$S = 11,654 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = 45,975 \text{ m}^4$$

$$v' = - 3,017 \text{ m} \quad ; \quad v = 2,079 \text{ m}$$

$$P_{\text{fléau}} = 7,64 \text{ MN} \quad ; \quad M_{\text{fléau}} = 13,975 \text{ MN.m}$$

$$P_{\text{écl}} = 16,061 \text{ MN} \quad ; \quad P_{\text{ext}} = 31,787 \text{ MN}$$

$$M_{\text{iso écl}} = - 46,028 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\text{iso ext}} = - 79,654 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{hyper écl}} = 5,854 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{\text{hyper ext}} = - 17,706 \text{ MN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M}_{\text{écl}} &= - 40,174 \text{ MN.m} & ; & & \mathbf{M}_{\text{ext}} &= - 97,359 \text{ MN.m} \\
 \mathbf{M}_{\mathbf{G}} &= 47,141 \text{ MN.m} & ; & & \mathbf{M}_{\mathbf{G}} &= 47,141 \text{ MN.m} \\
 \mathbf{M}_{\mathbf{Q}} &= 134,267 \text{ MN.m} & ; & & \mathbf{M}_{\mathbf{Q}} &= 12,063 \text{ MN.m} \\
 \mathbf{M}_{\text{max}} &= 181,408 \text{ MN.m} & ; & & \mathbf{M}_{\text{min}} &= 59,204 \text{ MN.m}
 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}} + P_{\text{fléau}}}{S} + \frac{(M_{\text{fléau}} + M_{\text{écl}} + M_{\text{ext}}) \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	σ (MPa)	σ' (MPa)
MAX	7,377	0,964
MIN	1,851	8,985

Tableau. IX.22 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 2$.

Le câblage est suffisant dans la section $\Sigma 2$.

▪ **Section $\Sigma 6$**

$$\begin{aligned}
 S &= 11,890 \text{ m}^2 & ; & & I &= 49,498 \text{ m}^4 \\
 v' &= - 3,057 \text{ m} & ; & & v &= 2,160 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{fléau}} &= 11,46 \text{ MN} & ; & & M_{\text{fléau}} &= 21,894 \text{ MN.m} \\
 P_{\text{écl}} &= 18,403 \text{ MN} & ; & & P_{\text{ext}} &= 31,787 \text{ MN} \\
 M_{\text{iso écl}} &= - 52,74 \text{ MN.m} & ; & & M_{\text{iso ext}} &= - 79,655 \text{ MN.m} \\
 M_{\text{hyper écl}} &= 5,854 \text{ MN.m} & ; & & M_{\text{hyper ext}} &= - 17,706 \text{ MN.m} \\
 M_{\text{écl}} &= - 46,886 \text{ MN.m} & ; & & M_{\text{ext}} &= - 97,359 \text{ MN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\mathbf{G}} &= 52,222 \text{ MN.m} & ; & & M_{\mathbf{G}} &= 52,222 \text{ MN.m} \\
 M_{\mathbf{Q}} &= 136,606 \text{ MN.m} & ; & & M_{\mathbf{Q}} &= 23,669 \text{ MN.m} \\
 M_{\text{max}} &= 188,828 \text{ MN.m} & ; & & M_{\text{min}} &= 75,891 \text{ MN.m}
 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}} + P_{\text{fléau}}}{S} + \frac{(M_{\text{fléau}} + M_{\text{écl}} + M_{\text{ext}}) \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	σ (MPa)	σ' (MPa)
MAX	8,086	1,078
MIN	3,157	8,055

Tableau. IX.23 - Contraintes finales dans la section $\Sigma 6$.

Le câblage est suffisant dans la section $\Sigma 6$.

▪ **Section Σ3**

$$S = 17,3128 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = 173,425 \text{ m}^4$$

$$v' = - 3,932 \text{ m} \quad ; \quad v = 4,067 \text{ m}$$

$$P_{fléau} = 68,762 \text{ MN} \quad ; \quad M_{fléau} = 262,517 \text{ MN.m}$$

$$P_{ext} = 31,787 \text{ MN} \quad ; \quad M_{iso \text{ ext}} = 119,13 \text{ MN.m}$$

$$M_{hyper \text{ ext}} = - 17,706 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{ext} = 101,424 \text{ MN.m}$$

$$M_G = - 272,77 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_G = - 272,77 \text{ MN.m}$$

$$M_Q = - 199,198 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_Q = - 54,875 \text{ MN.m}$$

$$M_{max} = - 471,968 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{min} = - 327,645 \text{ MN.m}$$

$$\sigma = \frac{P_{écl} + P_{ext} + P_{fléau}}{S} + \frac{(M_{fléau} + M_{écl} + M_{ext}) \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	σ (MPa)	σ' (MPa)
MAX	3,274	8,257
MIN	6,659	4,985

Tableau. IX.24 - Contraintes finales dans la section Σ3.

Le câblage est suffisant dans la section Σ3.

▪ **Section Σ5**

$$S = 17,3128 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = 173,425 \text{ m}^4$$

$$v' = - 3,932 \text{ m} \quad ; \quad v = 4,067 \text{ m}$$

$$P_{fléau} = 68,762 \text{ MN} \quad ; \quad M_{fléau} = 262,517 \text{ MN.m}$$

$$P_{ext} = 31,787 \text{ MN} \quad ; \quad M_{iso \text{ ext}} = 119,13 \text{ MN.m}$$

$$M_{hyper \text{ ext}} = - 17,706 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{ext} = 101,424 \text{ MN.m}$$

$$M_G = - 318,58 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_G = - 318,58 \text{ MN.m}$$

$$M_Q = - 280,632 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_Q = - 57,534 \text{ MN.m}$$

$$M_{max} = - 599,212 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_{min} = - 376,114 \text{ MN.m}$$

$$\sigma = \frac{P_{écl} + P_{ext} + P_{fléau}}{S} + \frac{(M_{fléau} + M_{écl} + M_{ext}) \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	σ (MPa)	σ' (MPa)
MAX	0,289	11,142
MIN	5,522	6,083

Tableau. IX.25 - Contraintes finales dans la section Σ5.

Le câblage est suffisant dans la section Σ5.

Donc, le dimensionnement est bon. Le schéma de câblage est :

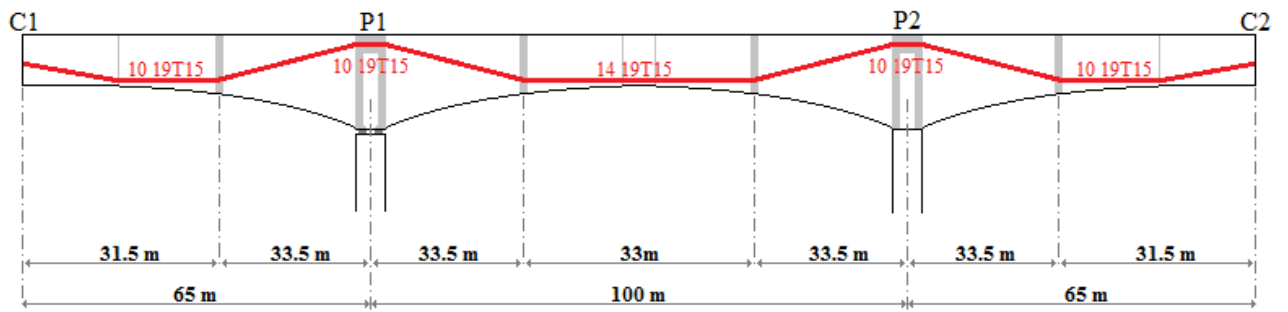


Fig. IX.18 - Schéma longitudinal des câbles de précontrainte extérieure.

CHAPITRE X

Etude transversale

CHAPITRE X : ETUDE TRANSVERSALE

Bien que la flexion générale joue un rôle prépondérant dans le dimensionnement de l'ouvrage, l'étude transversale reste indispensable car elle nous permet d'analyser les points suivants :

- La flexion transversale.
- Les sollicitations tangentés.
- Les efforts locaux.
- Les éléments particuliers (voussoir sur pile, à la clé...).

Ces différents points nous permettent d'identifier les aciers dans la section transversale de l'ouvrage.

En général, dans un ouvrage de hauteur variable, il est préférable de mener les calculs pour le voussoir sur pile comme pour le voussoir à la clé. Cela se justifie par la différence de comportement des deux éléments et de leurs dimensions.

Toutes les parties qui forment la section transversale doivent être vérifiées (hourdis supérieurs, âmes, hourdis inférieur). Pour ce faire, on peut déterminer les efforts transversaux de différentes manières. Dans notre cas, nous utiliserons un modèle aux éléments finis, à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional**.

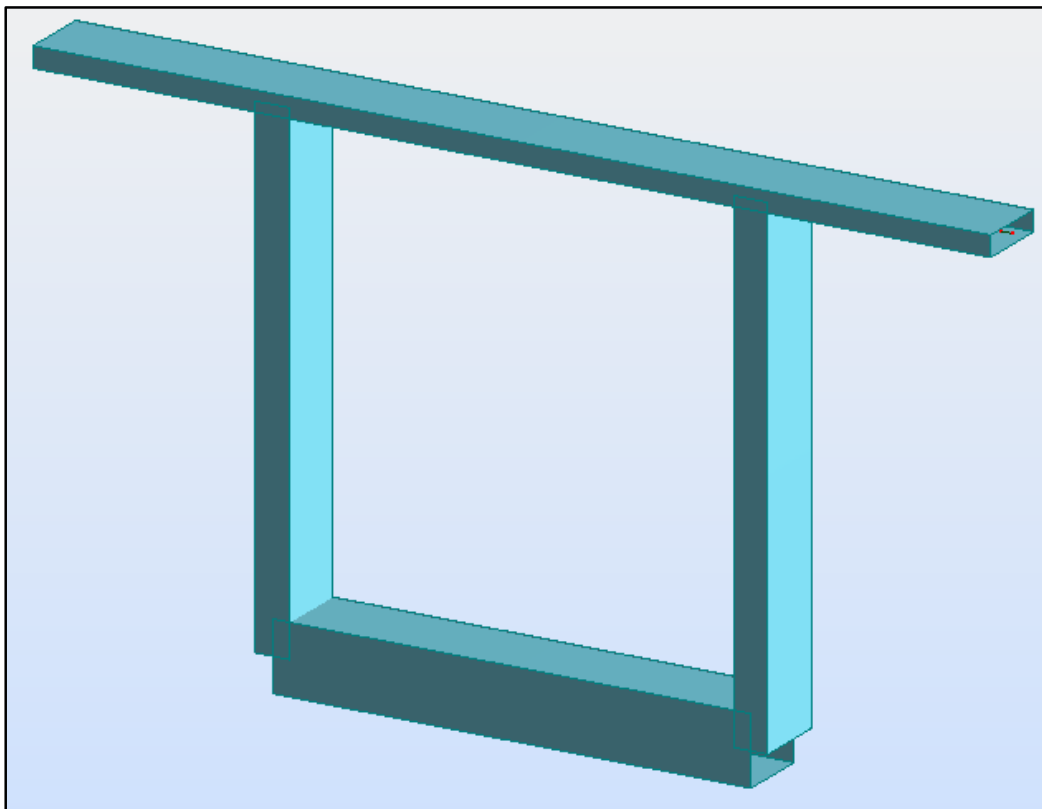


Fig. X.1 - Modélisation de la section transversale.

Les charges et surcharges à prendre en compte sont :

- Le poids propre des voussoirs.
- Les équipements.
- Les surcharges ferroviaires.
- Le vent.
- L'effort de lacet.

En ce qui concerne le schéma de charge **LM71**, sa résultante présente un excentrement de **8 cm**, comme le prescrit l'Eurocode.

L'étude a été faite en deux sections, la section du voussoir sur pile et la section du voussoir à la clé. Les diagrammes des efforts sont fournis dans l'annexe 2.

Les résultats obtenus pour chaque élément sont donnés dans les tableaux suivant :

		Hourdi supérieur	Hourdi inférieur	Encorbellements	Ames
Poids propre	N (kN)	0	0	0	104,44
	M_{max} (kN.m)	10,17	108,48	0	10,5
	M_{min} (kN.m)	- 41,95	- 7,27	- 52,45	0
Equipements	N (kN)	- 4,72	4,72	0	78,05
	M_{max} (kN.m)	10,12	9,36	0	22,12
	M_{min} (kN.m)	- 48,83	0	- 70,95	- 9,36
LM 71	N (kN)	7,43	-7,43	0	80,26
	M_{max} (kN.m)	59,82	0	0	39,84
	M_{min} (kN.m)	- 39,84	- 19,75	0	- 29,78
SW/0	N (kN)	11,35	- 11,35	0	126,77
	M_{max} (kN.m)	90,98	0	0	61,14
	M_{min} (kN.m)	- 61,14	-30,47	0	- 45,18
SW/2	N (kN)	12,8	- 12,8	0	142,97
	M_{max} (kN.m)	102,60	0	0	68,96
	M_{min} (kN.m)	- 68,96	- 34,36	0	- 50,95
Effort de lacet	N (kN)	± 50,05	± 50,05	0	±43,67
	M_{max} (kN.m)	139,85	193,68	0	193,68
	M_{min} (kN.m)	- 139,85	-193,68	0	- 193,68
Vent	N (kN)	2,88	- 2,88	0	±1,98
	M_{max} (kN.m)	5,16	20,08	0	20,08
	M_{min} (kN.m)	- 7,49	- 20,08	0	- 20,08

Tableau. X.1 - Efforts dans la section du voussoir sur pile.

		Hourdi supérieur	Hourdi inférieur	Encorbellements	Ames
Poids propre	N (kN)	3,45	- 3,45	0	112,48
	M _{max} (kN.m)	10,09	25,38	0	24,85
	M _{min} (kN.m)	- 42,03	- 24,85	- 52,45	0
Equipements	N (kN)	- 6,31	6,31	0	78,05
	M _{max} (kN.m)	11,79	2,62	0	23,79
	M _{min} (kN.m)	- 47,16	0	- 70,95	-2,62
LM 71	N (kN)	9,93	- 9,93	0	80,48
	M _{max} (kN.m)	56,76	1,91	0	43,20
	M _{min} (kN.m)	- 43,20	- 9,89	0	- 31,66
SW/0	N (kN)	15,16	- 15,16	0	127,14
	M _{max} (kN.m)	86,23	2,87	0	66,33
	M _{min} (kN.m)	- 66,33	- 15,46	0	- 48,00
SW/2	N (kN)	17,10	- 17,10	0	143,39
	M _{max} (kN.m)	97,26	3,24	0	74,81
	M _{min} (kN.m)	- 74,81	- 17,43	0	-54,14
Effort de lacet	N (kN)	± 49,89	± 49,89	0	± 33,43
	M _{max} (kN.m)	107,21	107,21	0	107,21
	M _{min} (kN.m)	- 107,21	- 107,21	0	- 107,21
Vent	N (kN)	2,11	- 2,11	0	± 1,14
	M _{max} (kN.m)	3,17	5,57	0	5,57
	M _{min} (kN.m)	- 4,13	- 5,57	0	- 5,57

Tableau. X.2 - Efforts dans la section du voussoir à la clé.

X. 1. Dimensionnement des armatures passives

En premier lieu, nous devons calculer les effets des groupes de charges ainsi que les combinaisons des effets à l'état limite ultime résistant et à l'état limite de service en combinaisons non fréquente.

Les efforts combinés à l'ELU résistant et à l'ELS non fréquent sont donné dans les tableaux suivant :

Effort	Hourdi supérieur	Hourdi inférieur	Encorbellements	Ames
M _{max} (kN.m)	369,835	470,04	0	443,646
M _{min} (kN.m)	-425,2235	-364,952	-166,59	-389,103
N _{compr} (kN)	176,008	125,65	0	743,6075
N _{tract} (kN)	-72,491	-86,978	0	0

Tableau. X.3 - Efforts combinés à l'ELU dans la section du voussoir sur pile.

Effort	Hourdi supérieur	Hourdi inférieur	Encorbellements	Ames
M _{max} (kN.m)	314,781	205,771	0	325,652
M _{min} (kN.m)	-629,8675	-397,6455	-166,59	-462,001
N _{compr} (kN)	187,949	122,91	0	724,5785
N _{tract} (kN)	-64,968	-93,6265	0	0

Tableau. X.4 - Efforts combinés à l'ELU dans la section du voussoir à la clé.

Effort	Hourdi supérieur	Hourdi inférieur	Encorbellements	Ames
M_{\max} (kN.m)	256,28	331,6	0	307,52
M_{\min} (kN.m)	-299,26	-251,5	-123,4	-268,3
N_{compr} (kN)	120,96	87,08	0	525,35
N_{tract} (kN)	-50,22	-59,56	0	0

Tableau. X.5 - Efforts combinés à l'ELS dans la section du voussoir sur pile.

Effort	Hourdi supérieur	Hourdi inférieur	Encorbellements	Ames
M_{\max} (kN.m)	218,49	143,65	0	227,75
M_{\min} (kN.m)	-440,4	-275,76	-123,4	-318,61
N_{compr} (kN)	129,35	84,89	0	512,81
N_{tract} (kN)	-44,93	-64,3	0	0

Tableau. X.6 - Efforts combinés à l'ELS dans la section du voussoir à la clé.

D'après les tableaux précédents, on remarque que les encorbellements sont soumis à la flexion simple tandis que les membrures et les âmes sont soumises à la flexion composée. Leurs armatures passives transversales seront dimensionnées suivant les règles des normes NF EN 1992-1 et NF EN 1992-2 de l'Eurocode 2. Pour ce faire, nous allons utiliser le logiciel **Autodesk Expert 2010**. Les notes de calcul sont fournies dans l'annexe 3.

Dans le sens longitudinal, un ferrailage minimum est requis dans la zone de béton soumis à une contrainte de traction sous l'effet des combinaisons non fréquentes d'actions ce qui n'est pas le cas pour notre ouvrage où le béton est entièrement comprimé dans toutes les sections. On doit donc ajouter des armatures passives afin de limiter l'ouverture des fissures, tout en satisfaisant aux exigences de durabilité.

L'Eurocode fournit des règles théoriques compliquées permettant de calculer l'ouverture des fissures. Fort heureusement, il existe des règles minimales concernant le ferrailage qui permettent de faire l'économie de ce calcul un peu fastidieux et ésotérique.

Le tableau suivant va nous permettre de choisir l'armature longitudinale avec un espacement maximum en fonction de la contrainte maximale admise dans les aciers.

σ_s (MPa)	160	200	240	280
Diamètre maxi (mm)	25	16	12	8
Espacement maxi (mm)	200	150	100	50

Tableau. X.7 - Minimum de ferrailage. [8]

Les résultats ainsi obtenus figurent dans les tableaux suivants :

	As ₁ (cm ²)	Armature transversale	Armature longitudinale	As ₂ (cm ²)	Armature transversale	Armature longitudinale
Hourdi supérieur	25,2	8 HA16 + 6 HA14	30 HA25	29,1	5 HA20 + 7 HA16	32 HA25
Hourdi inférieur	49,4	10 HA25	33 HA25	24,7	6 HA20 + 4 HA14	29 HA25
Encorbellements	0	6 HA12	15 HA25	10,6	6 HA16	15 HA25
Ames	23	8 HA20	35 HA25	23	8 HA20	30 HA25

Tableau. X.8 - Quantités d'armature du voussoir sur pile.

	As ₁ (cm ²)	Armature transversale	Armature longitudinale	As ₂ (cm ²)	Armature transversale	Armature longitudinale
Hourdi supérieur	21,4	8 HA14 + 10 HA12	30 HA25	44,5	8 HA20 + 10 HA16	32 HA25
Hourdi inférieur	20,2	4 HA16 + 8 HA14	33 HA25	28,7	4 HA20 + 8 HA16	29 HA25
Encorbellements	0	6 HA12	15 HA25	10,6	6 HA16	15 HA25
Ames	23	8 HA20	21 HA25	23	8 HA20	18 HA25

Tableau. X.9 - Quantités d'armature du voussoir à la clé.

X. 2. Vérification au cisaillement

Les déformations dues aux contraintes de cisaillement sont très petites (négligeables devant celles qui résultent des contraintes normales). Cette particularité a deux conséquences importantes pour la sécurité :

- Une rupture par cisaillement ne prévient pas et présente un caractère fragile.
- Dans un système hyperstatique, il n'y a pas de redistribution d'efforts comparable à celle que l'on observe avec les moments fléchissant.

C'est pour cela qu'on doit être prudents dans le dimensionnement des structures vis-à-vis de l'effort tranchant.

La vérification au cisaillement va concerner les sections les plus sollicitées par l'effort tranchant (au voisinage des appuis).

X. 2. 1. Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant total est calculé en prenant en considération le poids propre, le poids des équipements, les surcharges des convois ferroviaires (courbes enveloppes), l'effort tranchant de la précontrainte, les réactions hyperstatiques d'appuis créées par la précontrainte et l'effet Résal.

X. 2. 1. 1. Effort tranchant de la précontrainte

Considérons un câble faisant un angle α avec l'horizontale.

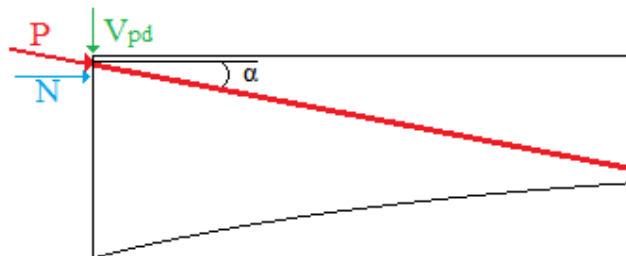


Fig. X.2 - Effet de l'inclinaison de la force de précontrainte.

L'action P du câble de précontrainte sur la section peut se décomposer en deux forces, une force N normale à la section, l'autre V_{pd} située dans le plan de la section et dirigée vers le bas.

$$N = P \times \cos \alpha$$

$$V_{pd} = P \times \sin \alpha$$

X. 2. 1. 2. Réactions hyperstatiques d'appuis créées par la précontrainte

La précontrainte des poutres hyperstatiques induit des réactions d'appuis supplémentaires R_H . Il faut tenir compte de ces réactions dans le calcul de l'effort tranchant.

$$R_H = \frac{M_{Hyp}}{L}$$

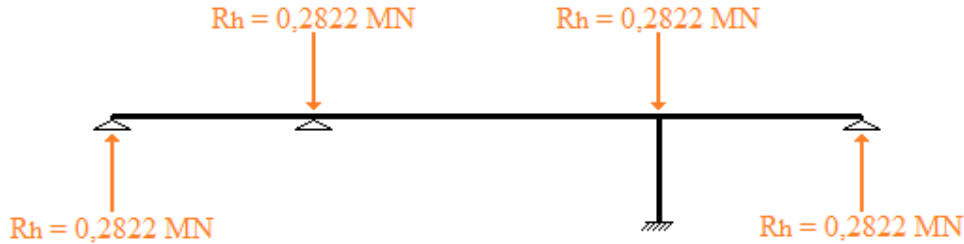


Fig. X.3 - Réactions d'appuis dues à l'hyperstaticité de la précontrainte de continuité.

X. 2. 1. 3. Effet Résal

Lorsque la fibre moyenne des poutres n'est pas horizontale, les forces verticales ne sont plus parallèles aux sections droites, mais font avec elle un angle φ . L'angle φ est aussi l'angle que fait l'horizontale par rapport aux normales aux sections.

Dans les ouvrages à hauteur variable, il apparaît une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre neutre par rapport aux hourdis. La compression dans les hourdis présente une composante dans la direction de l'effort tranchant.

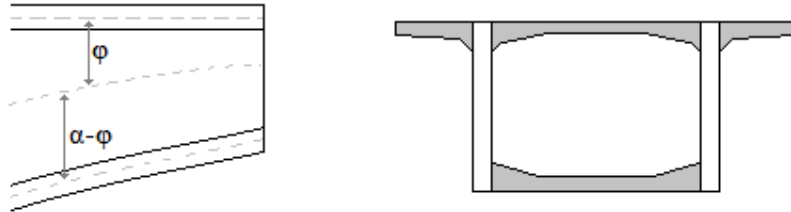


Fig. X.4 - Effet Résal dans les hourdis supérieur et inférieur.

Une partie de l'effort tranchant serait équilibrée par l'effort normal dans les membrures.

La correction de l'effort tranchant par effet Résal est calculée en utilisant la relation suivante :

$$V_{résal} = -(\alpha - \varphi) \times N_{bi} + \varphi \times N_{bs}$$

- φ : l'angle de la fibre moyenne avec la fibre supérieure,
- α : l'angle du hourdis inférieur par rapport au hourdis supérieur,
- N_{bi} : effort (de compression) du hourdis inférieur,

N_{bs} : effort (de compression) du hourdis supérieur.

La formule précédente peut être simplifiée, en vue de l'horizontalité de l'extrados et l'absence de dissymétrie dans le tablier, en :

$$V_{résal} = -N \times \sin \alpha \quad (\alpha = 8,8167^\circ)$$

L'effort tranchant total réduit est donc :

$$\text{A l'ELS : } V = V_G + V_Q + R_H - V_{Pd} - V_{résal}$$

$$\text{A l'ELU : } V_u = 1,35 V_G + 1,45 V_Q + R_H - V_{Pd} - V_{résal}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts tranchants dans les sections critiques (en vue du cisaillement)

Section	V_G (MN)	V_Q (MN)	V_{Pd} (MN)	$V_{résal}$ (MN)	R_H (MN)	V (MN)	V_u (MN)
Vc	9,153	6,85	5,17	0	0,2822	11,1152	17,40125
Vp	25,2	11,065	8,12	0	0,2822	28,4272	42,22645
V1	24,34	10,3	8,75	14,24	0,2822	11,9322	25,0862
V2	22,82	9,83	8,12	13,07	0,2822	11,7422	24,1527

Tableau. X.10 - Efforts tranchants dans les sections critiques.

X. 2. 2. Calcul des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement τ , à une ordonnée δ , à pour expression :

$$\tau = \frac{V \times \mathbb{Q}(\delta)}{I \times b_w}$$

V : Effort tranchant réduit appliqué à la section.

I : Moment d'inertie de la section.

b_w : Largeur de la section à la côte δ .

$\mathbb{Q}(\delta)$: Moment statique calculé par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la partie de section située au-dessus (ou au-dessous) de l'axe horizontal passant par la côte δ .

$$\mathbb{Q}(\delta) = \int_{z>\delta} b_w(z) \times z \times dz$$

L'application de la formule de la contrainte de cisaillement à montrer que la contrainte de cisaillement maximal est maximale au droit du centre de gravité.

En béton précontraint, il faut tenir compte de la présence des gaines qui réduisent localement l'épaisseur utile de l'âme des poutres.

En réalité, les gaines sont remplies de coulis d'injection. En admettant la présence de coulis et du câble à l'intérieur de la gaine, les calculs de cisaillement sont effectués en prenant une largeur nette $b_{w,nom}$ diminuée de la moitié du diamètre extérieur des gaines de précontrainte :

$$b_{w,nom} = b_w - \frac{\Phi}{2}$$

Suivant les règles de l'Eurocode, l'expression de la contrainte de cisaillement τ devient :

$$\tau = \frac{V}{Z \times b_w}$$

Z : La distance séparant les membrures de la poutre supposée fissurée.

Par simplification, on prend $Z = 0,9d$

d : La distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature tendue la plus éloignée.

Le tableau suivant donne les valeurs des contraintes de cisaillement dans les sections les plus sollicitées en vue de l'effort tranchant :

Section	Z (m)	$b_{w,nom}$ (m)	V (MN)	V_u (MN)	τ (MPa)	τ_u (MPa)
Vc	4,4640	6,78	11,1152	17,40125	0,367	0,575
Vp	7,1640	1,84	28,4272	42,22645	2,156	3,203
V1	6,9264	0,84	11,9322	25,0862	2,051	4,311
V2	6,5907	0,84	11,7422	24,1527	2,121	4,363

Tableau. X.11 - Contraintes de cisaillement dans les sections critiques.

X. 2. 3. Vérification des contraintes et ferrailage

X. 2. 3. 1. Vérification aux états limites de service

Contrairement à ses prédécesseurs, l'Eurocode 2 n'impose aucune vérification de contraintes de cisaillement du béton aux états limites de service.

En tant que besoin, on peut vérifier les risques de fissurations du béton en se référant aux règles utilisées par le BPEL avec quelques réserves concernant la compatibilité de ces règles avec le cas de chargement.

La condition à vérifier est :

$$\tau < \tau_{admissible} = \min(\tau_{adm1}, \tau_{adm2})$$

Tel que :

$$\tau_{adm1} = \sqrt{0,4 \times f_{tk} \times \left(f_{tk} + \frac{2 \times \sigma_x}{3}\right)}$$

$$\tau_{adm1} = \sqrt{\frac{2 \times f_{tk}}{f_{ck}} \times (0,6 \times f_{ck} - \sigma_x) \times \left(f_{tk} + \frac{2 \times \sigma_x}{3}\right)}$$

Avec :

$$f_{ck} = 0,7 \times f_{ctm}$$

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A_x}$$

Le tableau suivant donne les résultats de vérification de contraintes de cisaillement à l'ELS dans les sections critiques :

Section	τ (MPa)	N (MN)	σ_{cp} (MPa)	τ_{adm1} (MPa)	τ_{adm2} (MPa)	$\tau_{admissible}$ (MPa)	Vérification
Vc	0,367	35,607	3,106	2,105	3,402	2,105	Vérifiée
Vp	2,156	100,549	5,808	2,489	3,753	2,489	Vérifiée
V1	2,051	92,909	5,5313	2,452	3,726	2,452	Vérifiée
V2	2,121	85,296	5,305	2,422	3,402	2,422	Vérifiée

Tableau. X.12 - Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS.

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées aux états limites de service. On doit ensuite vérifier ces contraintes aux états limites ultimes afin de juger le dimensionnement.

X. 2. 3. 2. Vérification aux états limites ultimes et ferrailage

On admet que la poutre se fissure perpendiculairement à la direction de la contrainte principale de traction. Pour éviter la rupture de la pièce, il est nécessaire de mettre en œuvre des aciers de couture de ces fissures. Ces aciers sont, la plus part du temps, constitués d'étriers passifs perpendiculaires à l'axe de la poutre et ancrés près des fibres inférieures et supérieures de la poutre.

Après fissuration, la poutre peut être assimilée à une poutre treillis dont les diagonales comprimées sont constituées par les bielles de béton et les diagonales tendues par les étriers passifs.

Ces étriers sont espacés régulièrement de s et les bielles de béton sont inclinées d'un angle θ sur l'horizontale. En théorie, au moment de l'apparition de la fissure $\tan(2\theta) = 2\tau / \sigma_x$ puisque cela correspond à la direction de la facette sur laquelle s'exerce la contrainte de traction la plus importante.

A l'ELU, le règlement se contente d'une vérification globale. La résistance à l'effort tranchant est égale à la plus faible des deux valeurs $V_{rd,sy}$ et $V_{rd,max}$.

Le premier terme représente la résistance des étriers travaillant à la limite élastique réduite par le coefficient γ_s .

$$V_{rd,sy} = A_{sw} \times \frac{f_{yk}}{\gamma_c} \times \frac{Z}{s \times \tan(\theta)}$$

A_{sw} : Section d'un cours d'étriers.

f_{yk} : Limite élastique des aciers constituant les étriers.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité. (Soit 1,15 pour une situation durable ou transitoire)

Le deuxième terme traduit la limite de la résistance du béton des bielles à la compression.

$$V_{rd,max} = b_{w,nom} \times Z \times v_1 \times f_{cd} \times K \times \frac{\sin(2\theta)}{2}$$

$v_1 = 0,6$ pour un béton courant ($f_{ck} < 60$ MPa)

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ avec : $\gamma_c = 1,5$

K : La variation de la résistance au cisaillement en fonction de la compression longitudinale du béton.

$$\begin{aligned} K &= 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} && \text{si } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ K &= 1,25 && \text{si } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ K &= 2,5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{si } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{aligned}$$

Par ailleurs, pour assurer une ductilité suffisante, on vérifie que :

$$\frac{A_{sw} \times f_{yk}}{\gamma_s \times s \times b_{w,nom}} \leq \frac{1}{2} \times v_1 \times f_{cd}$$

L'Eurocode impose, vis-à-vis de l'effort tranchant, un minimum d'armature dont au moins 50 % sous forme d'étriers ou cadres.

$$\frac{A_{sw}}{s \times b_{w,nom}} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

La vérification aux états limites ultimes consiste en premier lieu de vérifier le non écrasement du béton des bielles, ensuite de proposer un ferrailage transversal et vérifier sa ductilité et enfin comparer ce dernier avec un ferrailage minimum imposé par l'Eurocode.

Calcul au voussoir V_p :

$$\begin{aligned} \text{A l'ELU, l'angle } \theta_u \text{ serait : } \quad \tan(2\theta_u) &= \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = \frac{2 \times 3,203}{5,808} = 1,103 \\ \theta_u &= 23,9^\circ \end{aligned}$$

$$Z = 7,164 \text{ m}$$

$$b_{w,nom} = 1,84 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 40 / 1,5 = 26,66 \text{ MPa}$$

$$K = 1 + 5,808 / 26,66 = 1,2178$$

Limite de résistance du béton :

$$V_{rd,max} = 1,84 \times 7,164 \times 0,6 \times 26,66 \times (\sin(50)/2) \times 1,2178 = 95,145 \text{ MN}$$

$$V_{rd,max} = 95,145 \text{ MN} > V_u = 42,22 \text{ MN.}$$

Donc le béton des bielles résiste largement à la compression.

Dimensionnement des aciers :

On doit vérifier :

$$V_u \leq \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times \frac{1}{\tan(\theta)}$$

Soit :

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{42,22 \times 1,15 \times \tan(23,9)}{500 \times 7,164}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,006 \text{ m}$$

Si le cours d'étriers est constitué de **14 HA12** ($A_{sw} = 15,83 \text{ cm}^2$) on obtient alors :

$$25 \text{ cm} \leq s$$

On vérifie aussi la condition de ductilité des aciers :

$$\frac{A_{sw} \times f_{yk}}{\gamma_s \times s \times b_{w,nom}} = 1,496 \text{ MPa} \leq \frac{1}{2} \times v1 \times f_{cd} = 7,998 \text{ MPa}$$

Et enfin on compare avec le ferrailage minimum imposé :

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,6332 \text{ cm} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b_{w,nom} = 0,186 \text{ cm}$$

Le ferrailage dimensionné à l'ELU et constitué de **14 HA12** tous les 25 cm est donc suffisant.

De la même manière, on calcul le ferrailage dans les voussoirs Vc, V1 et V2. Les tableaux suivant récapitulent les calculs effectués :

Section	Z(m)	$b_{w,nom}$ (m)	τ_u (MPa)	σ_{cp} (MPa)	θ°	K	$V_{rd,max}$ (MN)	V_u (MN)
Vc	4,464	6,78	0,574	3,106	10,16	1,116	93,85	17,40125
Vp	7,164	1,84	3,203	5,808	23,91	1,217	95,14	41,66205
V1	6,9264	0,84	4,311	5,531	28,67	1,207	47,30	24,5218
V2	6,5907	0,84	4,362	5,305	29,36	1,198	45,37	23,5883

Tableau. X.13 - Vérification des bétons de bielles.

Section	Dimensionnement des aciers			Vérification de ductilité		Acier minimum
	$\frac{V_u \times \gamma_s \times \tan(\theta)}{f_{yk} \times Z}$	$\frac{A_{sw}}{s}$	Armature et Espacement (s(cm), X HA12)	$\frac{A_{sw} \times f_{yk}}{\gamma_s \times s \times b_{w,nom}}$	$\frac{1}{2} \times v1 \times f_{cd}$	$\frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b_{w,nom}$
Vc	0,002	0,226	(25, 5HA12)	0,14492754	7,998	0,6860682
Vp	0,006	0,6328	(25, 14HA12)	1,4952741	7,998	0,1861896
V1	0,0045	0,452	(25, 10HA12)	2,33954451	7,998	0,0849996
V2	0,0046	0,4972	(25, 11HA12)	2,57349896	7,998	0,0849996

Tableau. X.14 - Dimensionnement et vérification du ferrailage transversal.

La quantité d'armature calculée pour le voussoir Vc est inférieure à la quantité minimale imposée par l'eurocode, donc nous allons opter pour le ferrailage suivant :

16 HA12 chaque **25 cm**, donc $Asw/s = 0,7232 > 0,6861$.

CHAPITRE XI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Le choix ne peut se faire que par une vaste synthèse englobant essentiellement :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Dans ce qui suit, nous allons étudier les appuis de notre ouvrage ainsi que leurs fondations.

XI. 1. Appareils d'appui

Les tabliers de ponts reposent, en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'*appareils d'appui*, conçus pour assurer une bonne liaison mécanique et transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou la fois, des efforts verticaux et horizontaux. Ces actions proviennent des charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassements d'appui...etc.

On distingue quatre grandes familles d'appareils d'appui se différenciant par leur mode de fonctionnement et les matériaux employés :

- Les articulations en béton dites de *Freyssinet*.
- Les appareils en élastomère fretté.
- Les appareils métalliques.
- Les appareils spéciaux.

Dans notre conception, nous nous sommes orientés vers les appareils en élastomère fretté. Cela est justifié par leurs coûts, leurs performances et leur utilisation courante dans de nombreux ponts en béton précontraint et notamment ceux construits en encorbellement.

Le principal intérêt de ces appareils réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations. Néanmoins, ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement qu'il ne faut pas négliger lors des vérifications.

Les déplacements du tablier sont donc absorbés par les distorsions du caoutchouc, et l'on évite ainsi d'avoir recours à des appareils d'appui glissants, bien plus coûteux, qui de plus sont bien plus sensibles à un défaut de pose ou d'entretien.

Les appareils d'appuis en élastomère fretté sont constitués par un empilage de feuilles de néoprène (8 à 20mm d'épaisseur) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (1 à 4mm d'épaisseur).

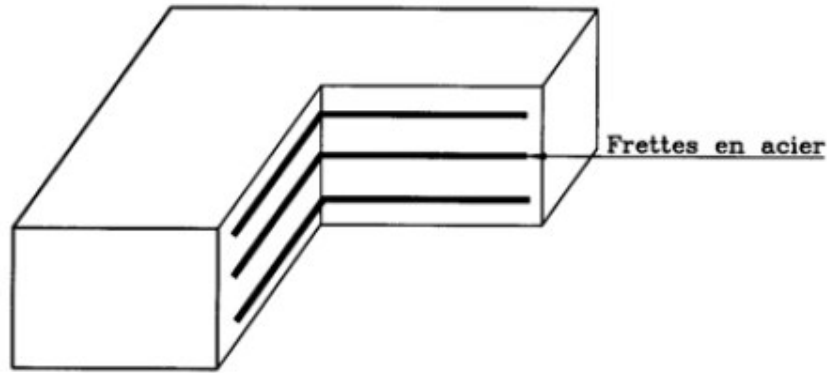


Fig. XI.1 - Constitution d'appareil en élastomère fretté. [11]

Notre ouvrage nécessite une ligne de deux appareils pour chaque culée et deux lignes (quatre appareils) pour la pile qui n'est pas encadrée.

En utilisant le guide **SETRA** consacré aux appareils d'appui en élastomère fretté, on effectue le dimensionnement et les vérifications de ces équipements. Nous détailleront ci-dessous le calcul pour la pile. Les deux culées seront traitées de la même manière et nous donnerons que les résultats.

Les démarches à suivre sont les suivantes :

En premier lieu, nous disposons des efforts vertical et horizontal qui s'applique sur chaque appareil à l'état limite ultime. Le tableau suivant illustre ces efforts :

	V (MN)	H (MN)	D (m)	α (rad)
Combinaison max à l'ELU	19,86	0,068	0,061	0,0032

Tableau. XI.1- Efforts maximaux appliqués sur l'appareil d'appui.

V : effort verticale issu de la combinaison à l'ELU la plus défavorable.

H : effort horizontal issu de la combinaison à l'ELU la plus défavorable.

D : déplacement horizontal sans le freinage.

α : rotation maximale.

Le dessin suivant montre les notations adoptées pour les caractéristiques géométriques :

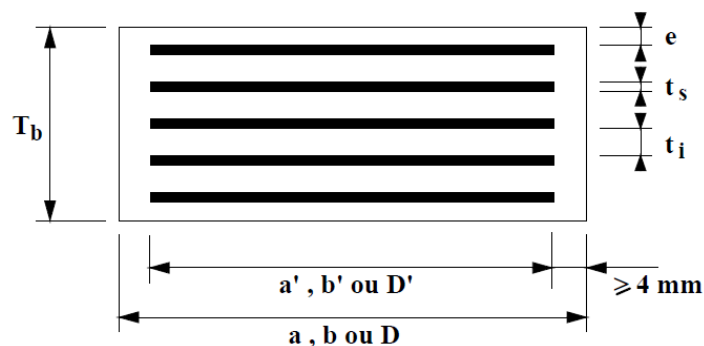


Fig. XI.2 - Géométrie d'un appareil d'appui en élastomère fretté. [11]

XI. 1. 1. Aire de l'appareil d'appui (A')

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre **20 et 25 MPa** sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui. Dans notre cas, on prendra **25 MPa**. On obtient donc, pour la réaction verticale maximale :

$$A' > 19,86/25 = 0,7944 \text{ m}^2.$$

XI. 1. 2. Hauteur nette d'élastomère T_q

La condition habituellement prépondérante est celle de la déformation horizontale ε_q .

$$\varepsilon_q = D_x / T_q < 1$$

$$D_x = D + D_f$$

$$D_x = 0,061 + \frac{H * T_q}{2 * G * A'}$$

Avec :

D_f : le déplacement du au freinage.

G : le module de cisaillement de l'élastomère pris **1,1** pour les ponts rail.

D'où : **T_q > 63 mm.**

On peut choisir **6** feuillets intermédiaires de **12 mm** et **2** enrobages de **6 mm** chacun, soit **T_q = 72 mm.**

XI. 1. 3. Dimensions en plan

On peut choisir un appareil en respectant la section minimale. Les dimensions sont :

$$900 * 1000 \text{ (mm)}, A' = 0,8811 \text{ m}^2.$$

La surface A' est calculée en prenant en compte un enrobage total de **10mm.**

Soit les valeurs suivantes : **a' = 890 mm, b' = 990mm, A' = 8811 mm².**

On procède à un nouveau calcul du déplacement :

$$D_x = 0,061 + \frac{H * T_q}{2 * G * A'} = 0,064 \text{ m.}$$

On calcule la surface en plan effective comme suit :

$$A_r = A' \left(1 - \frac{D_x}{a'}\right) = 0,8182 \text{ m}^2 > 0,7944 \text{ m}^2.$$

Donc cet appareil convient.

XI. 1. 4. Stabilité au flambement

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

Le coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais, vaut :

$$S = \frac{a' b'}{2 \times t(a' + b')} = 9,764.$$

Soit la pression moyenne $\sigma_m = V/A_r = 19,86/0,8182 = 24,27$ MPa.

La pression limite est : $\sigma_{lim} = \frac{2 a' G S 1}{3 T e} = 88,5$ MPa.

On remarque que : $\sigma_m < \sigma_{lim}$, donc la condition de stabilité est vérifiée.

XI. 1. 5. Respect de la limite de déformation

La limite de déformation est telle que : $\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_a < 7$.

ϵ_c : déformation sous effort vertical.

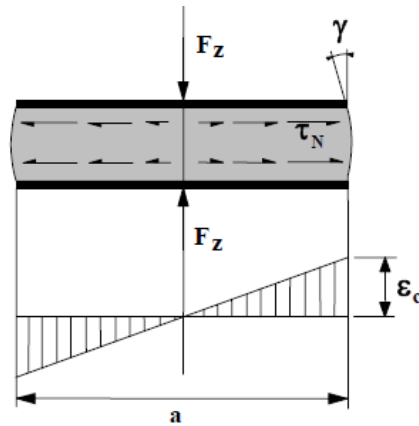


Fig. XI.3 - Distorsion de l'appareil sous effort vertical. [11]

$$\epsilon_c = \frac{1,5 V}{G A_r S} = \frac{1,5 \times 19,86}{1,1 \times 0,8195 \times 9,764} = 3,38.$$

ϵ_q : déformation sous effort horizontal.

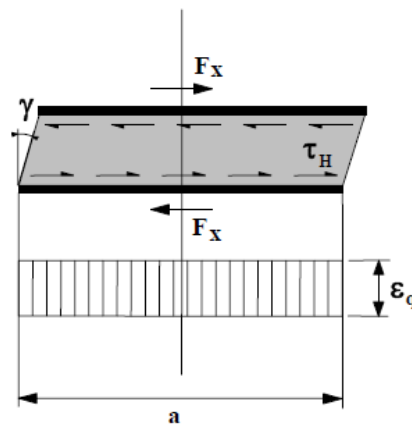


Fig. XI.4 - Distorsion de l'appareil sous effort horizontal. [11]

$$\varepsilon_q = \frac{Dx}{Tq} = \frac{0,064}{0,072} = 0,86 < 1.$$

ε_α : déformation sous rotation.

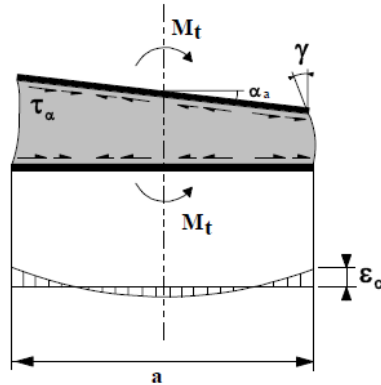


Fig. XI.5 - Distorsion de l'appareil sous moment horizontal. [11]

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a^2 \alpha_a + b^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

$$\varepsilon_\alpha = 2,42.$$

On remarque que : $\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha = 6,66 < 7$.

La condition des déformations est vérifiée.

On s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil.

$\alpha = 0,0032$ rad soit avec un défaut de pose de $0,003$, donc $\alpha = 0,0062$ rad.

$V = 19,86$ MN.

On calcule le tassement pour les 6 feuillets de 12 mm.

$$v_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS_1^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

$$v_z = \frac{19,86 \times 6 \times 0,012}{0,8195} \left(\frac{1}{5 \times 1,1 \times 52} + \frac{1}{2000} \right) = 4,2 \text{ mm.}$$

La valeur de la stabilité en rotation est :

$$\frac{a' \alpha_1 + b' \alpha_2}{Kr} = \frac{0,89 \times 0,0062 + 0,99 \times 0,00}{3} = 1,83 \text{ mm.}$$

On remarque que $4,2 > 1,83$, donc la condition est vérifiée.

XI. 1. 6. Dimensionnement des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est :

$$t_s > \frac{2,6 V T_i}{A_r f_y}$$

$$V = 16,86 \text{ MN.}$$

$$T_i = 0,012 \text{ mm.}$$

$$A_r = 0,8182 \text{ m}^2.$$

$$f_y = 235 \text{ MPa (limite élastique de l'acier des frettes).}$$

D'où $t_s > 3,22 \text{ mm.}$

On prend $t_s = 4 \text{ mm.}$

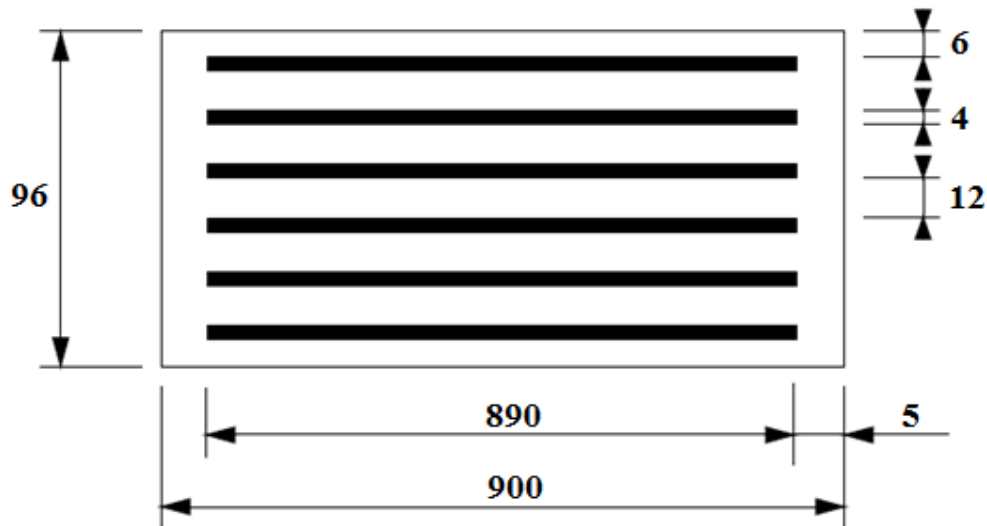


Fig. XI.6 - Dimensions de l'appareil d'appui (mm) de la pile.

En utilisant le même cheminement de dimensionnement et de vérification pour les deux culées, nous avons pu déterminer les dimensions des appareils d'appuis des appuis d'extrémité.

	Nombre d'appareil	Dimensions en plan (mm)	Epaisseur (mm)
Culée C1	2	700 * 900	96
Pile P1	4	900 * 1000	96
Culée C2	2	700 * 1000	96

Tableau. XI.2 - Spécifications des appareils d'appuis de l'ouvrage.

XI. 2. Piles

XI. 2. 1. Évaluation des actions sismiques

Avant d'entamer la vérification des différentes parties qui constituent les appuis (appareils d'appui, piles, culées), il est nécessaire de déterminer les efforts sismiques qui s'appliquent sur les appuis.

En ce qui concerne l'étude au vent, elle ne sera pas abordée car la hauteur des piles n'est pas assez importante ($\leq 40\text{m}$) et, par conséquent, l'étude sismique est prépondérante.

Compte tenu de l'existence d'un règlement parasismique algérien traitant les ponts, nous avons naturellement décidé de le suivre afin de bien mener cette étude. Ce document technique s'intitule : **REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008)**. La **partie I** est celle qui nous intéresse car elle traite les ponts neufs.

En premier lieu, voici les premières données à déterminer :

- Classe du pont (tableau 2.1 de l'article 2.2RPOA) : **groupe 1** (pont stratégique).
- Zone sismique (annexe BRPOA) : **Iib**(wilaya de BOUMERDES, commune d'Isser).
- Coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 de l'article 3.1.2RPOA) : **$A = 0,3$** .
- Catégorie du site (article 3.1.3.1RPOA) : **S2** (site ferme).
- Amortissement (article 4.2.4RPOA) : **$\xi = 5\%$** (béton armé).

L'action sismique engendre une translation d'ensemble de l'ouvrage et un déplacement différentiel dans les trois directions (x, y, z). La composante verticale ne sera pas étudiée car les différentes charges et surcharges de l'ouvrage sont majorées et de plus, l'apparition d'un séisme vertical est rare.

A présent, nous allons déterminer le spectre de réponse. Cet outil est généralement indispensable pour le calcul sismique. Il est donné par l'équation (3.3) de l'article 3.2.2 du règlement.

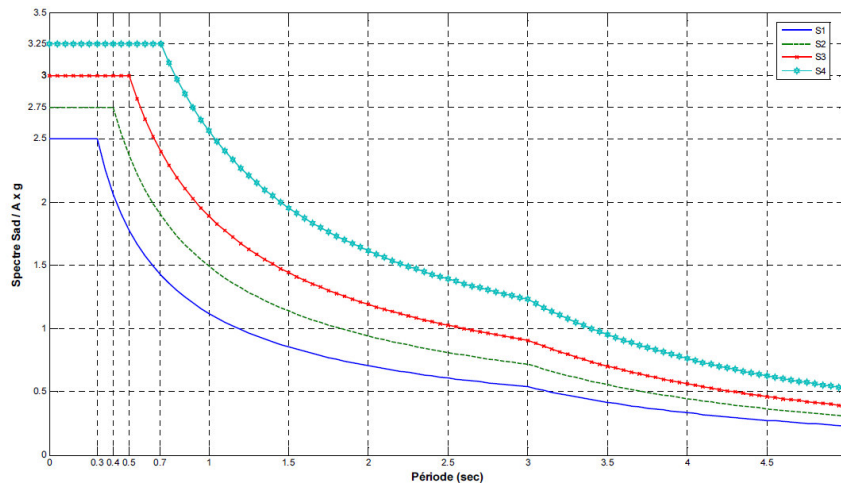


Fig. XI.7 - spectre de dimensionnement. $\xi = 5\%$ (RPOA 2008).

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismiques des ouvrages d'art. Nous avons choisi la méthode du spectre de réponse. Elle est basée sur une analyse dynamique multimodale spectrale. Faute de temps, il a été décidé de faire l'analyse sur le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012**.

En se basant sur la zone sismique et le site de l'ouvrage, nous avons considérée **60 modes** afin d'obtenir des facteurs de participation cumulés de masse supérieures à **90%** dans les deux directions (x et y).

Comme le tablier de notre ouvrage est fixé sur les piles, le **RPOA** préconise l'utilisation d'un coefficient de comportement **q** qui réduit les efforts de dimensionnement. Selon l'article 4.4.1 du règlement, **q = 3,5**.

Suite à la modélisation et au calcul sur le logiciel, et en prenant compte de toutes les données abordées ci-dessous, les piles de notre pont subissent les efforts sismiques suivants :

Pile	Hauteur (m)	Ex (kN)	Ey (kN)
P1	26	5222	8555
P2	18	9292,26	9077

Tableau. XI.3 - Efforts sismiques sur les piles.

XI. 2. 2. Étude de la pile encastrée (P2)

Nous avons décidé d'étudier la pile P2 car elle est soumise à des efforts plus importants. La conception étant déjà faite dans les premiers chapitres, nous aborderons ci-dessous quelques vérifications la concernant.

La pile P2 a une hauteur de **18 m**, elle se situe au **PK 143+989,81**. Elle fait partie de la famille des piles caissons car la hauteur est importante et le fait de l'évider apporte un meilleur comportement et un gain considérable sur la matière malgré les difficultés de mettre en place le coffrage qui sera soit de type glissant soit de type grimant.

Les dimensions en plan sont présentées ci-dessous :

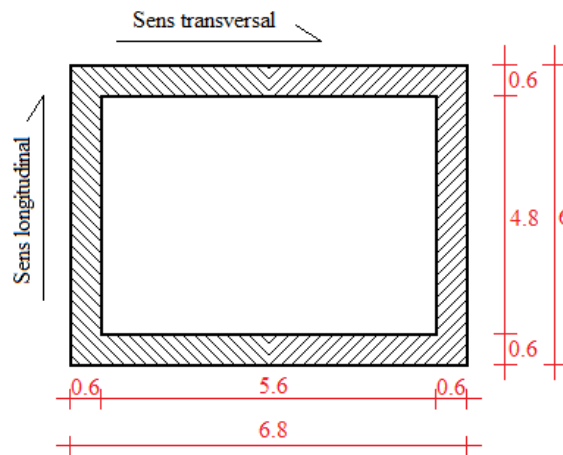


Fig. XI.8 - Dimensions en plan de la pile P2.

Le tableau suivant récapitule les différentes actions qui agissent significativement sur la pile P2 :

	V (MN)	H (MN)	M (MN.m)
G	69,9	-	117,78
P	6,26	-	-
UIC 71	15,7	-	18,4
Freinage Démarrage	-	2,74	1,224
Ex	-	9,29	167,26
Ey	-	9,08	163,4

Tableau. XI.4 - Efforts agissant sur la pile P2.

A noter que, selon le RPOA, la force sismique E est une combinaison des efforts sismiques orthogonaux (Ex et Ey) qui tient compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

$$E_1 = E_x + 0,3E_y.$$

$$E_2 = E_y + 0,3E_x.$$

On considère trois combinaisons de calcul :

- **ELU:** 1,35 (G + P) + 1,45 (UIC71 + FR/DEM).
- **ELA₁:** G + P + UIC71 + E₁.
- **ELA₂:** G + P + UIC71 + E₂.

Le tableau suivant montre les sollicitations maximales issues des combinaisons :

	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)
ELU	148346	287457,8	0
ELA₁	107560	353618,92	0
ELA₂	107560	136180	217438,92

Tableau. XI.5 - Sollicitations maximales des combinaisons.

XI. 2. 3. Ferrailage de la pile

XI. 2. 3. 1. Ferrailage longitudinal

La détermination du ferrailage de notre pile se fera en utilisant les abaques de **WALTER** pour le dimensionnement des éléments creux en béton armé. Cette méthode nous permet de déterminer le ferrailage d'une section de béton qui travaille à la flexion composée, en représentant les efforts effectifs par des efforts relatifs et sans dimension.

En premier lieu, on vérifie l'orientation de notre section :

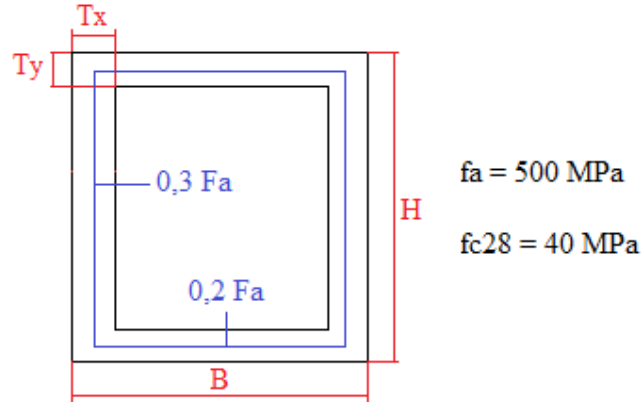


Fig. XI.9 - Orientation de la section.

Condition d'orientation :

$$T_x/B < T_y/H.$$

$$T_x = T_y = 0,6 \text{ m.}$$

$$B = 6 \text{ m.}$$

$$H = 6,8 \text{ m.}$$

Donc $0,088 < 0,1$ vérifiée.

Les sollicitations maximales induites dans la pile sont :

- $N = -107560 \text{ kN.}$
- $M_x = M_y = 353618,92 \text{ kN.m.}$

Ensuite, on calcule les efforts relatifs sans dimension comme suit :

- $n = \frac{N}{B H F_{c28}} = -0,0659.$
- $m_x = \frac{M_x}{B H H F_{c28}} = 0,032.$
- $m_y = \frac{M_y}{B H H F_{c28}} = 0,036.$
- $\mu = m_y / m_x = 1,125.$

On remarque que : $1 < \mu < 2$, donc :

$$m_{yi} = 1 * m_x = 0,032, m_{ys} = 2 * m_x = 0,064.$$

Les deux abaques qui se trouvent en annexe nous permettent de tirer la borne supérieure et inférieure de W . D'après les abaques :

$$W_i = 0,05, W_s = 0,12.$$

On interpole comme suit pour trouver W :

$$W = W_i + \frac{W_s - W_i}{\mu_s - \mu_i} (\mu - \mu_i) = 0,059$$

La section d'acier totale de la pile est donnée par la formule :

$$S_T = W H B Fc28 / Fa = 1917,6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pour } H = 6,8\text{m}, A_{s1} = 0,3 \text{ } S_T = 575,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 72 \text{ HA } 32.$$

$$\text{Pour } B = 6 \text{ m}, A_{s2} = 0,2 \text{ } S_T = 383,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 79 \text{ HA } 25.$$

A noter que, selon le RPOA, le pourcentage géométrique ρ_s des barres doit respecter la condition de non-fragilité tout en restant compris dans les fourchettes admissibles données ci-dessous :

$$0,5\% < \rho_s < 3\%$$

$$\text{Avec } \rho_s = A_s / B = 1917,6 / 139200 = 1,4\% \text{ vérifiée.}$$

De plus, l'espacement des barres ne doit pas excéder **250 mm**.

On doit vérifier aussi que la pile ne flambe pas : $\lambda = l_f / i < 50$ tel que :

$$l_f : \text{longueur de flambement. } l_f = 0,5 l = 9 \text{ m.}$$

$$i : \text{rayon de giration. } i = \sqrt{I/A} = 2,5.$$

D'où $\lambda = 3,6 < 50$, la stabilité au flambement est assurée. Si ce n'était pas le cas, on aurait ajouté des armatures supplémentaires.

XI. 2. 3. 2. Ferrailage transversal

Selon le RPOA, les armatures transversales doivent satisfaire les conditions suivantes :

- En zone courante, l'espacement maximal = **min [12 Φ_L , b, 200 mm]** :
 b : petit cote du rectangle circonscrit.
 Φ_L : plus gros diamètre des armatures longitudinales.
 D'où l'espacement max est de **200 mm**.
- En zone critique, c'est à dire où la formation de rotule plastique est susceptible d'arriver (à proximité des encastremets),
 l'espacement maximal = **min [8 Φ_L , 0,5b, 200 mm] = 200 mm.**

Afin d'assurer la durabilité de l'ouvrage, nous avons préconisé l'utilisation de barres **HA 25** avec un espacement de **20 cm**. Par conséquent, chaque voile de la pile prend **80 HA 25**.

XI. 2. 3. 3. Armatures d'effort tranchant

Selon le RPOA, l'espacement max des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes : **min [24 Φ_t , 8 Φ_L , 0,25d]**.

$$d : \text{hauteur utile. } d = 0,9 * 680 = 612 \text{ cm.}$$

$$\Phi_L : \text{diamètre des barres longitudinales (32 mm).}$$

$$\Phi_t : \text{diamètre des barres transversales (25 mm).}$$

D'où l'espacement est pris égal à **25 cm**.

La section A_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$A_t \geq \frac{A_L \cdot f_{el}}{16 \cdot f_{et}} \cdot \frac{S_t (mm)}{100} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t (m)} \geq \frac{A_L}{1,6} \cdot \frac{f_{el}}{f_{et}}$$

A_L : section des armatures longitudinales.

S_t : espacement des armatures transversales en mm ou en m.

f_{el} et f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales et transversales.

D'où $A_t > 89,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 90 \text{ HA } 12$ avec $A = 101,8 \text{ cm}^2$.

XI. 2. 4. Fondations des piles

Selon la coupe géologique, Le site de l'ouvrage présente plusieurs couches de sol. La première est une marne argileuse doté d'une capacité portante faible qui descend jusqu'à **20 m** de profondeur. Entre **20 m** et **25 m**, on trouve un massif rocheux constitué de **45%** de grès calcaire assez dur et **55%** de marne argileuse tendre. Au-delà de **25 m**, le sol est plus compact. On y trouve principalement du grès calcaire assez dur.

A cet effet, nous aurons recours à des fondations profondes pour assoir l'ouvrage sur la couche de sol qui présente les caractéristiques mécaniques requises. Ce type de fondations est généralement constitué d'une semelle de liaison et d'un groupe de pieux forés repartis sous cette dernière.

XI. 2. 4. 1. Éléments de conception

Généralement, les pieux sont forés. Leur diamètre ne doit pas excéder **2,5 m** et il ne descend pas en dessous de **0,8 m**. Le choix du nombre des pieux résulte d'une optimisation globale de la fondation, tant sur le plan mécanique que sur le plan économique.

L'entraxe des pieux a une grande importance. En effet, un espacement trop grand conduit à augmenter le volume de la semelle de répartition, tandis que dans le cas contraire (espacement faible), des inconvénients majeurs, tant à l'exécution que sur le plan mécanique (effet de groupe), seront ressentis.

En tenant compte de ce qui a été cité auparavant, il est communément admis qu'un entraxe d'au moins trois diamètres est une bonne base de départ pour le dimensionnement.

En ce qui concerne le nombre de files des pieux, il est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance. De manière générale, il est fortement déconseillé de concevoir un nombre de files impair car cela conduirait à en disposer une dans l'axe de l'appui et elle risquerait d'être plus chargée que les autres files.

Enfin, la semelle de répartition est toujours considérée comme étant infiniment rigide. Il convient de la dimensionner en conséquence.

XI. 2. 4. 2. Prédimensionnement

D'après le rapport géotechnique, le substratum se trouve à une profondeur entre **22 met 24 m**, sa capacité portante est estimé à **30,85 MPa**. A noter qu'un coefficient de sécurité est introduit lors des calculs, il est pris égal à **6**.

En premier lieu, on estime la force F_i qui revient à chaque pieu :

$$Q_{sol} = F_i / S$$

tel que :

Q_{sol} : capacité portante du sol (**30,85 MPa**).

S : aire du pieu. A titre de prédimensionnement, on prendra $\Phi = 1,5$ m.

D'où $F_i = Q_{sol} S = 54,52$ MN.

On divise par le coefficient de sécurité, donc :

$$F_i = 54,52 / 6 = 9,086 \text{ MN.}$$

L'effort normal maximal provenant de la pile est issu de la combinaison à L'ELU : $N_{max} = 148,346$ MN. On divise cet effort par l'effort qui revient à chaque pieu pour trouver leur nombre : $n = N_{max} / F_i = 16,33$. On pourra ainsi utiliser **17**pieux.

Pour des raisons de sécurité, on diminue la force qui revient à chaque pieu en augmentant leurs nombres, Ainsi, On préconise de mettre en place **4**files de **5** pieux soit **20** pieux avec $F_i = 7,42$ MN.

En fonction du nombre de pieux, les dimensions de la semelle sont explicitées dans le schéma suivant :

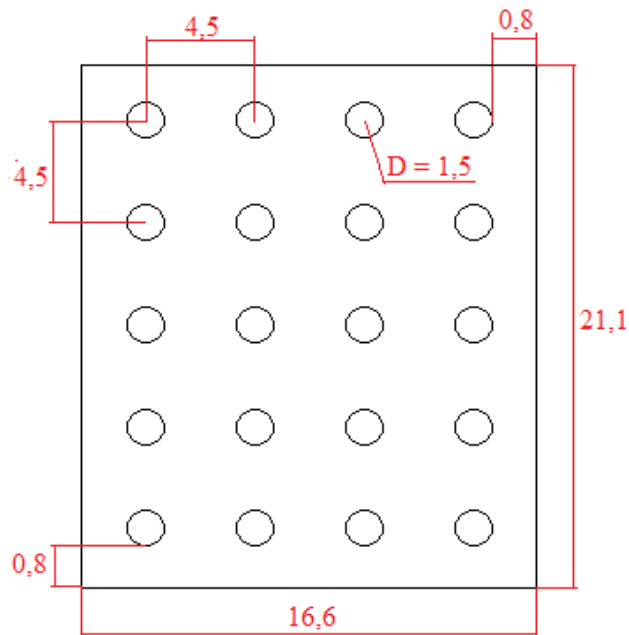


Fig. XI.10 - Dimensions en plan de la fondation (m).

XI. 2. 4. 3. Ferrailage des pieux

XI. 2. 4. 3. 1. Ferrailage longitudinal

Dans ce qui suit, nous allons déterminer la section d'acier nécessaire pour chaque pieu. Pour ce faire, nous aurons besoin des caractéristiques géométriques et mécaniques d'un pieu :

- Diamètre du pieu : $\Phi = 1,5 \text{ m}$.
- Longueur du pieu : $h = 22 + 3\Phi = 26,5 \text{ m}$.
- Résistance du béton : $f_c = 30 \text{ MPa}$.
- Limite élastique des armatures du béton : $f_e = 460 \text{ MPa}$.

Les pieux sont sollicités par un effort normal axial, un effort horizontal et un moment.

Chaque pieu est soumis à un effort horizontal $H = H_{\max} / n$

tel que :

H_{\max} : effort horizontal maximal issu de la combinaison en situation accidentelle. $H_{\max} = 13,868 \text{ MN}$.

n : nombre de pieu par file. $n = 5$.

D'où : $H = 2,77 \text{ MN}$.

La réaction du sol se traduit par un moment fléchissant dont l'expression est la suivante :

$$M_{\text{sol}} = \frac{Xh H}{Xm \lambda}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \Phi}{4 EI}}$$

C_u : module de réaction du sol (20 MN/m^3).

Φ : diamètre du pieu ($1,5 \text{ m}$).

E : module de Young du béton (34000 MPa).

I : moment d'inertie du pieu ($I = \pi \Phi^4/64 = 0,249 \text{ m}^4$).

D'où $\lambda = 0,217 \text{ m}^{-1} \Rightarrow \lambda h = 0,217 * 26,5 = 5,75$.

Une fois qu'on a λh , on détermine la valeur de Xh et Xm du tableau de WERNER mentionné en annexe. D'après le tableau : $Xh = 1,426$, $Xm = 1,636$.

D'où : $M_{\text{sol}} = - 11,126 \text{ MN.m}$.

Le moment fléchissant qui s'applique le long du pieu a pour expression :

$$M(x) = - M_{\text{sol}} \alpha_M(x) + \frac{H}{\lambda} \alpha_H(x). \text{ (Théorie de WERNER).}$$

Les deux paramètres $\alpha_M(x)$ et $\alpha_H(x)$ sont obtenus grâce aux abaques de WARNER qui se trouvent en annexe. Le tableau suivant récapitule la variation du moment le long du pieu :

x (m)	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h
$\alpha_H(x)$	0,5	0,71	0,62	0,41	0,2	0,05	0	0
$\alpha_M(x)$	0,95	0,75	0,48	0,21	0,05	0	0	0
M(x) (MN.m)	-4,190	0,715	2,571	2,895	1,996	0,638	0	0

Tableau. XI.6 - Moment fléchissant le long du pieu.

D'après le tableau, on remarque que le moment est maximal à proximité de la tête du pieu car il est encasté dans la semelle et la formation de rotule plastique est susceptible de se produire. A cet effet, la section d'acier du pieu sera en fonction de l'effort normal, du moment maximal et des caractéristiques mécanique des matériaux employés.

Pour ce faire, nous utilisons l'abaque de WALTHER qui traite les sections circulaires. Les étapes sont les mêmes qui ont été effectuées pour le ferrailage de la pile. D'après l'abaque qui se trouve en annexe, on obtient la section d'acier suivante :

$$A_s = 115,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15 \text{ HA } 32.$$

Selon le RPOA, des dispositions de ferrailage sont à prendre en compte :

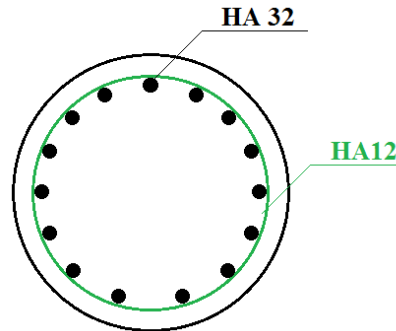
- Nombre minimal de barres **6, 15 > 6 vérifiée.**
- Diamètre minimal **12 mm, 32 > 12 vérifiée.**
- Le pourcentage géométrique doit satisfaire à : **0,5% < ρ_s < 3%**
 $\rho_s = A_s / A_B = 6,5 \cdot 10^{-3} = 0,65\% \text{ vérifiée.}$

XI. 2. 4. 3. 2. Ferrailage transversal

Suivant les directives du RPOA, les armatures transversales sont composées de cerces répondant aux exigences suivantes :

- Diamètre minimal **10 mm.** On prend $\Phi_t = 12 \text{ mm}$.
- Espacement maximal nu à nu des cerces égal à **12 $\Phi_L = 38,4 \text{ cm}$.**
On prend $S_T = 20 \text{ cm}$.

A noter que dans les zones critiques (encastrement en tête de pieu), il est prévu un ferrailage de renfort sur une profondeur 2Φ à partir de la tête du pieu. Les armatures de renfort ont un espacement de **10 cm.**


Fig. XI.11 - Ferrailage d'un pieu sous pile.

XI. 2. 4. 4. Ferrailage de la semelle

Souvent, les armatures inférieures des semelles sont déterminées par la méthode des bielles. La condition à vérifier est la suivante : $\theta > 45^\circ$.

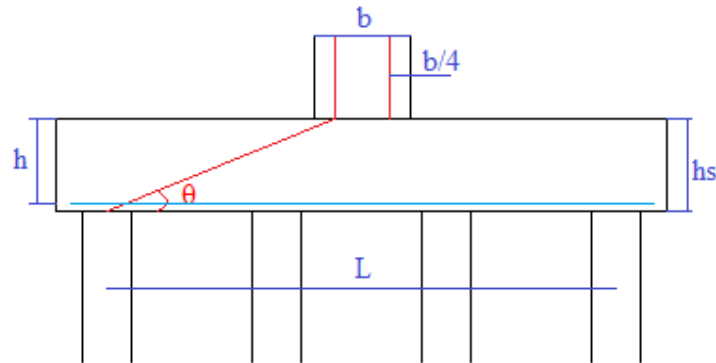


Fig. XI.12 - Méthode des bielles.

$$\text{On a: } \text{Tg } \theta = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$$

Tel que:

h: hauteur utile de la semelle ($h = 0,9 \text{ hs}$).

L : entraxe des deux pieux d'extrémité.

b: dimension longitudinale de la pile.

D'où $\text{Tg } \theta = 0,43 \Rightarrow \theta = 23,2^\circ < 45$.

La condition n'est pas vérifiée, donc la méthode des bielles n'est pas valide. D'où l'utilisation du logiciel **Robot Expert** pour déterminer les sections d'acier nécessaires. On modélise la semelle comme élément travaillant en flexion simple. Ensuite on introduit les données nécessaires au logiciel qui sont :

- Réactions maximales d'un pieu : $R_{ELU} = 7,42 \text{ MN}$, $R_{ELA} = 5,38 \text{ MN}$.
- Moments induit par les réactions : $M = R (L/2 - b/4)$.
D'où : $M_{ELU} = 38,955 \text{ MN.m}$, $M_{ELA} = 28,245 \text{ MN.m}$.
- Dimensions de la semelle : $h = 2,5 \text{ m}$, $b_0 = h + \Phi_{\text{pieu}} = 4 \text{ m}$.
- $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_e = 500 \text{ Mpa}$, enrobage $e = 5 \text{ cm}$.

Selon le logiciel, la section des armatures inférieures est de 388 cm^2 . Afin d'obtenir la quantité d'acier par mètre linéaire, on divise par b_0 , d'où :

$$A_{S1} = 97 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13 \text{ HA } 32.$$

Selon le RPOA, le pourcentage géométrique doit vérifier que :

$0,25\% < \rho_s < 1,5\%$. On a $\rho_s = 0,38\%$ vérifiée.

L'espacement des armatures inférieures est de 10 cm.

En ce qui concerne les armatures supérieures, le RPOA fixe le pourcentage géométrique de ces barres à un minimum de **0,1%**. Donc on prendra :

$$A_{S2} = 20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \text{ HA } 20 \text{ avec un espacement de } 10 \text{ cm.}$$

Pour les armatures transversales inférieures et supérieures, on a :

$$A_{\text{inf}} = A_{S1} / 3 = 32,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \text{ HA } 25 \text{ avec un espacement de } 13 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{sup}} = A_{S2} / 3 = 7,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \text{ HA } 12 \text{ avec un espacement de } 13 \text{ cm.}$$

Suivant les recommandations du RPOA pour les armatures de cisaillement, des cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement de **0,4 MPa** sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm. Ainsi on préconise des cadres **HA12**.

XI. 3. Culées

Assurant la liaison entre le pont et le terrain naturel (ou les remblais), les culées sont particulièrement sensible à une mauvaise conception et les remèdes sont rares et coûteux. C'est pour cela qu'on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant et des formes aussi simples que possible. [5]

La culée a deux fonctions principales :

- **Fonction mécanique** : elle se caractérise par :
 - Une bonne transmission (répartition) des efforts au sol de fondation.
 - La minimisation des déplacements horizontaux en tête, pour ne pas gêner les appareils d'appui.
 - La limitation des déplacements verticaux (tassements).
- **Fonction technique** : elle se caractérise par le fait que :
 - L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
 - L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage pour les câbles de précontrainte.

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées. Les culées sont complétées par des murs de tête, en aile ou en retour, qui sont relativement importants dans le cas des culées remblayées. L'emploi de murs en retour suspendus présente l'avantage de s'opposer aux poussées des terres.

XI. 3. 1. Prédimensionnement

En ce qui concerne la tête de culée, elle est généralement commune pour tous les types de culées. Elle se compose d'un mur garde-grève et un sommier d'appui ainsi que des murs-caches.

Le mur garde-grève sépare le remblai de l'ouvrage. Ses dimensions sont liées à la hauteur du tablier et aux efforts provenant de ce dernier. À son extrémité haute on y trouve un corbeau servant de réservation pour le joint de dilatation.

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. Son dimensionnement doit permettre l'implantation des appareils d'appui et l'évacuation des eaux.

Les mur-caches sont disposés aux extrémités latérales des têtes de culées, ils protègent les appareils d'appui et ils contribuent à rigidifier le mur garde-grève et le soulager un peu en flexion.

Hormis les constituants cités auparavant, la culée est composée de plusieurs murs en retour et d'une semelle. Les murs en retour sont suspendus au mur garde-grève et ils retiennent latéralement les terres, tandis que la semelle assure la répartition des efforts et la bonne disposition des pieux.

En tenant compte des recommandations de prédimensionnement citées dans le livre de **J.A.CALGARO** et **M.VIRLOGEUX** intitulé : « **PROJET ET CONSTRUCTION DES PONTS** », la culée a la morphologie suivante :

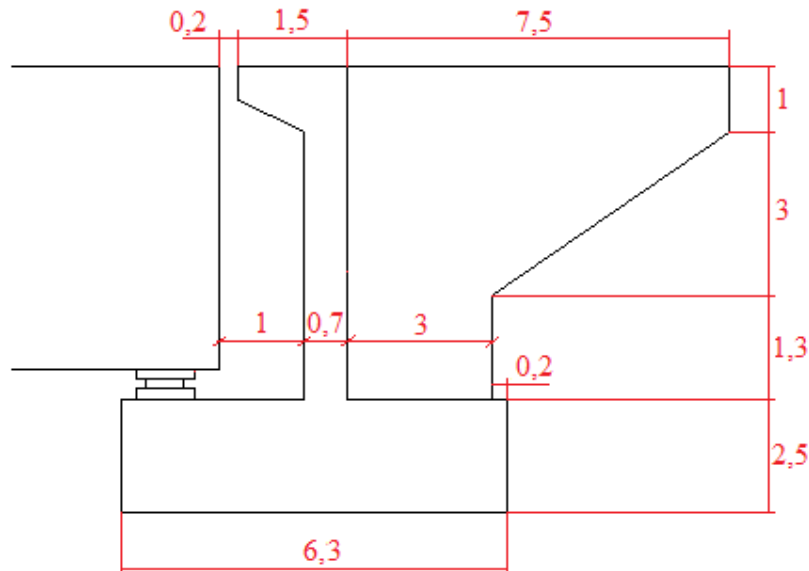


Fig. XI.13 - Dimensions de la culée (m).

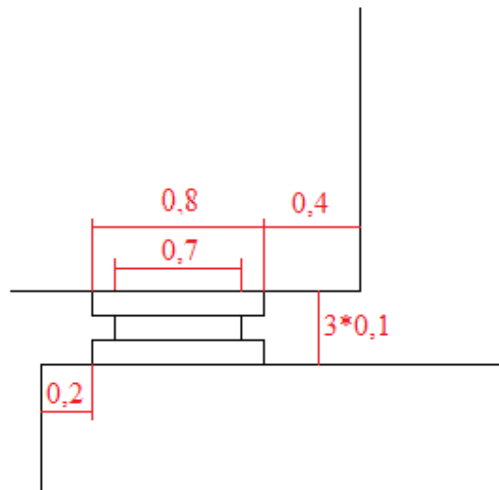


Fig. XI.14 - Détails du sommier d'appui (m).

XI. 3. 2. Ferrailage

A présent, nous allons déterminer le ferrailage des différents composants qui constituent notre culée.

XI. 3. 2. 1. Ferrailage du mur garde-grève (mgg)

Le mur garde-grève est supposé encasturé à sa base sur la semelle. On prendra en compte un mètre de sa largeur. Il est soumis à des forces verticales et horizontales qui induisent des efforts de flexion et de cisaillement dont les valeurs maximales ont lieu au niveau de la section d'encastrement dans le sommier.

Les forces agissantes sur le mgg sont les suivantes :

- **Poussée des terres** : selon le RPOA, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

γ : poids volumique des terre (**20 kN/m³**).

H : hauteur du mur (**5,3 m**).

k_h, k_v : coefficients sismiques en fonction du coefficient d'accélération de zone ($k_h = A, k_v = 0,3 k_h$).

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctan [k_h / (1 \pm k_v)].$$

φ : angle de frottement interne du remblai (35°).

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal (0°).

D'où $F_{ad} = 155,23 \text{ kN/m}$.

- **Force de freinage et de démarrage** : c'est force horizontale ponctuelle qui s'applique en tête du mur. Pour bénéficier de l'effet le plus défavorable, on suppose que les deux voies sont chargées par le schéma SW/2, le premier en situation de freinage et l'autre en situation de démarrages.

$$F_{fr/dem} = 68 \text{ kN}.$$

- **Poids propre du mur** : c'est une force verticale en fonction des dimensions du mur et du matériau. $G = 5,3 * 0,7 * 1 * 25 = 92,75 \text{ kN}$.

$$G = 93 \text{ kN}.$$

- **Force sismique** : c'est un force horizontale appliquée en tête (afin de bénéficier de l'effet le plus défavorable). Selon le RPOA : $F_S = G * k_v$.

$$F_S = 28 \text{ kN}.$$

Le tableau suivant récapitule les forces qui sollicitent le mwg ainsi que leurs effets maximaux :

Force	V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
G	93	-	-
F_{ad}	-	155,23 (kN/m)	2265,21
$F_{fr/dem}$	-	68	376,37
F_S	-	28	154,98

Tableau. XI.7 - Forces agissantes sur le mur garde-grève.

Les combinaisons à prendre en compte pour le ferrailage sont :

- **ELU** : $1,35 F_{ad} + 1,45 F_{fr/dem}$.
- **ELA** : $F_{ad} + F_{fr/dem} + F_S$.

Le ferrailage sera déterminé automatiquement à l'aide du logiciel ROBOT en modélisant le mur sur **1 m** de largeur. Le logiciel nous a fourni les résultats suivants :

Sur **2 m** de hauteur depuis l'encastrement, la section des aciers longitudinaux est comme suit :

- **Coté remblai** : $A_{S1} = 54,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8\text{HA}16 + 8\text{HA}25$ avec $A_S = 55,35 \text{ cm}^2$.
- **Coté tablier** : $A_{S2} = 19,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}16 + 4\text{HA}20$ avec $A_S = 20,61 \text{ cm}^2$.

A partir de 2 m, on supprime la nappe constituée de **8HA16** coté remblai car les sollicitations diminuent en s'éloignant de l'encastrement.

Selon le RPOA, le pourcentage géométrique ρ_s global est compris entre 0,5% et 3%. On a $\rho_s = A_b / A_s = 1,1 \%$ vérifiée. L'espacement est pris égal à 10 cm.

En ce qui concerne le ferrailage transversal, on préconise de mettre en place 35 barres HA20 espacées de 15 cm.

Pour les armatures d'effort tranchant, on a opté pour des étriers constitués de barres HA12.

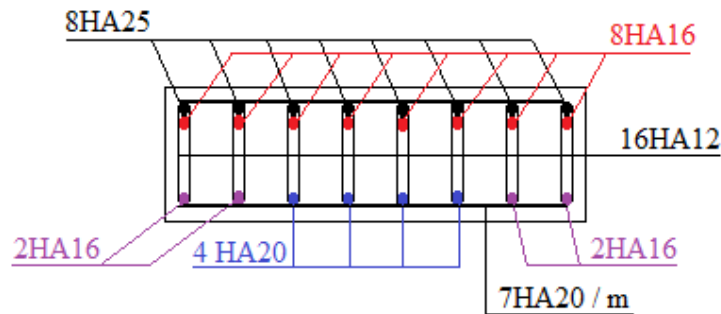


Fig. XI.15 - Ferrailage d'un mètre linéaire du mur garde-grève.

XI. 3. 2. 2. Ferrailage du mur en retour

Les murs en retour sont supposés être encastrés sur le mur garde-grève et sur la semelle. Ils sont soumis à leurs poids propre, à la poussée des terres sur la partie supérieure, et à deux charges concentrées appliquées à leurs extrémités.

Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 40 kN et une charge horizontale de 20 kN. Ces valeurs sont conventionnelles, elles permettent de prendre en compte les actions en cours de construction, les poussées dues à des charges locales sur le remblai, et des charges accidentelles en service.

On utilise le logiciel Robot pour le ferrailage du mur en retour. Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous :

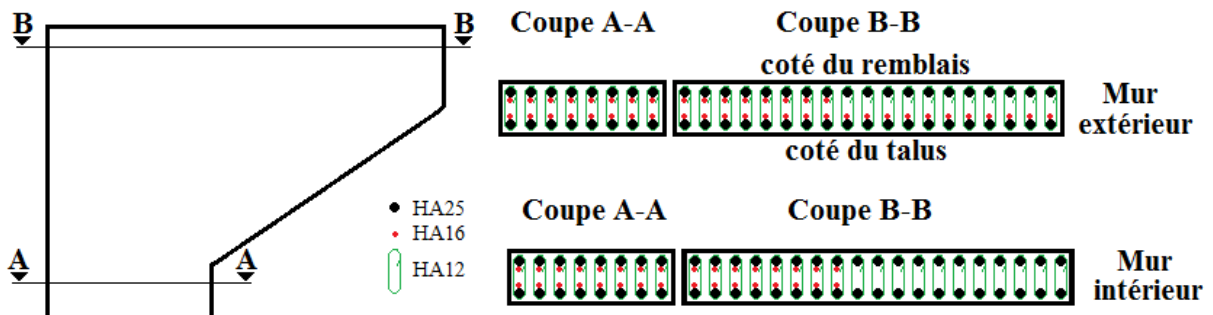


Fig. XI.16 – Ferrailages des murs en retour.

XI. 3. 3. Fondations

Avant de déterminer le ferrailage des pieux, on doit faire un bilan concernant les efforts qui proviennent de la culée et du tablier. Nous aurons besoin des sollicitations en situation normale (sans séisme) et en situation accidentelle (avec séisme). Les deux tableaux suivants illustrent tout cela :

	N (KN)	H (KN)	Z (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
pois tablier	10160	-	2,3	-	23368
Mgg	1205,75	-	0,2	-	241,15
Mur en retour 1	375	-	3,9	1462,5	-
Mur en retour 2	337,5	-	4,65	1569,375	-
Mur en retour 3	645	-	1,65	1064,25	-
Dés d'appui	7,14	-	2,3	-	16,422
Semelle	8375	-	0	-	-
Terres					
Poussée	-	986	3,65	-	3598,9
Poids	4409,6	-	1,75	7716,8	-
Surcharges sur remblai					
Poussée	-	558	3,65	-	2036,7
pois	1248	-	1,75	2184	-
Equipements sur culée	2344,2	-	3,9	9142,38	-
Freinage/dem	-	68	2,8	-	190,4
Poids exploitation	6317,68		2,3	-	14530,66
Somme	35424,87	1612		23139,31	43982,24

Tableau. XI.8 - Sollicitation sur culée. Cas normal.

	N (kN)	H (kN)	Z (m)	Ms (kN.m)	Mr (kN.m)
pois tablier	914,4	3048	2,3 / 2,8	-	10637,52
Mgg	108,52	361,71	0,2 / 5,15	-	1884,5
Mur en retour 1	33,75	112,5	3,9 / 7,3	131,625	821,25
Mur en retour 2	30,375	101,25	4,65 / 5,8	141,24	587,25
Mur en retour 3	58,05	193,5	1,65 / 4,6	95,78	899,775
Dés d'appui	0,64	2,14	2,3 / 2,65	-	7,143
Semelle	753,75	2512,5	0 / 1,25	-	3140,63
Terres					
Poussée	-	2018	3,65	7365,66	-
Poids	396,86	1322,88	1,8 / 5,2	694,5	6812,83
Surcharges sur remblai					
Poussée	-	930,15	3,65	3395	-
pois	112,32	374,4	3,9 / 5,15	438,05	1928,16
Equipements sur culée	211	703,26	3,9 / 5,15	822,9	3621,8
Somme	2619,665	11680,29		13084,76	30340,86

Tableau. XI.9 - Sollicitation sur culée. Cas accidentelle.

Les combinaisons de charges qui sont prise en compte sont les suivantes :

- **ELU** : $1,35 G + 1,45 Q$.
- **ELA** : $G + Q + E$.

Le tableau suivant résume les valeurs des sollicitations qui sont issues des combinaisons de charges à étudier :

	N (kN)	M (kN.m)
Combinaison ELU	48580,14	29595,33
Combinaison ELA	38044,535	38099,03

Tableau. XI.10 - Sollicitations maximales des combinaisons.

XI. 3.3.1. Prédimensionnement

D'après le rapport géotechnique, le substratum se trouve à une profondeur entre **22 m** et **24 m**, sa capacité portante est estimé à **30,85 MPa**. A noter qu'un coefficient de sécurité est introduit lors des calculs, il est pris égal à **6**.

En premier lieu, on estime la force F_i qui revient à chaque pieu :

$$Q_{sol} = F_i / S$$

tel que :

Q_{sol} : capacité portante du sol (**30,85 MPa**).

S : aire du pieu. A titre de prédimensionnement, on prendra $\Phi = 1,5 \text{ m}$.

D'où $F_i = Q_{sol} S = 54,52 \text{ MN}$.

On divise par le coefficient de sécurité, donc : $F_i = 54,52 / 6 = 9,086 \text{ MN}$.

L'effort normal maximal provenant de la pile est issu de la combinaison à L'ELU : $N_{max} = 48,58 \text{ MN}$. On divise cet effort par l'effort qui revient à chaque pieu pour trouver leur nombre : $n = N_{max} / F_i = 5,34$. On pourra ainsi utiliser **6** pieux.

Pour des raisons de sécurité, on diminue la force qui revient à chaque pieu en augmentant leurs nombres, Ainsi, On préconise de mettre en place **2** files de **4** pieux soit **8** pieux avec $F_i = 6,07 \text{ MN}$.

En fonction du nombre de pieux, les dimensions de la semelle sont explicitées dans le schéma suivant :

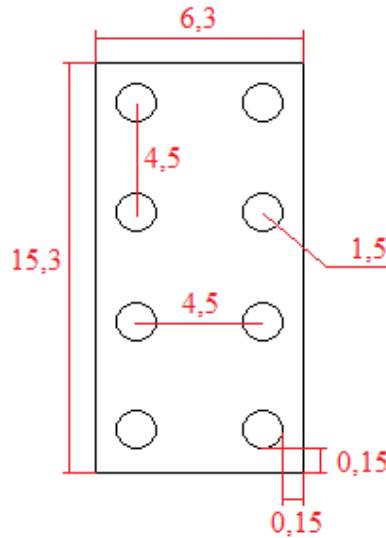


Fig. XI.17 - dimensions en plan de la fondation (m).

Dans ce qui suit, nous allons déterminer la section d'acier nécessaire pour chaque pieu. Pour ce faire, nous aurons besoin des caractéristiques géométriques et mécaniques d'un pieu :

- Diamètre du pieu : $\Phi = 1,5$ m.
- Longueur du pieu : $h = 22 + 3\Phi = 26,5$ m.
- Résistance du béton : $f_c = 30$ MPa.
- Limite élastique des armatures du béton : $f_e = 460$ MPa.

Les pieux sont sollicités par un effort normal axial, un effort horizontal et un moment.

Chaque pieu est soumis à un effort horizontal

$$H = H_{\max} / n$$

tel que :

H_{\max} : effort horizontal maximal issu de la combinaison en situation accidentelle. $H_{\max} = 11,68$ MN.

n : nombre de pieu par file. $n = 4$.

D'où : $H = 2,92$ MN.

La réaction du sol se traduit par un moment fléchissant dont l'expression est la

$$\text{suivante : } M_{\text{sol}} = - \frac{Xh H}{Xm \lambda}$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \Phi}{4 E I}}$$

C_u : module de réaction du sol (20 MN/m³).

Φ : diamètre du pieu ($1,5$ m).

E : module de Young du béton (34000 MPa).

I : moment d'inertie du pieu ($I = \pi \Phi^4 / 64 = 0,249$ m⁴).

D'où $\lambda = 0,217$ m⁻¹ $\Rightarrow \lambda h = 0,217 * 26,5 = 5,75$.

Une fois qu'on a λh , on détermine la valeur de X_h et X_m du tableau de WERNER mentionné en annexe. D'après le tableau : $X_h = 1,426$, $X_m = 1,636$.

D'où : $M_{sol} = - 11,126 \text{ MN.m}$.

Le moment fléchissant qui s'applique le long du pieu a pour expression :

$$M(x) = - M_{sol} \alpha_M(x) + \frac{H}{\lambda} \alpha_H(x). \text{ (Théorie de WERNER).}$$

Les deux paramètres $\alpha_M(x)$ et $\alpha_H(x)$ sont obtenus grâce aux abaques de WARNER qui se trouvent en annexe. Le tableau suivant récapitule la variation du moment le long du pieu :

x (m)	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h
$\alpha_H(x)$	0,5	0,71	0,62	0,41	0,2	0,05	0	0
$\alpha_M(x)$	0,95	0,75	0,48	0,21	0,05	0	0	0
$M(x) \text{ (MN.m)}$	-3,834	1,2192	3,01092	3,18624	2,1377	0,6735	0	0

Tableau. XI.11 - Moment fléchissant le long du pieu.

D'après le tableau, on remarque que le moment est maximal à proximité de la tête du pieu car il est encastré dans la semelle et la formation de rotule plastique est susceptible de se produire. A cet effet, la section d'acier du pieu sera en fonction de l'effort normal, du moment maximal et des caractéristiques mécanique des matériaux employés.

Pour ce faire, nous utilisons l'abaque de WALTHER qui traite les sections circulaires. Les étapes sont les mêmes qui ont été effectuées pour le ferrailage de la pile. D'après l'abaque qui se trouve en annexe, on obtient la section d'acier suivante :

$$A_s = 57,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ HA25}$$

Selon le RPOA, des dispositions de ferrailage sont à prendre en compte :

- Nombre minimal de barres **6**, $15 > 6$ vérifiée.
- Diamètre minimal **12 mm**, $25 > 12$ vérifiée.
- Le pourcentage géométrique doit satisfaire à : $0,5\% < \rho_s < 3\%$
 $\rho_s = A_s / A_B = 3,3 \cdot 10^{-3} = 0,33\%$ non vérifiée.

Donc on prend la section minimale, d'où : $A_s = 88,357 \text{ cm}^2 \Rightarrow 18 \text{ HA25}$ avec un espacement de **25 cm**.

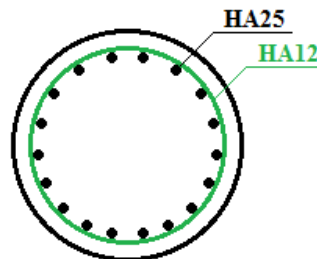


Fig. XI.18 – Ferrailage d'un pieu sous culée.

CONCLUSION GENERALE

Le domaine des ouvrages d'art a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaire la nécessité de les mettre en œuvre dans des conditions économiques acceptables.

Notre travail durant ce projet de fin d'étude a consisté en la conception et l'étude d'un pont ferroviaire dans la wilaya de BOUMERDES franchissant l'oued ISSER, entrant dans le cadre du développement du réseau ferroviaire du pays.

Le choix s'est fait sur un pont en béton précontraint construit en encorbellements successifs. Ce type d'ouvrage présente de nombreux avantages. En effet, l'utilisation du béton précontraint nous permet d'atteindre des portées importantes. La construction par encorbellement ne nécessite pas l'emploi d'échafaudages d'où la libération de la zone qui se situe en-dessous du tablier.

L'ouvrage que nous avons conçu et étudié nécessite une exécution parfaite et fait appel à des méthodes de construction spécifiques. La mise en œuvre du tablier exige un contrôle continu pendant la construction.

Ce modeste travail nous a permis de prendre conscience des difficultés et des étapes de conception d'un pont. Cette conception est tributaire de différentes données qu'elles soient naturelles ou d'ordre fonctionnelle.

Dans notre plan de travail, nous nous sommes basés surtout sur l'étude des éléments structuraux (tablier et appuis), mais cela ne doit pas minimiser l'importance des équipements d'un pont qui jouent essentiellement un rôle esthétique et de confort des usagers.

Par ailleurs, le choix du type de l'ouvrage (pont en béton précontraint construit par encorbellement) s'est avéré très intéressant du point de vue technique. Cela nous a permis de bénéficier de nouvelles notions théoriques en plus de celles acquises antérieurement.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis d'avoir une idée générale sur les démarches à suivre pour l'élaboration de n'importe quel type de pont.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : J.A.CALGARO, A.B.GELY : conception des ponts, dimensionnement des principaux ouvrages. TECHNIQUE DE L'INGENIEUR.
- [2] : J.A.CALGARO, A.B.GELY : conception des ponts. PRESSES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES.
- [3] : J.P.DUCOUT : ponts métalliques, applications spécifiques. TECHNIQUE DE L'INGENIEUR.
- [4] : Les ponts courants en béton TOME 1. COLLECTION TECHNIQUE CIMBETON.
- [5] : J.A.CALGARO, M.VIRLOGEUX : projet et construction des ponts. PRESSES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES.
- [6] : J.MATHIVAT : construction par encorbellement des ponts en béton précontraint. EDITION EYROLLES.
- [7] : ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. GUIDE DE CONCEPTION SETRA.
- [8] : P.LE DELLIOU. Béton précontraint aux EUROCODES. PRESSE DE L'ENTPE.
- [9] : Référentiel génie-civil REF (LGV, RR).
- [10] : Livret 2.01 ; règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixte. SNCF.
- [11] : R.CHAUSSIN : béton précontraint. TECHNIQUE DE L'INGENIEUR.
- [12] : Appareils d'appui en élastomère fretté. GUIDE DE CONCEPTION SETRA.
- [13] : Appuis des tabliers PP73, 1.3.2 calculs complémentaires ferrailages types. SETRA.

Normes de conception

- **NF EN 206-1** : béton. Spécification, performances, production et conformité.
- **NF EN 1990** : bases de calcul des structures.
- **XP EN 1991-3** : charges sur les ponts dues au trafic.
- **NF EN 1992-1-1** : règles générales et règles pour les bâtiments.
- **NF EN 1992-2** : ponts en béton. Calcul et dispositions constructives.
- **RPOA 2008** : Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

ANNEXE 1

Caractéristiques géométriques du tablier

ANNEXE 1

Objet de l'annexe

La suivante annexe présente le calcul détaillé des différentes caractéristiques géométriques (CDG, Aire, Inertie) de chaque section.

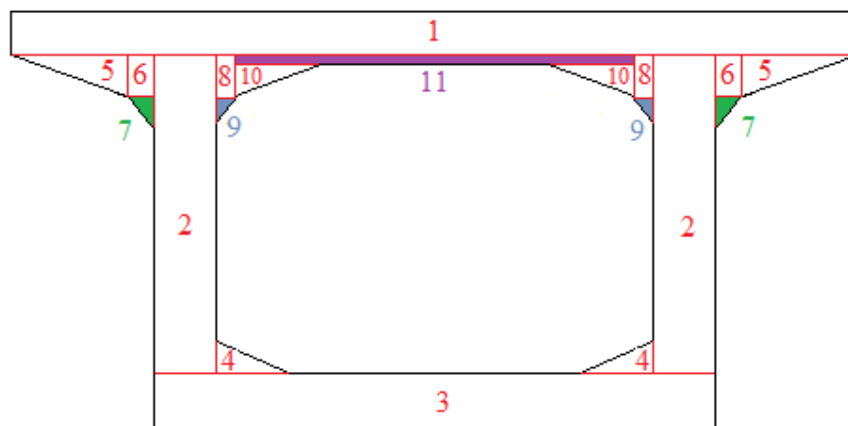


Fig. A1.1 - décomposition des sections des voussoirs.

Les tableaux suivants ont été obtenus par une feuille de calcul élaborée sur le logiciel **Microsoft Excel**. Ils donnent les valeurs des caractéristiques géométriques des sections qui limitent chaque voussoir (section de début, section de fin).

- H** : hauteur du voussoir.
- E^{mnt}** : élément.
- N^{bre}** : nombre d'éléments.
- b** : largeur de l'élément.
- h** : hauteur de l'élément.
- A_{bi}** : aire de l'élément.
- I₀** : inertie de l'élément par rapport à son repère local.
- e_Δ** : centre de gravité dans le repère global.
- V_{inf}** : distance entre le centre de gravité et la base.
- I** : inertie de l'élément par rapport au repère global (elle est obtenue par le théorème de **Huygens**).

X= 0 m. H = 8 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	A_{bi} (m^2)	I_0 (m^4)	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m^3)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	7,860	28,214	3,932	55,37778	55,40122729
2	2	0,46	6,87	6,320	24,8586	4,285	27,083	3,932	0,78650	25,64510655
3	1	6,86	0,85	5,831	0,3511	0,425	2,478	3,932	71,72565	72,07672658
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,937	0,236	3,932	2,26311	2,264056656
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	7,653	3,949	3,932	7,14480	7,145951295
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	7,620	1,219	3,932	2,17593	2,176462805
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	7,440	0,714	3,932	1,18122	1,181526366
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	7,650	0,643	3,932	1,16102	1,161162073
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	7,480	0,673	3,932	1,13279	1,133242826
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	7,647	1,223	3,932	2,20751	2,207601011
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	7,700	1,645	3,932	3,03227	3,032294183
Total				17,313	25,2368		68,078		148,18858	173,4253576

Tableau. A1.1 – Caractéristiques de la section Vp.

X= 2 m. H = 7,736 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	A_{bi} (m^2)	I_0 (m^4)	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m^3)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	7,596	27,267	3,852	50,31617	50,33962358
2	2	0,46	6,65	6,120	22,5665	4,130	25,275	3,852	0,47282	23,03926994
3	1	6,86	0,80	5,515	0,2971	0,402	2,217	3,852	65,64919	65,94629496
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,891	0,225	3,852	2,21173	2,212679154
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	7,389	3,813	3,852	6,45641	6,457554058
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	7,356	1,177	3,852	1,96443	1,964966848
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	7,176	0,689	3,852	1,06067	1,06098098
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	7,386	0,620	3,852	1,04906	1,049200335
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	7,216	0,649	3,852	1,01846	1,018908154
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	7,383	1,181	3,852	1,99445	1,994536612
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	7,436	1,588	3,852	2,74364	2,743665471
Total				16,797	22,8906		64,702		134,93703	157,8276801

Tableau. A1.2 – Caractéristiques de la section V1.

X= 5 m. H = 7,363 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	A_{bi} (m^2)	I_0 (m^4)	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m^3)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	7,223	25,928	3,737	43,62146	43,6449091
2	2	0,46	6,34	5,836	19,5655	3,912	22,826	3,737	0,17769	19,74317831
3	1	6,86	0,74	5,076	0,2317	0,370	1,878	3,737	57,54966	57,78131085
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,827	0,208	3,737	2,13615	2,137095122
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	7,016	3,620	3,737	5,54907	5,550215657
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	6,983	1,117	3,737	1,68584	1,686373166
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	6,803	0,653	3,737	0,90243	0,90273983
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	7,013	0,589	3,737	0,90150	0,901638539
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	6,843	0,616	3,737	0,86825	0,868699772
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	7,010	1,122	3,737	1,71365	1,71374168
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	7,063	1,509	3,737	2,36290	2,362926903
Total				16,073	19,8242		60,066		117,46860	137,2928289

Tableau. A1.3 – Caractéristiques de la section V2.

X= 8 m. H = 7,018 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	6,878	24,689	3,631	37,85254	37,87598903
2	2	0,46	6,06	5,573	17,0449	3,709	20,672	3,631	0,03418	17,07908035
3	1	6,86	0,68	4,665	0,1798	0,340	1,586	3,631	50,51328	50,6930285
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,767	0,193	3,631	2,06870	2,069642594
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	6,671	3,442	3,631	4,77070	4,771847539
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	6,638	1,062	3,631	1,44703	1,447564649
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	6,458	0,620	3,631	0,76740	0,767703571
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	6,668	0,560	3,631	0,77492	0,77506111
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	6,498	0,585	3,631	0,73993	0,740384768
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	6,665	1,066	3,631	1,47281	1,472896411
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	6,718	1,435	3,631	2,03593	2,035960337
Total				15,400	17,2517		55,911		102,47742	119,7291589

Tableau. A1.4 – Caractéristiques de la section V3.

X= 11 m. H = 6,7 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	6,560	23,548	3,532	32,92108	32,9445361
2	2	0,46	5,80	5,331	14,9199	3,523	18,780	3,532	0,00044	14,92037496
3	1	6,86	0,63	4,288	0,1396	0,313	1,340	3,532	44,42951	44,56908158
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,712	0,179	3,532	2,00549	2,00643969
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	6,353	3,278	3,532	4,10850	4,10964714
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	6,320	1,011	3,532	1,24403	1,244566228
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	6,140	0,589	3,532	0,65316	0,653470041
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	6,350	0,533	3,532	0,66725	0,667383634
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	6,180	0,556	3,532	0,63126	0,631714683
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	6,347	1,015	3,532	1,26794	1,268029959
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	6,400	1,367	3,532	1,75745	1,757475983
Total				14,780	15,0866		52,198		89,68613	104,77272

Tableau. A1.5 – Caractéristiques de la section V4.

X= 14,5 m. H = 6,363 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	6,223	22,338	3,427	28,07167	28,09512563
2	2	0,46	5,52	5,076	12,8741	3,325	16,874	3,427	0,05283	12,92689175
3	1	6,86	0,57	3,883	0,1037	0,283	1,099	3,427	38,36843	38,47208807
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,653	0,165	3,427	1,94050	1,941445453
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	6,016	3,104	3,427	3,46087	3,462017046
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	5,983	0,957	3,427	1,04569	1,046224606
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	5,803	0,557	3,427	0,54217	0,542480547
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	6,013	0,505	3,427	0,56195	0,562085358
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	5,843	0,526	3,427	0,52554	0,525992141
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	6,010	0,962	3,427	1,06762	1,067709206
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	6,063	1,295	3,427	1,48474	1,484763499
Total				14,120	13,0048		48,382		77,12202	90,12682331

Tableau. A1.6 – Caractéristiques de la section V5.

X= 18 m. H = 6,063 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	5,923	21,261	3,332	24,10720	24,13065435
2	2	0,46	5,27	4,847	11,2148	3,149	15,262	3,332	0,16235	11,37713691
3	1	6,86	0,51	3,526	0,0776	0,257	0,906	3,332	33,33018	33,40780883
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,601	0,151	3,332	1,88078	1,881723082
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	5,716	2,950	3,332	2,93470	2,935848212
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	5,683	0,909	3,332	0,88472	0,885257943
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	5,503	0,528	3,332	0,45268	0,452984698
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	5,713	0,480	3,332	0,47641	0,476544755
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	5,543	0,499	3,332	0,44016	0,440613918
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	5,710	0,914	3,332	0,90490	0,904993369
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	5,763	1,231	3,332	1,26284	1,262867567
Total				13,535	11,3195		45,092		66,83692	78,15643363

Tableau. A1.7 – Caractéristiques de la section V6.

X= 21,5 m. H = 5,8 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	5,660	20,317	3,247	20,90594	20,92939678
2	2	0,46	5,05	4,647	9,8796	2,995	13,915	3,247	0,29556	10,17514399
3	1	6,86	0,47	3,217	0,0590	0,235	0,754	3,247	29,19199	29,2509622
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,556	0,140	3,247	1,82634	1,827289698
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	5,453	2,814	3,247	2,51253	2,513676673
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	5,420	0,867	3,247	0,75572	0,756252751
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	5,240	0,503	3,247	0,38143	0,381739896
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	5,450	0,458	3,247	0,40778	0,407918942
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	5,280	0,475	3,247	0,37209	0,372538934
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	5,447	0,871	3,247	0,77438	0,774467607
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	5,500	1,175	3,247	1,08453	1,084555749
Total				13,026	9,9656		42,290		58,50829	68,47394322

Tableau. A1.8 – Caractéristiques de la section V7.

X= 25 m. H = 5,57 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0+ A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	5,430	19,492	3,171	18,31184	18,3352871
2	2	0,46	4,86	4,471	8,8007	2,860	12,788	3,171	0,43352	9,234183176
3	1	6,86	0,43	2,950	0,0455	0,215	0,634	3,171	25,78181	25,82726638
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,517	0,130	3,171	1,77738	1,778329216
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	5,223	2,695	3,171	2,17262	2,17376813
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	5,190	0,830	3,171	0,65197	0,652504719
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	5,010	0,481	3,171	0,32453	0,324836972
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	5,220	0,438	3,171	0,35253	0,352671616
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	5,050	0,455	3,171	0,31763	0,318078715
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	5,217	0,835	3,171	0,66931	0,6693996
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	5,270	1,126	3,171	0,94074	0,940765631
Total				12,582	8,8732		39,904		51,73389	60,60709126

Tableau. A1.9 – Caractéristiques de la section V8.

X= 28,5 m. H = 5,388 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0 + A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	5,248	18,838	3,114	16,34633	16,36978335
2	2	0,46	4,71	4,334	8,0158	2,753	11,930	3,114	0,56650	8,582286819
3	1	6,86	0,40	2,723	0,0358	0,199	0,541	3,114	23,15002	23,18579082
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,484	0,122	3,114	1,74493	1,745879108
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	5,041	2,601	3,114	1,91667	1,917816013
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	5,008	0,801	3,114	0,57394	0,574469368
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	4,828	0,463	3,114	0,28202	0,28232382
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	5,038	0,423	3,114	0,31094	0,311074798
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	4,868	0,438	3,114	0,27688	0,277325123
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	5,035	0,806	3,114	0,59021	0,590300531
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	5,088	1,087	3,114	0,83230	0,832328246
Total				12,219	8,0786		38,050		46,59074	54,669378

Tableau. A1.10 – Caractéristiques de la section V9.

X= 32,5 m. H = 5,218 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0 + A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	5,078	18,228	3,058	14,65142	14,67487567
2	2	0,46	4,57	4,204	7,3174	2,653	11,154	3,058	0,68859	8,005962059
3	1	6,86	0,37	2,524	0,0285	0,184	0,465	3,058	20,84747	20,87595949
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,455	0,115	3,058	1,70885	1,709793273
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	4,871	2,514	3,058	1,69727	1,698416678
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	4,838	0,774	3,058	0,50712	0,507650933
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	4,658	0,447	3,058	0,24585	0,246160827
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	4,868	0,409	3,058	0,27529	0,275422276
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	4,698	0,423	3,058	0,24215	0,24260397
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	4,865	0,778	3,058	0,52242	0,522512202
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	4,918	1,050	3,058	0,73921	0,73924121
Total				11,890	7,3730		36,357		42,12565	49,49859859

Tableau. A1.11 – Caractéristiques de la section V10.

X= 36,5 m. H = 5,097 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	$I_0(m^4)$	e/Δ (m)	$A_{bi}^* e/\Delta$ (m ³)	V_{inf} (m)	$A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)	$I=I_0 + A_{bi}^*(V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m ⁴)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	4,957	17,794	3,0178	13,49882	13,52227374
2	2	0,46	4,47	4,112	6,8475	2,582	10,618	3,0178	0,78100	7,628451379
3	1	6,86	0,35	2,380	0,0239	0,174	0,413	3,0178	19,25756	19,28144524
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,434	0,109	3,0178	1,68411	1,685061078
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	4,750	2,451	3,0178	1,54888	1,550027589
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	4,717	0,755	3,0178	0,46197	0,462503819
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	4,537	0,436	3,0178	0,22157	0,221875184
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	4,747	0,399	3,0178	0,25117	0,251311325
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	4,577	0,412	3,0178	0,21880	0,219252299
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	4,744	0,759	3,0178	0,47658	0,476673082
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	4,797	1,025	3,0178	0,67617	0,676198328
Total				11,654	6,8984		35,170		39,07664	45,97507306

Tableau. A1.12 – Caractéristiques de la section V11.

X= 40,5 m. H = 5,024 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	$A_{bi}(m^2)$	I_0 (m^4)	e/Δ (m)	$A_{bi} * e/\Delta$ (m^3)	V_{inf} (m)	$A_{bi} * (V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)	$I = I_0 + A_{bi} * (V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	4,884	17,532	2,994	12,82179	12,84524625
2	2	0,46	4,41	4,057	6,5754	2,539	10,301	2,994	0,84011	7,415512054
3	1	6,86	0,33	2,291	0,0213	0,167	0,383	2,994	18,31202	18,33331563
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,421	0,106	2,994	1,67014	1,671085684
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	4,677	2,414	2,994	1,46206	1,463211081
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	4,644	0,743	2,994	0,43558	0,436109364
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	4,464	0,429	2,994	0,20743	0,207740788
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	4,674	0,393	2,994	0,23707	0,237205988
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	4,504	0,405	2,994	0,20520	0,205646661
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	4,671	0,747	2,994	0,44977	0,449858312
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	4,724	1,009	2,994	0,63925	0,63927837
Total				11,510	6,6238		34,461		37,28042	43,90421019

Tableau. A1.13 – Caractéristiques de la section V12.

X= 44,5 m. H = 5 m.

E^{mnt}	N^{bre}	b (m)	h (m)	A_{bi} (m^2)	I_0 (m^4)	e/Δ (m)	$A_{bi} * e/\Delta$ (m^3)	V_{inf} (m)	$A_{bi} * (V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)	$I = I_0 + A_{bi} * (V_{inf} - e/\Delta)^2$ (m^4)
1	1	12,82	0,28	3,590	0,0235	4,860	17,445	2,986	12,60825	12,63170196
2	2	0,46	4,39	4,039	6,4863	2,525	10,198	2,986	0,85777	7,344117336
3	1	6,86	0,33	2,264	0,0205	0,165	0,374	2,986	18,01350	18,03403982
4	2	0,97	0,26	0,252	0,0009	0,417	0,105	2,986	1,66470	1,665644288
5	2	2,58	0,2	0,516	0,0011	4,653	2,401	2,986	1,43474	1,435885166
6	2	0,4	0,2	0,160	0,0005	4,620	0,739	2,986	0,42727	0,427804794
7	2	0,4	0,24	0,096	0,0003	4,440	0,426	2,986	0,20300	0,203304248
8	2	0,3	0,14	0,084	0,0001	4,650	0,391	2,986	0,23263	0,232766433
9	2	0,3	0,3	0,090	0,0005	4,480	0,403	2,986	0,20092	0,201373613
10	2	1,6	0,1	0,160	0,0001	4,647	0,743	2,986	0,44133	0,441418876
11	1	5,34	0,04	0,214	$2,8 \cdot 10^{-5}$	4,700	1,004	2,986	0,62762	0,627651634
Total				11,464	6,5340		34,230		36,71173	43,24570817

Tableau. A1.14 – Caractéristiques de la section Vc.

ANNEXE 2

Diagrammes des sollicitations

ANNEXE 2

Objet de l'annexe

La présente annexe illustre les diagrammes des sollicitations induites par les différentes charges appliquées à notre ouvrage (en MN.m).

A2. 1. Sollicitations longitudinales

A2. 1. 1. Poids propre

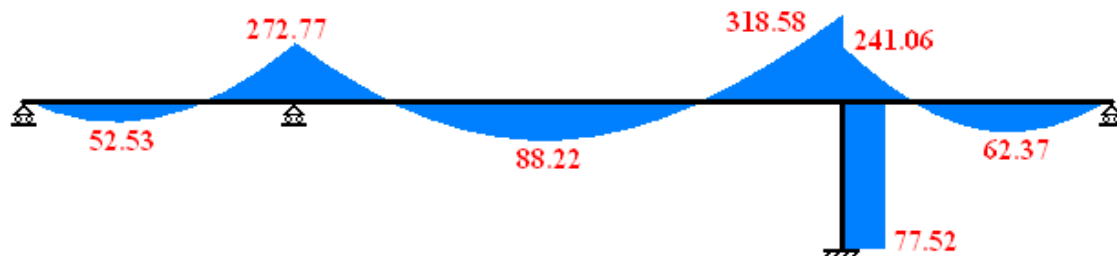


Fig. A2.1 – Diagramme des moments fléchissants dus au poids propre.

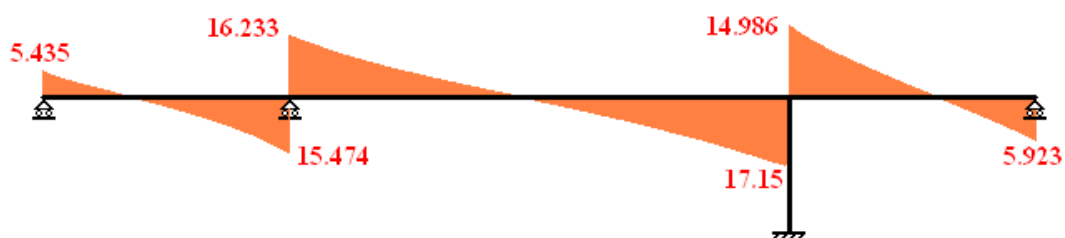


Fig. A2.2 – Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre.

A2. 1. 2. Surcharges des équipements

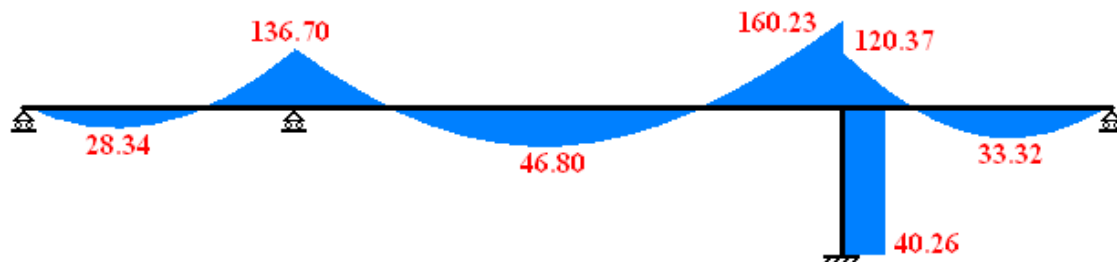


Fig. A2.3 – Diagramme des moments fléchissant dus au poids des équipements.

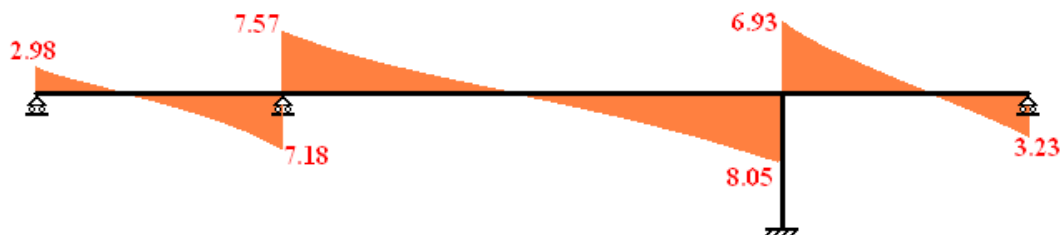


Fig. A2.4 – Diagramme des efforts tranchants dus au poids des équipements.

A2. 1. 3. Schéma de chargement LM71

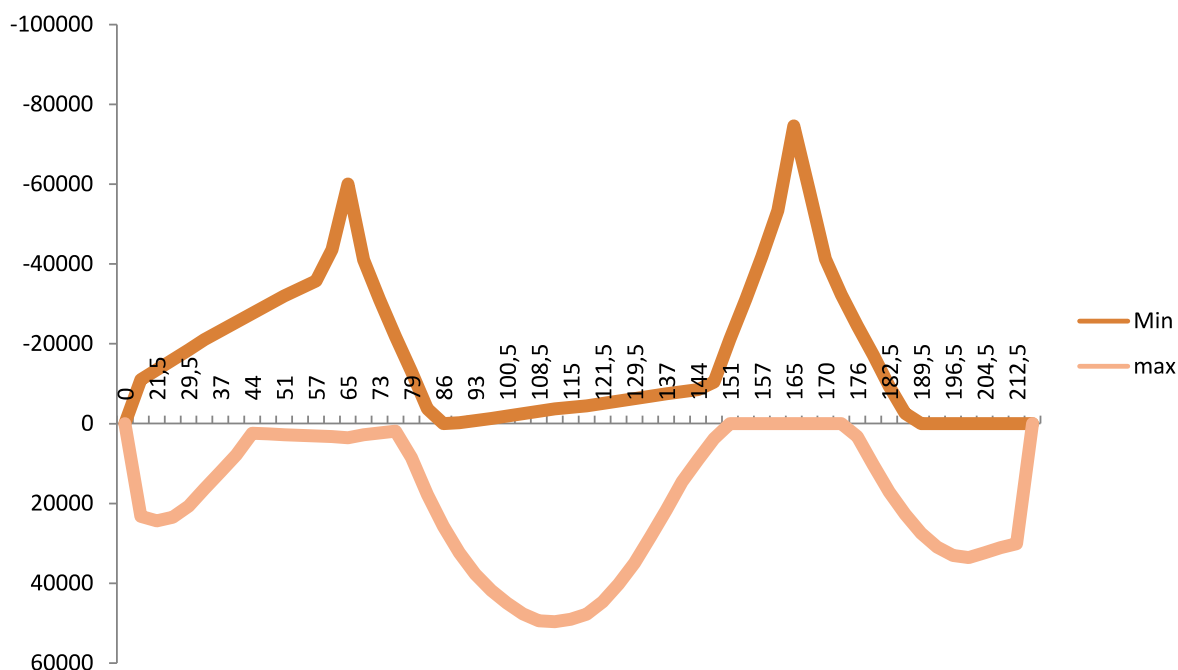


Fig. A2.5 - Enveloppe des moments fléchissant induits par le schéma de chargement LM71.

x	M(x) min	M(x) max	x	M(x) min	M(x) max	x	M(x) min	M(x) max
0	0	0	82,5	-3667,21	17794,88	151	-21161,05	0
17,5	-10980,27	23228,94	86	0	25750,8	154	-31246,74	0
21,5	-13490,05	24400,64	89,5	-189,71	32398,99	157	-41865,07	0
25,5	-15999,83	23471,89	93	-723,35	37757,72	160	-53386,44	0
29,5	-18509,6	20701,97	96,5	-1256,98	41819,37	165	-74609,92	0
33,5	-21019,38	16407,37	100,5	-1866,85	44973,01	165	-58234,57	0
37	-23215,44	12177,67	104,5	-2476,73	47668,33	170	-41296,62	0
40,5	-25411,49	7863,55	108,5	-3086,6	49410,21	173	-32272,86	0
44	-27607,55	2400,2	112,5	-3696,47	49656,3	176	-24540,45	3273,14
47,5	-29803,6	2591,12	115	-4077,64	49080,68	179	-17224,84	10315,51
51	-31999,66	2782,05	117,5	-4458,8	47786,37	182,5	-9338,81	17160,94
54	-33881,99	2945,7	121,5	-5068,68	44645,94	186	-2579,53	22747,7
57	-35764,32	3109,35	125,5	-5678,55	40211,67	189,5	0	27432,37
60	-43585,1	3273	129,5	-6288,42	34940,35	193	0	30931,31
65	-60042,38	3545,75	133,5	-6898,29	28350,14	196,5	0	33045,8
70	-41024,49	2783,41	137	-7431,92	21749,98	200,5	0	33607,88
73	-31047,05	2326	140,5	-7965,56	14565,36	204,5	0	32380,93
76	-21768,59	1868,6	144	-8499,2	9076,83	208,5	0	31060,75
79	-13085,02	8518,41	147,5	-10394,04	3809,81	212,5	0	30089,94
						230	0	0

Tableau. A2.1 – Moments fléchissant induits par le schéma de chargement LM71.

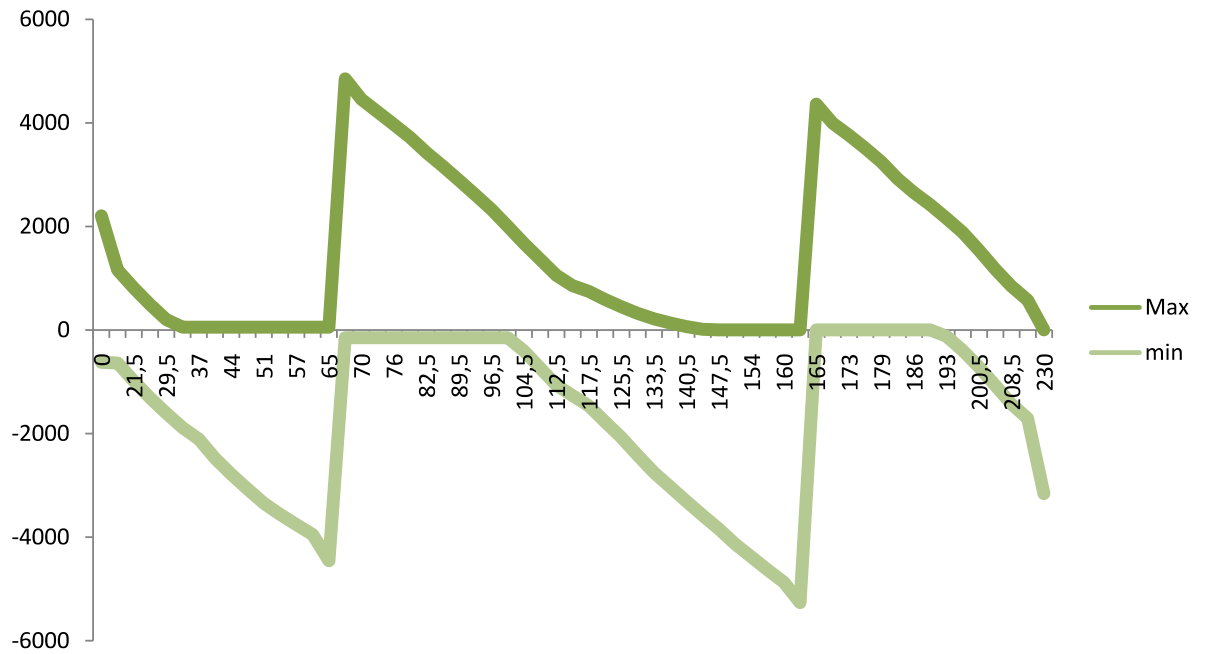


Fig. A2.6 - Enveloppe des efforts tranchants induits par le schéma de chargement LM71.

x	T(x) min	T(x) max	x	T(x) min	T(x) max	x	T(x) min	T(x) max
0	-627,44	2200,94	82,5	-152,47	3423,75	154	-4378,79	0
17,5	-639,06	1155,94	86	-152,47	3163,39	157	-4624,88	0
21,5	-988,64	809,33	89,5	-152,47	2890,07	160	-4864,99	0
25,5	-1312,31	489,09	93	-152,47	2612	165	-5260,4	0
29,5	-1611,05	199,7	96,5	-152,47	2326,78	165	0	4359,34
33,5	-1885,99	54,55	100,5	-152,47	1998,53	170	0	3995,42
37	-2107,11	54,55	104,5	-405,54	1667,03	173	0	3761,35
40,5	-2479,06	54,55	108,5	-740,18	1362,61	176	0	3511,23
44	-2786,24	54,55	112,5	-1065,75	1050,07	179	0	3245,62
47,5	-3074,04	54,55	115	-1263,51	853,53	182,5	0	2916,86
51	-3341,78	54,55	117,5	-1462,94	743,09	186	0	2651,52
54	-3556,95	54,55	121,5	-1771,99	589,33	189,5	0	2415,43
57	-3758,68	54,55	125,5	-2075,6	446,07	193	-121,81	2155,42
60	-3947,11	54,55	129,5	-2413,83	321	196,5	-392,1	1880,76
65	-4452,95	54,55	133,5	-2744,25	212,64	200,5	-715,11	1540,33
65	-152,47	4847,39	137	-3024,99	131,76	204,5	-1067,8	1172,82
70	-152,47	4452	140,5	-3302,94	64,09	208,5	-1428,39	843,6
73	-152,47	4207,54	144	-3574,02	9,22	212,5	-1704,56	575,43
76	-152,47	3962,05	147,5	-3835,86	0	230	-3158,84	0
79	-152,47	3714,56	151	-4127,78	0			

Tableau. A2.2 – Efforts tranchants induits par le schéma de chargement LM71.

A2. 1. 4. Schéma de chargement SW/0

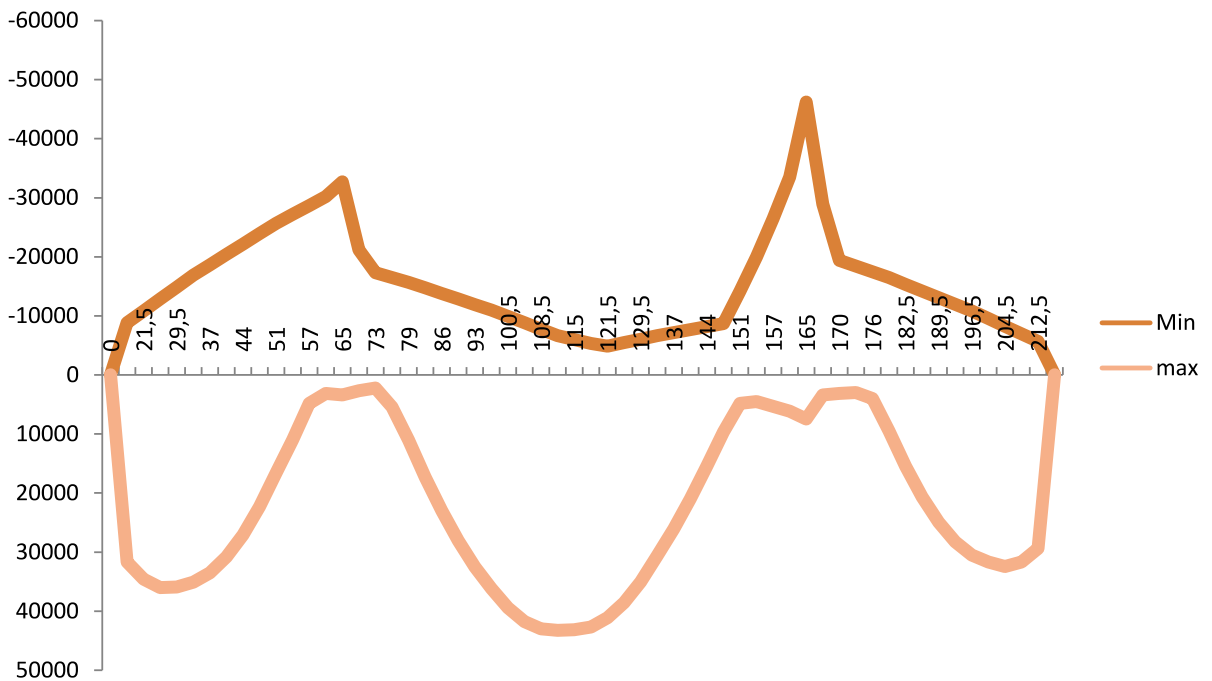


Fig. A2.7 - Enveloppe des moments fléchissant induits par le schéma de chargement SW/0.

x	M(x) min	M(x) max	x	M(x) min	M(x) max	x	M(x) min	M(x) max
0	0	0	82,5	-14729,62	17289,28	151	-14173,42	4855,02
17,5	-8807,73	31643,89	86	-13786,17	22970,13	154	-20002,95	4543,56
21,5	-10820,93	34590,18	89,5	-12842,73	28037,57	157	-26474,86	5352,23
25,5	-12834,13	36004,21	93	-11899,29	32461,53	160	-33495,71	6160,89
29,5	-14847,32	35916,9	96,5	-10955,85	36152,58	165	-46213,22	7508,67
33,5	-16860,52	35079,76	100,5	-9877,63	39429,17	165	-28911,49	3407,29
37	-18622,07	33503,71	104,5	-8799,41	41736,38	170	-19357,54	3145,19
40,5	-20383,62	30825,53	108,5	-7721,19	42971,59	173	-18389,66	2987,93
44	-22145,16	27078,21	112,5	-6642,97	43226,6	176	-17421,79	4019,75
47,5	-23906,71	22296,91	115	-5969,08	43122,96	179	-16453,91	9537,05
51	-25668,26	16609,91	117,5	-5295,19	42646,41	182,5	-15324,72	15474,78
54	-27178,15	11017,33	121,5	-4870,72	41104,43	186	-14195,53	20671,36
57	-28688,05	4862,27	125,5	-5456,77	38524,83	189,5	-13066,34	24951,86
60	-30197,95	3145,17	129,5	-6042,82	35012,54	193	-11937,15	28251,36
65	-32714,44	3407,27	133,5	-6628,87	30599,87	196,5	-10807,96	30472,99
70	-21152,85	2674,7	137	-7141,67	26060,87	200,5	-9517,46	31661,49
73	-17290,39	2235,16	140,5	-7654,47	20977,99	204,5	-8226,96	32409,72
76	-16481,72	5433	144	-8167,26	15451,54	208,5	-6936,45	31669,08
79	-15673,06	11073,74	147,5	-8680,06	9657,7	212,5	-5645,95	29365,52
						230	0	0

Tableau. A2.3 - Moments fléchissant induits par le schéma de chargement SW/0.

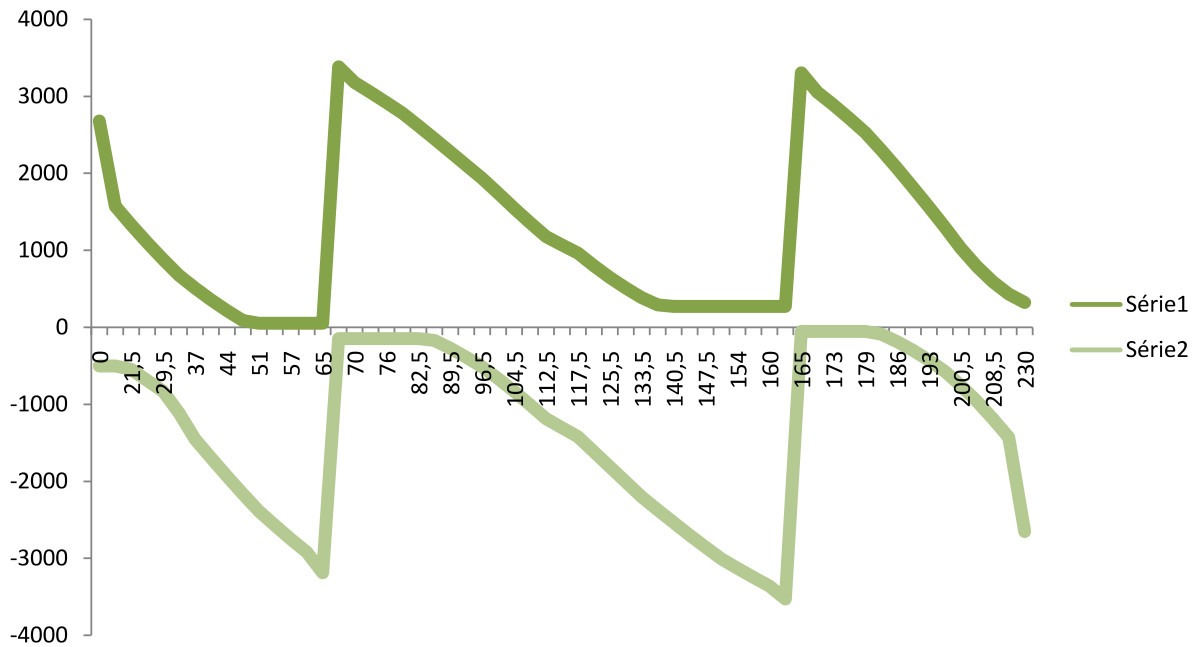


Fig. A2.8 - Enveloppe des efforts tranchants induits par le schéma de chargement SW/0.

x	T(x) min	T(x) max	x	T(x) min	T(x) max	x	T(x) min	T(x) max
0	-503,3	2678,78	82,5	-146,51	2615,57	154	-3131,02	269,55
17,5	-503,3	1573,69	86	-168,65	2447,65	157	-3248,74	269,55
21,5	-543,53	1329,97	89,5	-272,52	2277,43	160	-3359,81	269,55
25,5	-687,9	1098,24	93	-387,02	2105,98	165	-3528,4	269,55
29,5	-829,38	879,72	96,5	-511,94	1934,39	165	-52,42	3306,39
33,5	-1111,72	675,67	100,5	-666,02	1739,46	170	-52,42	3056,24
37	-1451,98	509,88	104,5	-830,91	1547,34	173	-52,42	2891,01
40,5	-1694,48	356,61	108,5	-1005,01	1359,63	176	-52,42	2715,36
44	-1931,39	216,24	112,5	-1186,72	1177,92	179	-52,42	2530,09
47,5	-2161,86	88,98	115	-1303,44	1068,11	182,5	-87,27	2302,82
51	-2385,06	52,42	117,5	-1422,11	961,67	186	-186,59	2064,74
54	-2569,97	52,42	121,5	-1615,08	799,33	189,5	-299,71	1817,1
57	-2748,4	52,42	125,5	-1810,46	648,21	193	-427,59	1561,14
60	-2919,83	52,42	129,5	-2006,63	509,9	196,5	-571,13	1299,73
65	-3188,56	52,42	133,5	-2202,01	385,88	200,5	-755,18	1025,93
65	-146,51	3383,24	137	-2371,04	289,33	204,5	-960,54	790,66
70	-146,51	3180,24	140,5	-2537,17	269,55	208,5	-1185,56	593,72
73	-146,51	3051,26	144	-2699,3	269,55	212,5	-1428,39	430,94
76	-146,51	2917,66	147,5	-2856,38	269,55	230	-2653,94	322,63
79	-146,51	2780,11	151	-3007,33	269,55			

Tableau. A2.4 – Efforts tranchants induits par le schéma de chargement SW/0.

A2. 1. 5. Schéma de chargement SW/2

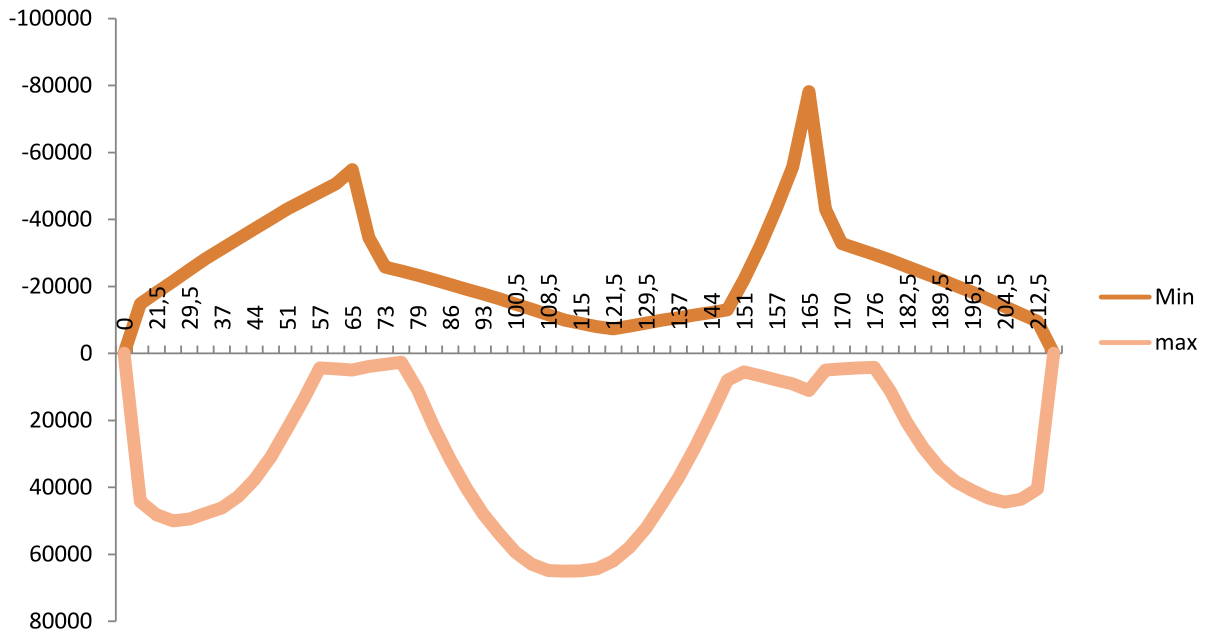


Fig. A2.9 - Enveloppe des moments fléchissant induits par le schéma de chargement SW/2.

x	M(x) min	M(x) max	x	M(x) min	M(x) max	x	M(x) min	M(x) max
0	0	0	82,5	-21906,57	21926,86	151	-21949,85	5554,72
17,5	-14771,15	44249	86	-20503,44	31768,23	154	-32019,77	6757,4
21,5	-18147,42	48234,84	89,5	-19100,31	40417,57	157	-43318,26	7960,08
25,5	-21523,68	49974,61	93	-17697,18	47834,28	160	-55660,41	9162,77
29,5	-24899,94	49493,06	96,5	-16294,05	53910,85	165	-78160,47	11167,24
33,5	-28276,21	47759,68	100,5	-14690,47	59317,26	165	-42998,51	5067,48
37	-31230,44	46135,82	104,5	-13086,89	62911,91	170	-32739,43	4677,68
40,5	-34184,67	42777,22	108,5	-11483,31	64860,96	173	-31102,46	4443,79
44	-37138,9	37696,8	112,5	-9879,73	65006,19	176	-29465,49	4209,91
47,5	-40093,13	30908,01	115	-8877,49	64887,45	179	-27828,52	11381,43
51	-43047,36	22424,8	117,5	-7875,26	64329,91	182,5	-25918,72	20627,45
54	-45579,56	13817,72	121,5	-7243,96	61952,68	186	-24008,92	28264,54
57	-48111,75	4443,76	125,5	-8115,56	57928,45	189,5	-22099,12	34192,39
60	-50643,95	4677,64	129,5	-8987,16	52154,78	193	-20189,32	38382,97
65	-54864,28	5067,44	133,5	-9858,77	44785,41	196,5	-18279,52	40929,06
70	-34531,92	3977,94	137	-10621,42	37046,21	200,5	-16096,89	43203,62
73	-25715,07	3324,24	140,5	-11384,07	28202,11	204,5	-13914,26	44477,58
76	-24512,39	2670,53	144	-12146,73	18397,53	208,5	-11731,63	43579,3
79	-23309,7	10957,22	147,5	-12909,38	8106,58	212,5	-9549	40461,43
						230	0	0

Tableau. A2.5 - Moments fléchissant induits par le schéma de chargement SW/2.

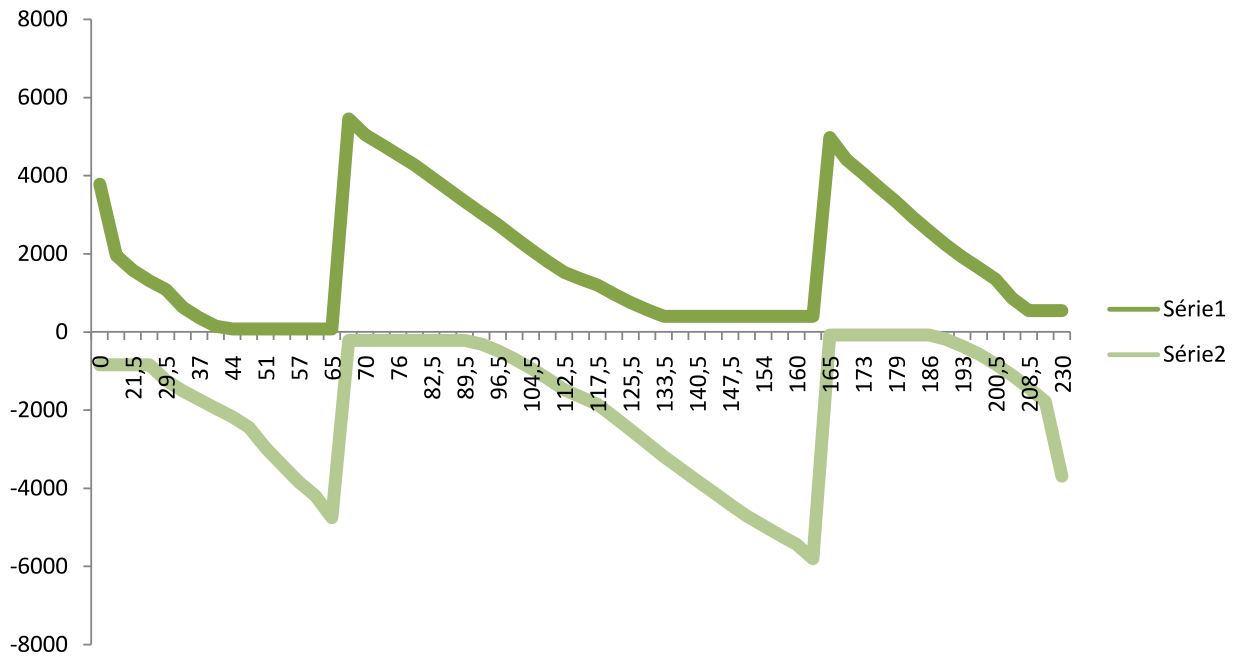


Fig. A2.10 - Enveloppe des efforts tranchants induits par le schéma de chargement SW/2.

x	T(x) min	T(x) max	x	T(x) min	T(x) max	x	T(x) min	T(x) max
0	-844,07	3779,21	82,5	-217,9	3956,43	154	-4960,88	400,89
17,5	-844,07	1957,24	86	-217,9	3649,19	157	-5202,75	400,89
21,5	-844,07	1575,72	89,5	-217,9	3343,68	160	-5436,57	400,89
25,5	-844,07	1310,94	93	-308,23	3041,91	165	-5804,95	400,89
29,5	-1243,87	1086,22	96,5	-478,5	2745,9	165	-77,96	4970,9
33,5	-1509,56	629,98	100,5	-695,15	2417,26	170	-77,96	4411,13
37	-1736,8	359,36	104,5	-934,62	2101,79	173	-77,96	4053,65
40,5	-1958,34	144,63	108,5	-1195,79	1802,5	176	-77,96	3687,5
44	-2173,38	77,96	112,5	-1477,15	1522,22	179	-77,96	3335,25
47,5	-2442,84	77,96	115	-1662,4	1357,4	182,5	-77,96	2942,67
51	-2970,79	77,96	117,5	-1854,23	1200,79	186	-77,96	2576,61
54	-3405,99	77,96	121,5	-2173,29	967,65	189,5	-186,23	2235,1
57	-3840,92	77,96	125,5	-2504,75	756,24	193	-364,56	1919,81
60	-4194,7	77,96	129,5	-2845,63	566,57	196,5	-565,75	1636,13
65	-4760,08	77,96	133,5	-3192,91	400,89	200,5	-823,24	1343,83
65	-217,9	5447,97	137	-3499,65	400,89	204,5	-1111,27	860,71
70	-217,9	5037,26	140,5	-3806,98	400,89	208,5	-1430,81	545,66
73	-217,9	4783,11	144	-4112,86	400,89	212,5	-1782,48	545,66
76	-217,9	4524,73	147,5	-4415,29	400,89	230	-3692,78	545,66
79	-217,9	4263,38	151	-4712,24	400,89			

Tableau. A2.6 – Efforts tranchants induits par le schéma de chargement SW/2.

A2. 2. Sollicitations transversales (en kN.m)

A2. 2. 1. Poids propre

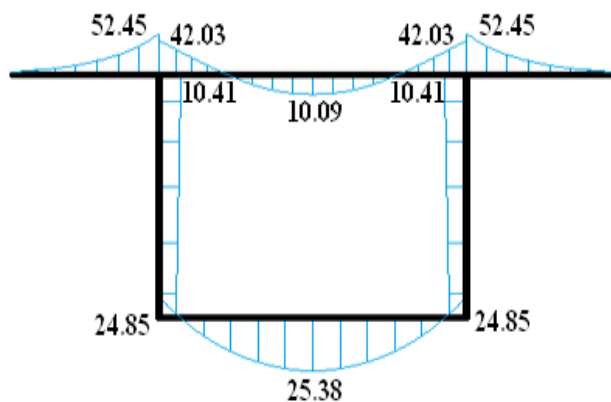


Fig. A2.11 – Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre à la clé.

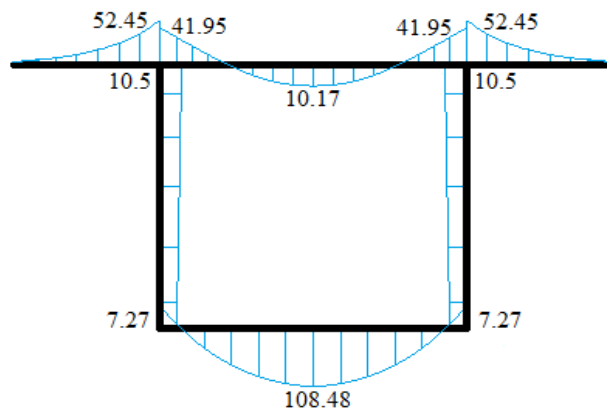


Fig. A2.12 – Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre sur pile.

A2. 2. 2. Surcharges des équipements

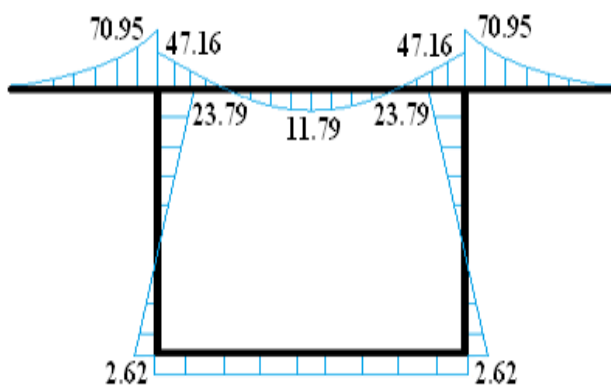


Fig. A2.13 – Diagramme des moments fléchissant dus au poids des équipements à la clé.

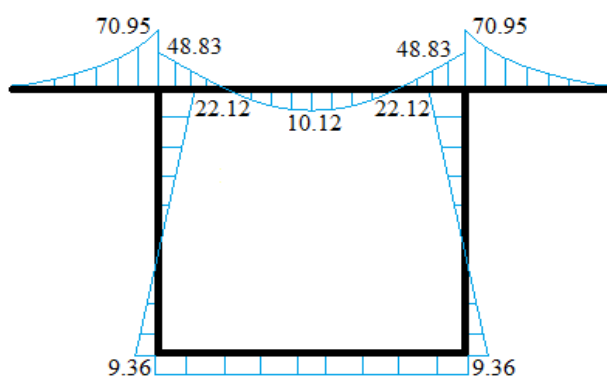


Fig. A2.14 – Diagramme des moments fléchissant dus au poids des équipements sur pile.

A2. 2. 3. Schéma de chargement LM71

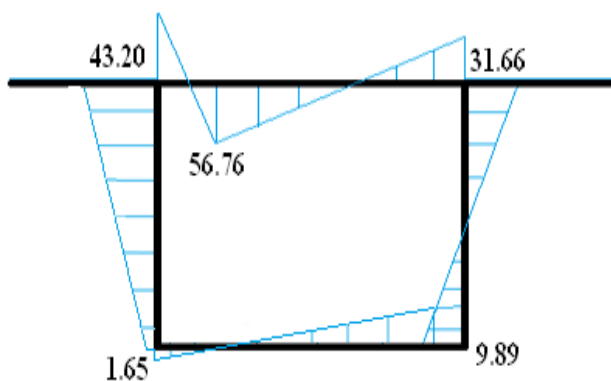


Fig. A2.15 – Diagramme des moments fléchissant dus au schéma LM71 à la clé.

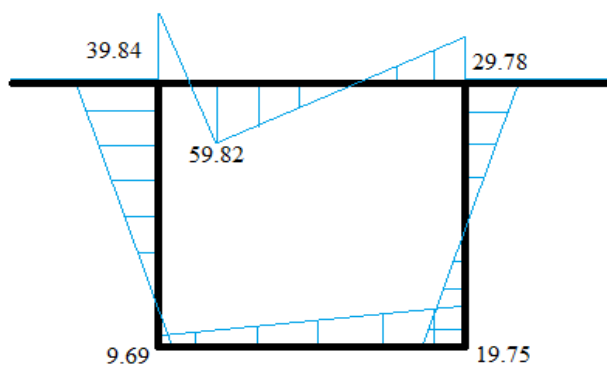


Fig. A2.16 – Diagramme des moments fléchissant dus au schéma LM71 sur pile.

A2. 2. 4. Schéma de chargement SW/0 :

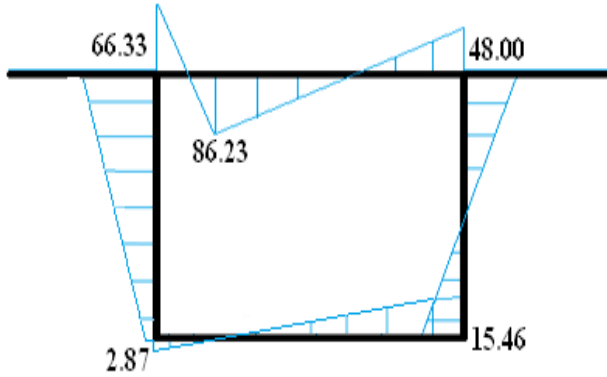


Fig. A2.17 – Diagramme des moments fléchissant dus au schéma SW/0 à la clé.

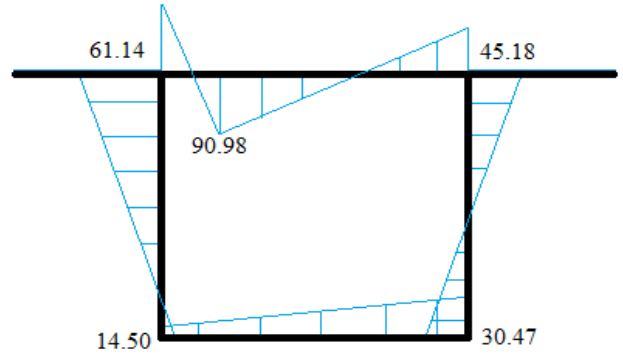


Fig. A2.18 – Diagramme des moments fléchissant dus au schéma SW/0 sur pile.

A2. 2. 5. Schéma de chargement SW/2 :

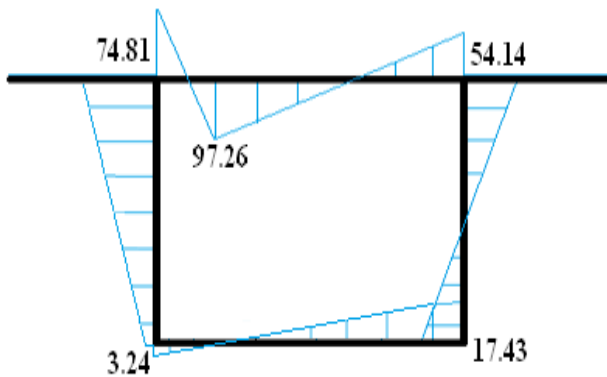


Fig. A2.19 – Diagramme des moments fléchissant dus au schéma SW/2 à la clé.

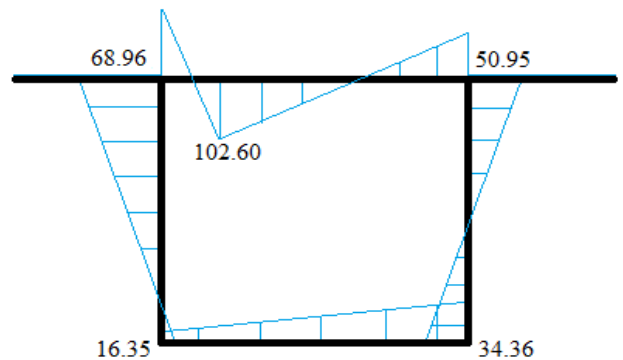


Fig. A2.20 – Diagramme des moments fléchissant dus au schéma SW/2 sur pile.

A2. 2. 6. Effort de lacet :

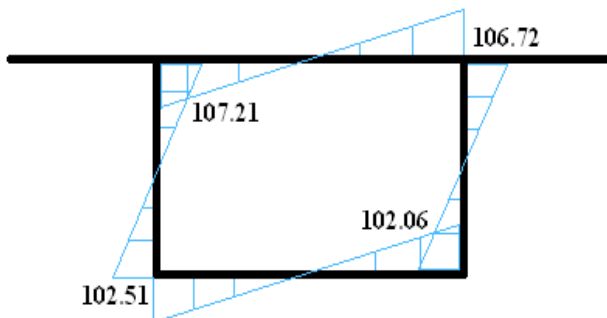


Fig. A2.21 – Diagramme des moments fléchissant dus à l'effort de lacet à la clé.

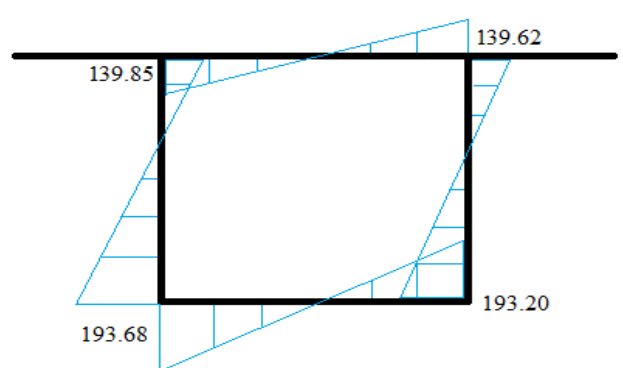


Fig. A2.22 – Diagramme des moments fléchissant dus à l'effort de lacet sur pile.

A2. 2. 7. Vent :

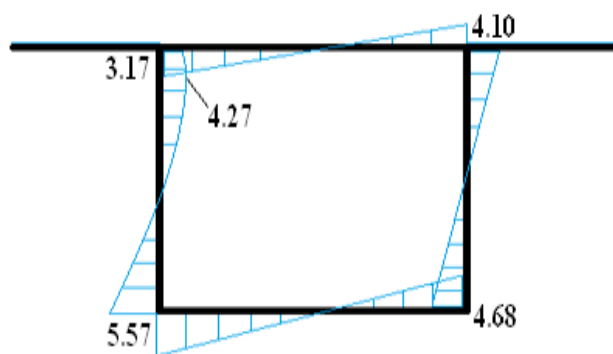


Fig. A2.23 – Diagramme des moments fléchissant dus à l'effort du vent à la clé.

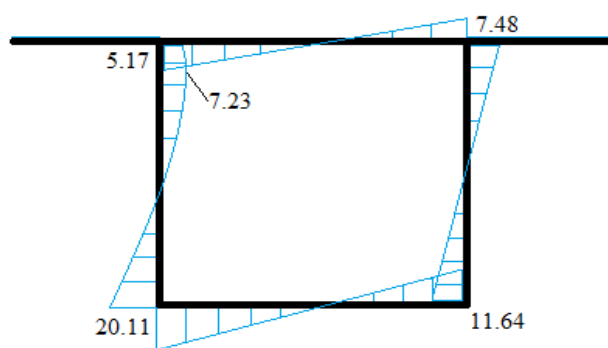


Fig. A2.24 – Diagramme des moments fléchissant dus à l'effort du vent sur pile.

ANNEXE 3

Notes de calcul du ferraillage transversal

ANNEXE 3

Objet de l'annexe

La suivante annexe présente les notes de calcul, concernant le ferrailage passif des voussoirs, tirées du logiciel **Autodesk expert 2010**.

Calcul de Section en Flexion Composée Ferrailage de l'hourdi supérieur du voussoir à la clé

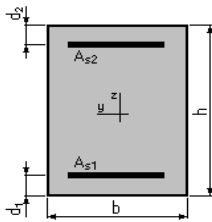
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 2
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$b = 100,0$ (cm) ; $h = 41,5$ (cm)
 $d_1 = 4,0$ (cm) ; $d_2 = 4,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	187,95	314,78
2.	ELU	187,95	-629,87
3.	ELU	-64,97	314,78
4.	ELU	-64,97	-629,87
5.	ELS	129,35	218,49
6.	ELS	129,35	-440,40
7.	ELS	-44,93	218,49
8.	ELS	-44,93	-440,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 44,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 21,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 103,8$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 1,76$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	Maximum	$\rho_{\max} = 2,50$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 187,95$ (kN) $M = 314,78$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,15 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 35,5$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,70$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 89,6$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 187,95$ (kN) $M = -629,87$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,10 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 8,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 34,1$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,92$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 308,4$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU $N = -64,97$ (kN) $M = 314,78$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 4,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 35,7$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 54,6$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELU $N = -64,97$ (kN) $M = -629,87$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,03 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 7,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 34,4$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,63$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 256,3$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELS $N = 129,35$ (kN) $M = 218,49$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,46
Position de l'axe neutre: $y = 11,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,7$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 273,3$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 75,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELS N = 129,35 (kN) M = -440,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,37
Position de l'axe neutre: $y = 16,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 32,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,0$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 291,4$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_s' = 170,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 7: Type ELS N = -44,93 (kN) M = 218,49 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,28
Position de l'axe neutre: $y = 10,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 34,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,5$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 312,3$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_s' = 67,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 8: Type ELS N = -44,93 (kN) M = -440,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30
Position de l'axe neutre: $y = 15,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 32,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,6$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 308,4$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_s' = 162,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée **Ferraillage de l'hourdi supérieur du voussoir sur pile**

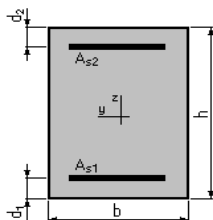
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 2
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm}) \quad ; \quad h = 41,5 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 4,0 \quad (\text{cm}) \quad ; \quad d_2 = 4,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	176,01	369,83
2.	ELU	176,01	-425,22
3.	ELU	-72,49	369,83
4.	ELU	-72,49	-425,22
5.	ELS	120,96	256,28
6.	ELS	120,96	-299,26
7.	ELS	-50,22	256,28
8.	ELS	-50,22	-299,26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 29,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 21,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 103,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,45 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,50 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 176,01 (kN) M = 369,83 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,12 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 35,2 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,94 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 133,2 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU N = 176,01 (kN) M = -425,22 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,11 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,6 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 35,0 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,14 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 169,7 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELU N = -72,49 (kN) M = 369,83 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 35,5$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,71$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 91,6$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELU N = -72,49 (kN) M = -425,22 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 35,3$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,89$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 125,2$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELS N = 120,96 (kN) M = 256,28 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,42
Position de l'axe neutre: $y = 12,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,4$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 281,5$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 100,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELS N = 120,96 (kN) M = -299,26 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,38
Position de l'axe neutre: $y = 13,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 32,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,7$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 290,4$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 119,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 7: Type ELS N = -50,22 (kN) M = 256,28 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,28
Position de l'axe neutre: $y = 11,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,1$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 313,1$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 92,2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 8: Type ELS N = -50,22 (kN) M = -299,26 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26
 Position de l'axe neutre: $y = 12,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,3$ (MPa)
 Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 317,3$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 111,1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

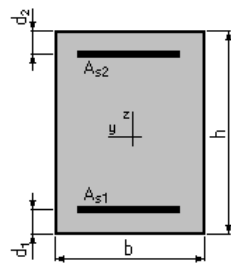
Calcul de Section en Flexion Simple Ferrailage des encorbellements

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 2
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$b = 100,0$ (cm) ; $h = 41,5$ (cm)
 $d_1 = 4,0$ (cm) ; $d_2 = 4,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-166,59
Etat Limite de Service	0,00	-123,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 10,6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0,0$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 103,8$ (cm²)

théorique $\rho = 0,28$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0,28$ (%) maximum $\rho_{\max} = 2,50$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = -166,59$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,24$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = -123,40$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,18
 Position de l'axe neutre: $y = 10,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,2$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 40,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 340,2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

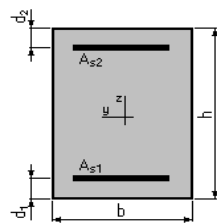
Calcul de Section en Flexion Composée Ferrillage des âmes du voussoir à la clé

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 2
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$b = 46,0$ (cm) ; $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 4,0$ (cm) ; $d_2 = 4,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	724,58	325,65
2.	ELU	724,58	-462,00
3.	ELS	512,81	227,75
4.	ELS	512,81	-318,61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 23,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 46,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 138,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 3,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 724,58 (kN)** **M = 325,65 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	6,71	Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 57,6$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 72,0$	(cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 2,33$	(‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$	(‰)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 435,2$	(MPa)	comprimée: $\sigma'_s = 435,2$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 724,58 (kN)** **M = -462,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	4,34	Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 37,3$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 80,5$	(cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 5,52$	(‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$	(‰)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 435,2$	(MPa)	comprimée: $\sigma'_s = 435,2$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS **N = 512,81 (kN)** **M = 227,75 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	9,36		
Position de l'axe neutre:	$y = 61,4$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 75,5$	(cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,0$	(MPa)	
Contrainte limite:	40,0	(MPa)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 16,4$	(MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 49,5$	(MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 400,0$	(MPa)	

Cas N° 4: Type ELS **N = 512,81 (kN)** **M = -318,61 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	5,72		
Position de l'axe neutre:	$y = 50,3$	(cm)	
Bras de levier:	$Z = 79,2$	(cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,8$	(MPa)	
Contrainte limite:	40,0	(MPa)	
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 29,6$	(MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 62,6$	(MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 400,0$	(MPa)	

Calcul de Section en Flexion Composée

Ferrailage des âmes du voussoir sur pile

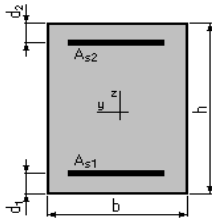
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 2
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$b = 46,0$ (cm) ; $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 4,0$ (cm) ; $d_2 = 4,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	743,61	443,65
2.	ELU	743,61	-389,10
3.	ELS	525,35	307,52
4.	ELS	525,35	-268,30

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 23,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 46,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 138,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 3,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 743,61 (kN) M = 443,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,64 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 40,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 79,0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 4,72$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 435,2$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 743,61 (kN) M = -389,10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,50 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 48,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 75,8$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,43$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 435,2$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS N = 525,35 (kN) M = 307,52 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,31
Position de l'axe neutre: $y = 51,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 78,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,8$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 27,6$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 61,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS N = 525,35 (kN) M = -268,30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,14
Position de l'axe neutre: $y = 56,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 77,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,4$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 21,9$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 55,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

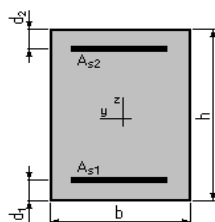
Ferraillage de l'hourdi inférieur du voussoir à la clé

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 2
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm}) \quad ; \quad h = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 4,0 \quad (\text{cm}) \quad ; \quad d_2 = 4,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	122,91	205,77
2.	ELU	122,91	-397,65
3.	ELU	-93,63	205,77
4.	ELU	-93,63	-397,65
5.	ELS	84,89	143,65
6.	ELS	84,89	-275,76
7.	ELS	-64,30	143,65
8.	ELS	-64,30	-275,76

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 28,7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 20,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 100,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,21 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,50 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 122,91 (kN) M = 205,77 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,20 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,9 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 34,2 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,56 \text{ (\%)}\text{}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma'_s = 55,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU N = 122,91 (kN) M = -397,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,10 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 33,4 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,32 \text{ (\%)}\text{}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma'_s = 190,9 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELU N = -93,63 (kN) M = 205,77 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 4,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 34,5$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,35$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 17,6$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELU N = -93,63 (kN) M = -397,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,7$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,06$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 143,1$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELS N = 84,89 (kN) M = 143,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,49
Position de l'axe neutre: $y = 10,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 32,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 267,7$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 63,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELS N = 84,89 (kN) M = -275,76 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,38
Position de l'axe neutre: $y = 13,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 31,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,5$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 290,6$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 129,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 7: Type ELS N = -64,30 (kN) M = 143,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27
Position de l'axe neutre: $y = 8,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,8$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 315,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 54,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 8: Type ELS N = -64,30 (kN) M = -275,76 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27
 Position de l'axe neutre: $y = 12,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 31,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,1$ (MPa)
 Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 313,9$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 121,5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 400,0$ (MPa)

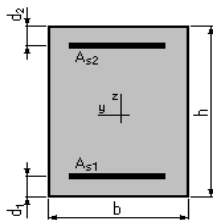
Calcul de Section en Flexion Composée Ferrailage de l'hourdi inférieur du voussoir sur pile

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 2
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



$b = 100,0$ (cm) ; $h = 92,2$ (cm)
 $d_1 = 4,0$ (cm) ; $d_2 = 4,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	125,65	470,04
2.	ELU	125,65	-364,95
3.	ELU	-86,98	470,04
4.	ELU	-86,98	-364,95
5.	ELS	87,08	331,60
6.	ELS	87,08	-251,50
7.	ELS	-59,56	331,60
8.	ELS	-59,56	-251,50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 24,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 49,4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 230,5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,56$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,50$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 125,65$ (kN) $M = 470,04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,19	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,4$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 84,9$	(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,19$	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 136,3$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 125,65$ (kN) $M = -364,95$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,92	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,7$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 84,8$	(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,24$	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 145,7$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU $N = -86,98$ (kN) $M = 470,04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,80	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7,7$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 85,5$	(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,95$	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 90,7$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELU $N = -86,98$ (kN) $M = -364,95$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,28	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7,5$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 85,6$	(cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,93$	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 435,2$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 86,2$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELS N = 87,08 (kN) M = 331,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,70
Position de l'axe neutre: $y = 23,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 80,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 28,6$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 31,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELS N = 87,08 (kN) M = -251,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,69
Position de l'axe neutre: $y = 23,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 80,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,5$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 21,3$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 24,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 7: Type ELS N = -59,56 (kN) M = 331,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,29
Position de l'axe neutre: $y = 19,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 81,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 31,2$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 29,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 8: Type ELS N = -59,56 (kN) M = -251,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,96
Position de l'axe neutre: $y = 19,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 81,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,4$ (MPa)
Contrainte limite: 40,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 23,9$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 21,8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

ANNEXE 4

Abaques de WALTHER

Abaques de WERNER

ANNEXE 4

Objet de l'annexe

Cette annexe présente les abaques de WALTHER pour les ferrailages de la pile et des pieux, et les abaques de WERNER pour déterminer les moments agissants le long des pieux.

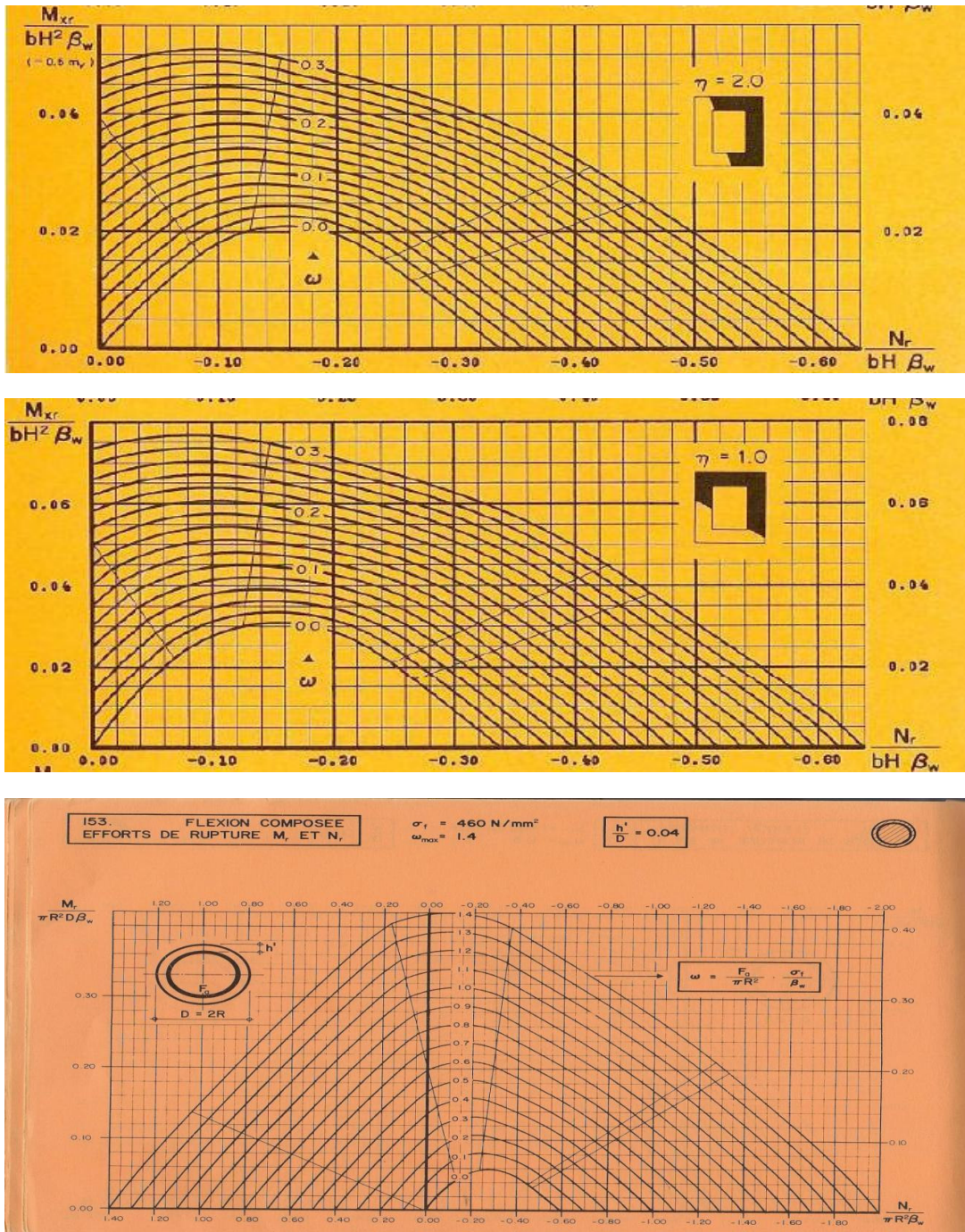
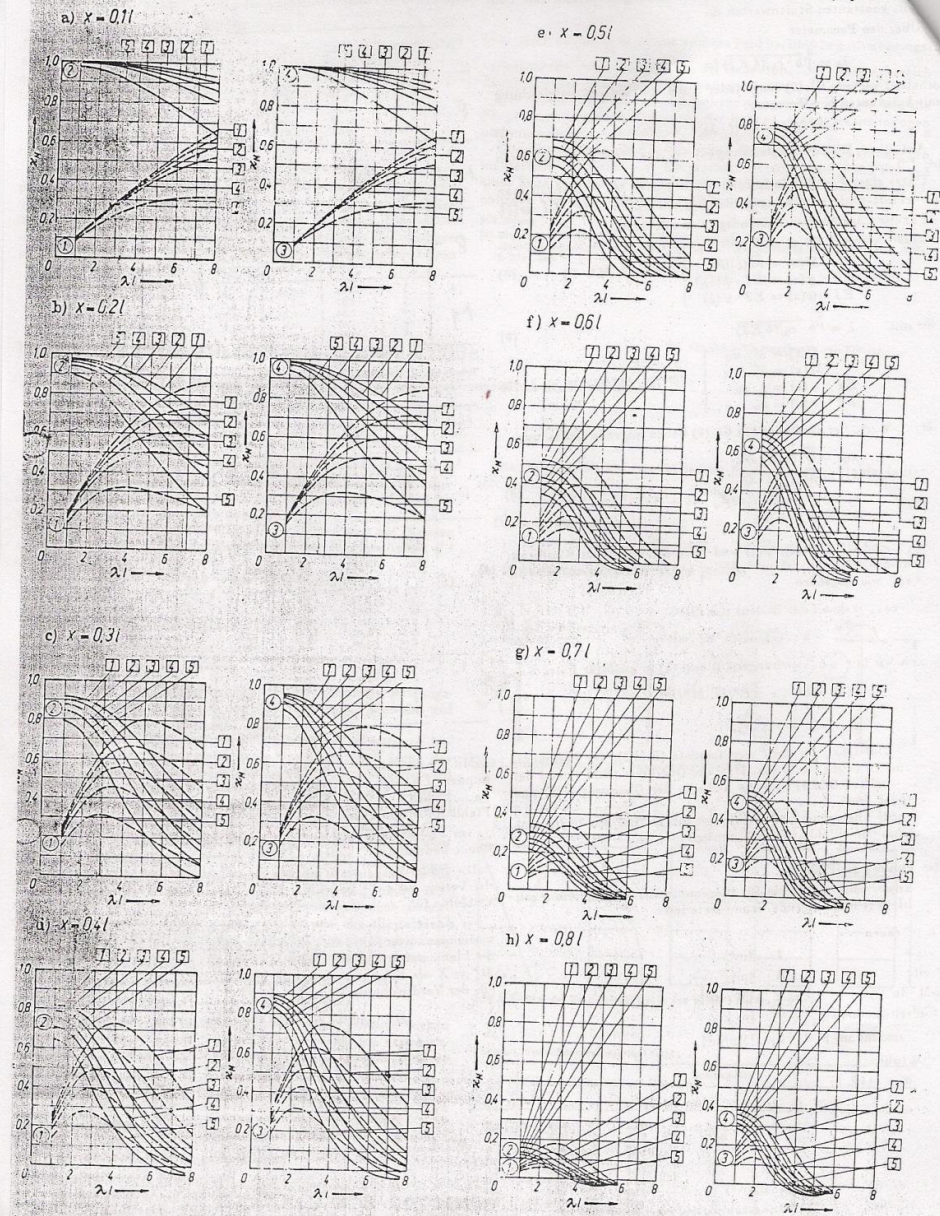


Fig. A4.1 – Abaques de WALTHER.



14.3. x_m -erte zur Ermittlung der Biegemomente $M(x) = x_m \cdot P^*/\lambda$ für Pfähle Nr. 1 u. 3 und $M(x) = x_m \cdot M^*$ für Pfähle Nr. 2 u. 4 in einzelnen Schnitten $x = 0.1-1$ bis $0.0-1$. (Bettungsverhältnisse 1 bis 5 nach Bild 2)

Fig. A4.1 – Abaques de WERNER.