



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algérienne Democratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة
العربية
البيسانية

Université Larbi tébessi – Tébessa –
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et ouvrages d'Art

Par : BADLA WALID

Sujet

**Calcul d'un pont-caisson en béton précontraint aux
Eurocodes**

Présenté et soutenu publiquement, le 15 / 06 / 2020 , devant le jury composé de :

M. BOUDJELLAL.AW

Professeur/Autres grades

Président

M.MOHAMED REDHA SOLTANI

Professeur/Autres grades

Rapporteur

M. LABED.A

Professeur/Autres grades

Examineur 1

REMERCIEMENTS

C'est une tâche difficile de trouver les plus justes mots pour exprimer ses «mercis », c'est Paradoxalement la dernière page qu'ont rédigé et qu'on croise en premier.

Je tiens à exprimer mes sincères et profonds remerciements et reconnaissance au **Dr. MOHAMED REDHA SOLTANI**, qui m'a encadré durant ce travail ; reconnu pour sa modestie et ses idées pertinentes. Ses encouragements m'ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail. Qu'il me soit permis aussi de traduire toute la reconnaissance qui j'éprouve au **Dr. AW. BOUDJELLAL** qui m'a honoré en présidant le présent jury. Que le **Dr. A. LABED** reçoit l'expression de ma profonde reconnaissance pour avoir bien voulu accepter d'évaluer le présent mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Mes parents

Mes enfants

Mes frères et sœurs

Mes amis particulièrement M.Messoudi Salim

Sommaire

Résumé	i
Remerciements	ii
Dédicaces	iii
Listes Des Figures	iv
Listes Des Tableaux	vii
sommaire	viii
Introduction générale	01
Chapitre -1- : Présentation du Projet	
1-1 Situation et description du projet	04
1-2 Données géologiques et géotechniques	07
1-3 Données relatives à l'environnement	07
1-4 Construction de l'ouvrage	08
1.5. Câbles intérieurs de continuité	10
1.6. Conception de la section transversale	14
1.7. Caractéristiques des matériaux	20
Chapitre -2- : Dimensionnement par les Eurocodes	
2.1. Introduction	24
2.2. Actions	25
2.2.1. Actions permanentes	25
2.2.2. Actions variables	28
2.3 - Combinaisons d'actions	34
2.3.1. Combinaisons ELU	34
2.3.2. Combinaisons ELS	35
2.4. Détermination des enrobages	35
2.4.1. Enrobage minimal, c_{min}	35
2.4.2. Enrobage nominal	38

Chapitre -3- : Détermination des Câbles de Fléau et de Continuité	
3.1. Calcul de la précontrainte de fléau	40
3.1.1 Calcul des caractéristiques géométriques du fléau	41
3.1.2 Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console	42
3.1.3 Evaluation des efforts dus aux charges de construction	44
3.1.4 Détermination de la précontrainte dans la section sur pile	47
3.1.5 Détermination du nombre de câbles	48
3.1.6 Détermination du nombre et de la longueur des voussoirs	49
3.1.7 Dessin des goussets	49
3.1.8 Affinage des calculs et vérification	50
3.2. Etude du tracé du câblage	54
3.2.1 Etude du tracé des câbles en élévation	54
3.2.2 Etude du tracé des câbles en plan	56
3.3. Perte de précontrainte instantanées des armatures de précontrainte du fait de la déformation instantanées du béton, au frottement	59
3.3.1 Pertes dues au frottement	59
3.3.2 Pertes de tensions dues au recule des ancrages	61
3.3.3 Pertes par déformation instantanée du béton	62
3.4. Perte de précontrainte différées des armatures de précontrainte du fait de fluage, du retrait et de la relaxation	64
3.4.1 Déformation total de retrait à l'âge t	65
3.4.2 coefficients de fluage, définissant le fluage	67
3.4.3 Perte par relaxation des armatures de précontrainte	69
3.5. Principe de la stabilité des fléaux	71
3.5.1. Actions à prendre en compte	72
3.5.1.1 Charges permanentes	72
3.5.1.2. Charges variables	73
3.5.1.3 Actions accidentelles	74
3.6. Combinaisons d'actions	75
3.6.1 Combinaisons en construction (type A)	75
3.6.2 Combinaison accidentelle (type B)	77

3.7 Calcul du nombre de câbles	78
7.3.1 - Calcul de la surface des cales	80
3.8 - dispositions pratiques	81
3.9. Calcul de la précontrainte de clavage et des câbles éclisses	83
3.9.1 Détermination de la matrice de calcul des moments sur piles	83
3.9.2 Calcul des moments sur piles	87
3.9.3 Détermination de la matrice [M]	87
3.9.4 Calcul des efforts dans le tablier	88
3.5.5 Calcul des moments dus au poids propre	88
3.9.6 Calcul des moments dus au gradient thermique	92
3.9.7 Calcul du moment hyperstatique de la précontrainte intérieure de continuité	94
3.9.7.2 Calcul des rotations isostatiques sous l'effet des câbles	97
3.9.8 Détermination de la précontrainte intérieure de continuité	90
3.9.8.1 Câbles de continuité des travées courantes	97
3.9.8.2 Câbles de continuité des travées de rive	101
3.10. Calcul de la précontrainte de continuité extérieure	101
3.10.1 Moment dû au poids des équipements	103
3.10.2 Calcul des moments dus aux charges d'exploitation	105
3.10.2.5 Calcul des moments maximum et minimum sur pile et à la clé	107
3.10.3 Calcul des moments dus au moment de fluage	108
3.10.4 Détermination de la précontrainte de continuité extérieure	

Chapitre -4- : Flexion Transversale du Tablier

4.1. Flexion transversale	112
4.2. Modélisation du cadre	114
4.2.1. Géométrie du cadre	114
4.2.2. Chargement	114
4.2.2.1. Charges permanentes	115
4.2.2.2. Surcharges d'exploitation	116
4.2.2.3. Les combinaisons d'actions	

Sommaire

4.3. Ferrailage	132
-Conclusion Générale	136
-Référence bibliographique	
Annexe	

LISTE DES FIGURES

N°	Figures	Page
1.1	Vue aérienne du site du projet	03
1.2	Tracé en plan du Viaduc	04
1.3	Profil en long du pont	05
1.4	Profil en travers de la voie portée	05
1.5	Construction par équipage mobile	08
1.6	Pose des voussoirs préfabriqués par poutre de lancement	08
1.7	Découpage en voussoirs	09
1.8	Câbles de fléau	09
1.9	Câbles de continuité intérieure	10
1.10	Câbles de continuité extérieurs	11
1.11	Réalisation des fléaux sur Pile P1 et P2 sans appuis ou suspension provisoire	11
1.12	Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre	12
1.13	Réalisation complète des travées de rive	12
1.14	Réalisation du clavage central et fin de la phase de construction	13
1.15	Notations utilisées	13
1.16	Variation de la hauteur et de l'inertie dans la travée centrale	15
1.17	Variation de la hauteur et de l'inertie dans la travée de rive	15
1.18	Dimensions de la section transversale du caisson	18
1.19	Diagramme parabole-rectangulaire et bilinéaire du béton comprimé	20
1.20	Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul	21
1.21	Diagrammes contraintes-déformations des aciers de précontrainte	22
2.1	Détail des trottoirs	25
2.2	Largeur de la chaussée	28
2.3	Modèle de charge principal Modèle 1 selon l'Eurocode 1991-2	30
2.4	Composantes constitutives d'un profil de température	31
2.5	Présentation des actions à prendre en compte en situation normale de construction	34
2.6	Présentation des actions à prendre en compte en situation accidentelle de construction	35
2.7	Classes d'exposition du caisson	37
3.1	géométrie longitudinale	40
3.2	Demi voussoir témoin avec gaines pour câbles de fléau et gaines pour câbles de continuité	41

3.3 :	Exemples d'équipages mobiles (hauteur constante et hauteur variable)	44
3.4 :	Coupe transversale définitive du gousset supérieur avec câbles de fléau	53
3.5 :	Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin	61
3.6 :	Dispositifs de stabilité des fléaux	71
3.7 :	Géométrie du système de clouage	78
3.8 :	Exemple de dispositifs en tête de pile	82
3.9 :	Exemple de vérin de calage	82
3.10 :	Exemple de Détail d'ancrage d'un câble de continuité dans le gousset inférieur	100
4.1 :	Modèle cadre	113
4.2 :	Sections à justifier	113
4.3 :	Géométrie du cadre (voussoir prêt de pile)	114
4.4 :	Distributions de la charge permanent	117
4.5 :	Ferraillage de la section transversal	135

LISTE DES TABLEAUX

N°	Tableau	Page
1.1	<i>Récapitulatif des caractéristiques géométriques des sections d'un demi-fléau</i>	18
2.1	<i>Coefficients d'ajustement du modèle de charges principal</i>	29
2.2	<i>Valeurs des charges pondérées du système LMI</i>	29
2.3	<i>Détermination de la classe d'exposition</i>	37
3.1	<i>caractéristiques des sections sur pile et à la clef.</i>	41
3.2	<i>Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console</i>	44
3.3	<i>moment du poids de l'équipage, personnel et de stockage</i>	46
3.4	<i>Nombre de câbles</i>	50
3.5	<i>Récapitulatifs de vérification des contraintes</i>	52
3.6	<i>Valeurs des déviations des câbles</i>	56
3.7	<i>paramètres de tracé des câbles en plan</i>	58
3.8	<i>valeurs moyennes du coefficient de frottement μ</i>	61
3.9	<i>Récapitulation des efforts pour la stabilité du fléau</i>	75
3.10	<i>Sommaire des combinaison d'action pour la stabilité du fléau</i>	77
3.11	<i>Dimensionnement des câbles de stabilité par file</i>	80
3.12	<i>Dimensionnement des cales provisoires</i>	81
4.1	<i>Sommaire des moments assemblé à E.L.S de caisson sur pile</i>	128
4.2	<i>Sommaire des moments assemblé à E.L.U de caisson sur pile</i>	129
4.3	<i>Sommaire des moments assemblé à E.L.S de caisson à la clef</i>	130
4.4	<i>Sommaire des moments assemblé à E.L.U de caisson à la clef</i>	131
4.3	<i>Ferraillage de voussoir sur pile</i>	134
4.4	<i>Ferraillage de voussoir à la clef</i>	134
4.5	<i>Récapitulatifs de ferrailages de voussoir sur Pile & à la clef</i>	134

INTRODUCTION GENERALE

D'importants programmes de construction d'ouvrages d'art et de tunnels destinés à l'équipement du réseau routier et autoroutier ont été engagés durant ces dernières années en Algérie. Le parc ouvrages d'art comptait, jusqu'à 1992, 2 800 OA et 7 km de tunnels, et selon les dernières données du ministère des Travaux publics, il est passé à 10 000 OA et 25 km de tunnels en 2014. De 2005 à 2015, 191 grands viaducs ont été construits dans le cadre. Ces viaducs, souvent implantés dans des sites difficiles (terrain instable, sols compressibles etc.), conduit à franchir les brèches à l'aide d'ouvrages de grande ou moyenne portée. La solution qui consiste à franchir les grandes et les moyennes portées par des ponts à tablier en caisson en béton précontraint précontraints construits en encorbellement successifs a été largement utilisé en Algérie. Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. L'avantage de cette solution et qu'elle peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abruptes, sols de très mauvaise qualité, site maritime, etc.).

L'Algérie fait souvent appel à des bureaux d'études et des entreprises étrangers pour la réalisation de ses projets. Ce qui va coûter dans le futur au budget de l'état des sommes faramineuses qui peut être ne pourra plus les offrir dans le futur avec de l'argent public. Pour qu'il soit possible de réaliser ces projets, l'Algérie doit former des ingénieurs et des techniciens pouvant réaliser ce type de projet. Contrairement aux règlements relatifs aux constructions métalliques qui s'adaptent de plus en plus avec les normes Européennes de construction "Eurocodes", les normes de calcul des ouvrages en béton armé et précontraint les bureaux d'études utilisent toujours les anciens règlements français du BAEL et du BPEL. Ces règlements ne sont plus adaptés avec les innovations technologiques utilisées dans ce type de construction.

Dans le but de consolider ma formation en terme de calcul d'ouvrages d'art et d'acquérir de nouvelles connaissances dans ce domaine, j'ai choisi d'étudier ce type de pont, en utilisant les Eurocodes et notamment l'EC2 relatif au calcul des ouvrages en béton armé et précontraint. Il est clair qu'il n'est pas possible, dans les conditions

actuelles du pays, pour une seule personne et dans un temps aussi court, de faire un calcul complet pour ce type d'ouvrage.

Le mémoire est donc limité aux chapitres suivants :

- **Le chapitre 1** est consacré à la présentation du projet étudié, aux conditions environnementales dans lequel il est implanté, aux différentes phases de construction avant sa mise en service et aux caractéristiques des matériaux de construction.

- **Le chapitre 2** après une introduction aux Eurocodes, les actions et combinaisons d'actions considérées ainsi que le calcul des enrobages ont été présentés.

- **Le chapitre 3** présente les calculs relatifs au prédimensionnement des câbles de fléau, de continuité intérieure et extérieure ainsi que le calcul des moments hyperstatiques en fonction du tracé des câbles de continuité.

- **Le chapitre 4** est consacré au calcul des sollicitations dans le caisson dus à la flexion transversale du caisson ainsi que le calcul du ferrailage passif. Le manque de temps ne nous a pas permis de faire toutes les vérifications nécessaires.

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional a été utilisé pour le calcul des sollicitations de la flexion transversale du cadre et le calcul de la section des aciers. Les formules nécessaires pour le dimensionnement et la vérification de la section des différents câbles de précontrainte ont été programmées avec le logiciel et Excel. Les résultats obtenus ont été en partie validés avec ceux obtenus par le logiciel libre Flewin.

PROBLEMATIQUE

Le sujet de ce projet de fin d'études est la mise en point d'un outil de prédimensionnement adopté à la conception des ouvrages construite par encorbellement successive, et sa mise en application au cas d'un viaduc. il s'agit tout d'abords d'analysé les spécificités de ce type d'ouvrage, tant au niveau de la construction que de calcul. cette analyse doit mettre en évidence une méthodologie de conception que l'on tentera de généralisée sous forme d'un programme Excel de conception et de calcul. il sera de plus nécessaire de développer des méthodes du calcules adopte à ce type d'ouvrage en ce basent sur les lois de résistance des matériaux et recommandations des Eurocodes. Il s'agit également de mettre en évidence l'influence des ces normes européennes pour la conception et le dimensionnement de ces ouvrages.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DU PROJET

1.1. Situation et description du projet

Le viaduc faisant l'objet de cette étude est un pont routier de passage supérieur franchissant la vallée de la pénétrante autoroutière RN25 reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau du PK15+460 au PK15+780. La pénétrante de Tizi Ouzou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes. Celle de Tizi Ouzou doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la sortie n°28 dans la commune de Djebahia à la ville de Tizi Ouzou à travers le massif du Djurdjura. La longueur totale de l'ouvrage entre culées est de 320 m.



Fig. 1.1. Vue aérienne du site du projet

Le tracé en plan est légèrement biais et présente une faible courbure constante à l'axe du tablier tel qu'il est illustré sur la figure 1.2. Dans cette étude le pont sera donc calculé comme un pont droit.

Suite à l'analyse d'avant-projet sommaire menée par la direction des travaux publics de la wilaya de Tizi Ouzou, la solution retenue est un pont caisson à trois travées en béton précontraint construit en encorbellements successifs. Pour cet ouvrage, une portée

de 85 m a été adoptée pour les deux travées de rive et une portée de 320 m pour la travée centrale. Les travées reposent sur des appuis simples en service alors que pendant la construction, ils sont encastrés sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux. Le choix de cette solution est dicté par les considérations suivantes :

- conditions topographiques et géotechniques défavorables (hauteur importante de l'obstacle, faible portance du terrain de fondation, versants abruptes).
- la méthode de construction en encorbellement accélère nettement le temps de construction ;
- permettre un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées ;
- considérations d'ordre esthétique et paysagiste.

Dans ce projet un rapport entre les travées de rive et la travée centrale de 0.57 a été adopté. Le rapport recommandé varie généralement entre 0.5 et 0.7.

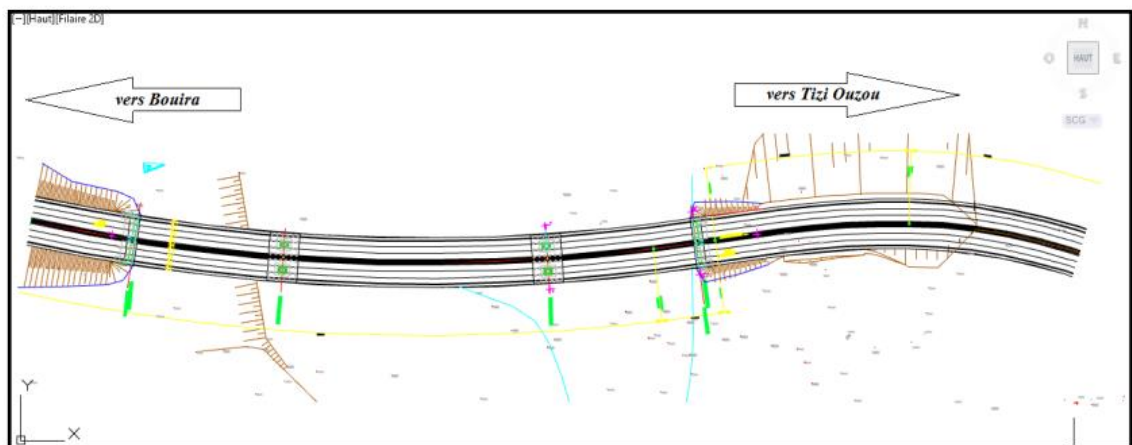


Fig. 1.2 Tracé en plan du Viaduc

Le profil en long de l'ouvrage présente une pente constante de 5,28 %, ce qui implique une légère différence d'altitude entre les deux culées. Ce profil en long permet de calculer le tablier comme s'il était parfaitement horizontal. Le pont est délimité par deux culées enterrées au voisinage de la crête de talus et dont le sommier d'appui est fondé sur pieux. En fonction de la topographie du terrain, les deux piles ont été conçues avec une hauteur hors semelle différente de 39.5 m et 34.47 m. Les piles en béton armé sont fondées sur pieux. La figure 1.3 illustre la coupe longitudinale de l'ouvrage.

La section transversale du tablier est constituée par un monocaisson à âmes verticales et deux hourdis en béton armé. La largeur du hourdis supérieur, égale à 13.4 m, est inférieure à 15 m ce qui ne nécessite pas l'utilisation de bracons, ou un hourdis supérieure nervurée ou précontraint transversalement. Le hourdis supérieur comporte deux encorbellements de 2.2 m de portée.

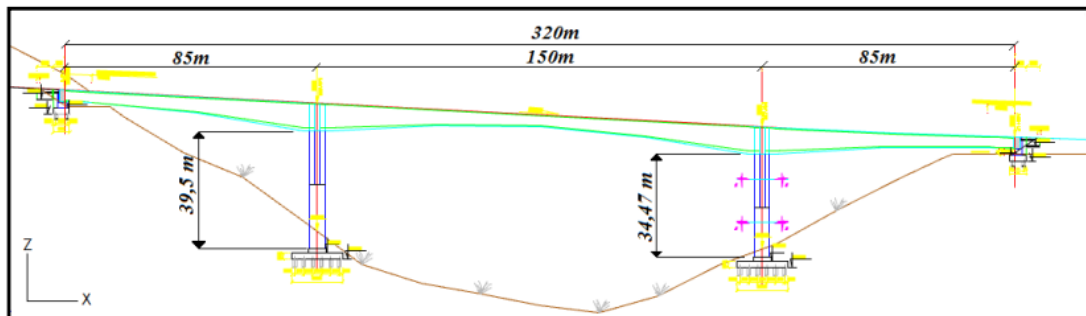


Fig. 1.3. Profil en long du pont

La voie portée est constituée par un seul versant plan au dévers de 2.5 % et comporte :

- une chaussée bidirectionnelle de 11 m constituée de trois voies de circulation, une voie centrale de 3.5 m de large et deux voies d'extrémité de 3m de large et deux bandes dérasées (BDG et BDD) ayant chacune une largeur de 3 m ;
- un trottoir de 1.7 m de large protégé par un garde-corps et une glissière ;
- un trottoir de 0.7 m protégé par un garde-corps.

La figure 1.4. illustre le profil en travers de la voie portée.

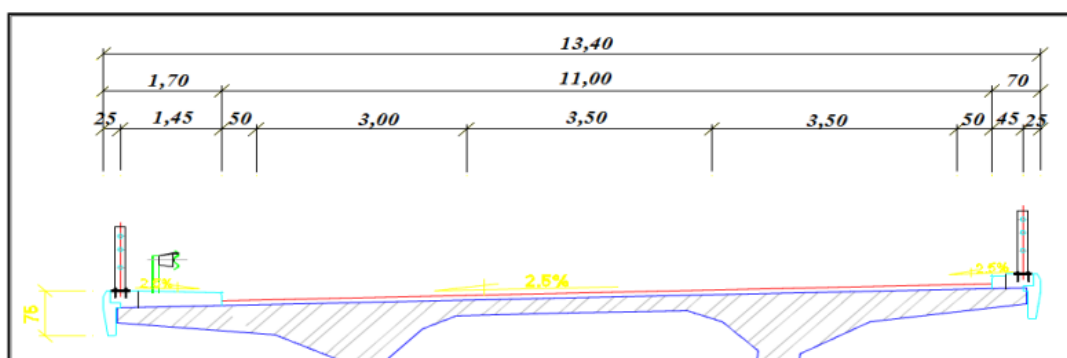


Fig. 1.4. Profil en travers de la voie portée

1.2. Données géologiques et géotechniques

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

La zone dans laquelle se trouve l'ouvrage est constituée de terrains essentiellement de formations quaternaires, représentées par des sédiments argilo limoneux, caillouteux renfermant des niveaux sableux et des galets. Le substratum est essentiellement marneux d'âge miocène.

Les essais pressiométriques et les sondages carottés ont montré la nécessité d'utiliser pour les piles et les culées des fondations profondes sur pieux de profondeur 12 m et de diamètre de 1,2 m.

1.3. Données relatives à l'environnement

La région de Tizi Ouzou à un climat tempéré chaud. Les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa. Tizi Ouzou affiche une température annuelle moyenne de 17.9 °C. Au cours de l'année, la température varie généralement de 5° C à 31 °C et est rarement inférieure à 1 °C ou supérieure à 34 °C. La moyenne des précipitations annuelles atteints 896 mm. Le mois de juillet est le mois le plus chaud avec une température qui peut dépasser les 40°C. Le mois de janvier est le mois le plus froid avec une température minimale moyenne de 5°. Cette région enregistre des périodes de gel entre les mois de novembre et de mars. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 363 mm.

Tizi-Ouzou connaît des variations saisonnières extrêmes en ce qui concerne l'humidité perçue.

La région de Tizi-Ouzou est caractérisée par un degré hygrométrique assez élevé tout au long de l'année (moyenne annuelle de 67,8 %), avec six mois entre 70,5 % et 79,5 % et six mois entre 52,1 % et 69 %.

Dans les Eurocodes, les classes d'exposition traduisent les actions dues à l'environnement auxquelles le béton de l'ouvrage ou de chaque partie d'ouvrage, et les armatures vont être exposés pendant la durée d'utilisation de la structure. 18 classes d'exposition regroupées par risque de corrosion (XC, XD, XS) et d'attaques du béton

(XF, XA) dépendant des actions et conditions environnementales auxquelles les bétons de l'ouvrage ou de la partie de l'ouvrage vont être soumis pendant leur durée d'utilisation. La prévention vis-à-vis des risques de corrosion permet en particulier de déterminer :

- au stade de la conception du projet :

- L'enrobage nécessaire des armatures pour assurer la durabilité ;
- La valeur limite de l'ouverture maximale calculée des fissures.

- au stade de l'étude et de la fabrication du béton : le dosage en ciment et le type de ciment adapté.

La norme EN 206-1 définit 18 classes d'exposition regroupées en 6 classes par risque de corrosion (XC, XD, XS) ou d'attaques (XF, XA) dépendant des actions et conditions environnementales auxquelles le béton de l'ouvrage, ou de la partie de l'ouvrage, est soumis.

En se référant aux données du projet, on considère pour cet ouvrage la classe d'exposition XF1 de l'EN 1992-1 utilisé pour les surfaces de béton soumis à une attaque significative due à des cycles de gel/dégel, alors qu'il est mouillé avec une faible saturation en eau avec agents de déverglaçage. Pour cette classe d'exposition, l'enrobage sera déterminé par référence à la classe d'exposition XC4 comme il est indiqué dans l'Art 4.4.1.2(12) de l'EN 1992-1-1 [].

1.4. Construction de l'ouvrage

1.4.1. Description du procédé de construction par encorbellements successifs

L'ouvrage analysé dans cette structure est un pont caisson en béton précontraint construit par encorbellements successifs. Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs. Chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Les voussoirs peuvent être coulés en place ou préfabriqués.

L'équipage mobile est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cour de construction sur laquelle sont suspendue les

coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.



Fig. 1.5. Construction par équipage mobile

On considère en général que la préfabrication d'un tablier est plus économique que sa construction in situ lorsque le nombre de voussoirs à construire dépasse 350 à 400 unités. Un délai contractuel très court ou des conditions climatiques difficiles augmentent l'intérêt de la préfabrication. La méthode la plus couramment utilisée pour poser des voussoirs préfabriqués par encorbellements successifs fait appel à une poutre de lancement. Cet outil, souvent appelé aussi lanceur, est un engin de manutention auto déplaçable, qui s'appuie sur le tablier et sur les piles, et qui s'affranchit donc de presque toutes les contraintes du franchissement.



Fig. 1.6. Pose des voussoirs préfabriqués par poutre de lancement

Le système isostatique en équilibre, composé de la pile assemblée à ses voussoirs est appelé fléau. L'étape d'assemblage des fléaux ou d'un fléau et une partie coulé sur cintre est appelée clavage, elle se réalise avec un voussoir dit de clavage.

1.4.1.2. Découpage en voussoirs

Le découpage en voussoirs se déduit de la géométrie longitudinale de l'ouvrage. On distingue Trois types de voussoirs (Fig. 1.7) :

- les voussoirs courants de longueur comprise entre 2.5 et 4 m selon la portée et la largeur de l'ouvrage ;
- les voussoirs de pile de longueur au moins égale à 7 m;
- les voussoirs de clavage de longueur légèrement inférieure à celle des voussoirs courants lorsqu'ils sont coulés en place. Pour des voussoirs préfabriqués, le clavage se réduit à un joint de longueur ne dépassant pas 20 cm.

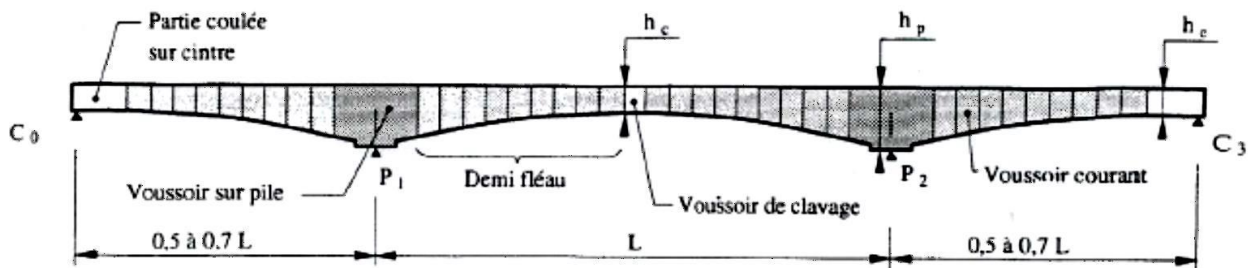


Fig. 1.7. Découpage en voussoirs

1.4.1.3. Câblage du tablier

Le câblage de l'ouvrage comprend :

1.4.1.3.1. Câbles de fléau

La précontrainte de fléau permet l'assemblage des voussoirs de chaque côté de la pile. Cette précontrainte est interne et placée le plus proche de la fibre supérieure (Fig. 1.8) . Elle a pour but de permettre à la structure de résister aux charges de construction, et au poids propre du fléau.

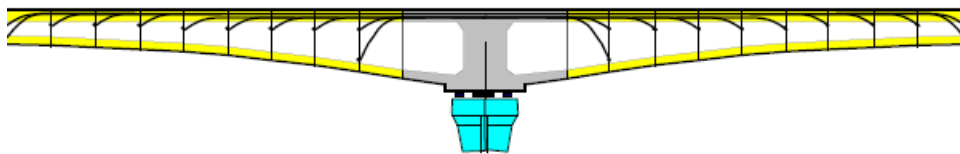


Fig. 1.8. Câbles de fléau

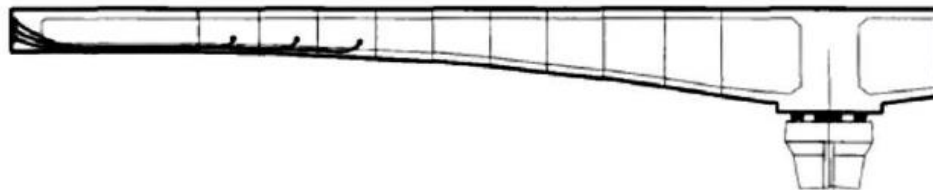
1.5. Câbles intérieurs de continuité

L'opération de clavage s'accompagne d'une mise en tension de câbles de précontrainte logés dans le hourdis inférieur du caisson et ancrés faisant saillie au-dessus de celui-ci

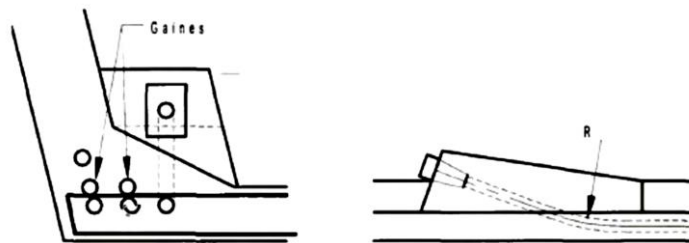
(Fig. 1.9). Ces câbles, dits câbles de continuité intérieurs ou câbles éclisses, sont dimensionnés pour reprendre les moments positifs.



a) Clavage de deux fléaux



b) Clavage de la partie coulé sur cintre et le fléau



c) Bossages des câbles de continuité intérieurs

Fig. 1.9. Câbles de continuité intérieure

1.5.1. Câbles de continuité extérieurs

Les câbles de continuité extérieurs sont mis en tension en fin de construction. Ils sont destinés à reprendre les moments positifs en travée dus aux charges permanentes (y compris retrait et redistribution d'effort; due au fluage) et aux charges d'exploitation. Ils contribuent également avec les câbles de fléau à reprendre les moments négatifs sur pile dus aux charges permanentes et d'exploitation. Pour permettre le remplacement des câbles et aussi pour pallier aux pathologies observées d'une précontrainte de continuité intérieure, ces câbles sont extérieurs au béton. En élévation, ils sont situés près du hourdis inférieur en travée et près du hourdis supérieur sur appuis (Fig. 1.10). En plan, les câbles de continuité extérieurs sont situés près des âmes.

Les câbles sont déviés par les entretoises sur piles et par des entretoises intermédiaires (déviateurs) en travée, ce qui conduit à un tracé polygonal, rectiligne par tronçons. Les déviateurs en travée sont en général situés entre le tiers et le quart de la travée



Fig. 1.10. Câbles de continuité extérieurs

1.5.2. Phases de construction du projet

La cinématique de construction adoptée pour cet ouvrage après la réalisation des appuis sur le sol est la méthode généralement utilisée pour ce type de projet et qui est résumée ci-après :

- Phase n°1 : réalisation des fléaux sur les piles P1 et P2 (Fig. 1.11). Après bétonnage du voussoir sur pile, les voussoirs courants sont bétonnés dans les équipages mobiles accrochés de chaque côté du fléau. Dès que le béton a atteint la résistance nécessaire, une paire de câbles de fléau est tendue et les équipages sont avancés d'un voussoir, jusqu'à achèvement du fléau. L'avancement des travaux s'effectue sans utiliser d'appui provisoire sur le sol (palée de stabilité) ou d'haubanage provisoire. La stabilité du fléau est assurée en faisant reposer le voussoir sur deux cales provisoires et cloués sur le fût de la pile par deux files de câbles (voir § 1.5.1.3.1).

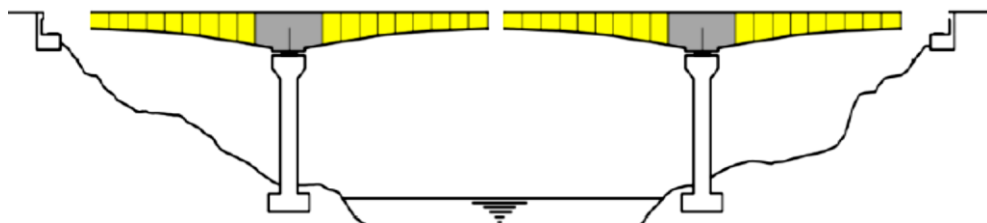


Fig. 1.11. Réalisation des fléaux sur Pile P1 et P2 sans appuis ou suspension provisoire

- Phase n°2 : bétonnage sur cintre des parties des travées de rive près des culées (Fig. 1.12). Les tronçons sur cintre sont réalisés en utilisant un échafaudage général sur une longueur de 15 m. La longueur de la partie coulé sur cintre mesure généralement 10 à 20% de la travée principale.

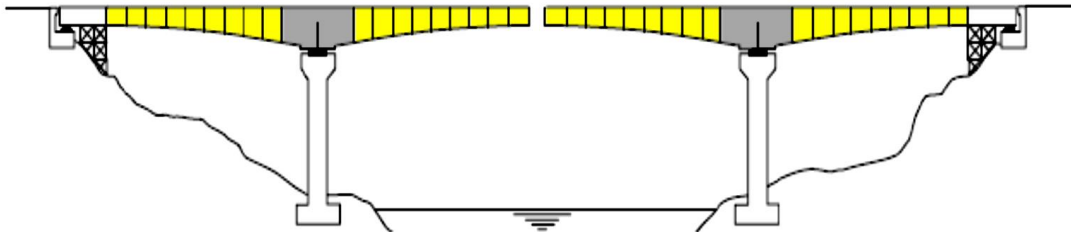


Fig. 1.12. Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre

- Phase n°3 : Après durcissement du béton, on procède au clavage des parties coulées sur cintre et les fléaux par la mise en tension des câbles de continuité intérieurs ou câbles éclisses (Fig. 1.13). Clavage C0-P1 et mise en tension des câbles éclisses (voir § 1.5.1.3.2). Une fois le clavage réalisé on procède au démontage des cintres et à la suppression des câbles de clouage. Ceci permet le passage du tablier encastré sur pile à un tablier posé sur pile par l'intermédiaire des appareils d'appui.

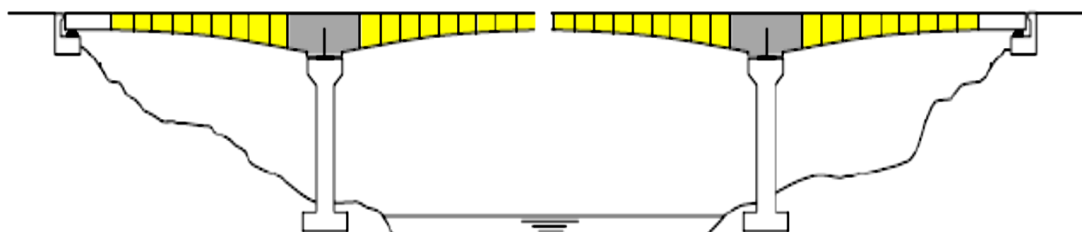


Fig. 1.13. Réalisation complète des travées de rive

- Phase n°4 : bétonnage du voussoir de clavage central de longueur inférieure à celle du voussoir courant (Fig. 1.8). Une fois le béton durci, on procède à la mise en tension des câbles de précontrainte extérieure (voir § 1.5.1.3.3). Le tablier fonctionne comme une poutre continue sur quatre appuis.

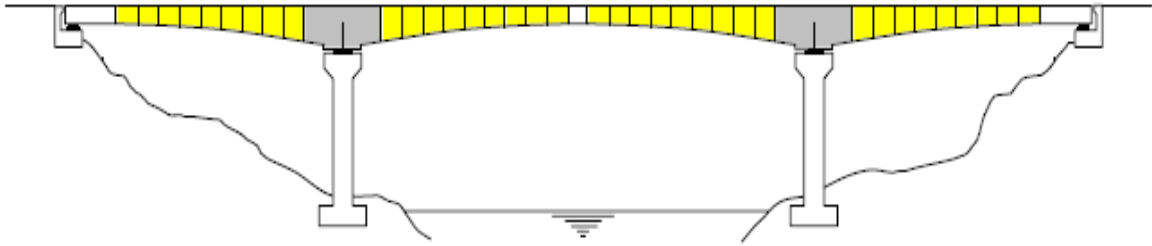


Fig. 1.14. Réalisation du clavage central et fin de la phase de construction

- Phase n°4 : on procède à la pose des superstructures et des différents équipements avant la mise en service.

1.6. Conception de la section transversale

1.6.1. Notations

La figure 1.9 précise les notations utilisées.

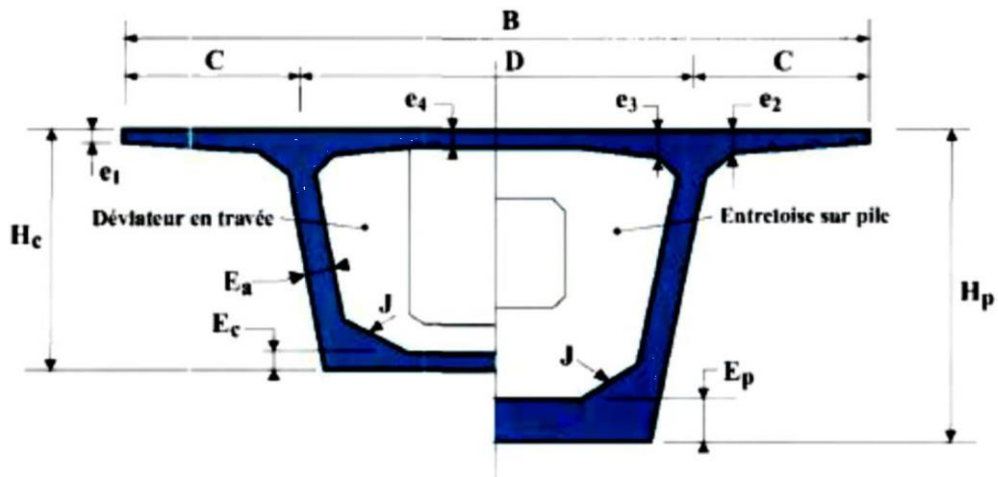


Fig. 1.15. Notations utilisées

1.6.2. Hauteur du caisson

Dans le cas des ponts dont la hauteur varie paraboliquement simplement appuyée on peut employer les formules suivantes:

- **Hauteur du voussoir sur pile:**

$$\frac{L}{h_p} = 16 + 0.25 \left(\frac{L}{100} \right)^4$$

L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

$$L = 150 \text{ m, on adopte } h_p = h_1 = 9.00 \text{ m}$$

- **Hauteur du voussoir à la culée ou à la clé :**

Le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc théoriquement on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir. Cependant, la hauteur minimale doit être de 2.20 m avec un trou d'homme généralement circulaire, de 80 cm de diamètre environ afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

En pratique, la hauteur à mi-travée h_c demeure :

$$\frac{L}{h_c} = 0.16L + 22 - \frac{7.5}{\left(\frac{L}{50}\right)^3}$$

On adopte $h_c = h_0 = 3.75$ m.

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées, généralement coulée sur cintre, où la hauteur est généralement constante.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de Résal, inhérente à la variation de hauteur.

Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile dans la travée centrale est généralement parabolique. La hauteur totale du caisson varie suivant la loi avec les notations de la figure 1.10 :

$$h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2}{L} \left(\frac{L}{2} - x \right) \right)^2$$

$$h(x) = 3.75 + \frac{5.25}{75^2} (75 - x)^2$$

La loi de variation d'inertie prend alors la forme :

$$I(x) = I_0 \left(1 + k \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right)^{5/2}$$

avec

$$k = \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0.4} - 1$$

I_1 et I_0 sont respectivement les moments d'inertie sur pile et à la clé.

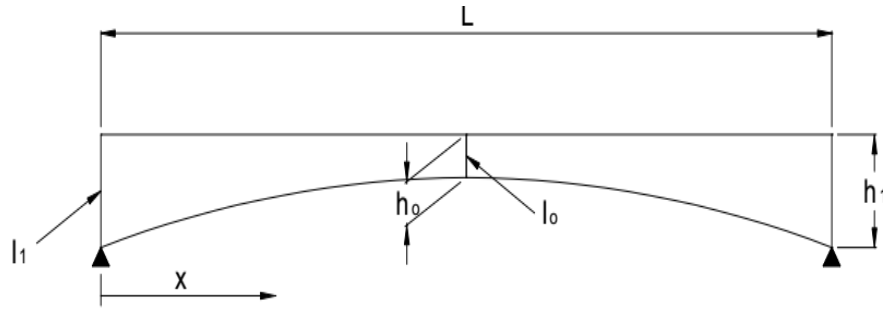


Fig. 1.16. Variation de la hauteur et de l'inertie dans la travée centrale

La fonction représentative de l'aire de la section droite d'un demi-fléau varie suivant la loi suivante :

$$S(x) = S_1 - 2(S_1 - S_0) \frac{2x}{L} + (S_1 - S_0) \left(\frac{2x}{L}\right)^2$$

S_1 et S_0 sont respectivement les aires de la section droite sur pile et à la clé.

Les travées de rive des ponts construits par encorbellements successifs, lorsqu'ils sont de hauteur variable, la partie coulée sur cintre de longueur αL est de hauteur constante (Fig. 1.11) et une partie de hauteur qui varie paraboliquement suivant la loi avec les notations de la figure 1.11 :

$$\alpha L \leq x \leq L \quad h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{x - \alpha L}{L(1 - \alpha)}\right)^2$$

Pour ce projet, nous avons : $\alpha L = 10$ m, d'où :

$$10 \text{ m} \leq x \leq 85 \text{ m} \quad h(x) = 3.75 + 5.25 \left(\frac{x - 10}{75}\right)^2$$

La loi de variation d'inertie prend alors la forme :

$$I(x) = I_0 \left(1 + k \left(\frac{x - 10}{75}\right)^2\right)^{5/2}$$

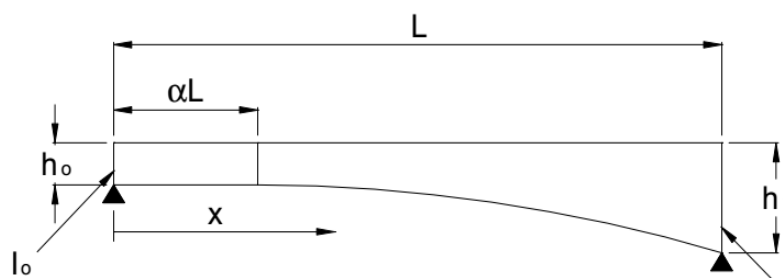


Fig. 1.17. Variation de la hauteur et de l'inertie dans la travée de rive

1.6.3. Hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale du tablier. Dans un caisson simple, la distance entre les axes des âmes $D = 0.5B$ et la portée du hourdis en encorbellement $C = 0.25B$ sont une bonne base de départ. La portée C ne doit pas dépasser 4 m sinon il faut prévoir des nervures, des bracons ou une précontrainte transversale.

$$B=13 \text{ m} \quad D = 0,5 \times B = 6,50 \text{ m} \quad C = 0,25 \times B = 3,25 \text{ m}$$

Le choix de C peut dépendre des superstructures prévues pour l'ouvrage, et notamment des dispositifs d'évacuation des eaux.

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi :

- $e_1 \geq 24 \text{ cm}$ en cas de barrière normale BN4.

Son épaisseur e_4 courante est telle que :

$$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25} = 21,67 \leq e_4 \leq 26$$

On adopte : $e_4 = 25 \text{ cm}$.

À l'encastrement : $e_3 \text{ (m)} \approx 0,10 + D/25$, doit être introduit en mètres.

A l'enracinement des encorbellements latéraux :

$$\frac{C}{7} \leq e_2 \leq \frac{C}{5} = 46,43 \leq e_2 \leq 65$$

En général, on vérifie également :

$$e_3 > e_2 - 0,10 \text{ m et } e_3 > 1.5 e_4 \rightarrow e_3 > 40 \text{ cm et } e_3 > 37,5 \text{ cm}$$

On adopte donc : $e_3 = 45 \text{ cm}$ $e_2 = 50 \text{ cm}$

Il peut être judicieux de donner au hourdis une épaisseur linéairement variable au voisinage des goussets : la section résistante est ainsi épaissie là où les moments de flexion sont les plus élevés et la fibre moyenne du hourdis présente une courbure engendrant un effet d'arc.

Longitudinalement, l'épaisseur du hourdis est constante.

Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes.

1.6.4. Epaisseur des âmes

Pour ce projet, on adopte des âmes verticales ayant une épaisseur constante longitudinalement. L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant. Par ailleurs, l'épaisseur des âmes en cm est ajustée en fonction des exigences de résistance vis à vis de l'effort tranchant. On peut la fixer, au stade du prédimensionnement, en partant de la formule statistique suivante :

$$E_a(cm) = \frac{L(m)}{2.75} + 125 \frac{B}{L} - 12.5 = 54 \text{ cm pour un câblage extérieur}$$

où L est la portée déterminante de l'ouvrage en mètres. Cette formule est valable pour L compris entre 70 et 170m, mais pour des largeurs de tablier usuelles (jusqu'à 15 m).

On adopte donc pour L = 150 m, $E_a = 55$ cm.

1.6.5. Hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par les conditions de résistance en flexion transversale. Son épaisseur est généralement variable entre la section sur pile et la section à la clé. Dans les ponts où les câbles de continuité sont placés dans les goussets à la partie inférieure des âmes, on peut utiliser les formules de prédimensionnement suivantes :

- A la clé :

$$\varepsilon_c \geq \max \left\{ 18 \text{ cm}; \frac{e_a}{3} \right\} \geq \max \{ 18; 18.3 \}$$

On adopte : $\varepsilon_c = 20$ cm

- Sur pile :

$$\varepsilon_p = 2.5\varepsilon_c \text{ pour un tablier à hauteur variable}$$

On adopte : $\varepsilon_p = 50$ cm pour tenir compte de la contrainte limite de compression afin de diminuer l'effet du fluage.

Pour la variation de l'épaisseur du hourdis inférieur, on adopte une variation parabolique analogue à celle de la hauteur h(x) :

$$\text{- Travée de rive : } \alpha L \leq x \leq L \quad \varepsilon(x) = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \left(\frac{x - \alpha L}{L(1 - \alpha)} \right)^2$$

$$\text{- } 10 \leq x \leq 85 \text{ m} \quad \varepsilon(x) = 0.20 + 0.3 \left(\frac{x - 10}{75} \right)^2$$

- Travée centrale : $\varepsilon(x) = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \left(\frac{2}{L} \left(\frac{L}{2} - x \right) \right)^2$
- $\varepsilon(x) = 0.20 + 0.3 \left(1 - \frac{x}{75} \right)^2$

x (m)	h (x) (m)	e _i (x) (m)	Aire B (m ²)	V (m)	V' (m)	I _{centrale} (m ⁴)	ρ=I _x /B.v.v' (m)
0	9	0,5	15,4475	3,823	5,177	161,4565	0,528
5	8,323	0,461	14,6405	3,505	4,818	132,3110	0,535
8,45	7,884	0,436	14,1162	3,299	4,585	115,2084	0,540
11,9	7,466	0,412	13,6183	3,103	4,364	100,2662	0,544
15,35	7,071	0,390	13,1469	2,917	4,154	87,2511	0,548
18,8	6,698	0,368	12,7021	2,742	3,956	75,9497	0,551
22,25	6,347	0,348	12,2837	2,577	3,770	66,1678	0,554
25,7	6,018	0,330	11,8918	2,423	3,596	57,7293	0,557
29,15	5,712	0,312	11,5264	2,279	3,433	50,4753	0,560
32,6	5,428	0,296	11,1875	2,145	3,283	44,2628	0,562
36,05	5,166	0,281	10,8751	2,022	3,144	38,9641	0,564
39,5	4,926	0,267	10,5892	1,909	3,017	34,4656	0,565
42,95	4,709	0,255	10,3298	1,807	2,901	30,6672	0,566
46,4	4,513	0,244	10,0969	1,716	2,798	27,4809	0,567
49,85	4,340	0,234	9,8905	1,634	2,706	24,8306	0,568
53,3	4,189	0,225	9,7106	1,563	2,626	22,6508	0,568
56,75	4,061	0,218	9,5572	1,503	2,558	20,8862	0,568
60,2	3,954	0,212	9,4303	1,453	2,501	19,4908	0,569
63,65	3,870	0,207	9,3299	1,413	2,457	18,4274	0,569
67,1	3,808	0,203	9,2560	1,384	2,424	17,6675	0,569
70,55	3,768	0,201	9,2085	1,366	2,403	17,1900	0,569
74	3,751	0,200	9,1876	1,357	2,393	16,9817	0,569

Tableau 1.1. Récapitulatif des caractéristiques géométriques des sections d'un demi-fléau

Le dessin de la figure résume l'ensemble des éléments de prédimensionnement sont détaillés ci-dessus.

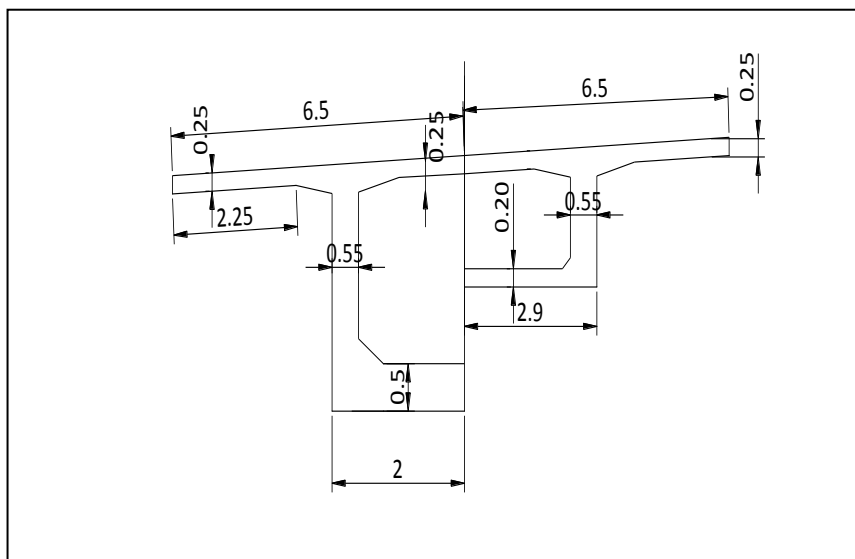


Fig. 1.18. Dimensions de la section transversale du caisson

1.7. Caractéristiques des matériaux

1.7.1. Béton

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression sur cylindre à 28 jours notée (fractile 5 %). f_{ck} est compris entre 12 et 90 MPa. On utilise un béton de classe C40/50 et un ciment CEM 52,5 N dont les propriétés peuvent être déterminées par le tableau 3.1 de l'EN 1992-1-1 [] et résumées ci-après :

- résistance caractéristique à la compression sur cylindre : $f_{ck} = 40$ MPa ;
- résistance moyenne à la compression sur cylindre : $f_{cm} = 48$ MPa ;
- résistance caractéristique à la compression sur cube : $f_{ck} = 50$ MPa ;
- valeur moyenne de la résistance à la traction : $f_{ctm} = - 3.5$ MPa ;
- fractile 5% de la résistance caractéristique à la traction : $f_{ctk,0.05} = - 2.5$ MPa ;
- fractile 95% de la résistance caractéristique à la traction : $f_{ctk,0.95} = - 4.6$ MPa ;
- module d'élasticité : $E_{cm} = 35000$ MPa.

La résistance moyenne à la compression du béton $f_{cm}(t)$ à un âge t quelconque en jours peut être déduite de la résistance f_{cm} à 28 jours à partir de la relation (Art 3.1.2 (6)):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm}$$

avec

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

où s est un coefficient qui prend les valeurs :

0,20 pour les ciments CEM 42,5 R (rapide), CEM 52,5 N (normal), CEM 52,5 R ;

0,25 pour les ciments CEM 32,5 R, CEM 42,5 N ;

0,38 pour les ciments CEM 32,5 N.

Pour $t < 28$ jours $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8$ MPa et pour $t \geq 28$ jours $f_{ck}(t) = f_{ck}$.

A défaut d'essais prenant en compte les conditions d'exposition réelles et les dimensions des éléments, on peut admettre qu'à l'âge t en jours le module de déformation longitudinale vaut :

$$E_{cm}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right] E_{cm}$$

Pour le calcul des sections, deux types de diagramme contraintes-déformations sont proposés :

- courbe parabole rectangle ;
- courbe bilinéaire.

La résistance de calcul f_{cd} est donnée par :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

Le coefficient α_{cc} , qui jusqu'à maintenant était pris égal à 0,85 dans la plupart des règlements de calcul nationaux, est pris, dans l'EC2, égal à 1 pour le béton armé et 0.8 pour le béton non armé.

Si la résistance du béton est déterminée à plus de 28 jours, $\alpha_{cc} = 0$.

γ_c : coefficient de sécurité partiel du béton :

$\gamma_c = 1.5$ en cas de situation durable ou transitoire et égal à 1.2 en situation accidentelle (à l'exception des tremblements de terre).

Dans ce projet, on adopte le diagramme parabole rectangle et une résistance de calcul à la compression $f_{cd} = 26$ Mpa .

$\epsilon_{c2} = 0.2\%$ est la déformation atteinte pour la contrainte maximale, telle qu'il est indiquée dans le Tableau 3.1 de l'EN 1992-1-1 [5]

$\epsilon_{cu2} = 0.35\%$ est la déformation ultime, telle qu'il est indiquée dans le Tableau 3.1 de l'EN 1992-1-1 [5].

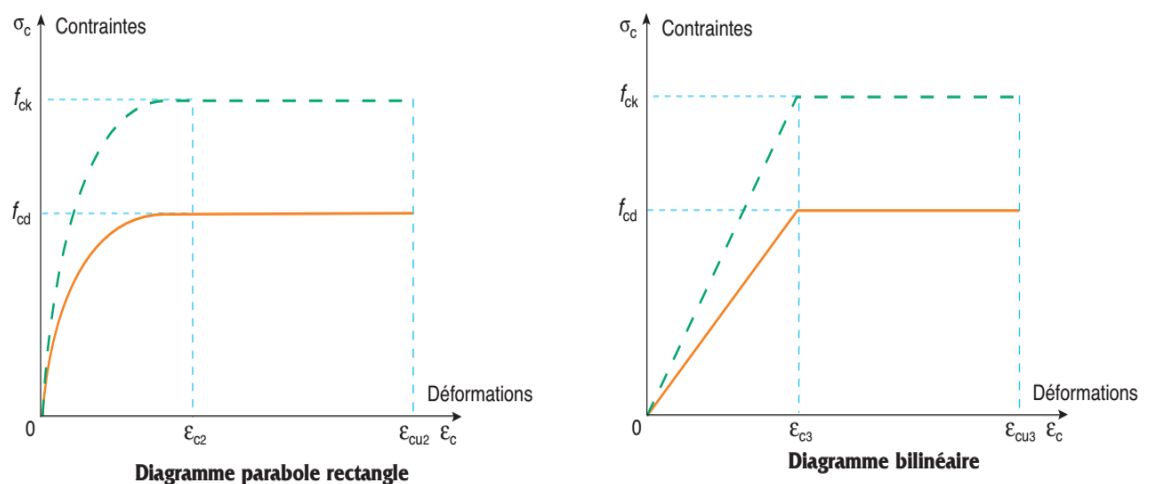


Fig.1.19. Diagramme parabole-rectangulaire et bilinéaire du béton comprimé

1.7.2. Armatures passives

Les armatures sont conformes à la norme EN10080. Leurs propriétés sont définies dans l'annexe normative C. La gamme de limite d'élasticité est comprise entre 400 et 600 MPa. Les armatures autorisées sont toutes à haute adhérence et spécifiées selon trois classes de ductilité.

Le diagramme contraintes-déformations de calcul comporte une branche horizontale sans limite ou une branche inclinée avec une limite de déformation égale à $\varepsilon_{ud} = 0.9 \varepsilon_{uk}$ et une contrainte maximale kf_{yk} / γ_s pour ε_{uk} , avec $k = (f_t / f_y)_k$. La valeur de $(f_t / f_y)_k$ est donnée dans l'Annexe C de l'EN 1992-1 [5].

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situation durable ou transitoire et égal à 1 en situation accidentelle.

Dans ce projet, on adopte le diagramme contrainte déformation avec palier.

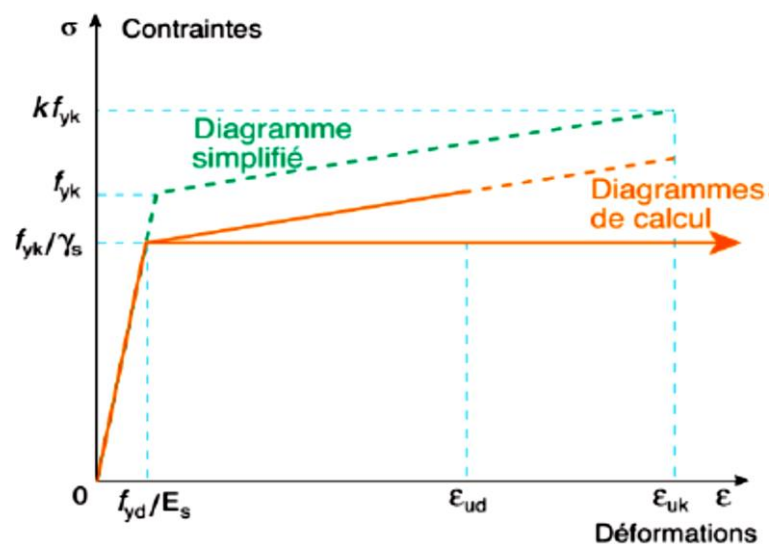


Fig.1.20. Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour l'acier pour les aciers passifs tendus ou comprimés

Les armatures passives utilisées dans ce projet sont des barres à haute adhérence FeE 500 de classe B avec une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 435$ MPa en situation durable ou transitoire et un module d'élasticité $E_s = 200000$ MPa .

1.7.3. Armatures de précontrainte

Le câblage est constitué de torons en acier à haute résistance de diamètre T15S dont les caractéristiques principales sont résumées ci-après :

- module d'élasticité $E_p = 1900000$ MPa
- résistance en traction $f_{pk} = 1860$ MPa
- limite conventionnelle d'élasticité $f_{p0,1k} = 1640$ MPa

Pour le dimensionnement des sections, l'une des trois lois de comportement représentées sur la figure 1. peut être utilisé :

- une loi représentant le diagramme réel des aciers, sous réserve de lui appliquer le coefficient $1/\gamma_s$ au-delà de $f_{p0,1k}$ (Art 3.3.6(7) de l'EN 1992-1-1 [5]) ;
- une loi bilinéaire à palier horizontal sans limitation de déformation (Art 3.3.6 de l'EN 1992-1-1 [5]) ;
- une loi bilinéaire avec une branche inclinée et une limite de déformation ϵ_{ud} (Art 3.3.6 de l'EN 1992-1-1 [5]).

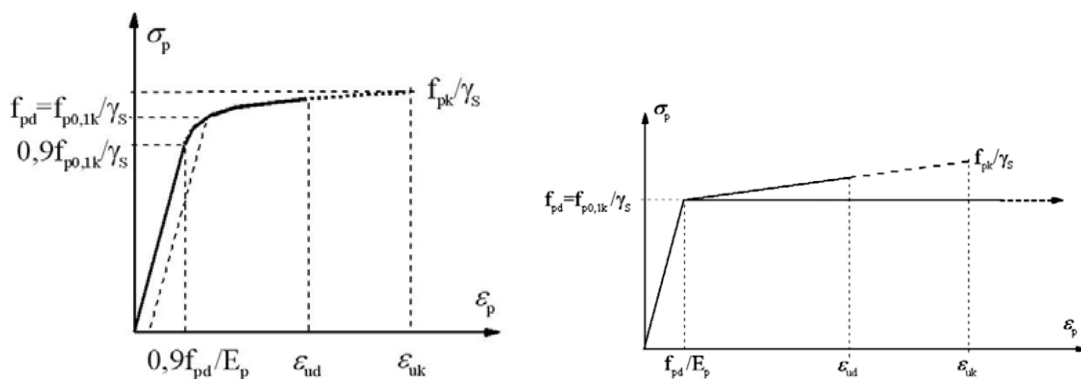


Fig. 1.21. Diagrammes contraintes-déformations des aciers de précontrainte

La résistance de calcul des aciers de précontrainte dans le cas d'utilisation de la loi avec palier horizontal est donnée par :

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

$f_{pd} = 1456$ MPa en situation durable.

Dans le cas d'utilisation de la loi bilinéaire avec branche inclinée, la valeur limite de résistance est définie par l'allongement maximal de calcul ϵ_{ud} dont la valeur recommandée vaut 2%.

Les armatures de précontrainte sont aussi classées en fonction de leur classe indiquant leur comportement vis-à-vis de la relaxation (Art 3.3.2 (4)P de l'EN 1992-1-1 [5]). Dans ce projet, on adopte des armatures de classe 2 à basse relaxation ayant un coefficient de relaxation $\rho_{1000} = 2.5\%$.

CHAPITRE 2

DIMENSIONNEMENT PAR LES EUROCODES

2.1. Introduction

Les Eurocodes constituent un ensemble de normes élaborées au niveau européen avec comme ambition de contribuer à l'uniformisation des règles techniques de conception et de calcul des structures. Après la parution de normes européennes expérimentales (XP ENV ou ENV), les Eurocodes actuels (EN) sont le résultat de la transformation sur une période relativement courte de cet ensemble de textes expérimentaux. Ils ont alors nettement gagné en cohérence et bénéficié d'une remise à jour proche des derniers développements techniques et scientifiques.

Lorsqu'on calcule un pont en béton armé ou précontraint, le texte normatif directeur est la partie 2 de l'Eurocode 2 (EN1992-2). L'EN 1992-2 [6] n'appelle que les Eurocodes généraux (c'est à dire les Eurocodes 0, 1, 7 et 8) et les parties 2 des autres Eurocodes "matériau" (c'est-à-dire les Eurocodes 2, 3, 5, 6 et 9). A l'exception de certaines exceptions, pour un pont, une partie 1-1 (règles générales) d'un Eurocode "matériau" ne peut donc être appelée que via la partie 2 de ce même Eurocode.

L'Eurocode 2 comporte actuellement quatre parties :

- Partie 1-1 : Règles générales et règles pour bâtiments
- Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu
- Partie 2 : Ponts en béton
- Partie 3 : Silos et réservoirs

Les normes suivantes ont été utilisées dans cette étude :

Eurocode 0 : Bases de calcul des structures :

Eurocode EN 1990 : Bases de calcul des structures [1].

Eurocodes 1 : Actions sur les structures :

- EN 1991-2 : Actions sur les ponts dues au trafic [2].
- EN 1991-1-5 : Actions générales – Actions thermiques [3].
- EN 1991-1-6 : Actions générales – Actions en cours d'exécution [4]

Eurocode 2 : Calcul des structures en béton :

Eurocode EN 1992-1-1 : Règles générales et règles pour bâtiments [5]

Eurocode EN 1992-2 : Calcul des structures en béton [6]

2.2. Actions

2.2.1. Actions permanentes

2.2.1.1. Béton et superstructures

Le poids propre du béton est calculé à partir de ces dimensions nominales et du poids volumique du béton armé ou précontraint dont la valeur est prise égale à 25 kN/m^3 .

Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. L'évaluation du poids propre des caissons doit tenir compte de la variabilité de la section dans l'analyse longitudinale globale. En flexion transversale, on peut considérer des valeurs moyennes.

L'asphalte coulé utilisé pour la couche d'étanchéité et le béton bitumineux utilisé pour la couche de roulement ont un poids volumique de 24 kN/m^3 , comme il est indiqué Tableau A.6 de l'EN 1991-1-1 [5]. La chape d'étanchéité a une épaisseur de 2 cm et posée sur toute la largeur du tablier. La couche de roulement a une épaisseur de 8 cm et posée sur toute la largeur roulable. Pour tenir compte des incertitudes et de la variabilité sur le poids de la chaussée, le poids de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement est décomposé en deux valeurs caractéristiques minimale $G_{k,inf}$ et maximale $G_{k,sup}$. Cette notion est particulièrement importante dans le cas d'ouvrages précontraints, pour lesquels, un dimensionnement à charge minimal doit être effectué afin d'éviter la rupture due à une précontrainte excessive. La valeur nominale de la couche d'étanchéité est pondérée par $\pm 20\%$ et la valeur nominale de la couche d'asphalte par $+40\%$ et -20% (EN1991-1-1, 5.2.3).

Le tablier comporte deux trottoirs pleins de dimensions différentes comme il est illustré sur la figure 2.1. Le poids des trottoirs est calculé à partir des dimensions nominales et du poids volumique du béton armé.

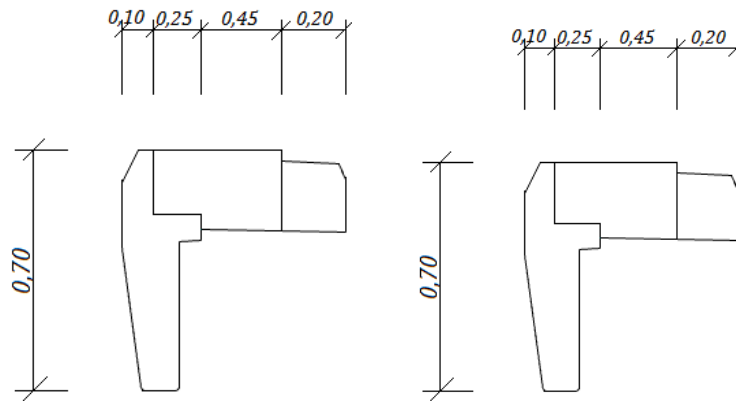


Fig. 2.1. Détail des trottoirs

Le poids d'une barrière BN4 est représenté par une charge verticale uniformément répartie de 70 daN/m.

2.2.1.2. Force de précontrainte

La précontrainte est considérée comme une action permanente ayant une valeur probable et des valeurs enveloppes.

Une force de précontrainte maximale représentée par P_{max} . C'est la force appliquée à l'extrémité active lors de la mise en tension (force au vérin). Naturellement elle doit être limitée pour éviter la plastification des armatures [EC2-1-1 5.10.2.1].

$$P_{max} = A_p \times \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k})$$

A_p étant l'aire de la section des armatures de précontrainte ;

k_1 et k_2 ayant pour valeurs, respectivement 0,80 et 0,90.

Une force de précontrainte initiale représentée par $P_{m0}(x)$. C'est la force de précontrainte appliquée au béton immédiatement après mise en tension (post-tension) ou après transfert (pré-tension), après déduction des pertes instantanées.

L'Eurocode 2 [6] impose aussi une limitation à cette force initiale :

$$P_{m0}(x) = A_p \times \min(k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0,1k})$$

k_7 et k_8 ayant pour valeurs respectivement 0,77 et 0,87, pour la précontrainte par post-tension.

Une force de précontrainte probable représentée par $P_{m,t}(x)$. C'est la force de précontrainte variable le long de l'armature et dans le temps, qui résulte de la déduction des pertes instantanées et des pertes différées.

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques $P_{k,inf}$ et $P_{k,sup}$ encadrant la valeur probable P_m , encore communément appelé fourchette, avec :

$$P_{k,inf} = r_{inf} \times P_{m,t}$$

$$P_{k,sup} = r_{sup} \times P_{m,t}$$

Les valeurs de r_{inf} et r_{sup} sont de 0,95 et 1,05 pour la précontrainte extérieure ou la précontrainte par pré-tension ou bien 0,90 et 1,10 pour la précontrainte intérieure adhérente par post-tension.

Pour les justifications vis-à-vis des ELU, au contraire, seule la valeur probable P_m de la précontrainte est à considérer, d'éventuels écarts par rapport à cette valeur ayant peu d'incidence sur la sécurité à rupture.

2.2.1.3. Fluage

Le fluage du béton est le phénomène selon lequel la déformation du béton soumis à une charge constante continue de croître dans le temps. En analyse linéaire, la prise en compte du fluage se fait par l'utilisation du module effectif du béton [EC2-1-1 7.4.3(5)], un équivalent du module différé qui n'est pas utilisé explicitement dans l'Eurocode 2 pour les calculs de contrainte mais qui est défini pour les calculs de déformations :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

$\varphi(t, t_0)$ coefficient de fluage à l'instant t , calculé à partir des formules de l'Annexe B de l'EN 1992-1-1 [6] ;

t_0 âge du béton au moment du premier chargement.

Le coefficient de fluage est aussi fonction du rapport $h_0 = 2A_c/u$, où A_c est l'aire de la section transversale du béton et u le périmètre de la partie exposée à la dessiccation, du type de ciment et du taux d'humidité ambiante.

Dans le cas où une grande précision ne serait pas requise, la figure 3.1 de l'EC2-1-1 [5] donne un moyen rapide d'estimer la valeur finale du coefficient de fluage $\phi(\infty, t_0)$ dans des conditions courantes de température ambiante ($-40^\circ\text{C}, +40^\circ\text{C}$) et d'humidité relative ($40\% < RH < 100\%$).

2.2.1.4. Retrait

La déformation totale de retrait ε_{cs} se compose de la déformation due au retrait de dessiccation et de la déformation due au retrait endogène.

Le retrait de dessiccation ε_{cd} traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton. Il s'effectue dès le coulage du béton et se sur le long terme, pendant la vie de l'ouvrage.

Le retrait endogène ε_{ca} se développe au cours du durcissement du béton : il se produit par conséquent en majeure partie aux cours des premiers jours suivant le coulage.

La valeur finale du retrait de dessiccation peut être lu dans le Tableau 3.2 de l'EN 1992-1-1 [5].

L'évolution du retrait de dessiccation avec le temps est fonction du rayon moyen, l'âge du béton à l'instant considéré de l'âge au début du retrait de dessiccation, ceci correspond normalement à la fin de la cure, de l'aire de la section du béton et du périmètre de la partie de la section exposée à la dessiccation. L'Art 3.1.4(6) de l'EN 1992-1-1 [5] fourni les formules permettant d'évaluer le retrait de dessiccation et le retrait endogène.

2.2.2. Actions variables

2.2.2.1. Charges de construction

Le dimensionnement d'ouvrages construits par phases doit tenir compte, pour les vérifications en phases intermédiaires, des charges de chantier. Les charges de construction (Q_c) sont considérées comme des actions variables et sont définis par l'Art 2.2 de l'EN 1992-1-6 [7].

Les charges de construction à retenir en phase de construction des fléaux sont les suivantes :

- personnel et petit outillage : $q_{ca} = 1 \text{ kN/m}^2$;
- poids de l'équipage mobile : $q_{cb} = 0.2 \text{ kN/m}^2$ et $F_{cb} = 100 \text{ kN}$;
- poids des équipements non permanents en position d'utilisation : $q_{cc} = 0.5 \text{ kN/m}^2$.
- pression ascendante ou horizontale du vent pour la vérification de l'ELU d'équilibre statique : $q_w = 0.2 \text{ kN/m}^2$ car il n'y n'a pas d'indications sur cette pression.

Le poids de l'équipage mobile est pris égal à 400 kN.

Les charges définies ci-dessus sont disposées de manière à provoquer les effets maximums et qui peuvent ou non être symétriques.

2.2.2.2. Actions de trafic

2.2.2.2.1. Découpage de la chaussée en voies conventionnelles

Il convient de mesurer la largeur w de la chaussée entre bordures ou entre limites intérieures des dispositifs de retenue des véhicules, en excluant la distance entre les dispositifs de retenue fixes ou les bordures du terre-plein central ainsi que la largeur de ces dispositifs de retenue.

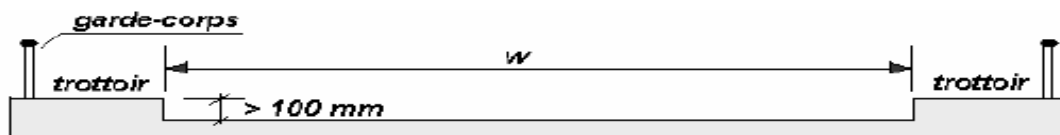


Fig. 2.2. Largeur de la chaussée

La plate-forme du tablier d'un pont routier d'une largeur w , se divisera en n_l voies virtuelles, d'une largeur w_l chacune, selon les critères définis dans le tableau 1.2 de l'EN 1991-2 [5].

La largeur de la chaussée $w = 11$ donne un nombre de voie de circulation calculé avec la formule donnée dans le Tableau 4.1 de l'EN1991-2 [5] :

$$n_l = \left(\frac{w}{3} \right) = 3$$

avec une largeur d'une voie conventionnelle égale à 3m, nous trouvons une aire résiduelle mesurant : $w - 3 \times n_l = 2 \text{ m}$

2.2.2.2.2. Modèles de charges verticales

Pour les ponts routiers, quatre modèles de charges sont définis dans l'Eurocode 1 pour la vérification de la sécurité structurale.

- Modèle de charge 1 : charges concentrées et uniformément réparties, couvrant la plupart des effets du trafic de camions et de voitures. Ce modèle est destiné à des vérifications générales et locales.
- Modèle de charge 2 : une charge d'essieu unique appliquée à des surfaces spécifiques de contact des pneumatiques, couvrant les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments structuraux très courts. Ce modèle est à considérer séparément et seulement pour les vérifications locales.
- Modèle de charge 3 : une série d'ensembles de charges d'essieu représentant des véhicules spéciaux (par exemple pour transport industriel ou militaire) qui peuvent circuler sur les routes ouvertes à des charges exceptionnelles. Ce modèle n'est à utiliser

que lorsque, et dans la mesure où, le maître d'ouvrage l'exige, pour des vérifications générales et locales.

- Modèle de charge 4 : lorsqu'il y a lieu de le considérer, le chargement de foule est représenté par une charge nominale (comprenant une majoration dynamique) qui est la charge caractéristique. Sauf spécification différente, il convient de l'appliquer sur les longueurs et largeurs appropriées du tablier de pont-route, terre-plein central compris le cas échéant. Ce système de chargement, destiné à des vérifications générales, n'est associé qu'à une situation transitoire.

Dans le cadre de ce mémoire on se contente de considérer les modèles de charge LM1. Les coefficients α_{Qi} , α_{qi} , α_{qr} affectant l'intensité des diverses composantes du modèle n°1 (voir tableau 4.3.b) permettent d'associer à un ouvrage particulier une classe de chargement. Trois classes sont prévues.

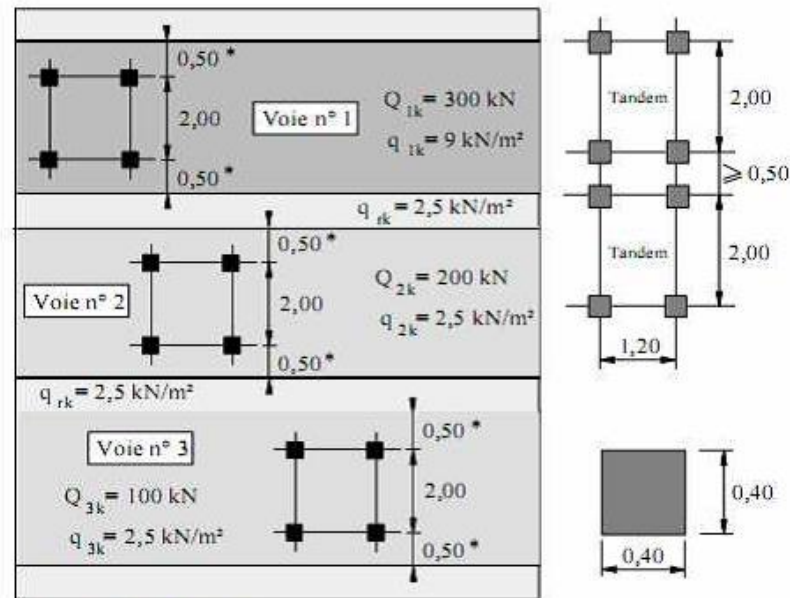
Tableau 2.1. Coefficients d'ajustement du modèle de charges principal

	α_{Q1}	$\alpha_{Qi}(i \geq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{qi}(i \geq 2)$	α_{qr}
1 ^{re} classe	1	1	1	1	1
2 ^e classe	0,9	0,8	0,7	1	1
3 ^e classe	0,8	0,5	0,5	1	1

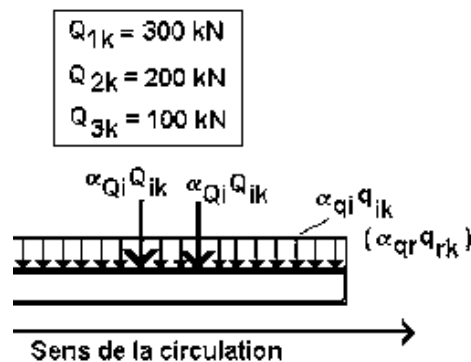
Les coefficients d'ajustement sont pris ici en classe 2, concernant les réseaux routiers principal et autoroutier. Les valeurs des charges pondérées UDL et des essieux TS pour chaque voie sont résumées dans le tableau 2. Les tandems sont centrés dans leurs voies conventionnelles.

Tableau 2.2. Valeurs des charges pondérées du système LM1

	Voie 1	Voies 2 et 3	Voie résiduelle
α_{qi} ou α_{qr}	0.7	1	1
α_{Qi} ou α_{Qr}	0,9	0.8	1
$\alpha_{qi} q_{ik}$ ou $\alpha_{qr} q_{rk}$ (kN/m ²)	6.3	2.5	2.5
$\alpha_{Qi} Q_{ik}$ ou $\alpha_{Qr} Q_{rk}$ (kN)	270	160	0



a)



b)

Fig. 2.3. Modèle de charge principal Modèle 1 selon l'Eurocode 1991-2

2.2.2.2.3. Action sur les trottoirs

La simultanéité des systèmes de chargement avec les charges de trottoirs est prise en compte par des groupes de charges définis dans le tableau 3.4a de l'EN 1991-2 [5]. Deux valeurs caractéristiques de surcharges de trottoir doivent successivement être considérées :

- une valeur de combinaison dont la valeur recommandée $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$ et qui fait partie de la combinaison du groupe 1a qui comprend les charges UDL et TS.
- $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ cette valeur recommandée qui peut être modifiée par les spécifications du projet qui est la seule composante variable de la combinaison du groupe 3. Si les spécifications du projet prévoient la possibilité d'une foule dense sur toute la surface du

tablier (y compris sur les trottoirs, les pistes cyclables et l'éventuel terre-plein ce le groupe gr3 est remplacé par le groupe gr4 avec une valeur caractéristique de charge imposée à $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ répartie sur toute la surface du tablier.

2.2.2.4. Actions thermiques

L'action thermique caractéristique, notée T_k , se décompose en 4 composantes constitutives selon le schéma de la figure :

- une composante uniforme : ΔT_u
- un gradient thermique linéaire suivant l'axe horizontal transversal du tablier : ΔT_{My}
- un gradient thermique linéaire suivant la hauteur du tablier : ΔT_{Mz}
- une composante non linéaire donnant lieu à des contraintes auto-équilibrées : ΔT_E

Dans cette étude, on considère la composante linéaire horizontale ΔT_{My} du gradient thermique et un gradient thermique linéaire suivant la hauteur du tablier.

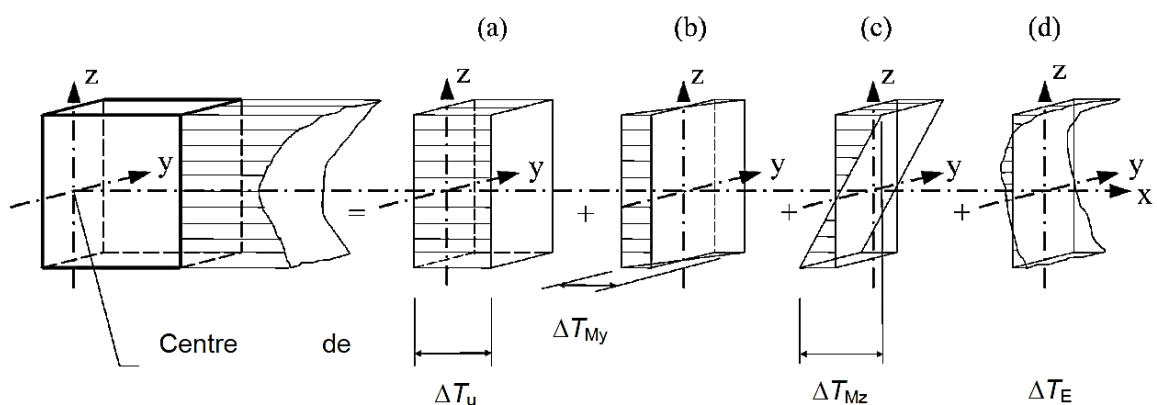


Fig. 2.4. Composantes constitutives d'un profil de température

La composante de température uniforme dépend de la température minimale et maximale que peut atteindre un pont. Cela conduit à une étendue de variations uniformes de température qui, dans une structure libre, se manifesterait par une variation de la longueur d'un élément.

Les valeurs caractéristiques des étendues maximales des variations positives et négatives de la composante de température uniforme d'un pont sont déterminées à partir des formules suivantes de l'EN 1991-1-5 [8] :

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

T_0 : température d'origine à la date où la configuration finale de l'élément de structure est réalisée ;

T_{\min} : valeur de la température minimale de l'air sous abri, avec une probabilité annuelle d'être dépassée de 0,02 (équivalant à une période moyenne de retour de 50 ans), basée sur les valeurs horaires minimales enregistrées ;

T_{\max} : valeur de la température maximale de l'air sous abri, avec une probabilité annuelle d'être dépassée de 0,02 (équivalant à une période moyenne de retour de 50 ans), basée sur les valeurs horaires maximales enregistrées ;

$T_{e.\max}$: composante de température uniforme maximale des ponts ;

$T_{e.\min}$: composante de température uniforme minimale des ponts.

Les composantes de température uniformes du pont $T_{e.\min}$ et $T_{e.\max}$ se déduisent de T_{\min} et T_{\max} par lecture de l'abaque de la figure 6.1 de l'EN1991-5 [8].

Au cours d'un intervalle de temps prescrit, l'échauffement et le refroidissement de la surface supérieure d'un tablier de pont entraîneront une variation de température maximale positive (surface supérieure plus chaude) et maximale négative (surface inférieure plus chaude).

L'EN 1991-1-5 [8] propose deux définitions du gradient thermique vertical dans un pont.

- Un gradient linéaire identique sur toute la hauteur du tablier ;
- un gradient non-linéaire qui peut être défini suivant deux procédures, continue ou discontinue.

Dans le cadre de ce projet nous allons utiliser la première méthode. Les valeurs recommandées par l'EN 1991-1-5 [8] pour les poutres caissons en béton sont donnés dans le Tableau 6.1 de l'EN 1991-1-5 [8]:

Dans le cas où la surface supérieure est plus chaude que la partie inférieure : $\Delta T_{M,\text{heat}} = 10^\circ$; $\Delta T_{M,\text{cool}} = 5^\circ$ dans le cas où la partie inférieure est plus chaude que la partie supérieure.

Les valeurs données dans le tableau 6.1 sont fondées sur une épaisseur de revêtement égale à 50 mm. Pour d'autres épaisseurs de revêtement, les valeurs de $\Delta T_{M,\text{heat}}$ ou $\Delta T_{M,\text{cool}}$ doivent être multipliés par le coefficient k_{sur} donné dans le tableau 6.2 de l'EN 1991-1-5 [8] en fonction de l'épaisseur du revêtement.

Pour une poutre sans revêtement et faisant partie d'un ouvrage de type 2, les composantes du gradient thermique deviennent :

$$\Delta T_{M,heat} = 0.9 \times 10 = 9^\circ \quad \Delta T_{M,cool} = 5^\circ.$$

L'action thermique caractéristique T_k est définie comme l'enveloppe de huit combinaisons écrites à partir des composantes de température uniformes et de gradients thermiques :

$$0.35\Delta T_{N,con}(\text{ou } \Delta T_{N,exp}) + \Delta T_{M,heat}(\text{ou } \Delta T_{M,cool})$$

$$\Delta T_{N,con}(\text{ou } \Delta T_{N,exp}) + 0.75\Delta T_{M,heat}(\text{ou } \Delta T_{M,cool})$$

2.3. Combinaisons d'action

2.3.1. Combinaisons ELU

Les combinaisons d'actions verticales à considérer, lorsqu'il y'a risque de défaillance par déformation excessive, rupture, perte de stabilité de la structure ou d'une partie quelconque de celle-ci (STR) ou défaillance ou déformation excessive du sol (GEO) sont :

$$1.35 G_{k,sup} + G_{k,inf} + \gamma_p P + 1.35(TS + UDL + f_k) + \{1.5(0.6 T_k)\text{ou } 0\}$$

$$1.35 G_{k,sup} + G_{k,inf} + \gamma_p P + 1.5T_k + \{1.35(0.75TS + 0.4UDL + 0.4f_k)\text{ ou } 0\}$$

$G_{k,sup}$: ensemble des actions permanentes défavorables ;

$G_{k,inf}$: ensemble des actions permanentes favorables ;

q_{fk} : charge uniforme de trottoir ;

P : valeur probable de la précontrainte

T_k : action de la température.

Le coefficient partiel relatif à la précontrainte γ_p vaut :

$\gamma_p = 1$ si la précontrainte a un effet favorable ;

$\gamma_p = 1,2$ si elle a des effets défavorables pour la vérification des effets locaux [EC2-1-1 2.4.2.2].

$\gamma_p = 1,3$ lors de la vérification de l'état limite de stabilité en présence d'une précontrainte extérieure, si la précontrainte peut être défavorable.

Les combinaisons d'actions verticales à considérer pour les états limites ultimes d'équilibre statiques ou de déplacement des structures comme un tout (EQU) sont :

$$1.1 G_{k,sup} + 0.9 G_{k,inf} + \gamma_p P + 1.5(Q_k)$$

Q_k : Valeur caractéristique d'une action variable (charges de construction, par exemple).

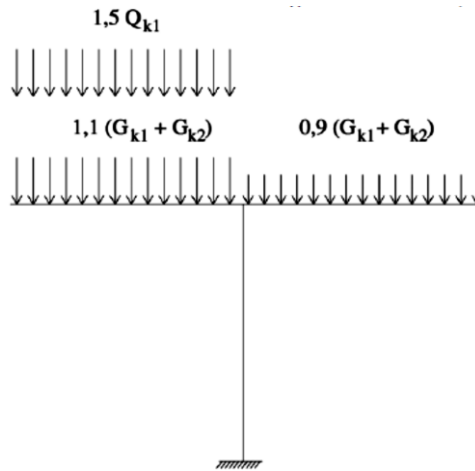


Fig. 2.5. Combinaison pour les vérifications de l'équilibre statique d'un fléau

2.3.2 Combinaisons ELS

Pour les états limites de service, on considère les combinaisons suivantes :

- **Combinaisons caractéristiques :**

$$G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + P_k + (TS + UDL + f_k) + \{(0.6 T_k) \text{ ou } 0\}$$

$$G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + P_k + T_k + \{(0.75TS + 0.4UDL + 0.4f_k) \text{ ou } 0\}$$

P_k Valeur caractéristique d'une action de précontrainte

- **Combinaison fréquente :**

$$G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + P_k + (0.75TS + 0.4UDL + 0.4f_k) + \{(0.5 T_k) \text{ ou } 0\}$$

$$G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + P_k + 0.6 T_k$$

- **Combinaison quasi-permanente :**

$$G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + P_k + \{(0.5 T_k) \text{ ou } 0\}$$

2.4. Détermination des enrobages

L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature (armatures longitudinales, épingles, étriers et cadres compris, ainsi qu'armatures de peau, le cas échéant) la plus proche de la surface du béton et cette dernière. L'enrobage nominal spécifié sur les plans est défini par l'Art 4.4.1.1 de l'EN 1992-1-1 comme étant la somme de l'enrobage minimal

c_{\min} plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution Δ_{cdev} . La valeur recommandée de Δ_{Cdev} est de 10 mm.

2.4.1. Enrobage minimal, c_{\min}

Un enrobage minimal C_{\min} doit être assuré afin de garantir :

- la bonne transmission des forces d'adhérence ;
- la protection de l'acier contre la corrosion.

L'enrobage minimum est défini comme étant la plus grande valeur satisfaisant les conditions de durabilité et d'adhérence (Art 4.4.1.2(2)P) :

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm} \}$$

avec

$c_{\min,b}$ enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence ;

$c_{\min,dur}$ enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement.

Pour les ponts, la valeur 10 mm de n n'intervient pas.

2.4.1.1. Enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence

L'enrobage minimal $c_{\min,b}$ requis vis-à-vis de l'adhérence est donné dans le tableau 4.2 de l'EN 1992-1-1 [5]. La valeur recommandée de $c_{\min,b}$ pour les gaines de précontrainte par post-tension de section circulaire est leur diamètre. Si on adopte des câbles 12T15S, $\phi_g = 0.08$ m. Si les gaines sont posées en deux lits et regroupées en paquet :

$$c_{\min,b} = \phi_n = \phi_g \sqrt{n_b} = 0.08\sqrt{2} = 0.113 \text{ m}$$

ϕ_n étant le diamètre équivalent du paquet et n_b le nombre des gaines du paquet.

Pour les armatures passives transversales, qui sont les plus proches de la surface du béton, la valeur recommandée de $c_{\min,b}$ est égal à leur diamètre.

2.4.1.2. Enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité

$c_{\min,dur}$ est l'enrobage minimum nécessaire pour garantir la protection des armatures en acier contre la corrosion (Art 4.4.1.2 de l'EN 1992-1-1 [5]). On définit $c_{\min,dur}$ par rapport aux armatures transversales passives qui sont les plus proches de la surface du

béton. Il est défini pour les armatures passives par le tableau 4.4N de l'EN 1992-1-1 [5] en fonction de la classe d'exposition et de la classe structurale.

Les conditions d'exposition sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée, en plus des actions mécaniques. Les conditions d'environnement sont classées conformément au Tableau 4.1 de l'EN 1992-1-1 [5].

Les classes d'environnement adoptées pour les parois de ce projet sont illustrées dans la Figure 2.6 :

- Parois intérieures et sous la chape d'étanchéité : classe XC3 ;
- Parois extérieures XC4. En se référant au Tableau 4.5 de l'EN 1992-1-1 [5] :
 - $20 \leq c_{\min, \text{dur}} \leq 45$ pour la classe XC3 ;
 - $25 \leq c_{\min, \text{dur}} \leq 50$ pour la classe XC4.

La classe structurale de référence recommandée S4 sert de point de départ ; elle correspond à une durée d'utilisation de projet de 50 ans. Le Tableau 4.3N, modifié par l'annexe nationale en 4.3NF, donne les modifications de la classe structurale retenue pour le projet qui peut différer de la classe de référence en tenant compte des paramètres suivants :

- la classe d'exposition dans laquelle se trouve l'ouvrage (ou la partie d'ouvrage) ;
- la durée d'utilisation de projet conformément aux indications de l'Eurocode 0 [1] ;
- la classe de résistance du béton ;
- la nature du liant ;
- la compacité de l'enrobage.

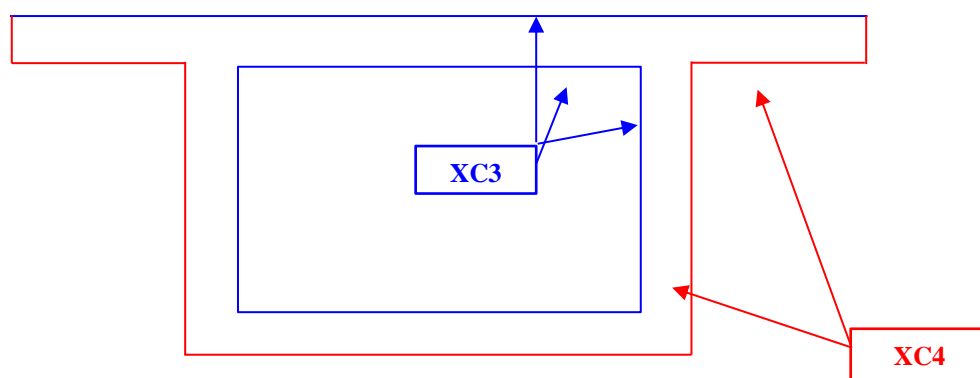


Fig. 2.7. Classes d'exposition du caisson

La détermination des classes structurales de différentes parois est résumée dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3. Détermination de la classe d'exposition

Classe structurale		
Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1	
	Parois intérieure : XC3	Parois extérieures : XC4
Durée d'utilisation de projet 100 ans	Majoration de 2	Majoration de 2
Classe de résistance C40/45	$\geq C30/37$ $< C55/67$ minoration de 1 classe	$\geq C35/45$ $< C60/75$ minoration de 1 classe
Béton à base de CEMI sans cendres volantes	minoration de 1	minoration de 1
Enrobage compact	sous-face du hourdis sup : -1* autres : 0	minoration de 1
Classe S	sous-face du hourdis sup : S3 (4+2-1-1+0) autres : S4 (4+2-1-1-1)	S3 (4+2-1-1-1)

* les parois d'âmes ne bénéficient pas de la réduction pour enrobage compact

En en déduit du tableau 4N de l'EN 1992-1-1 [5] les enrobages minimums vis-à-vis de la durabilité pour les différentes parois :

- paroi extérieures : $c_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm}$;
- parois intérieures autre que sous-face du hourdis supérieur : $c_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm}$;
- sous-face du hourdis supérieur : $c_{\min, \text{dur}} = 20 \text{ mm}$.

2.4.2. Enrobage nominal

Chaque paroi du caisson comporte des armatures passives supérieures et inférieures. Les armatures de précontrainte interne sont disposées dans le hourdis supérieur (câbles de fléau) et dans les goussets du hourdis inférieur (câbles de continuité intérieurs). L'enrobage nominal des câbles de précontrainte et des armatures passives, est défini ci-après.

- Hourdis supérieur :
- câbles de fléau : $c_{\min,b} = 113 \text{ mm} > c_{\min,dur} = 25 \text{ mm}$:

$$c_{\text{nom}} = 123 \text{ mm}$$

- Armatures passives supérieures de diamètre ϕ_{ys} : ce sont les armatures transversales

$$c_{\text{nom}} = 123 - \phi_{ys} - \phi_{xs} \geq 35 \text{ mm}$$

ϕ_{xs} est le diamètre des armatures passives longitudinales supérieures.

- Armatures passives inférieures de diamètre ϕ_{yi} :

$$c_{\text{nom}} = 123 - \phi_{yi} - \phi_{xi} \geq 35 \text{ mm}$$

L'enrobage des gaines représente la distance entre leur surface et la paroi du béton la plus proche. Pour cette raison, selon la position de la paroi, nous avons 35 ou 30 mm.

- Hourdis inférieur :
 - armatures passives transversales supérieures :

$$c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$$

- armatures passives transversales inférieures :

$$c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$$

- Goussets :
 - armatures passives, côté paroi extérieure :

$$c_{\text{nom}} = 123 - \phi_{yG} - \phi_{xG} \geq 35 \text{ mm}$$

- armatures passives, côté paroi intérieur :

$$c_{\text{nom}} = 123 - \phi_{yG} - \phi_{xG} \geq 30 \text{ mm}$$

- câbles de continuité intérieurs :

$$c_{\text{nom}} = 123 \text{ mm}$$

ϕ_{yG} sont les aciers du gousset les plus proches de la paroi du béton ;

ϕ_{xG} sont les aciers du gousset les plus éloignés de la paroi du béton.

- Ames
 - Parois extérieures :

$$c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$$

- Parois intérieures :

$$c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$$

CHAPITRE 3

DÉTERMINATION DES CÂBLES DE FLÉAUX ET DE CONTINUITÉ

3.1. Calcul de la précontrainte de fléau

La géométrie de l'ouvrage, qui est dictée par le mode de construction est la suivante :

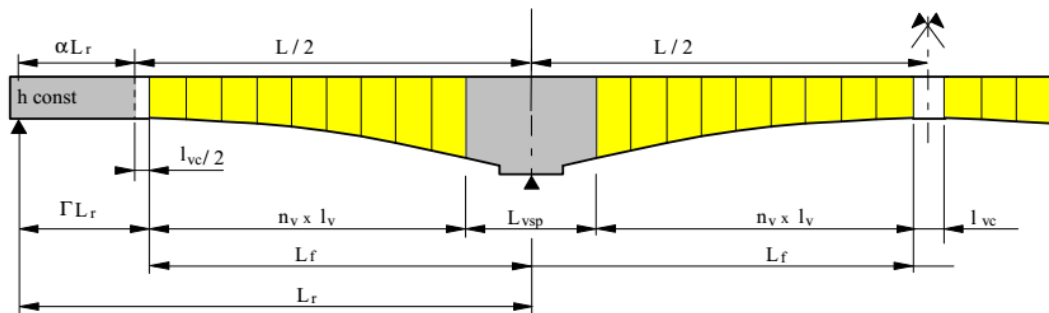


Fig.3.1 géométrie longitudinale

En rive la longueur de hauteur constante est donc égale à : $\alpha L_r = L_r - L/2$

on adopte donc pour $L = 150$ m et $L_r = 85$ m , $\alpha L_r = 85 - (150/2) = 10$ m.

αL_r est la distance de l'extrémité du fléau à l'axe d'appui de la culée ; ne pas confondre avec ΓL_r qui est la longueur de la partie coulée sur cintre :

$$\Gamma L_r = L_r - L/2 + l_{vc}/2 = L_r - L_f$$

On adopte donc pour $L = 150$ m , $L_r = 85$ m, $l_{vc} = 2$ m et $L_f = L - (l_{vc}/2) = 74$ m , $\Gamma L_r = 11$ m.

Les câbles de fléaux accrochent tous les voussoirs d'un fléau. Ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes, et on les ancre dans la tranche des voussoirs, soit dans les goussets supérieurs, soit dans les âmes si nécessaire. On peut aussi les ancrer dans des bossages situés en haut des âmes. Il y a donc au moins autant de paires de câbles de fléau que de voussoirs dans un demi fléau (au moins, car certains voussoirs peuvent être tenus par deux paires de câbles). D'autre part, tous les câbles de fléau passent dans les goussets des voussoirs sur pile.

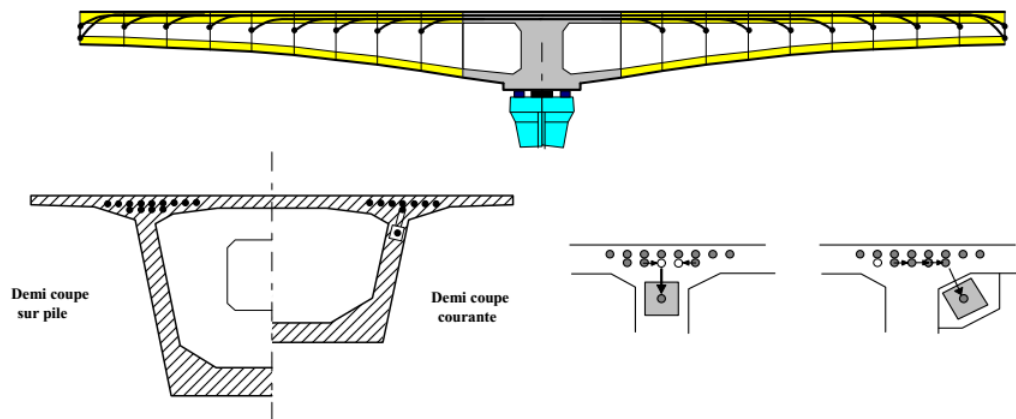


Fig 3.2 Demi voussoir témoin avec gaines pour câbles de fléau et gaines pour câbles de continuité.

3.1.1 Calcul des caractéristiques géométriques du fléau

Les caractéristiques des sections sur pile et à la clef :

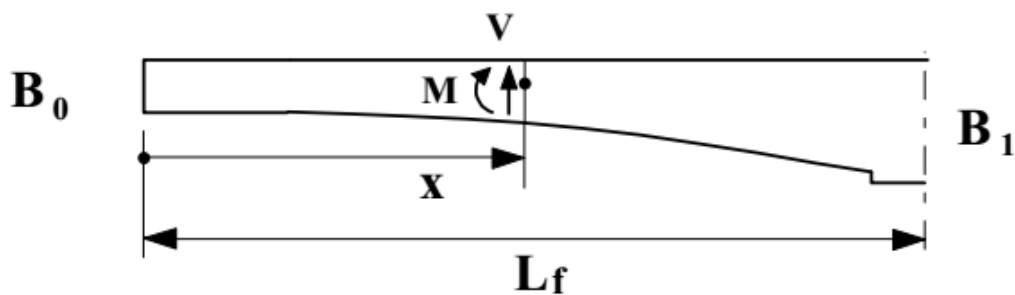
Caractéristiques mécaniques	Section de clef	Section sur pile
Surface	$B_0 = 9.1865 \text{ m}^2$	$B_1 = 15.4475 \text{ m}^2$
Inertie	$I_0 = 16.9707 \text{ m}^4$	$I_1 = 161.4565 \text{ m}^4$
Distance cdg fibre sup	$v_0 = 1.357 \text{ m}$	$v_1 = 3.823 \text{ m}$
Distance cdg fibre inf	$v'_0 = 2.393 \text{ m}$	$v'_1 = 5.177 \text{ m}$
Moment stat partie sup	$H_g = 5.6160 \text{ m}^3$	$H_g = 22.4448 \text{ m}^3$

Tableau 3.1 caractéristiques des sections sur pile et à la clef.

3.1.2 Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console

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

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



Avec :

$$B(x) = B_0 + (B_1 - B_0) x^2 / L_f^2$$

On en tire l'effort tranchant et le moment fléchissant à l'abscisse x :

$$V(x) = -\gamma [B_0 x + (B_1 - B_0) x^3 / 3 L_f^2]$$

$$V(L_f) = -\gamma [B_1 + 2 B_0] L_f / 3$$

$$M(x) = -\gamma [B_0 x^2 / 2 + (B_1 - B_0) x^4 / 12 L_f^2]$$

$$M(L_f) = -\gamma [B_1 + 5 B_0] L_f^2 / 12$$

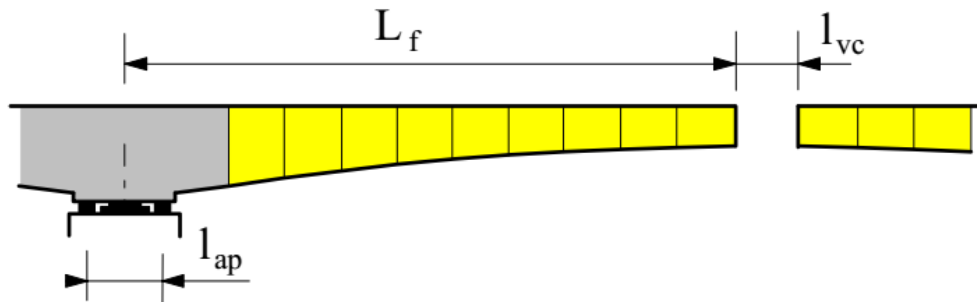
On pourra vérifier que l'épaisseur moyenne de l'ouvrage e suit à peu près la loi :

$$e = 0,0035 L + 0,40 \text{ donc pour } L=150 \text{ m , } e=0.925 \text{ m.}$$

Pour le prédimensionnement, on fait les hypothèses supplémentaires suivantes. On appelle :

- L = 150 m la portée centrale principale de l'ouvrage ;

- l_{ap} la distance entre appuis provisoires : 2,2 à 3,5 m pour L variant de 50 à 120 m ;
- l_{vc} la longueur du voussoir de clavage : 1,5 à 2,5 m.



On en déduit la longueur du demi fléau : $L_f = (L - l_{vc}) / 2$ et

$$M_{pp} = -\gamma [B_1 + 5B_0] L_f^2 / 12 \text{ avec } \gamma = 25 \cdot 10^{-3} \text{ MN/m}^3$$

Pour $L=150$ m et $l_{vc}=2$ m, $L_f=74$ m

$$M_{pp}(74) = -25 \times 10^{-3} [15.4475 + 5 \times 9.1865] 74^2 / 12 = -700,244 \text{ MN.m}$$

$$V_{pp}(74) = -25 \times 10^{-3} [15.4475 + 2 \times 9.1865] 74 / 3 = -20.856 \text{ MN.m}$$

Les résultats pour les autres voussoirs sont recapitalisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.2 Evaluation des efforts de poids propre du fléau en console

x (m)	Effort tranchant V_{pp} (MN)	Moment fléchissant M_{pp} (MN.m)
0	0	0
5	-1,150	-2,872
8,45	-1,946	-8,211
11,9	-2,749	-16,309
15,35	-3,560	-27,189
18,8	-4,381	-40,884
22,25	-5,215	-57,432
25,7	-6,064	-76,884
29,15	-6,931	-99,295
32,6	-7,817	-124,728
36,05	-8,726	-153,258
39,5	-9,659	-184,964
42,95	-10,619	-219,935
46,4	-11,608	-258,268
49,85	-12,629	-300,068
53,3	-13,684	-345,447
56,75	-14,775	-394,527
60,2	-15,904	-447,437
63,65	-17,075	-504,314
67,1	-18,289	-565,304
70,55	-19,548	-630,560
74	-20,856	-700,244

3.1.3 Evaluation des efforts dus aux charges de construction

3.3.a Charges de construction d'équipements non permanents (Q_{cc})

Il s'agit de l'équipage mobile dont le poids est compris entre 0,30 et 0,90 MN (Le poids de la charpente de l'équipage représente environ 65 % du poids total et celui de son coffrage à peu près 35 %).

Le poids de l'équipage est fonction de la longueur et du poids des voussoirs. En fonction de ces données on prendra un poids d'équipage raisonnable $Q_{cc}=0,4$ MN, que l'on appliquera à $d_{ex} = 1,5$ m de l'extrémité du dernier voussoir du fléau. On a donc :

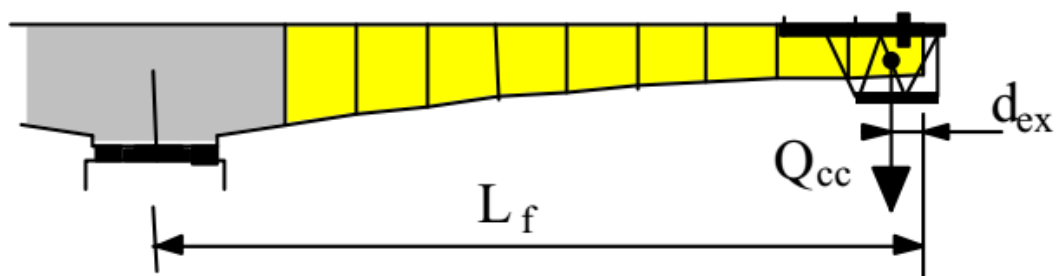


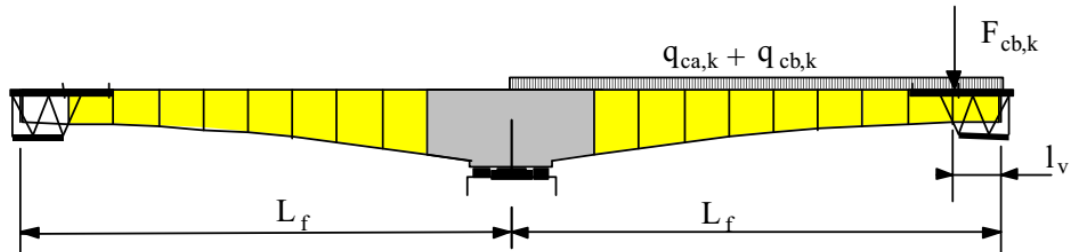
Fig 3.3 Exemples d'équipages mobiles (hauteur constante et hauteur variable)

On pourra ainsi déterminer, dans la section sur pile, le moment du poids de l'équipage MQ_{cc} , les résultats pour les autres voussoirs sont recapitalisés dans le tableaux 4.3.

3.3.b Charges de construction de personnel et de stockage (Q_{ca} et Q_{cb})

Il s'agit des charges de personnel et de petit outillage (Q_{ca}) ainsi que des charges de stockage d'éléments déplaçables (Q_{cb}). Pour couvrir les charges de construction, on utilise :

- une charge répartie $q_{ca,k}$ de 1 KN/m² et une charge répartie $q_{cb,k}$ de 0,2 KN/m² appliquées au demi fléau calculé ;
- une charge concentrée $F_{cb,k}$ de 100 KN appliquée en bout de fléau au début du dernier voussoir en cours de bétonnage.



La longueur du voussoir l_v n'est pas connue, on peut l'estimer ici à 2,00 mètres. On pourra ainsi évaluer le moment M_{Qcab} dû aux charges de construction de personnel et de stockage.

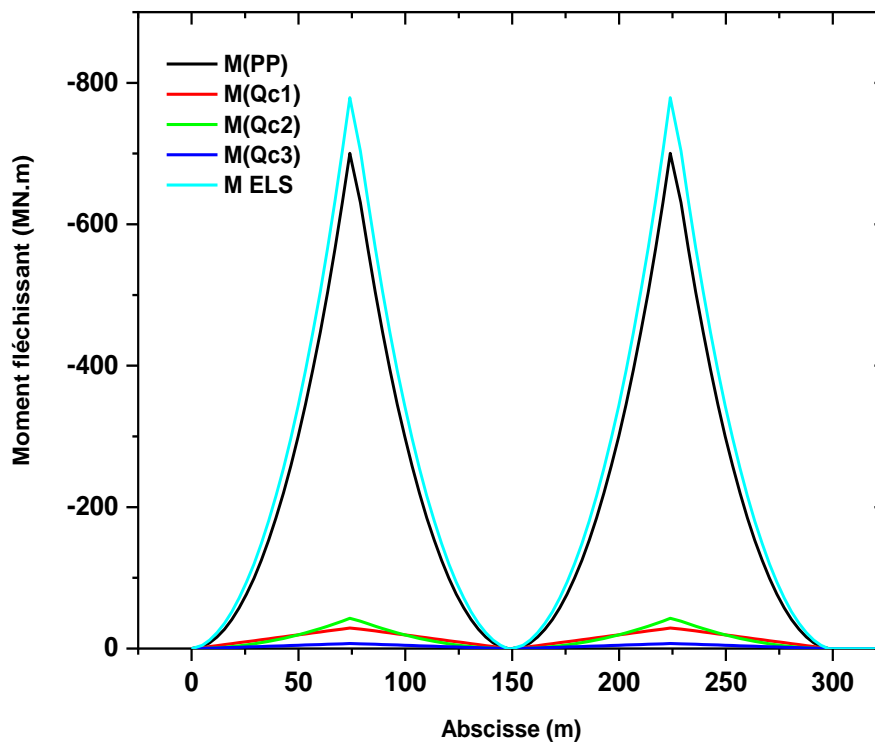
Les résultats pour les autres voussoirs sont recapitalisés dans le tableau 3.3 ci-dessous :

Tableau 3.3 moment du poids de l'équipage, personnel et de stockage

x (m)	Moment M_{Qcc} (MN.m)	Moment M_{Qca} (MN.m)	Moment M_{Qcb} (MN.m)	Moment M_{Qcab} (MN.m)	Moment ELS (MN.m)
0	0	0	0	0	0
5	-1,4	-0,195	-0,137	-0,332	-4,604
8,45	-2,78	-0,557	-0,482	-1,039	-12,030
11,9	-4,16	-1,105	-0,827	-1,931	-22,400
15,35	-5,54	-1,838	-1,172	-3,010	-35,739
18,8	-6,92	-2,757	-1,517	-4,274	-52,077
22,25	-8,3	-3,861	-1,862	-5,723	-71,456
25,7	-9,68	-5,152	-2,207	-7,359	-93,923
29,15	-11,06	-6,628	-2,552	-9,180	-119,534
32,6	-12,44	-8,290	-2,897	-11,186	-148,355
36,05	-13,82	-10,137	-3,242	-13,379	-180,457
39,5	-15,2	-12,170	-3,587	-15,757	-215,921
42,95	-16,58	-14,389	-3,932	-18,321	-254,836
46,4	-17,96	-16,793	-4,277	-21,070	-297,298
49,85	-19,34	-19,383	-4,622	-24,005	-343,413
53,3	-20,72	-22,159	-4,967	-27,126	-393,293
56,75	-22,1	-25,120	-5,312	-30,432	-447,059
60,2	-23,48	-28,268	-5,657	-33,924	-504,842
63,65	-24,86	-31,600	-6,002	-37,602	-566,777
67,1	-26,24	-35,119	-6,347	-41,466	-633,010
70,55	-27,62	-38,823	-6,692	-45,515	-703,695
74	-29	-42,713	-7,037	-49,750	-778,993

M (PP)	M (Qc1)	M (Qc2)	M (Qc3)	M _g ELS
-700,244	-29	-42,713	-7,037	-778,993

(Les valeurs de moments sont en MN.m)



3.1.4 Détermination de la précontrainte dans la section sur pile

Par simplification, alors que l'EC2 ne le prévoit pas, le dimensionnement du câblage va se faire à l'ELS.

En construction dans la zone d'enrobage des câbles (ce qui est le cas de la fibre supérieure sur pile), et en utilisant la valeur caractéristique minimum de la précontrainte, en fin de construction du fléau, on limite la traction du béton à :

$$\sigma_{\text{tim}} = -0,5 \times f_{\text{ctm}} ;$$

$$\text{Avec : } f_{\text{ctm}}(j) = 0.30 \times f_{\text{ck}}(j)^{2/3} \text{ si } f_{\text{ck}}(j) \leq 50 \text{ Mpa et } j \leq 28, f_{\text{ck}} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } f_{\text{ctm}} = 3.51 \text{ Mpa et } \sigma_{\text{tim}} = -1.75 \text{ Mpa.}$$

On doit donc vérifier, dans la section sur pile, en fin de bétonnage du dernier voussoir :

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_1 + M \times v_1 / I_1 > \sigma_{\text{tim}}$$

avec : $N = F$ Force inconnue des câbles de fléau

On en déduit F la force des câbles de fléau sur pile

$$F \geq \frac{-\sigma_{\text{tim}} - \frac{M \cdot V_1}{I_1}}{\frac{1}{B_1} + \frac{e_0 \cdot V_1}{I_1}}$$

$$M_g = M_{\text{pp}} + M_{\text{Qcc}} + M_{\text{Qcab}}$$

$$M_{g+p} = M_{\text{pp}} + M_{\text{Qcc}} + M_{\text{Qcab}} + F \cdot e_0$$

Avec $F \cdot e_0$ est le moment isostatique de précontrainte des câbles de fléau et e_0 est l'excentricité des câbles.

On a : $e_0 = v_1 - d$ avec d distance du cdg des câbles à la fibre supérieure.

$$\text{On a } d = 2 \times \phi_{g \text{ min}} ; \phi_g = 0.10 \text{ m ; } e_0 = 3,632 \text{ m}$$

3.1.5 Détermination du nombre de câbles

On a pour la portée étudié $L=150$ m, la gamme des câbles choisies est 19T15

Ces câbles sont tendus à $\sigma_{p,max}$:

$$\sigma_{p,max} = \min (0.8f_{pk}; 0.9f_{p0,1k})$$

Avec : $f_{pk} = 1860$ Mpa c'est la résistance caractéristique à la traction

$f_{p0,1k} = 1640$ Mpa C'est la limite d'élasticité conventionnelle à 0.1%

$$\rightarrow \sigma_{p,max} = 1476 \text{ Mpa}$$

Pour tenir compte des Pertes par échelonnement des mises en tension des câbles d'une même famille qui n'as pas traité et l'incertitude de calcule des pertes instantanées et différées et les exigences de code de calcule on peut admet ce qui suit :

Ils subissent $p\%$ de pertes que l'on peut estimer à 12 % de pertes instantanées et 6 % de pertes différées, jusqu'à la fin de la construction du fléau (Quand l'ouvrage sera en service, les pertes différées des câbles de fléau atteindront 12%). Soit $P=0.18$

D'autre part on considère la valeur caractéristique minimale de la précontrainte :

$$\sigma_p = r_{knif} \times \sigma_{p,m} \text{ avec } r_{knif} = 0.9$$

$$\text{On a donc : } \sigma_p = r_{knif} \times \sigma_{p,m} = r_{knif} \times (1 - P) \times \sigma_{p,max} = 0.9 \times 0.82 \times \sigma_{p,max}$$

$$\rightarrow \sigma_p = 1089.288 \text{ Mpa}$$

Leur force utile en construction peut donc être estimée par : $F_{ut} = S \times \sigma_p$

On a pour 1T15, $S=150 \text{ mm}^2$ donc pour 19T15, $S=2800 \text{ mm}^2$

Donc $F_{ut}=3.10 \text{ MN}$.

On obtient donc le nombre n_1 de câbles :

$$n_1 = F / F_{ut} \quad (\text{arrondi à l'entier pair supérieur pour un caisson à deux âmes})$$

Avant tendu les câbles de dernier voussoir pendant son bétonnage, on a besoin donc au total $n = n_1 + 2$ câbles.

3.1.6 Détermination du nombre et de la longueur des voussoirs

La longueur du voussoir sur pile (celui qui reçoit les cales d'appui provisoire), est généralement comprise entre 4 et 10 m, et souvent supérieure à celle de deux voussoirs courants pour les ouvrages coulés en place. On appelle l_{vsp} sa longueur. Le voussoir de clavage a une longueur l_{vc} égale ou inférieure à celle des voussoirs courants.

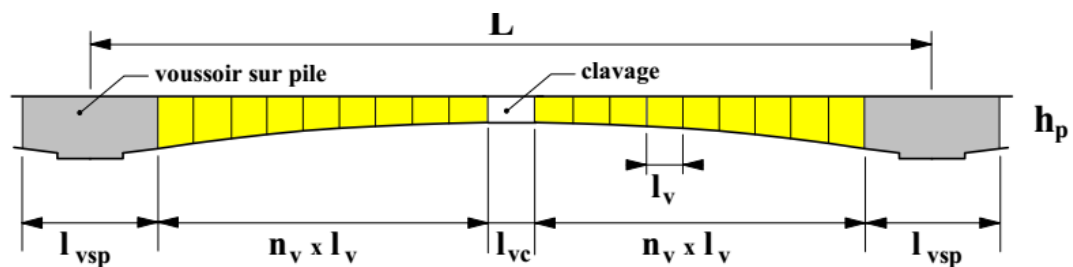
Chaque voussoir courant doit être maintenu par au moins une paire de câbles de fléau. On en déduit la longueur l_v des voussoirs courants :

$$l_v = (L - l_{vsp} - l_{vc}) / n$$

donc pour $L=150$ m ; $l_{vsp}=10$ m ; $l_{vc}=2$ m et $n=38$ câbles

$l_v=3.632$ m. donc on a 19 voussoirs

Pour des raisons de d`exécution de projet en prend $l_v=3.450$ m donc 20 voussoirs.



On doit avoir une longueur de voussoir comprise entre 2 et 4 mètres environ. Si tel n'est pas le cas, il faut changer d'unité de précontrainte.

3.1.7 Dessin des goussets

Une fois connu le nombre de câbles de fléau, on peut dessiner plus précisément les goussets supérieurs en les engraisant si nécessaire et en tenant compte des aciers passifs à mettre en place.

L'enrobage des gaines est égal à leur diamètre, plafonné à 8 cm. Leur espacement est égal à leur enrobage. On peut superposer deux câbles au maximum pour les 12T13 et les 12T15 (on ne peut pas pour des câbles 19T15).

Au-dessus des âmes, ces espaces entre files de câbles constituent des cheminées de bétonnage et de vibration, qu'il faut disposer au mieux.

Il faut prévoir environ 10 % de gaines vides dans les goussets. Les câbles correspondants seront mis en place et tendus uniquement si l'on constate en cours de mise en tension que les pertes par frottement sont très supérieures aux prévisions initiales.

3.1.8 Affinage des calculs et vérification

Si besoin, il faut pour terminer reprendre tout le calcul depuis le début avec :

- la nouvelle section (nouveaux goussets)
- le bon excentrement de précontrainte e_0
- un nouveau poids d'équipage mobile plus adapté au poids des voussoirs.

Ensuite on doit calculer les contraintes sur les fibres supérieure et inférieure du caisson sur pile, en fin de bétonnage du dernier voussoir du fléau. Ce deuxième calcul permet en outre, de vérifier les calculs précédents. Cette vérification se fait en fin de bétonnage du dernier voussoir alors que les derniers câbles qui doivent l'accrocher ne sont pas encore tendus. La vérification se fait donc avec le poids propre total du fléau, ses charges de chantier, le poids de l'équipage mobile, et avec un nombre entier de câbles égal à n_1 . Les contraintes sont les suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{B_1} + \frac{M \times v_1}{I_1} > \sigma_{\text{lim}} = -0.5 \times f_{\text{ctm}} \quad ; \quad f_{\text{ctm}} = 3.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{B_1} - \frac{M \times v'_1}{I_1} < \sigma_{\text{clim}} = 0.6 \times f_{\text{ck}} \quad ; \quad f_{\text{ck}} = 40 \text{ Mpa}$$

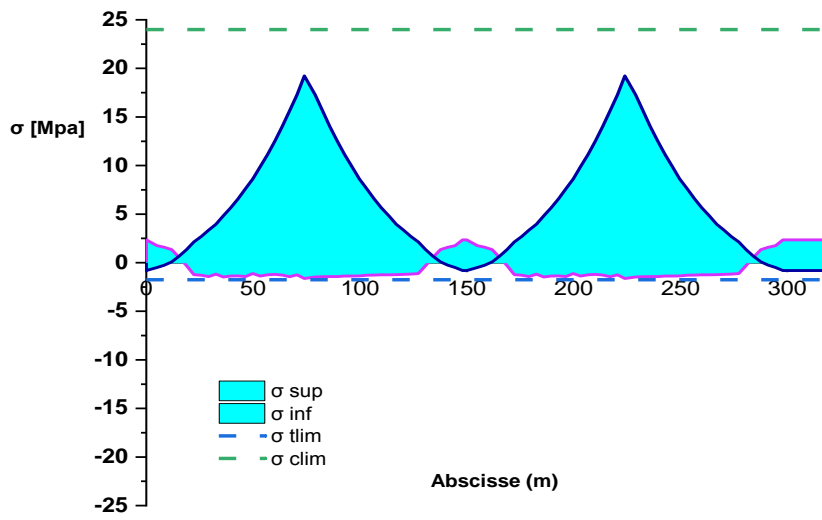
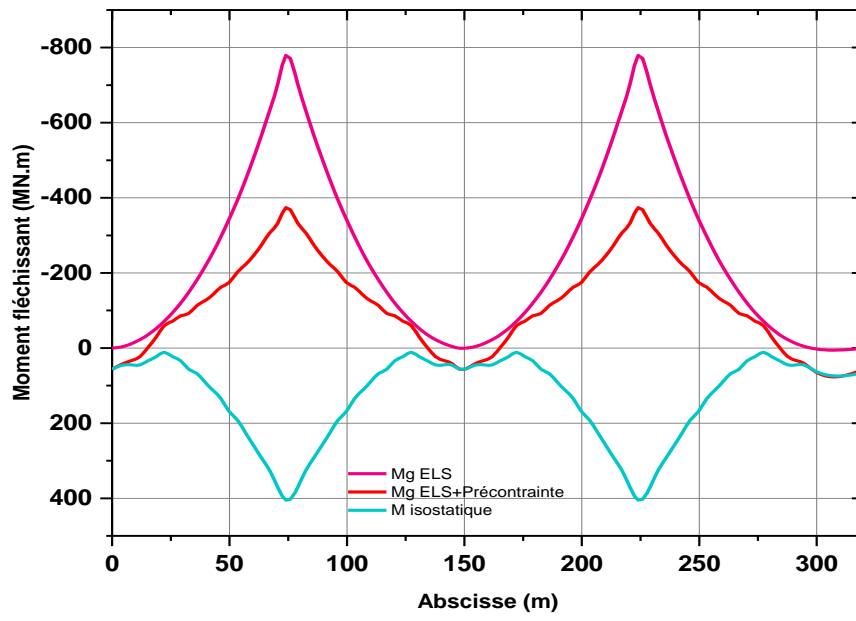
$$\text{Avec } N = F = n_1 \times S \times \sigma_p$$

$$M_{g+p} = M_{pp} + M_{Qcc(\text{adopté})} + M_{Qcab} + F. s. \sigma_p \quad ; \quad \sigma_p = 1089.288 \text{ Mpa} ;$$

$$d = 2 \times \phi_g \quad ; \quad \phi_g = 0.10 \text{ m} \rightarrow e_0 = 3.632 \text{ m}$$

Tableau 3.5 Récapitulatifs de vérification des contraintes

x (m)	M _{pp} (MN.m)	M _{Qcab} (MN.m)	M _{Qcc} adopté	F (MN)	n ₁ = F/F _{ut}	n= n ₁ +2	M _{iso} (MN.m)	M _{g+p} (MN.m)	σ _{inf} MPa	σ _{sup} MPa
0	0	0	0	15,522	5	7	56,237	56,601	-0,81	2,35
5	-2,872	-0,332	-1,4	12,418	4	6	44,990	40,386	-0,49	1,76
8,45	-8,211	-1,039	-2,78	12,418	4	6	44,990	32,960	-0,25	1,58
11,9	-16,309	-1,931	-4,16	12,418	4	6	44,990	22,590	0,08	1,34
15,35	-27,189	-3,010	-5,54	9,313	3	5	33,742	-1,996	0,67	0,56
18,8	-40,884	-4,274	-6,92	6,209	2	4	22,495	-29,582	1,35	-0,30
22,25	-57,432	-5,723	-8,3	3,104	1	3	11,247	-60,208	2,13	-1,22
25,7	-76,884	-7,359	-9,68	6,209	2	4	22,495	-71,428	2,69	-1,29
29,15	-99,295	-9,180	-11,06	9,313	3	5	33,742	-85,792	3,35	-1,43
32,6	-124,728	-11,186	-12,44	15,522	5	7	56,237	-92,117	3,96	-1,18
36,05	-153,258	-13,379	-13,82	18,627	6	8	67,485	-112,972	4,83	-1,47
39,5	-184,964	-15,757	-15,2	24,836	8	10	89,980	-125,941	5,65	-1,37
42,95	-219,935	-18,321	-16,58	31,045	10	12	112,475	-142,361	6,57	-1,36
46,4	-258,268	-21,070	-17,96	37,254	12	14	134,970	-162,328	7,62	-1,43
49,85	-300,068	-24,005	-19,34	46,567	15	17	168,712	-174,700	8,62	-1,12
53,3	-345,447	-27,126	-20,72	52,776	17	19	191,207	-202,085	9,90	-1,37
56,75	-394,527	-30,432	-22,1	62,089	20	22	224,950	-222,109	11,14	-1,24
60,2	-447,437	-33,924	-23,48	71,403	23	25	258,692	-246,149	12,51	-1,21
63,65	-504,314	-37,602	-24,86	80,716	26	28	292,435	-274,342	14,02	-1,27
67,1	-565,304	-41,466	-26,24	90,030	29	31	326,177	-306,832	15,67	-1,44
70,55	-630,560	-45,515	-27,62	102,448	33	35	371,167	-332,527	17,29	-1,24
74	-700,244	-49,750	-29	111,761	36	38	404,910	-374,083	19,23	-1,62
								(σ _{inf} ; σ _{sup}) Max	19,23	-1.62
								(σ _{clim} ; σ _{lim})	24	-1.75
								Vérification	Vérifié	Vérifié



La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir.

N.V	x (m)	M _g (MN.m)	F (MN)	Nb des câbles	Nb des câbles Arrête/ âme
1/2V _{sp}	0	-778,993	111,761	38	0
1/2V _{sp}	5	-703,695	102,448	38	0
V1	8,45	-633,010	90,030	35	1
V2	11,9	-566,777	80,716	31	1
V3	15,35	-504,842	71,403	28	1
V4	18,8	-447,059	62,089	25	1
V5	22,25	-393,293	52,776	22	1
V6	25,7	-343,413	46,567	19	1
V7	29,15	-297,298	37,254	17	1
V8	32,6	-254,836	31,045	14	1
V9	36,05	-215,921	24,836	12	1
V10	39,5	-180,457	18,627	10	1
V11	42,95	-148,355	15,522	8	1
V12	46,4	-119,534	9,313	7	1
V13	49,85	-93,923	6,209	5	1
V14	53,3	-71,456	3,104	4	1
V15	56,75	-52,077	6,209	3	1
V16	60,2	-35,739	9,313	4	0
V17	63,65	-22,400	12,418	5	1
V18	67,1	-12,030	12,418	6	1
V19	70,55	-4,604	12,418	6	0
V20	74	0	15,522	6	1

En ajoutant deux (02) paire de câbles pour des raisons d'exécution et ont fait une vérification des contraintes :

Pour 40 câbles $F=124.178 \text{ MN}$ $\sigma_{\text{inf}} = 18.58 < 24 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{\text{sup}} = 0.25 > -1.75 \text{ Mpa}$

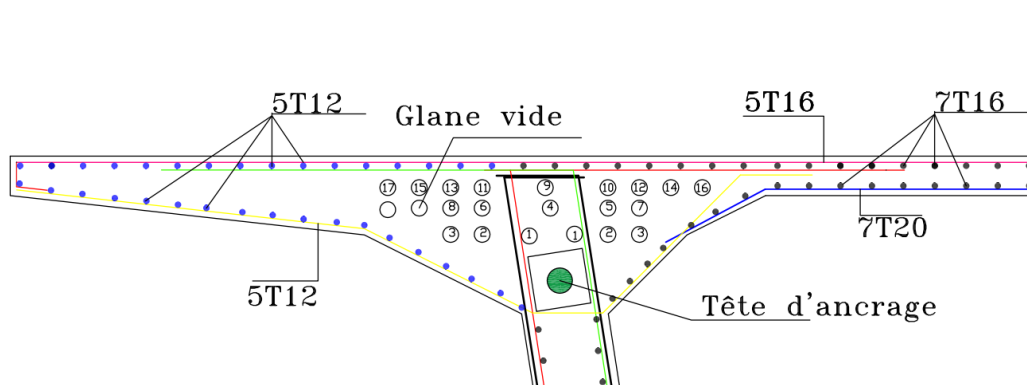


Fig.3.4 Coupe transversale définitive du gousset supérieur avec câbles de fléau

3.2. Etude du tracé du câblage

Les câbles du fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction du fléau, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

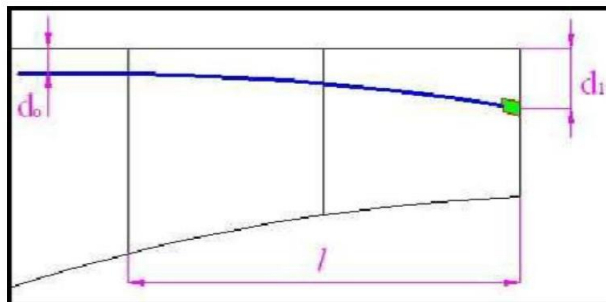
Les câbles de fléau sont disposés dans la membrure supérieure suivant un tracé sensiblement rectiligne en élévation et en forme de "S" en plan, tout près des ancrages, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe fondamental à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément, dans deux plans différents.

3.2.1 Etude du tracé des câbles en élévation :

Juste à la section d'ancrage, le câble est descendu dans le gousset supérieur (légère courbure) Pour s'ancrer dans cette dernière.

L'équation de la courbe est de la forme :

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



Avec :

- d_1 : distance du câble à la fibre supérieure au niveau du point d'ancrage,
- d_0 : distance du câble à la fibre supérieure,
- l : distance sur laquelle se fait la courbure, (longueur d'un voussoir (3.45 m) pour les deux premiers câbles et de deux voussoirs (6.90 m) pour le reste des câbles).
- Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression suivante :

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} \geq R_{\min}$$

R_{\min} : rayon minimal pour les câbles 19T15 = 8 m.

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 8m$$

La tangente au point d'ancrage est la suivante :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_y}{d_x} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \Rightarrow \alpha = \operatorname{arctg} \left[2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \right]$$

Tableau 3.6 Valeurs des déviations des câbles

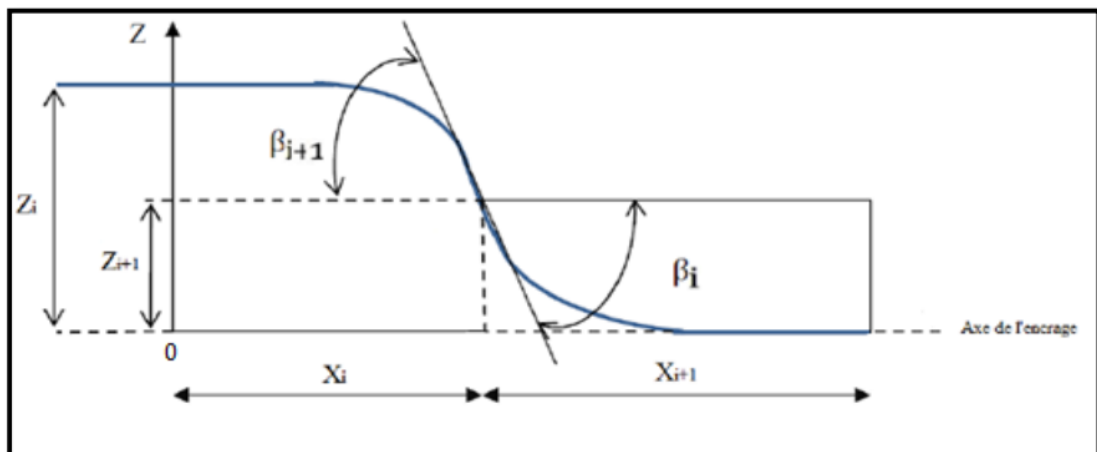
NV		lv (m)	v (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	Y (m)	x (m)	R(x) (m)	Déviations angulaire en élévation α (rad)	Equation de la courbe
V1	C1	3,45	3,299	0,270	2,799	2,529	6,361	8	1,2164	0,270+0,21245 x ²
	C2	3,45	3,299	0,270	2,799	2,529	6,361	8	1,2164	0,270+0,21245 x ²
V2	C3	3,45	3,103	0,270	2,603	2,333	6,109	8	1,1752	0,270+0,19597 x ²
	C4	3,45	3,103	0,270	2,603	2,333	6,109	8	1,1752	0,270+0,19597 x ²
V3	C5	6,9	2,917	0,270	2,417	2,147	5,861	8	0,4862	0,270+0,04509 x ²
	C6	6,9	2,917	0,270	2,417	2,147	5,861	8	0,4862	0,270+0,04509 x ²
V4	C7	6,9	2,742	0,270	2,242	1,972	5,617	8	0,4354	0,270+0,04141 x ²
	C8	6,9	2,742	0,270	2,242	1,972	5,617	8	0,4354	0,270+0,04141 x ²
V5	C9	6,9	2,577	0,270	2,077	1,807	5,377	8	0,3875	0,270+0,03795 x ²
	C10	6,9	2,577	0,270	2,077	1,807	5,377	8	0,3875	0,270+0,03795 x ²
V6	C11	6,9	2,423	0,270	1,923	1,653	5,142	8	0,3429	0,270+0,03471 x ²
	C12	6,9	2,423	0,270	1,923	1,653	5,142	8	0,3429	0,270+0,03471 x ²
V7	C13	6,9	2,279	0,270	1,779	1,509	4,913	8	0,3018	0,270+0,03169 x ²
	C14	6,9	2,279	0,270	1,779	1,509	4,913	8	0,3018	0,270+0,03169 x ²
V8	C15	6,9	2,145	0,270	1,645	1,375	4,691	8	0,2646	0,270+0,02888 x ²
	C16	6,9	2,145	0,270	1,645	1,375	4,691	8	0,2646	0,270+0,02888 x ²
V9	C17	6,9	2,022	0,270	1,522	1,252	4,476	8	0,2312	0,270+0,02630 x ²
	C18	6,9	2,022	0,270	1,522	1,252	4,476	8	0,2312	0,270+0,02630 x ²
V10	C19	6,9	1,909	0,270	1,409	1,139	4,270	8	0,2016	0,270+0,02393 x ²
	C20	6,9	1,909	0,270	1,409	1,139	4,270	8	0,2016	0,270+0,02393 x ²
V11	C21	6,9	1,807	0,270	1,307	1,037	4,074	8	0,1757	0,270+0,02179 x ²
	C22	6,9	1,807	0,270	1,307	1,037	4,074	8	0,1757	0,270+0,02179 x ²
V12	C23	6,9	1,716	0,270	1,216	0,946	3,890	8	0,1533	0,270+0,01986 x ²
	C24	6,9	1,716	0,270	1,216	0,946	3,890	8	0,1533	0,270+0,01986 x ²
V13	C25	6,9	1,634	0,270	1,134	0,864	3,719	8	0,1342	0,270+0,01815 x ²
	C26	6,9	1,634	0,270	1,134	0,864	3,719	8	0,1342	0,270+0,01815 x ²
V14	C27	6,9	1,563	0,270	1,063	0,793	3,563	8	0,1182	0,270+0,01667 x ²
	C28	6,9	1,563	0,270	1,063	0,793	3,563	8	0,1182	0,270+0,01667 x ²
V15	C29	6,9	1,503	0,270	1,003	0,733	3,425	8	0,1051	0,270+0,01540 x ²
	C30	6,9	1,503	0,270	1,003	0,733	3,425	8	0,1051	0,270+0,01540 x ²
V16	C31	6,9	1,453	0,270	0,953	0,683	3,306	8	0,0946	0,270+0,01435 x ²
	C32	6,9	1,453	0,270	0,953	0,683	3,306	8	0,0946	0,270+0,01435 x ²
V17	C33	6,9	1,413	0,270	0,913	0,643	3,209	8	0,0865	0,270+0,01352 x ²
	C34	6,9	1,413	0,270	0,913	0,643	3,209	8	0,0865	0,270+0,01352 x ²
V18	C35	6,9	1,384	0,270	0,884	0,614	3,135	8	0,0807	0,270+0,01290 x ²
	C36	6,9	1,384	0,270	0,884	0,614	3,135	8	0,0807	0,270+0,01290 x ²
V19	C37	6,9	1,366	0,270	0,866	0,596	3,087	8	0,0771	0,270+0,01251 x ²
	C38	6,9	1,366	0,270	0,866	0,596	3,087	8	0,0771	0,270+0,01251 x ²
V20	C39	6,9	1,357	0,270	0,857	0,587	3,066	8	0,0755	0,270+0,01234 x ²
	C40	6,9	1,357	0,270	0,857	0,587	3,066	8	0,0755	0,270+0,01234 x ²

3.2.2 Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, **les pertes par frottement** sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus **rectiligne** possible.

On adopte un tracé en forme de "S" pour réduire au maximal la composante transversale de l'effort de précontrainte, par hypothèse on considère que la courbure commence à deux sections avant la section d'ancrage.



Equation de la courbure :

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

Avec les conditions aux limites.

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

Le rayon de courbure :

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

Avec les conditions aux limites.

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

L'inclinaison :

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

Tableau 3.7 : paramètres de tracé des câbles en plan

NV		lv (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	Z _i -Z _{i+1} (m)	x (m)	R(x) (m)	β (rad)	Equation de la 1 ^{ere} courbure (m)	Equation de la 2 ^{eme} courbure (m)
V1	C1	1,725	0,250	0,125	0,125	1,414	8	0,1439	0,250-0,04201 x ²	0,04201 (x-1,725) ²
	C2	1,725	0,250	0,125	0,125	1,414	8	0,1439	0,250-0,04201 x ²	0,04201 (x-1,725) ²
V2	C3	1,725	0,250	0,125	0,125	1,414	8	0,1439	0,250-0,04201 x ²	0,04201(x-1,725) ²
	C4	1,725	0,250	0,125	0,125	1,414	8	0,1439	0,250-0,04201 x ²	0,04201(x-1,725) ²
V3	C5	3,45	0,500	0,250	0,250	2,000	8	0,1439	0,500-0,02100 x ²	0,02100(x-3,45) ²
	C6	3,45	0,500	0,250	0,250	2,000	8	0,1439	0,500-0,02100 x ²	0,02100(x-3,45) ²
V4	C7	3,45	0,500	0,250	0,250	2,000	8	0,1439	0,500-0,02100 x ²	0,02100(x-3,45) ²
	C8	3,45	0,500	0,250	0,250	2,000	8	0,1439	0,500-0,02100 x ²	0,02100(x-3,45) ²
V5	C9	3,45	0,750	0,375	0,375	2,449	8	0,2141	0,750-0,03151 x ²	0,03151(x-3,45) ²
	C10	3,45	0,750	0,375	0,375	2,449	8	0,2141	0,750-0,03151 x ²	0,03151(x-3,45) ²
V6	C11	3,45	0,750	0,375	0,375	2,449	8	0,2141	0,750-0,03151 x ²	0,03151(x-3,45) ²
	C12	3,45	0,750	0,375	0,375	2,449	8	0,2141	0,750-0,03151 x ²	0,03151(x-3,45) ²
V7	C13	3,45	1,000	0,500	0,500	2,828	8	0,2821	1,000-0,04201 x ²	0,04201(x-3,45) ²
	C14	3,45	1,000	0,500	0,500	2,828	8	0,2821	1,000-0,04201 x ²	0,04201(x-3,45) ²
V8	C15	3,45	1,000	0,500	0,500	2,828	8	0,2821	1,000-0,04201 x ²	0,04201(x-3,45) ²
	C16	3,45	1,000	0,500	0,500	2,828	8	0,2821	1,000-0,04201 x ²	0,04201(x-3,45) ²
V9	C17	3,45	1,250	0,625	0,625	3,162	8	0,3476	1,250-0,05251 x ²	0,05251(x-3,45) ²
	C18	3,45	1,250	0,625	0,625	3,162	8	0,3476	1,250-0,05251 x ²	0,05251(x-3,45) ²
V10	C19	3,45	1,250	0,625	0,625	3,162	8	0,3476	1,250-0,05251 x ²	0,05251(x-3,45) ²
	C20	3,45	1,250	0,625	0,625	3,162	8	0,3476	1,250-0,05251 x ²	0,05251(x-3,45) ²
V11	C21	3,45	1,500	0,750	0,750	3,464	8	0,4101	1,500-0,06301 x ²	0,06301(x-3,45) ²
	C22	3,45	1,500	0,750	0,750	3,464	8	0,4101	1,500-0,06301 x ²	0,06301(x-3,45) ²
V12	C23	3,45	1,500	0,750	0,750	3,464	8	0,4101	1,500-0,06301 x ²	0,06301(x-3,45) ²
	C24	3,45	1,500	0,750	0,750	3,464	8	0,4101	1,500-0,06301 x ²	0,06301(x-3,45) ²
V13	C25	3,45	1,750	0,875	0,875	3,742	8	0,4694	1,750-0,07351 x ²	0,07351(x-3,45) ²
	C26	3,45	1,750	0,875	0,875	3,742	8	0,4694	1,750-0,07351 x ²	0,07351(x-3,45) ²
V14	C27	3,45	1,750	0,875	0,875	3,742	8	0,4694	1,750-0,07351 x ²	0,07351(x-3,45) ²
	C28	3,45	1,750	0,875	0,875	3,742	8	0,4694	1,750-0,07351 x ²	0,07351(x-3,45) ²
V15	C29	3,45	2,000	1,000	1,000	4,000	8	0,5254	2,000-0,08402 x ²	0,08402(x-3,45) ²
	C30	3,45	2,000	1,000	1,000	4,000	8	0,5254	2,000-0,08402 x ²	0,08402(x-3,45) ²
V16	C31	3,45	2,000	1,000	1,000	4,000	8	0,5254	2,000-0,08402 x ²	0,08402(x-3,45) ²
	C32	3,45	2,000	1,000	1,000	4,000	8	0,5254	2,000-0,08402 x ²	0,08402(x-3,45) ²
V17	C33	3,45	2,250	1,125	1,125	4,243	8	0,5779	2,250-0,09452 x ²	0,09452(x-3,45) ²
	C34	3,45	2,250	1,125	1,125	4,243	8	0,5779	2,250-0,09452 x ²	0,09452(x-3,45) ²
V18	C35	3,45	2,250	1,125	1,125	4,243	8	0,5779	2,250-0,09452 x ²	0,09452(x-3,45) ²
	C36	3,45	2,250	1,125	1,125	4,243	8	0,5779	2,250-0,09452 x ²	0,09452(x-3,45) ²
V19	C37	3,45	2,500	1,250	1,250	4,472	8	0,6271	2,500-0,10502 x ²	0,10502(x-3,45) ²
	C38	3,45	2,500	1,250	1,250	4,472	8	0,6271	2,500-0,10502 x ²	0,10502(x-3,45) ²
V20	C39	3,45	2,500	1,250	1,250	4,472	8	0,6271	2,500-0,10502 x ²	0,10502(x-3,45) ²
	C40	3,45	2,500	1,250	1,250	4,472	8	0,6271	2,500-0,10502 x ²	0,10502(x-3,45) ²

Déviatiun angulaire totale $\theta =$ déviatiun en élévation α + déviatiun en plan β

NV	Déviatiun angulaire en élévation α (rad)	Déviatiun en plan β (rad)	Déviatiun angulaire totale θ (rad)
V1	1,2164	0,1439	1,3603
V2	1,1752	0,1439	1,3191
V3	0,4862	0,1439	0,6302
V4	0,4354	0,1439	0,5793
V5	0,3875	0,2141	0,6015
V6	0,3429	0,2141	0,5569
V7	0,3018	0,2821	0,5840
V8	0,2646	0,2821	0,5467
V9	0,2312	0,3476	0,5788
V10	0,2016	0,3476	0,5492
V11	0,1757	0,4101	0,5858
V12	0,1533	0,4101	0,5634
V13	0,1342	0,4694	0,6036
V14	0,1182	0,4694	0,5876
V15	0,1051	0,5254	0,6304
V16	0,0946	0,5254	0,6199
V17	0,0865	0,5779	0,6644
V18	0,0807	0,5779	0,6586
V19	0,0771	0,6271	0,7042
V20	0,0755	0,6271	0,7026

3.3. Perte de précontrainte instantanées des armatures de précontrainte du fait de la déformation instantanées du béton, au frottement

3.3.1 Pertes dues au frottement

Les pertes $\Delta P_\mu(x)$ dans les armatures précontraintes par post-tension, du fait du frottement,

Peuvent être estimées au moyen de l'expression :

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Où :

θ est la somme des déviations angulaires sur la distance x (quels que soient leur direction et leur signe)

μ est le coefficient de frottement entre l'armature de précontrainte et sa gaine

k est une déviation angulaire parasite pour les armatures intérieures (par unité de longueur)

x est la distance le long de l'armature depuis le point où la force de précontrainte est égale à P_{\max} (force à l'extrémité active pendant la mise en tension)

Les valeurs de μ et de k sont données dans l'Agrément Technique Européen concerné. La valeur de μ dépend des caractéristiques de surface des armatures et de la gaine, de la présence ou non de rouille, de l'allongement de l'armature et de son tracé.

Pour les armatures de précontrainte extérieures, les pertes de précontrainte dues aux déviations angulaires parasites peuvent être négligées donc $k=0$

Pour les câbles constitués de fils ou de torons, on peut, lorsque les armatures sont huilées et que les conduits (gaines ou tubes métalliques) sont en bon état, utiliser les valeurs moyennes du coefficient μ données dans le tableau (5.1) d'EN 1992-1-1 : 2004 (F) :

	Armatures Intérieures	Armatures extérieures (non-adhérentes)			
		Gaine en acier Non graissé	Gaine en PEHD Non graissé	Gaine en acier graissé	Gaine en PEHD graissé
Fil tréfilé à froid	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Torons	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barre non lisse	0,65	–	–	–	–
Barre lisse	0,33	–	–	–	–

Tableau3.8 : valeurs moyennes du coefficient de frottement μ

Pour $k=0.004 \text{ m}^{-1}$, $\mu=0.19$ et $P_{\max}=1476 \text{ Mpa}$

NV	x (m)	Déviati on angulaire totale θ (rad)	$\Delta P_{\mu}(x)$ (Mpa)
V1	8,45	1,3603	343,473
V2	11,9	1,3191	337,555
V3	15,35	0,6302	181,742
V4	18,8	0,5793	172,606
V5	22,25	0,6015	181,490
V6	25,7	0,5569	173,886
V7	29,15	0,5840	183,953
V8	32,6	0,5467	178,187
V9	36,05	0,5788	189,453
V10	39,5	0,5492	185,585
V11	42,95	0,5858	197,884
V12	46,4	0,5634	195,793
V13	49,85	0,6036	208,864
V14	53,3	0,5876	208,334
V15	56,75	0,6304	221,893
V16	60,2	0,6199	222,680
V17	63,65	0,6644	236,483
V18	67,1	0,6586	238,370
V19	70,55	0,7042	252,243
V20	74	0,7026	255,079
Total			4365,554

3.3.2 Pertes de tensions dues au recule des ancrages

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit toujours un léger raccourcissement g .

- faible dans le cas des ancrages par calage ou vissage ; g de l'ordre de **2 mm**, est alors la conséquence de la déformation du corps d'ancrage et du tassement des cales ou des filets;
- plus important dans le cas des ancrages par coincement : les torons et les clavettes subissent un déplacement vers l'intérieur de la pièce qui peut atteindre **6 mm**

Son influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance d de celui-ci à partir duquel la tension demeure inchangée

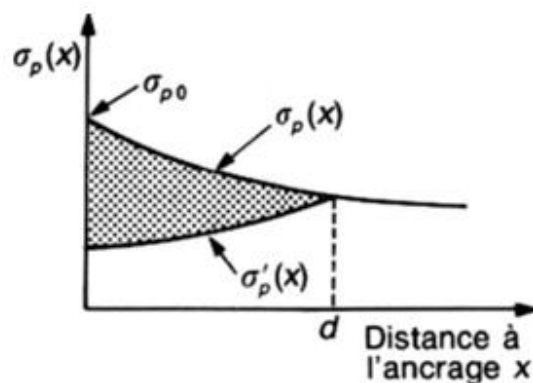


Fig 3.5. Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin

Avec :

$$d = \sqrt{\frac{g E_p}{p}}$$

Avec :

- g : Intensité du recule d'ancrage elle est égale à 0.006mm.
- E_p : Module d'élasticité des aciers : $E_p=190000$ Mpa.
- l : Longueur horizontale d'un demi câble.

$$P = \sigma_{p0} \left(\frac{\mu\theta}{l} + k \right) \text{ et } K = \frac{\mu\theta}{l} + k$$

Les pertes dues au recule d'ancrage sont :

$$\Delta\sigma_{ranc} = 2 K d$$

Pour $k=0.004 \text{ m}^{-1}$, $\mu=0.19$ et $\sigma_{p0}=1476 \text{ Mpa}$

NV	x (m)	Dévi- ation angulaire totale θ (rad)	K	d (m)	$\Delta\sigma_{ranc}$ (Mpa)
V1	8,45	1,3603	0,0346	4,7255	0,3269
V2	11,9	1,3191	0,0251	5,5515	0,2783
V3	15,35	0,6302	0,0118	8,0903	0,1909
V4	18,8	0,5793	0,0099	8,8528	0,1745
V5	22,25	0,6015	0,0091	9,1942	0,1680
V6	25,7	0,5569	0,0081	9,7545	0,1584
V7	29,15	0,5840	0,0078	9,9469	0,1553
V8	32,6	0,5467	0,0072	10,3670	0,1490
V9	36,05	0,5788	0,0071	10,4663	0,1476
V10	39,5	0,5492	0,0066	10,7836	0,1432
V11	42,95	0,5858	0,0066	10,8247	0,1427
V12	46,4	0,5634	0,0063	11,0661	0,1396
V13	49,85	0,6036	0,0063	11,0717	0,1395
V14	53,3	0,5876	0,0061	11,2572	0,1372
V15	56,75	0,6304	0,0061	11,2425	0,1374
V16	60,2	0,6199	0,0060	11,3870	0,1357
V17	63,65	0,6644	0,0060	11,3615	0,1360
V18	67,1	0,6586	0,0059	11,4756	0,1346
V19	70,55	0,7042	0,0059	11,4450	0,1350
V20	74	0,7026	0,0058	11,5358	0,1339
Total					3.264

3.3.3 Pertes par déformation instantanée du béton

Toute action permanente j appliquée à une date t_j postérieurement à la mise en tension et à l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte $\Delta\sigma_c(t)$.

On peut admettre une valeur moyenne ΔP_{el} dans chaque armature :

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Où :

$\Delta\sigma_c(t)$ est la variation de contrainte au centre de gravité des armatures à l'instant t

j est un coefficient égal à

$(n-1)/2n$ avec n , nombre d'armatures identiques mises successivement en tension. De manière approchée, on peut prendre $j = 1/2$

- 1 pour les variations dues aux actions permanentes appliquées après la mise en précontrainte.

Avec :

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

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

P : Effort de précontrainte

NV	M MN.m	S (m ²)	I (m ⁴)	e (m)	P (MN)	$\Delta\sigma_c(t)$ (Mpa)	ΔP_{el} (Mpa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (Mpa)	
V1	0,963	15,4475	161,4565	3,623	15,5224	2,2452	6,0559	6,056	
V2	-4,604	14,6405	132,3110	3,305	12,4179	1,9885	5,3635	5,363	
V3	-12,030	14,1162	115,2084	3,099	12,4179	2,2382	6,0370	349,837	
V4	-22,400	13,6183	100,2662	2,903	12,4179	2,6037	7,0230	344,857	
V5	-35,739	13,1469	87,2511	2,717	9,3134	2,6092	7,0377	188,970	
V6	-52,077	12,7021	75,9497	2,542	6,2089	2,7597	7,4437	180,224	
V7	-71,456	12,2837	66,1678	2,377	3,1045	3,0846	8,3201	189,978	
V8	-93,923	11,8918	57,7293	2,223	6,2089	4,6693	12,5946	186,639	
V9	-119,534	11,5264	50,4753	2,079	9,3134	6,5277	17,6073	201,715	
V10	-148,355	11,1875	44,2628	1,945	15,5224	9,2338	24,9063	203,243	
V11	-180,457	10,8751	38,9641	1,822	18,6268	11,7387	31,6629	221,263	
V12	-215,921	10,5892	34,4656	1,709	24,8358	15,1609	40,8934	226,622	
V13	-254,836	10,3298	30,6672	1,607	31,0447	18,9771	51,1868	249,213	
V14	-297,298	10,0969	27,4809	1,516	37,2536	23,1997	62,5765	258,509	
V15	-343,413	9,8905	24,8306	1,434	46,5671	28,4030	76,6112	285,614	
V16	-393,293	9,7106	22,6508	1,363	52,7760	33,4400	90,1976	298,669	
V17	-447,059	9,5572	20,8862	1,303	62,0894	39,4343	106,3661	328,397	
V18	-504,842	9,4303	19,4908	1,253	71,4028	45,7789	123,4792	346,295	
V19	-566,777	9,3299	18,4274	1,213	80,7162	52,4245	141,4043	378,023	
V20	-633,010	9,2560	17,6675	1,184	90,0297	59,3092	159,9745	398,479	
V21	-703,695	9,2085	17,1900	1,166	102,4475	66,9422	180,5630	432,941	
V22	-778,993	9,1876	16,9817	1,157	111,7609	74,0755	199,8034	455,017	
Total							1367,108	5735,925	

Le pourcentage des pertes instantanées sont égales à :

$$P\% = \frac{5735,925}{40 \times 1476} = 09.72 \%$$

3.4. Perte de précontrainte différées des armatures de précontrainte du fait de fluage, du retrait et de la relaxation, ΔP_{c+s+r}

Une méthode simplifiée pour évaluer les pertes différées à l'abscisse x sous charges permanentes est donnée par :

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]}$$

où :

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ est la valeur absolue de la variation de contrainte dans les armatures à l'abscisse x , à l'instant t du fait du fluage, du retrait et de la relaxation

ε_{cs} est la valeur estimée du retrait, en valeur absolue

E_p est le module d'élasticité de l'acier de précontrainte, voir § 3.3.6 (2) et § 3.3.6 (3)

E_{cm} est le module d'élasticité du béton

$\Delta \sigma_{pr}$ est la valeur absolue de la variation de contrainte dans les armatures à l'abscisse x , à l'instant t , du fait de la relaxation des armatures de précontrainte. Elle est déterminée pour une contrainte $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ qui est la contrainte initiale dans les armatures due à la force de précontrainte initiale et aux actions quasi-permanentes

$\varphi(t, t_0)$ est le coefficient de fluage à l'instant t pour une charge appliquée au temps t_0

$\sigma_{c,QP}$ est la contrainte dans le béton au voisinage des armatures, due au poids propre et à la force de précontrainte initiale ainsi qu'aux autres actions quasi-permanentes le cas échéant

A_p est l'aire de la section de toutes les armatures de précontrainte à l'abscisse x

A_c est l'aire de la section droite du béton

I_c est le moment d'inertie de la section de béton

Z_{cp} est la distance entre le centre de gravité de la section de béton et les armatures de précontrainte.

3.4.1 Déformation totale de retrait à l'âge t , (ϵ_{cs})

L'article 3.1.4 de la norme EN 1992-1-1 définit le retrait à prendre en compte dans les calculs comme la somme de deux retraits :

-le retrait de dessiccation,

- le retrait endogène.

La déformation totale de retrait ϵ_{cs} est égale à :

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Où :

ϵ_{cs} est la déformation totale de retrait

ϵ_{cd} est la déformation due au retrait de dessiccation

ϵ_{ca} est la déformation due au retrait endogène

La valeur finale du retrait de dessiccation, $\epsilon_{cd, \infty}$, est égale à $k_h \times \epsilon_{cd,0}$. $\epsilon_{cd,0}$ peut être lu dans le Tableau 3.2 de EN 1992-1-1 : 2004 (F) (valeurs moyennes probables, avec un coefficient de variation de l'ordre de 30%).

Tableau 3.2 : Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné $\epsilon_{cd,0}$ (en ‰) pour le béton avec des ciments CEM de classe N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidité Relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

✚ L'évolution du retrait de dessiccation avec le temps est donnée par :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0}$$

Où :

k_h est un coefficient dépendant du rayon moyen h_0 , conformément au Tableau 3.3

Tableau 3.3 : Valeurs de k_h

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}}$$

Où :

t est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours

t_s est l'âge du béton (jours) au début du retrait de dessiccation (ou gonflement).

Normalement, ceci correspond à la fin de la cure.

h_0 est le rayon moyen (mm) de la section transversale $h_0 = 2Ac/u$

Pour $t = 42$ jours, $t_s = 05$ jours, RH=60 % et $\varepsilon_{cd,0} = 0.38$

x (m)	Périmètre u (m)	Rayon moyen h_0 (m)	Coeff k_h	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$
0	71,822	430,161	0.75	0,093940407	0,026773016
5	69,688	420,176	0.75	0,096982045	0,027639883
8,45	68,301	413,353	0.75	0,099153928	0,02825887
11,9	66,984	406,614	0.75	0,101378231	0,028892796
15,35	65,737	399,985	0.75	0,103646703	0,02953931
18,8	64,560	393,493	0.75	0,105949223	0,030195528
22,25	63,454	387,169	0.75	0,108273663	0,030857994
25,7	62,417	381,041	0.75	0,1106058	0,031522653
29,15	61,451	375,142	0.75	0,112929267	0,032184841
32,6	60,555	369,502	0.75	0,115225588	0,032839293
36,05	59,728	364,153	0.75	0,117474288	0,033480172
39,5	58,972	359,127	0.75	0,119653106	0,034101135
42,95	58,286	354,453	0.75	0,121738317	0,03469542
46,4	57,670	350,162	0.75	0,123705165	0,035255972
49,85	57,124	346,282	0.75	0,125528413	0,035775598
53,3	56,648	342,839	0.75	0,127182988	0,036247152
56,75	56,243	339,857	0.75	0,128644709	0,036663742
60,2	55,907	337,358	0.75	0,12989106	0,037018952
63,65	55,641	335,359	0.75	0,130901978	0,037307064
67,1	55,446	333,875	0.75	0,131660593	0,037523269
70,55	55,320	332,917	0.75	0,132153892	0,037663859
74	55,265	332,493	0.75	0,132373249	0,037726376

✚ La déformation due au retrait endogène est donnée par :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Expression dans laquelle :

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \text{ pour } f_{ck}=40 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,000075 \text{ mm}$$

et

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \text{ pour } t=42 \text{ jours} \rightarrow \beta_{as}(t) = 0,726416428$$

x (m)	$\varepsilon_{ca}(\infty)$	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$	$\varepsilon_{cs}(t)$
0	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,026827497
5	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,027694364
8,45	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,028313351
11,9	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,028947277
15,35	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,029593792
18,8	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,03025001
22,25	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,030912475
25,7	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,031577134
29,15	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,032239322
32,6	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,032893774
36,05	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,033534653
39,5	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,034155617
42,95	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,034749902
46,4	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,035310453
49,85	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,035830079
53,3	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,036301633
56,75	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,036718223
60,2	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,037073433
63,65	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,037361545
67,1	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,03757775
70,55	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,03771834
74	0,000075	0,726416428	5,44812E-05	0,037780857

3.4.2 coefficients de fluage, définissant le fluage entre les temps t et t_0 , $\varphi(t, t_0)$

Le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ peut être calculé à partir de :

$$\varphi(t, t_0) = \Phi_0 \beta_c(t, t_s)$$

Où :

$\Phi_0 = 1.5$ Mpa est le coefficient de fluage conventionnel

$\beta_c(t, t_s)$ est un coefficient tenant compte du développement du fluage avec le temps après chargement.

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

- des différentes phases de construction qui se traduisent par l'application de nouvelles charges permanentes ;
- des pertes différées de toute nature qui entraînent une évolution progressive de la tension dans les câbles.

Les pertes $\Delta\sigma_{fl}(t)$ dans les armatures précontraintes par post-tension, du fait du fluage, peuvent être estimées au moyen de l'expression :

$$\Delta\sigma_{fl}(t) = 2.5 \sigma_{c,QP} \frac{E_p}{E_{cm}} \text{ soit environ } \Delta\sigma_{fl}(t) = 15 \sigma_{c,QP}$$

Avec :

$$\sigma_{c,QP} = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Pour $E_p=190000$ Mpa, $E_{cm}=35220.462$ Mpa,

NV	$\sigma_{c,QP}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{fl}(t)$ (Mpa)
V1	2,2452	30,279
V2	1,9885	26,817
V3	2,2382	30,185
V4	2,6037	35,115
V5	2,6092	35,189
V6	2,7597	37,219
V7	3,0846	41,601
V8	4,6693	62,973
V9	6,5277	88,036
V10	9,2338	124,531
V11	11,7387	158,314
V12	15,1609	204,467
V13	18,9771	255,934
V14	23,1997	312,882
V15	28,4030	383,056
V16	33,4400	450,988
V17	39,4343	531,830
V18	45,7789	617,396
V19	52,4245	707,022
V20	59,3092	799,873
V21	66,9422	902,815
V22	74,0755	999,017

3.4.3 Perte par relaxation des armatures de précontrainte $\Delta\sigma_{pr}$

La perte par relaxation peut être définie comme le rapport, en %, de la variation de la contrainte sur la contrainte initiale. Selon la classe de relaxation des armatures de précontrainte, une expression suivante peut être utilisée :

$$\frac{\Delta_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Où :

Δ_{pr} est la valeur absolue des pertes de précontrainte par relaxation

σ_{pi} dans le cas de la précontrainte par post-tension, est la valeur absolue de la contrainte initiale, dans le cas de la précontrainte par pré-tension, est la contrainte à l'origine moins les pertes instantanées se produisant au cours du processus de mise en tension

t est le temps après la mise en tension

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, avec f_{pk} valeur caractéristique de la résistance en traction de l'acier de précontrainte

ρ_{1000} est la valeur de la perte par relaxation (en %), 1000 heures après la mise en tension, à une température moyenne de 20°C,

Les valeurs à long terme (finales) des pertes par relaxation peuvent être estimées à un temps t égal à 500 000 heures (soit 57 ans environ)

Avec :

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

Pour $t=1000$ heures,

x (m)	Nb de câbles	Section (m ²)	$\Delta\sigma_{inst}$ (Mpa)	σ_{pi} (Mpa)	μ	$\Delta_{pr}(1000^h)$ (Mpa)	$\Delta_{pr}(500000^h)$ (Mpa)	ΔP_{c+s+r} (Mpa)
8,45	2	0,0057	349,84	1126,16	0,61	181,140	19153,205	29,991
11,9	2	0,0057	344,86	1131,14	0,61	185,163	19578,631	30,684
15,35	2	0,0057	188,97	1287,03	0,69	355,090	37546,235	31,899
18,8	2	0,0057	180,22	1295,78	0,70	367,438	38851,786	32,550
22,25	2	0,0057	189,98	1286,02	0,69	353,688	37397,985	33,200
25,7	2	0,0057	186,64	1289,36	0,69	358,351	37890,957	35,388
29,15	2	0,0057	201,72	1274,28	0,69	337,669	35704,138	39,263
32,6	2	0,0057	203,24	1272,76	0,68	335,626	35488,177	47,054
36,05	2	0,0057	221,26	1254,74	0,67	312,248	33016,223	55,967
39,5	2	0,0057	226,62	1249,38	0,67	305,551	32308,105	70,113
42,95	2	0,0057	249,21	1226,79	0,66	278,570	29455,199	87,745
46,4	2	0,0057	258,51	1217,49	0,65	268,045	28342,356	108,934
49,85	2	0,0057	285,61	1190,39	0,64	239,212	25293,640	136,705
53,3	2	0,0057	298,67	1177,33	0,63	226,278	23926,026	164,804
56,75	2	0,0057	328,40	1147,60	0,62	199,014	21043,118	199,400
60,2	2	0,0057	346,30	1129,70	0,61	183,993	19454,922	237,019
63,65	2	0,0057	378,02	1097,98	0,59	159,766	16893,237	277,230
67,1	2	0,0057	398,48	1077,52	0,58	145,666	15402,272	319,593
70,55	2	0,0057	432,94	1043,06	0,56	124,375	13151,107	367,248
74	2	0,0057	455,02	1020,98	0,55	112,233	11867,159	412,321
Total								2717,107

Le pourcentage des pertes différées sont égales à :

$$P\% = \frac{2717.107}{40 \times 1476} = \mathbf{04.60\%}$$

3.5. Principe de la stabilité des fléaux

Dans la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer et de vérifier la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre près des culées.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile pendant la construction. Pour limiter ce risque, deux types de situations sont à envisager :

- **une situation normale de construction** alors que :
 - soit le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, d'un vent ascendant modéré sur l'un des demi fléaux et des charges de chantier (appelées aussi charges de construction dans l'EC1) ;
 - soit le fléau comporte le même nombre de voussoirs à gauche et à droite, mais est en déséquilibre sous l'effet du vent de tempête (ou caractéristique) ascendant sur l'un des demi fléaux et des charges de chantier ;
- **une situation accidentelle** qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

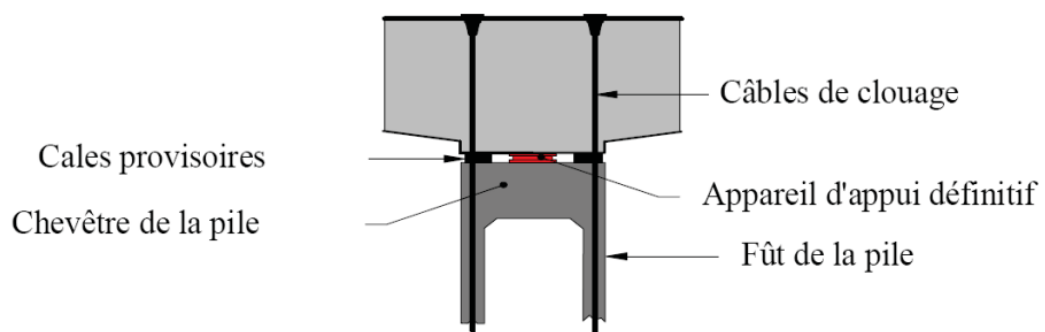


Fig 3.6. Dispositifs de stabilité des fléaux

On étudie 4 combinaisons d'actions dans la première situation (A1 à A4) et une seule dans la situation accidentelle (B).

Les combinaisons d'actions à utiliser doit être justifier à l'état limite ultime de résistance (**ELUR**).

Tous les calculs d'efforts seront faits par rapport à l'axe de la pile.

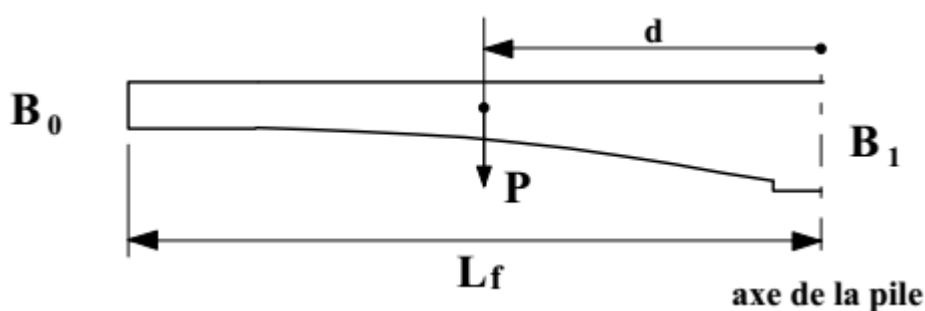
3.5.1. - Actions à prendre en compte

3.5.1.1 - Charges permanentes

Il s'agit du poids G_{nv} du fléau composé de n_v voussoirs, calculé avec un poids volumique γ de 25 KN/m³.

Les vérifications se font en fin de construction, avant ou après le bétonnage du dernier voussoir selon les situations considérées. Il faut donc calculer le poids d'un demi fléau avec le nombre maximum de voussoirs (n_v voussoirs) et celui comportant un voussoir de moins (n_v-1 voussoirs).

Si B_1 désigne la section sur pile et B_0 la section de clef, si la hauteur du caisson varie paraboliquement et l'épaisseur du hourdis inférieur linéairement, on peut approcher le poids du fléau composé de n voussoirs et la position de son centre de gravité par les formules de **G.M. KRAWSKY** :



Pour un demi fléau de n_v voussoirs de L_f mètres de longueur :

$$P = (B_1 + 2 B_0) \gamma L_f / 3$$

$$d = [(B_1 + 5 B_0) L_f] / [4 \times (B_1 + 2 B_0)]$$

$$M_g = P \times d$$

Pour $B_1 = 15.4475 \text{ m}$, $B_0 = 9.1865 \text{ m}$ et $L_f = 74 \text{ m}$ $\gamma = 0.025 \text{ MN/m}^3$

$$G_{nv}=P=20.856 \text{ MN} \quad d=33.575 \text{ m} \quad \text{et} \quad M_g=700.244 \text{ MN.m}$$

Pour le calcul d'un fléau composé de $n_v - 1$ voussoirs (G_{nv-1}), on retranchera de P ou de M_g le poids ou le moment du dernier voussoir en supposant qu'il est de section constante et égale à B_0 .

$$G_{nv-1} = (B_1 + 2 B_0) \gamma L_f / 3 - (B_0 \times \gamma \times l_v)$$

Donc pour $B_0 = 9.1865 \text{ m}$, $l_v = 3.450 \text{ m}$ et $L_f = 74 - 3.450 = 70.55 \text{ m}$

$$G_{nv-1} = 20.064 \text{ MN} ; d = 32.010 \text{ m} \rightarrow M_g = 642.234 \text{ MN.m}$$

La réaction de poids propre du fléau est à son poids, valeur à laquelle il faut ajouter le poids de l'entretoise sur pile, des bossages, déviateurs et pièces annexes. Dans notre projet, le poids de l'entretoise est de 0.05 MN , tandis que celui des bossages, déviateurs et pièces annexes sera négligé.

3.5.2 - Charges variables

3.5.2.1 - Charges de construction connues (Q_{cc})

Il s'agit du poids de l'équipage mobile $Q_{cc} = P_{em}$ dont la valeur est de 0.4 MN suivant la longueur des voussoirs, et la largeur du tablier. Dans notre projet, cette charge s'applique à une distance $d_{ex} = 1,50 \text{ m}$ de l'extrémité du voussoir en cours de bétonnage.

Pour $d = L_f - 1.50 = 74 - 1.5 = 72.5 \text{ m}$ et $P_{em} = 0.4 \text{ MN} \rightarrow M_{P_{em}} = 29 \text{ MN}$

3.5.2.2 - Charges de construction aléatoires (Q_{ca} et Q_{cb})

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise :

- une action Q_{ca} qui représente les charges dues au personnel d'exécution, à l'encadrement, aux visiteurs, ainsi qu'à un équipement de chantier léger. Cette action est équivalente à une charge q_{ca} de 1 KN/m^2 répartie sur le demi fléau situé du côté du déséquilibre. Dans

certaines situations cette charge pourra être réduite par un coefficient ψ_0 . Elle s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile ;

- une action Q_{cb} qui correspond aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), qui peuvent être déplacées. Ces charges sont modélisées par :

- une charge répartie q_{cb} de $0,2 \text{ kN/m}^2$ sur un demi-fléau, appliquée comme précédemment ;

- une charge concentrée F_{cb} de 100 kN appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé.

Pour la largeur de tablier $L=13 \text{ m}$ et $L_f=74 \text{ m}$

$$Q_{cab}=(13 \times 1200 \times 74) \times 10^{-6}=1.154 \text{ MN}$$

3.5.2.3.a - Charges de construction globale (Q_c)

Dans les différentes combinaisons d'actions A1 à A4 et B, on groupe les charges de construction sous l'appellation Q_c qui peut prendre 2 valeurs :

- une action Q_c qui groupe les actions Q_{ca} , Q_{cb} et Q_{cc} sans aucune pondération, soit $Q_c = Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}$;

- une action Q_{cR} (ou Q_c réduite) telle que $Q_{cR} = 0,2 \cdot Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}$.

Pour la largeur de tablier $L=13 \text{ m}$ et $L_f=74 \text{ m}$

$$Q_{cR}=(200 \times 13 \times 74) \times 10^{-6}=0.192 \text{ MN}$$

Suivant les situations (voir plus loin) on utilisera l'une ou l'autre de ces actions.

3.5.2.3.b - Effet d'un vent ascendant

L'effet du vent ascendant (F_w) est équivalent à une charge uniforme d'intensité q_w qui est répartie sous le demi fléau du côté opposé au déséquilibre.

On considère, en général, que cette charge répartie s'applique à un demi fléau, longitudinalement depuis l'extrémité de l'équipage mobile, jusqu'à la file de cales provisoires située du même côté, et sur une largeur égale à celle du hourdis supérieur du

caisson.

pour l'équilibre statique du fléau, deux valeurs de l'intensité du vent sont à considérer :

- le vent caractéristique F_{wk} (appelé aussi « de tempête ») dont l'intensité est égale à $q_{wk} = 1,00 \text{ KN/m}^2$;
- le vent compatible avec l'exécution du fléau (et donc le bétonnage des voussoirs) F_{w*} dont l'intensité est $q_{w*} = 0,20 \text{ KN/m}^2$

Pour la largeur de tablier $L=13 \text{ m}$; $lv=3.450 \text{ m}$ et $L_f=74 \text{ m}$

$$F_{wk} = (1000 \times 13 \times (74-3.450) / 2) \times 10^{-6} = 0.943 \text{ MN}$$

$$F_{w*} = (200 \times 13 \times (74-3.450) / 2) \times 10^{-6} = 0.189 \text{ MN}$$

3.5.3 - Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipement mobile vide, ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (A_d) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Si la totalité de l'équipage chute, Cela revient à inverser le sens de P_{em} sur ce fléau ($A_d = - P_{em} = 0.4 \text{ MN}$).

Action en valeur probable	Effort vertical (MN)	Bras de levier (m)	Moment (MN.m)
Poids 1/2 fléau nv voussoirs	20,856	33,575	700,244
Poids 1/2 fléau nv-1 voussoirs	20,064	-32,010	-642,234
Poids de l'entretoise	0,05		
Effet du vent compatible F_{w*}	0,189	37,5	7,069
Effet du vent de tempête F_{wk}	0,943	37,5	35,344
Qcc : équipage position nv	0,4	72,5	29,000
qcab : charge répartie	1,154	37	42,713
qcabr: charge répartie réduite	0,192	37	7,119
Fcb : charge concentrée	0,1	70,55	7,055

Tableau 3.9. Récapitulation des efforts pour la stabilité du fléau

3.6. - Combinaisons d'actions

3.6.1 - Combinaisons en construction (type A)

On distingue deux situations, avec pour chaque deux combinaisons d'actions.

Situation normale de construction : combinaisons A1 et A2

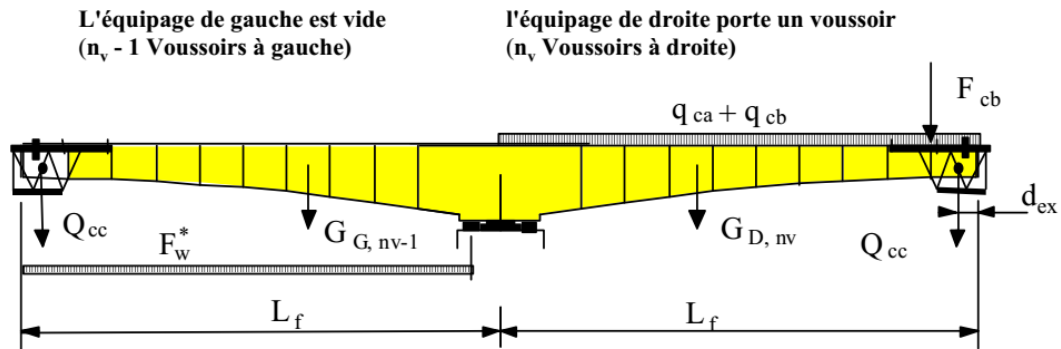
On considère que l'on a achevé $n_v - 1$ voussoirs sur chacun des demi fléau. On avance alors les deux équipages mobiles en position de bétonnage des deux derniers voussoirs et on bétonne le dernier voussoir de droite. On étudie alors le déséquilibre sous le poids de ce dernier voussoir, des charges de construction Q_c et du vent compatible F_w^* .

Les deux combinaisons sont les suivantes :

$$A1: 1,35 G_{D, nv} + 1,30 G_{G, nv-1} + 1,35 Q_c + 1,35 F_w^*$$

$$A2: 1,02 G_{D, nv} + 0,98 G_{G, nv-1} + 1,35 Q_c + 1,50 F_w^*$$

$G_{D, nv}$ et $G_{G, nv-1}$ désignent respectivement le poids propre du demi fléau de droite avec n_v voussoirs et celui du demi fléau de gauche avec $n_v - 1$ voussoirs.



Situation de construction avec vent de tempête : combinaisons A3 et A4

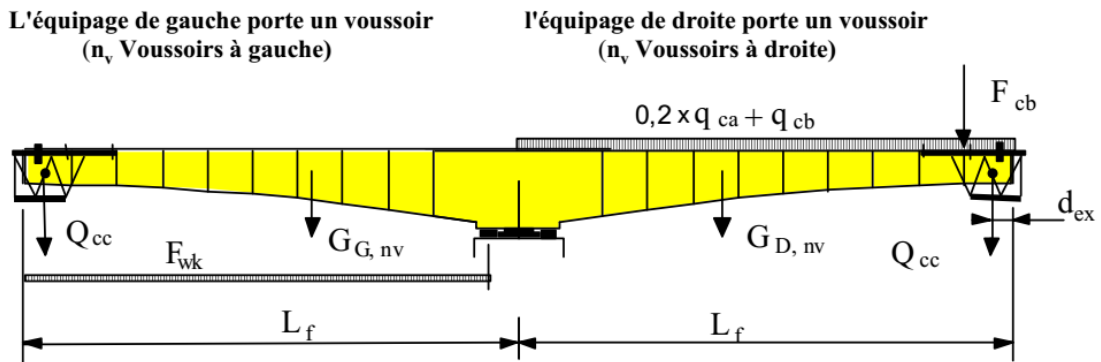
Sous vent caractéristique F_{wk} (ou vent de tempête), le chantier est arrêté et le fléau est mis en sécurité (charges les plus symétriques possibles). La situation la plus défavorable est obtenue lorsque que tous les voussoirs sont achevés sur chaque fléau (n_v voussoirs sur chaque demi fléau). Dans cette situation, les charges Q_{ca} (personnels, visiteurs et matériels légers) sont réduites par un coefficient 0,20. Les charges de chantiers sont alors réduites à Q_{cR}

Les deux combinaisons à étudier sont les suivantes :

$$A3: 1,35 G_{D, nv} + 1,30 G_{G, nv} + 1,35 Q_{cR} + 1,35 F_{wk}$$

$$A4: 1,02 G_{D, nv} + 0,98 G_{G, nv} + 1,35 Q_{cR} + 1,50 F_{wk}$$

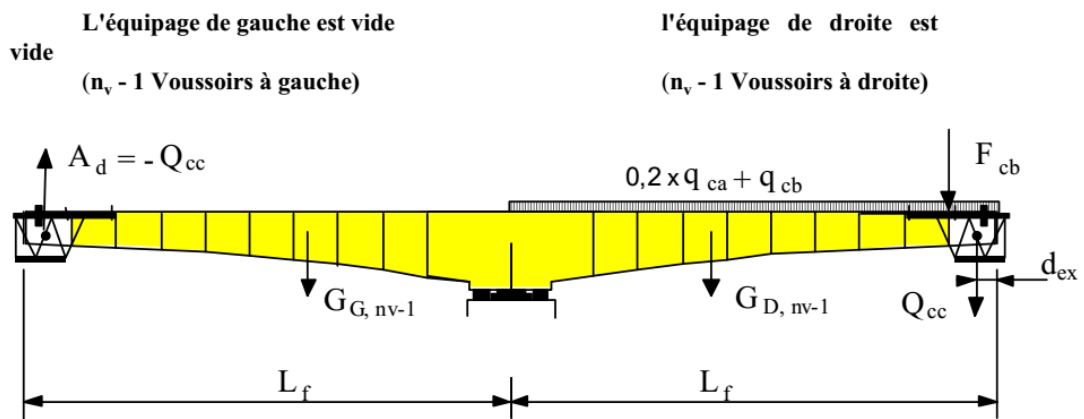
$G_{D, nv}$ et $G_{G, nv}$ désignent respectivement le poids propre du demi fléau de droite et de gauche avec n_v voussoirs.



3.6.2 - Combinaison accidentelle (type B)

Situation accidentelle de chute d'un équipage vide : le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires, mais la surtension des câbles de clouage est limitée.

B: $G_{D, nv-1} + G_{G, nv-1} + Q_{Ad} + Q_{cR}$



Combinaisons d'actions	Effort vertical (MN)	Bras de levier (m)	Moment (MN.m)
Combinaison A 1	57.308	3.216	184.330
Combinaison A 2	44.005	3.613	159.002
Combinaison A 3	54.941	3.215	176.625
Combinaison A 4	42.656	3.547	151.297
Combinaison B	40.920	1.764	72.174

Tableau 3.10. sommaire des combinaison d'action pour la stabilité du fléau

3.7 - Calcul du nombre de câbles

On appelle M et N les sollicitations résultantes des combinaisons de type A et B. On calculera M et N pour les cinq combinaisons A₁, A₂, A₃, A₄ et B.

On note E la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire, E_c la distance entre files de câbles de clouage et D la distance entre un câble et la file de cale opposée.

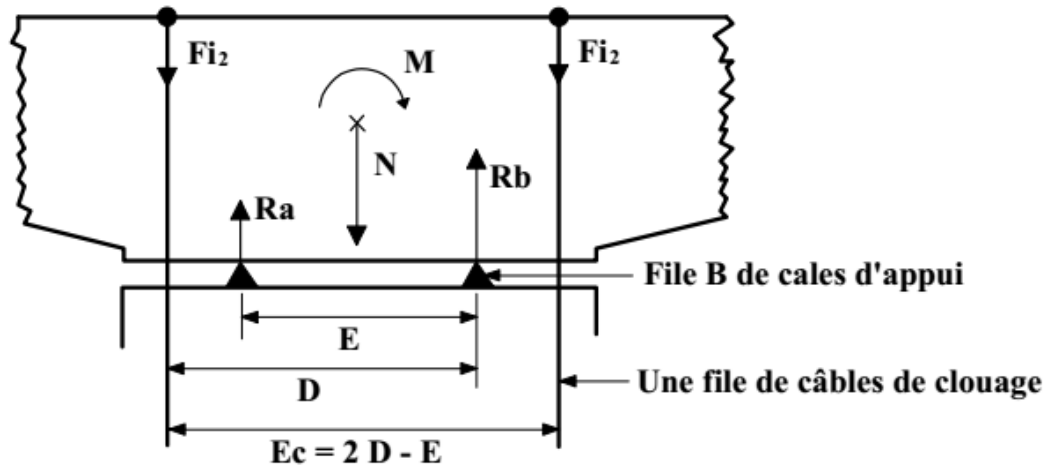


Fig3.7. Géométrie du système de clouage

Pour notre projet, on adaptera les valeurs de E et de D aux dimensions du voussoir de pile et à la tête de pile.

On adopte : E=3.00 m et E_c=4.00 m

On a : $D = (E_c + E) / 2$ et $D \geq E$

Donc $D = (3+4) / 2 = 3.5$ m

On doit faire une vérification :

- $M/N < E / 2$, le fléau ne risque pas de basculer ;

- $M / N > E / 2$, Le fléau bascule

Pour M=743.428 MN.m et N=239.83 MN

$M/N = 743.428 / 239.83 = 3.099 > E/2 = 1.5 \rightarrow$ il y a un risque de basculement.

Donc ou $M / N > E / 2$, Le fléau bascule, et la surtension des câbles de clouage doit rétablir l'équilibre.

On appliquera la méthode suivante, qui consiste à écrire l'équilibre des efforts appliqués au voussoir de pile, lorsqu'il tourne d'un angle $d\alpha$ autour d'une file de cale, et que les câbles s'allongent où se raccourcissent. Les câbles de gauche atteignent leur limite F_{ul} :

$$F_g = F_i + \Delta T_g = F_{ul} \quad (1)$$

$$F_d = F_i - \Delta T_d \quad (2)$$

$$-F_g D - \frac{NE}{2} + M + F_d (D - E) = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\Delta T_g}{\Delta T_d} = \frac{D}{(D - E)} \quad (4)$$

$$Rb - F_g - F_d - N = 0 \quad (5)$$

F_g et F_d désignent les tensions dans chaque file de câbles, F_i leur force initiale, F_{ul} leur force maximum à l'ELU, ΔT_g et ΔT_d les surtension et sous-tension de chaque file de câbles.

On tire F_g et F_d en fonction de F_{ul} et F_i des équations, (1) ;(2) et (3), et (5), on reporte dans (4). On sait aussi que :

$$F_{ul} = S \times f_{p0,1k} / \Gamma_p$$

$$F_i = S \times (1 - p) \times \sigma_{p,max}$$

Avec :

P : pourcentage de perte pris ici à 20 %

S : Section totale des câbles d'une file

$$\sigma_{p,max} = \min (0,80 f_{pk} ; 0,90 f_{p0,1k})$$

f_{pk} : Résistance caractéristique à la traction

$f_{p0,1k}$: Limite d'élasticité conventionnelle à 0.1%

$\Gamma_p = 1,15$: Pour les combinaisons A1, A2, A3, A4

$\Gamma_p = 1,00$: Pour la combinaison B

On considère ici la valeur probable de la précontrainte car on est à l'ELU.

On en déduit :

$$S = (N \cdot E / 2 - M) D / K$$

Avec

$$K = [0,8 \times \sigma_{p, \max} (2 D - E) (D - E)] - [(f_{p0,1k} / \Gamma_p) (D_2 + (D - E)^2)]$$

On adopte des câbles de type 19T15, la section de ces dernières est 2850 mm² ;

Pour $f_{pk} = 1860$ Mpa ; $f_{p0,1k} = 1640$ Mpa ; $\sigma_{p, \max} = 1476$ Mpa ; $E = 3$ m ; $D = 3.5$

Combinaisons d'actions	K	Section calculée des câbles d'une file	Nombre de câble d'une file
Combinaison A 1	-15464,487	22263	8
Combinaison A 2	-15464,487	21047	7
Combinaison A 3	-15464,487	21323	7
Combinaison A 4	-15464,487	19761	7
Combinaison B	-18138,400	2083	1

Tableau 3.11. Dimensionnement des câbles de stabilité par file

On retient le nombre $n=8$ maximum résultant des calculs des 5 combinaisons (en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur) et on dimensionne ensuite les cales des files A et B.

3.7.1 - Calcul de la surface des cales

Comme le béton des cales et celui du chevêtre de la pile sont frettés, sa résistance en compression à l'ELU f_{cd} peut être augmentée. On la note f_{clim} . La surface des cales est donc telle qu'elles soient comprimées à f_{clim} sous la réaction maximum R_b . L'Eurocode 2 donne deux méthodes pour calculer f_{clim} selon que le béton est considéré comme confiné (article 3.19) ou simplement soumis à une charge localisée (article 6.7).

Avec un frettage raisonnable, on atteint facilement la contrainte limite suivante :

$$f_{clim} = 2,00 \times f_{cd} = 2,00 \times f_{ck} / \Gamma_c$$

Avec :

$$f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\Gamma_c = 1,50 \text{ pour les combinaisons de type A}$$

$$\Gamma_c = 1,20 \text{ pour la combinaison de type B}$$

Donc :

$$f_{clim} = 53.333 \text{ Mpa pour les combinaisons de type A}$$

$$f_{clim} = 66.667 \text{ Mpa pour la combinaison de type B}$$

On calcule R_b pour les cinq combinaisons A₁, A₂, A₃, A₄ et B₂.

On vérifie tout d'abord qu'il y a bien décolllement du fléau avec le nombre de câbles n déterminés précédemment. Pour cela on calcule R_a et R_b comme si le fléau ne décollait pas :

$$R_a = N / 2 - M / E + F_i$$

$$R_b = N / 2 + M / E + F_i$$

Avec :

$$F_i = n \cdot s \cdot (1 - 0,20) \times \sigma_{p, max}$$

$$S_c = R_b / f_{clim}$$

Puis on détermine les dimensions $a \cdot b$ des cales :

$$S_c = k \cdot a \cdot b \text{ avec } k : \text{nombre de cales par ligne}$$

Combinaisons d'actions	F_i (MN)	R_a (MN)	R_b (MN)	Surface totale des cales d'une file (m ²)
Combinaison A 1	26,922	-5,867	117,020	2,194
Combinaison A 2	26,922	-4,076	101,925	1,911
Combinaison A 3	26,922	-4,482	113,268	2,124
Combinaison A 4	26,922	-2,182	98,683	1,850
Combinaison B	6,731	3,133	51,249	0,961

Tableau 3.12. Dimensionnement des cales provisoires

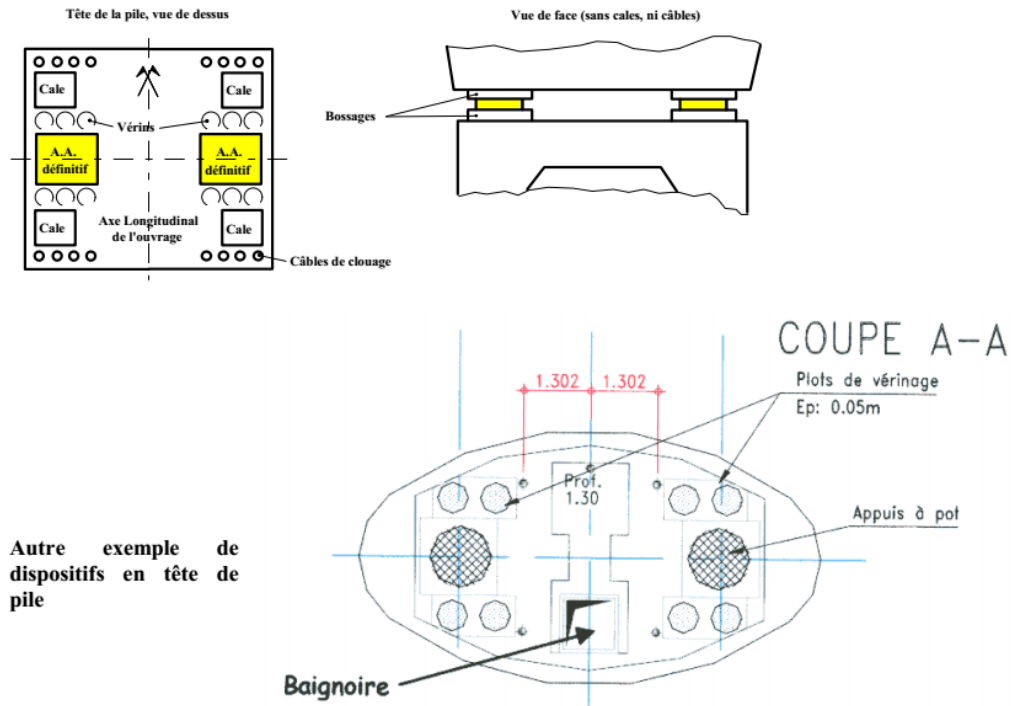
Surface mini : 2.194 m² soit 2 cales de 1.050 x 1.050 m (2.2050 m²)

Les dimensions des cales ainsi déterminées devront être augmentées de 5 centimètres pour l'enrobage des frettes.

3.8 - dispositions pratiques

Les têtes de piles doivent être aménagées pour recevoir :

- les appuis définitifs
- les cales provisoires
- les câbles de stabilité
- les zones de vérinage pour réglage des fléaux, ou changement des appareils d'appuis.



Autre exemple de dispositifs en tête de pile

Fig3.8 Exemple de dispositifs en tête de pile

La surface nécessaire aux appareils d'appui définitifs, de type à pot d'élastomère (ou néoprènes frettés pour de petits ouvrages), se calcule pour une pression de 13 à 15 MPa sous la réaction de poids propre (poids du fléau) et la réaction maximum de charge d'exploitation pondérée par 1,2. La dimension des appareils d'appui définitifs varie de 0,50 x 0,50 mètre pour les ouvrages de petite portée à 1,10 x 1,10 mètre pour les ouvrages de grande portée.

La surface des cales se détermine par stabilité du fléau. De plus, la contrainte uniforme sous poids du fléau ne doit pas excéder environ 15 MPa.

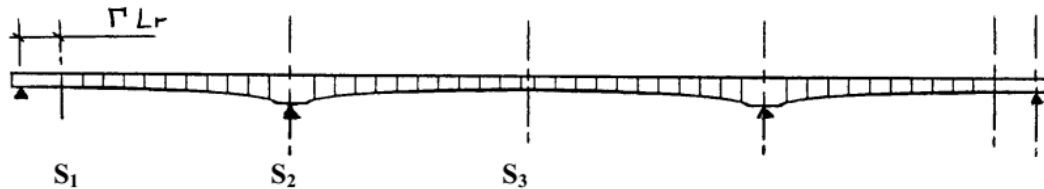
Les vérins doivent pouvoir soulever le fléau. A titre indicatif, des vérins de 500 tonnes ont un diamètre de 40 centimètres. Ils doivent être posés sur les cales métalliques (0,50 x 0,50 m) pour limiter la contrainte sur le béton à 23 MPa.



Fig 3.9. Exemple de vérin de calage

3.9. Calcul de la précontrainte de clavage et des câbles éclisses

Pour la détermination du câblage on se limitera à l'étude des sections ci-dessous. Il s'agit des sections en travée de rive (S_1), sur pile P_1 (S_2) et en travée courante (S_3). La section S_1 se trouve à l'extrémité de la partie coulée sur cintre pour la travée de rive (à une distance $\Gamma \times L_r$ de l'appui sur culée C_0).



Tous les éléments nécessaires à ces calculs sont donnés dans partie précédent : " Calcul de la précontrainte de fléau "

3.9.1 Détermination de la matrice de calcul des moments sur piles

Il s'agit d'un calcul préliminaire à la détermination des efforts. On cherche la matrice $[M]$ telle que les moments sur pile M_i et les chargements sur travées p_i soient reliés par la relation :

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{bmatrix} = [M] \times \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix}$$

3.9.1.1 Coefficients de souplesse et des rotations isostatiques

Pour les poutres d'inertie variable deux méthodes sont utilisables :

On peut utiliser les tables de **MARSAC** pour le calcul de a_i , b_i , c_i , w'_i et w''_i (**coefficients en annexe**).

Pour les travées symétriques, l'utilisation des tables de MARSAC nécessite la connaissance du rapport des inerties des sections à la clef et sur pile. Il faut interpoler en I_0/I_1 entre deux colonnes de la table.

Pour les travées de rive, il faut également interpoler sur le paramètre α qui représente la longueur relative de hauteur constante dans la travée : $\alpha = [L_r - L/2] / L_r$.

$$\alpha = (85 - 150/2) / 85 = 0.1176$$

On peut aussi calculer directement les valeurs des coefficients de souplesse et des rotations par les formules suivantes :

A- Calculs préliminaires

On définit les grandeurs suivantes, utiles pour la suite :

$$A_0(x_1, x_2) = \frac{1}{3} \left(\frac{2x_2^3 + 3x_2}{(1+x_2^2)^{3/2}} - \frac{2x_1^3 + 3x_1}{(1+x_1^2)^{3/2}} \right)$$

$$A_1(x_1, x_2) = \frac{1}{3} \left(-\frac{1}{(1+x_2^2)^{3/2}} - \frac{1}{(1+x_1^2)^{3/2}} \right)$$

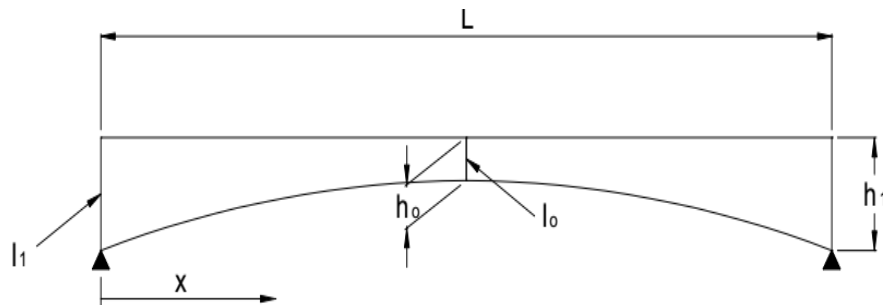
$$A_2(x_1, x_2) = \frac{1}{3} \left(\frac{x_2^3}{(1+x_2^2)^{3/2}} - \frac{x_1^3}{(1+x_1^2)^{3/2}} \right)$$

$$A_3(x_1, x_2) = -\frac{1}{\sqrt{1+x_2^2}} + \frac{1}{\sqrt{1+x_1^2}} + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{(1+x_2^2)^{3/2}} - \frac{1}{(1+x_1^2)^{3/2}} \right)$$

$$\text{Avec } A_n = A_n(0, \sqrt{K}) = A_n(0, 1.20925)$$

$$A_0 = 0,618080162; A_1 = -0,086271089; A_2 = 0,152553929; A_3 = -0,5510068$$

B - Travée courante symétrique de hauteur variant paraboliquement



On considère une loi de variation d'inertie de la forme :

$$I(x) = I_0 \left(1 + k \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right)^{5/2} \text{ Avec}$$

$$k = \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0.4} - 1$$

$$\text{Donc } k = 1.4623$$

$$I(x) = 16.9707 \left(1 + 1.4623 \left(1 - \frac{x}{75}\right)^2\right)^{5/2}$$

-Coefficients de souplesse

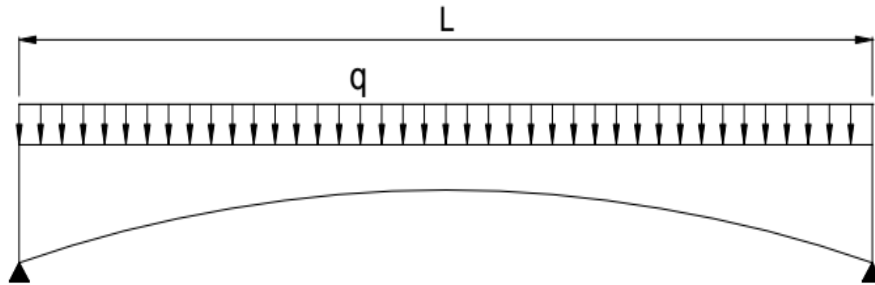
Tous calculs faits, les coefficients de souplesse ont les expressions suivantes :

$$a = c = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{EI} = \frac{1}{6EI_0} \cdot \frac{L(2+K)}{(1+K)^{3/2}}$$

$$b = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{dx}{EI} = \frac{1}{6EI_0} \cdot \frac{L}{\sqrt{1+K}}$$

Pour $L=150$ m, $E=35220.46$ Mpa, $a = c = 3,74676 \times 10^{-5}$, $b = 2,67267 \times 10^{-5}$

-Rotations isostatiques pour une charge uniformément répartie :

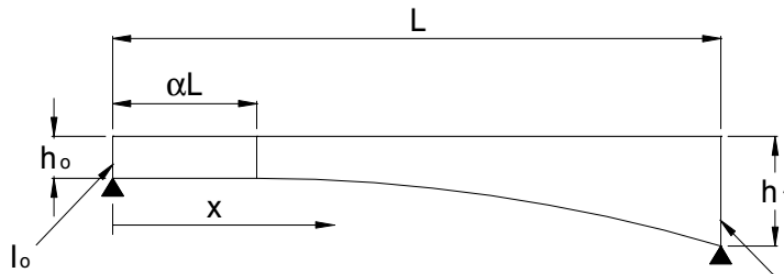


$$\omega' = -\omega'' = -\int_0^L M_{\text{iso}} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{dx}{EI} = -\frac{1}{24EI_0} \cdot \frac{q \cdot L^3}{\sqrt{1+K}}$$

Pour $L=150$ m, $E=35220.46$ Mpa, $q=0.05$ MN/ml, $\omega' = 0,007492899$ rd

$\omega'' = -0,007492899$ rd

C - Travée de rive de hauteur variant paraboliquement



On considère une loi de variation d'inertie de la forme :

$$I(x) = I_0 \left(1 + k \left(\frac{x-\alpha L}{L-\alpha L} \right)^2 \right)^{5/2}$$

$$\text{Avec } k = \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0.4} - 1$$

$$\text{Pour } L_r=85 \text{ m, } \alpha L=10 \text{ m et } k = 1.4623 \quad I(x) = 16.9707 \left(1 + 1.4623 \left(\frac{x-10}{75} \right)^2 \right)^{5/2}$$

Seuls sont indispensables le coefficient c et la rotation

-Coefficients de souplesse :

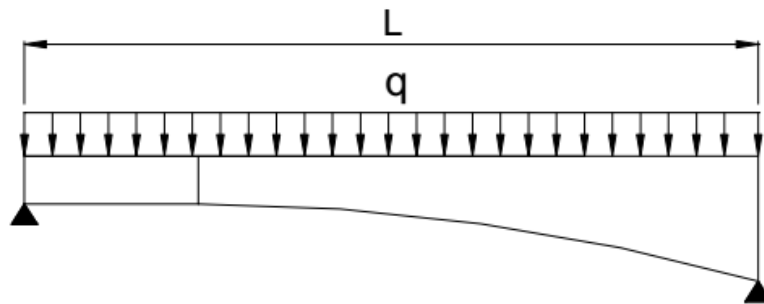
Tous calculs faits, le coefficient de souplesse c a l'expression suivante :

$$c = \int_0^L \left(\frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{EI} = \frac{\alpha^3 L}{3EI_0} + \frac{L(1-\alpha)}{EI_0 \sqrt{K}} \left(\alpha^2 A_0 + \frac{2\alpha(1-\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{(1-\alpha)^2}{K} A_2 \right)$$

$$\text{Avec } A_n = A_n(0, \sqrt{K}) = A_n(0, 1.20925)$$

$$c = 1,3524 \times 10^{-5}$$

-Rotations isostatiques pour une charge uniformément répartie :



$$\omega'' = \frac{cqL^2}{2} - \frac{qL^3(1-\alpha)}{2EI_0 \sqrt{K}} \left(\alpha^3 A_0 + \frac{3\alpha^2(1-\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{3\alpha(1-\alpha)^2}{K} A_2 + \frac{(1-\alpha)^3}{K\sqrt{K}} A_3 \right) - \frac{qL^3 \alpha^4}{8EI_0}$$

$$\text{Avec } A_n = A_n(0, \sqrt{K}) = A_n(0, 1.20925)$$

$$\text{Pour } L_r=85 \text{ m, } E=35220.46 \text{ Mpa, } q=0.05 \text{ MN/ml, } \omega'' = -0,00093036 \text{ rd}$$

3.9.2 Calcul des moments sur piles

Connaissant les coefficients de souplesse et les rotations des différentes travées sous charges uniformes, on utilise les formules des 3 moments pour calculer les moments sur piles. Les résultats sont les suivants :

-Pont symétrique à 3 travées :

$$c_2 = a_2 ; c_1 = a_3 ; a_1 = c_3$$

$$M_1 = \frac{(c_1 + a_2)(\omega'_2 - \omega''_1) - b_2(\omega'_3 - \omega''_2)}{(c_1 + a_2)^2 - b_2^2}$$

$$M_2 = \frac{-b_2(\omega'_2 - \omega''_1) + (c_1 + a_2)(\omega'_3 - \omega''_2)}{(c_1 + a_2)^2 - b_2^2}$$

Pour $L=150$ m, $E=35220.46$ Mpa, $q=0.05$ MN/ml, $\omega'_2 = 0,007492899$ rd

$$\omega''_2 = -0,007492899 \text{ rd}, a_2 = c_2 = 3,74676 \times 10^{-5}, b_2 = 2,67267 \times 10^{-5}$$

$$c_1 = 1,3524 \times 10^{-5}, \omega''_1 = -0,00093036 \text{ rd} \text{ et } \omega'_3 = -\omega''_1 = 0,00093036 \text{ rd}$$

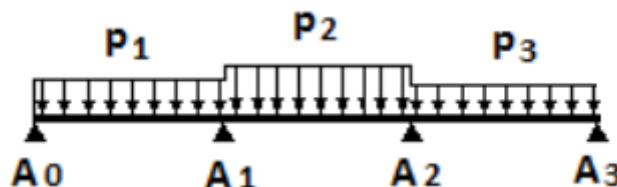
$$M_1=108.38 \text{ MN.m} \text{ et } M_2= 108.38 \text{ MN.m}$$

3.9.3 Détermination de la matrice [M]

Les rotations w'_i et w''_i des différentes travées sont proportionnelles aux charges p_i appliquées. Par identification, on en tire les coefficients de la matrice.

$$\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -509.130 & -1923.327 & 264.667 \\ 264.667 & -1937.327 & -509.130 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix}$$

Les moments M_i représentent les moments sur les appuis i et p_i les chargements des travées i .



Cette matrice servira à calculer les moments sous chargement UDL, et sous l'action du poids des équipements.

3.9.4 Calcul des efforts dans le tablier

A partir des moments hyperstatiques donnés par la matrice précédente, on peut calculer les efforts dans la poutre continue :

Calcul de $M_i(x)$:

Dans la travée i , on a : $M_i(x) = M_{iso,i}(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$

avec :

- x : abscisse locale de la section d'étude dans la travée concernée ;
- $M_{iso,i}(x)$: Moment isostatique dans la section d'étude ;
- M_{i-1} et M_i : Moments hyperstatiques sur les appuis gauche et droite de la travée i ;

Calcul de l'effort tranchant :

Dans la travée i , on a :

$$T_i(x) = \frac{dM_{iso,i}}{dx} + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

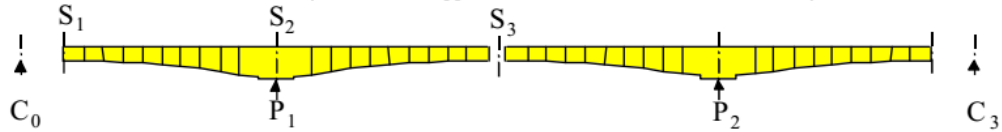
Réactions d'appuis : Au droit de l'appui A_i : $R_i = T_{i+1}(+\varepsilon) - T_i(L_i - \varepsilon)$

3.5.5 Calcul des moments dus au poids propre

Le moment de poids propre est lié au phasage de construction. On additionne les suppléments de moments apportés par chaque phase de construction dans les 3 sections de calcul, pour avoir les moments de poids propre en fin de construction.

Exemple pour un ouvrage à 3 travées :

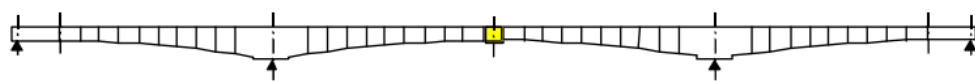
1 - Construction des fléaux (Moment M_{pp} en S_2 , 0 en S_1 et en S_3)



2 - Clavage des travées de rive (Moment supplémentaire M_{pp2} en S_1 , 0 en S_2 et en S_3)



3 - Clavage central (moments négligés partout)



4 - Ouvrage terminé (somme des moments des phases précédentes)



Moments sur appuis	M_0 (MN.m)	M_1 (MN.m)	M_2 (MN.m)	M_3 (MN.m)
Fléaux	0,00	-700,244	-700,244	0,00
Clavage de rive	0,00	0,00	0,00	0,00
Clavage central	0,00	0,00	0,00	0,00
Fin de construction	0,00	-700,244	-700,244	0,00

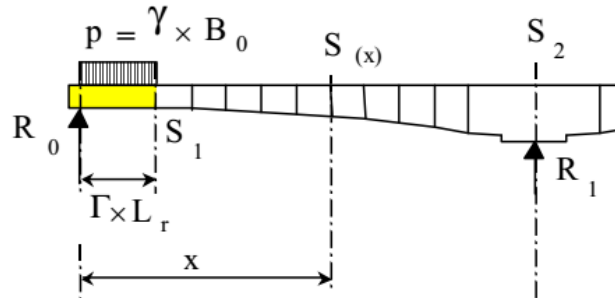
Le moment de la phase 1 a été calculé lors de la détermination du câblage de fléau. Les calculs des moments des phases 2 et 3 sont explicités ci-après.

3.9.5.1 Effet d'une partie coulée sur cintre

En général une travée de rive est clavée après exécution du premier fléau. Son poids propre agit donc sur une structure isostatique (du moins après suppression d'éventuels dispositifs de stabilité provisoire du fléau).

La longueur de la partie coulée sur cintre (ΓL_r) est égale à la longueur d'inertie constante sur la travée de rive (αL_r), plus la demi-longueur du voussoir de clavage ($L_{vc} / 2$).

La section variant très peu sur la longueur $L_{vc}/2$, on admettra qu'elle reste égale à B_0 et on a alors B_0 section constante sur la longueur ΓL_r , et donc une charge p égale à γB_0 sur la longueur ΓL_r .



Réactions d'appui :

$$R_0 = \gamma B_0 \Gamma (1 - \Gamma/2) L_r$$

On a $\Gamma L_r = 11$ m donc Coefficients Gamma $\Gamma = 0.1294$ et $\gamma = 0.025$ MN/m³

$$R_0 = 2.36 \text{ MN}$$

$$R_1 = \gamma B_0 \Gamma^2 L_r / 2 \text{ Donc } R_1 = 0.16 \text{ MN}$$

Moments fléchissant

$$x \leq \Gamma \times L_r \quad M(x) = \gamma B_0 [\Gamma(1 - \Gamma/2) L_r x - x^2/2]$$

donc pour $x \leq \Gamma \times L = 11$ m; $M(x) = 12.10$ MN.m

$$x \geq \Gamma \times L_r \quad M(x) = \gamma B_0 L_r \Gamma^2 (L_r - x)/2 ; \quad M(L_r) = 0$$

Efforts tranchants

$$x \leq \Gamma \times L_r \quad T(x) = \gamma B_0 [\Gamma(1 - \Gamma/2) L_r - x]$$

pour $x \leq 11$ m $T(x) = -0.16$ MN

$$x \geq \Gamma \times L_r \quad T(x) = -\gamma B_0 L_r \Gamma^2 / 2 ; \quad M(L_r) = 0$$

En S_1 on a $x = \Gamma \times L_r$ et en S_2 on a $x = L_r$

Moments sur appuis	M ₀ (MN.m)	M ₁ (MN.m)	M ₂ (MN.m)	M ₃ (MN.m)
Fléaux	0,00	0,00	0,00	0,00
Clavage de rive	12.10	0,00	0,00	12.10
Clavage central	0,00	0,00	0,00	0,00
Fin de construction	12.10	0,00	0,00	12.10

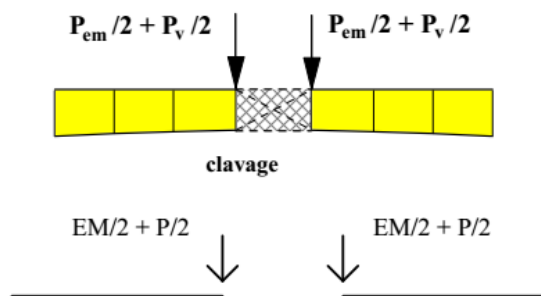
Remarque : Si la travée de rive était clavée dans une phase hyperstatique, le calcul des effets de son poids propre se ferait en suivant la méthode générale exposée ci-dessous.

3.9.5.2 Clavage des travées centrales

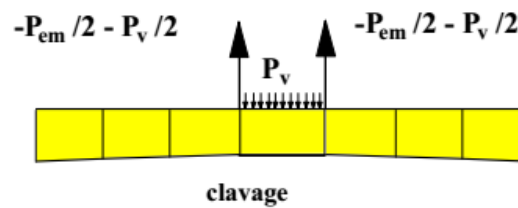
Dans le calcul du moment de poids propre, on négligera l'effet des clavages des travées centrales, car le poids du voussoir de clavage est faible. Les moments en S₁, S₂ et S₃ sont donc nuls.

A titre d'information, l'opération de clavage peut être modélisée de la façon suivante :

* application de 2 charges ponctuelles en bout de fléau (modélisant chacune le demi poids de l'équipage de clavage et du béton du voussoir de clavage)



* application d'une charge répartie sur la structure rendue continue (un degré d'hyperstaticité supplémentaire) et enlèvement des charges ponctuelles précédentes.



3.9.6 Calcul des moments dus au gradient thermique

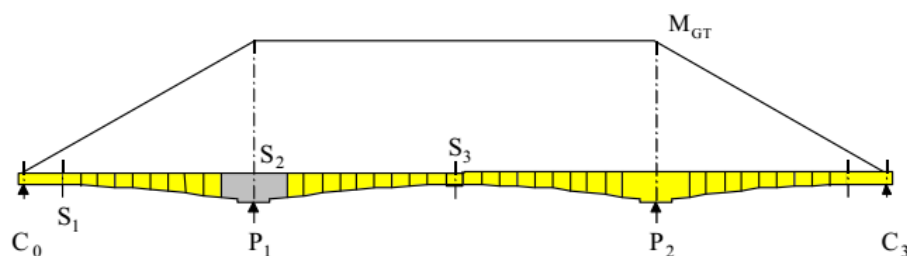
Le gradient thermique est une différence de température entre la fibre supérieure et la fibre inférieure du tablier (notée $\Delta\theta$). La déformation ainsi créée engendre des efforts dans une structure hyperstatique.

Les contraintes normales dans l'ouvrage doivent être vérifiées dans les deux cas suivants :

- à vide avec un gradient thermique de $+7$ ou -5°C (y compris pendant la construction)
- en service avec charges d'exploitation routières avec un gradient thermique identique, mais pondéré par le coefficient 0,6.

Le théorème des trois moments permet le calcul des moments correspondants à partir des rotations isostatiques données ci-dessous. Le calcul est fait avec le module instantané du béton E_{cm} .

Sous gradient thermique positif (fibre supérieure plus chaude que la fibre inférieure) le moment dû au gradient thermique M_{GT} est positif et crée donc une traction en fibre inférieure à la clé.



Moment dû au gradient thermique dans le cas du trois travées symétriques

-Pour la travée de rive de gauche on a :

$$\omega'' = -\frac{\lambda\Delta\theta L_r \alpha^2}{2h_0} - \frac{\lambda\Delta\theta L_r (1-\alpha)}{\sqrt{h_0(h_1-h_0)}} \left\{ \alpha \operatorname{Arctg} \left(\frac{\sqrt{h_1-h_0}}{\sqrt{h_0}} \right) + \frac{1-\alpha}{2} \frac{\sqrt{h_0}}{\sqrt{h_1-h_0}} \ln \left(\frac{h_1}{h_0} \right) \right\}$$

$\lambda = 10^{-5}$ est le coefficient de dilatation thermique du béton.

Pour $L_r=85$ m, $\Delta\theta = 7$ °C $\rightarrow \omega'' = -0,0005182$ rd et $\omega' = 0,0005182$ rd

-Pour travée courante symétrique de hauteur variable (variation parabolique de l'intrados) :

$$\omega' = -\omega'' = \frac{\lambda\Delta\theta L_r}{2\sqrt{h_0(h_1-h_0)}} \operatorname{Arctg} \left(\frac{\sqrt{h_1-h_0}}{\sqrt{h_0}} \right)$$

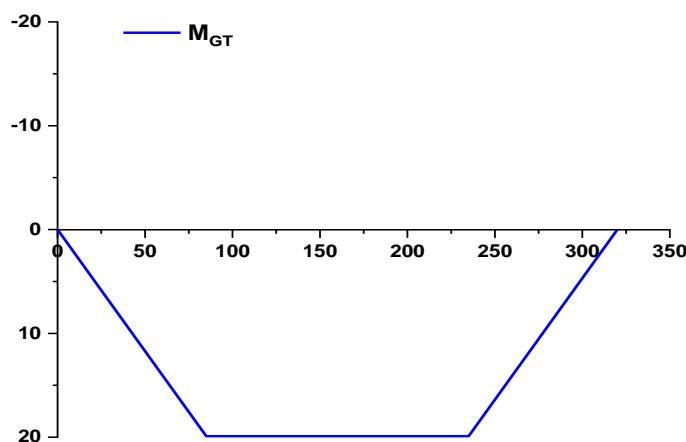
Pour $L=150$ m, $\lambda = 10^{-5}$ $\rightarrow \omega'' = -0,001028359$ rd et $\omega' = 0,001028359$ rd

Moments sur appuis	M ₀	M ₁	M ₂	M ₃
(MN.m)	0,00	19.90	19.90	0,00

Le moment à la clef de travée 1 :

$$M_1 \times \frac{\Gamma L_r}{L_r} = 19.90 \times \frac{11}{85} = 2.58 \text{ MN.m}$$

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
(MN.m)	2.58	19.90	2.58



3.9.7 Calcul du moment hyperstatique de la précontrainte intérieure de continuité

3.9.7.1 Généralités – Principe du calcul

Le rôle de ces câbles est de pré contraindre le ou les voussoirs de clavage des travées courantes afin de reprendre le moment du gradient thermique en construction, soit $\Delta\theta = 7^\circ\text{C}$, cumulé au retrait partiel du fléau.

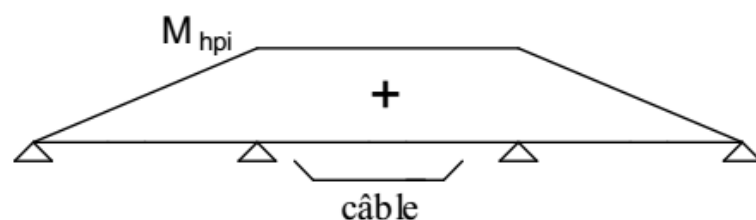
Comme ce moment est positif, Les câbles sont disposés près de la fibre inférieure, aux centres des travées courantes. Ces câbles règnent sur une longueur $\beta \cdot L$ avec β habituellement compris entre 0,25 et 0,33. On choisira une valeur quelconque comprise entre ces deux valeurs et les plans devront être conformes à cette valeur.

Les câbles de continuité des travées courantes sont tendus en phase hyperstatique, puisque le voussoir de clavage a été réalisé avant leurs mises en tension. Il faut donc évaluer ce moment hyperstatique M_{hpi} .

Par contre, les câbles de continuité des travées de rive sont tendus, avant le clavage central, sur des poutres isostatiques. Ces câbles de rive ne produisent donc pas de moment hyperstatique de précontrainte.

Les câbles de continuité des travées courantes, qui sont tendus en phase hyperstatique ont deux effets :

- un effet dit "**isostatique**" ($M_{\text{iso}} = F \cdot e_0$ avec F force de précontrainte et e_0 excentricité), qui dépend pour une section donnée de la position du câble dans cette section et qui n'intéresse donc que les sections traversées par le câble,
- un effet dit "**hyperstatique**" (M_{hpi}) qui dépend du tracé de l'ensemble du câble et qui intéresse donc toutes les sections, y compris celles non traversées par celui-ci.



Moment hyperstatique de précontrainte dans le cas du 3 travées

Pour calculer le moment hyperstatique, on évalue les rotations isostatiques w'_2 et w''_2 de la travée courante sous l'effet du moment isostatique de précontrainte $F e_0$. On utilise ensuite la méthode des trois moments et les formules donnant M_1 et M_2 pour déterminer $M_{hpi.} = M_1 = M_2$.

On ne connaît pas la force F , mais dans un premier temps, on calculera le coefficient λ tel que : $M_{hpi.} = \lambda \times F e_0$

3.9.7.2 Calcul des rotations isostatiques sous l'effet des câbles

Pour calculer les rotations isostatique w'_2 et w''_2 , on applique les formules de Bresse :

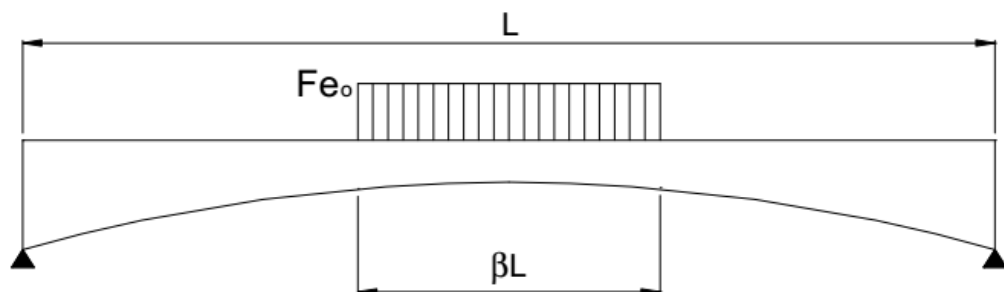
$$\omega' = -\omega'' = - \int_0^L M(x) \frac{x}{L} \frac{dx}{EI(x)}$$

Le moment fléchissant $M(x)$ est le moment isostatique de précontrainte $F \cdot e_0(x)$ qui règne dans la zone des câbles, soit de :

$$x = \frac{L}{2} - \beta \frac{L}{2} \quad \text{à} \quad x = \frac{L}{2} + \beta \frac{L}{2}$$

On fait l'hypothèse simplificatrice que l'épure d'effort normal est rectangulaire et que le câble moyen règne dans les travées courantes sur une longueur βL .

Les câbles de précontrainte intérieure de continuité règnent sur une longueur βL , et créent dans cette zone un moment isostatique $F e_0$. On suppose que F est constant sur toute la longueur des câbles :



Les câbles suivent la fibre inférieure et leur excentricité e_0 est donnée par :

$$e_0(x) = e_0 \left(1 + \delta \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right) \text{ avec } \delta = \frac{h_1 - h_0}{h_0} \text{ et } e_0 = -v_0' + d' \text{ (} v_0' > 0 \text{)}$$

(d') peut être calculé en fonction du diamètre des gaines des câbles choisis (on prend en général le même type que les câbles de fléau).

- si les câbles sont sur 1 seul lit : $d' = 1,5 \times \Phi_g$;
- si les câbles sont sur 2 lits : $d' = 2 \times \Phi_g$;
- sinon : on prend le barycentre des câbles qui donne une valeur intermédiaire.

Pour $\delta = 1.4$ et $\beta = 0.30$

	d' (m)	e_0 (m)	$e_0(x)$ (m)
Travée centrale	0,20	-2.193	-2.193
Travée de rive	0,10	-2.293	-2.293

Pour l'inertie, on considère une loi de variation de la forme données précédemment.

$$I(x) = 16.9707 \left(1 + 1.4623 \left(1 - \frac{x}{75} \right)^2 \right)^{5/2}$$

On a donc, tous calculs faits :

$$\omega' = -\omega'' = - \int_{L(1-\beta)/2}^{L(1+\beta)/2} F e_0 \frac{x}{L} \frac{dx}{EI} = -F e_0 \frac{1}{6EI_0} \frac{\beta L(3 + (2K + \delta)\beta^2)}{(1 + K\beta^2)^{3/2}}$$

Donc la rotation des travées courantes sous précontrainte unitaire :

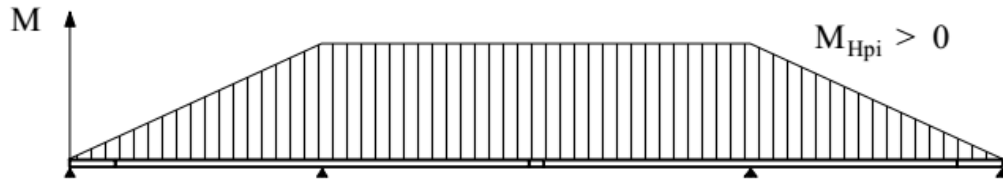
$$\omega' = -\omega'' = 7,74748 \times 10^{-5} \text{ rd}$$

La connaissance des rotations isostatiques en fonction de F et de e_0 , permet de déterminer les moments hyperstatiques de précontrainte par les formules données précédemment (méthode des 3 moments).

$$M_1 = M_2 = M_{\text{hpi}} = M_{\text{hyper}} / F = 0.997 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{hyper}} / F e_0 = 0.9777 / -2.193 = -0.455 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{hpi}} = \lambda \times F_{\text{clé}} \times e_0 \quad \text{avec } \lambda < 0 \text{ (et } e_0 < 0)$$



Coef. Moments hyperstatique	M ₀ (MN.m)	M ₁ (MN.m)	M ₂ (MN.m)	M ₃ (MN.m)
M _{hyper} / F	0,00	0,997	0,997	0,00
M _{hyper} / F. e ₀	0,00	-0,455	-0,455	0,00

3.9.8 Détermination de la précontrainte intérieure de continuité

3.9.8.1 Câbles de continuité des travées courantes

Pour déterminer la force F_{tc} et donc le nombre de câbles des travées courantes, on écrit, après clavage, juste après mise en tension de ces câbles, que la contrainte à la clef de la travée courante (soit en S_3), en fibre inférieure reste supérieure à la traction limite que l'on s'est fixé :

$\sigma_i \geq \sigma_{\text{lim}} = -0,5 \cdot f_{\text{ctm}}(j)$ avec j âge du béton au clavage de la travée courante soit 5 jours pour $0 < j \leq 28$: $f_{\text{cm}}(j) = f_{\text{ck}}(j) + 8 \text{ MPa}$ avec $f_{\text{cm}}(j)$ et $f_{\text{ck}}(j)$ en MPa

et $f_{\text{cm}}(j) = \beta_{\text{cc}}(j) \cdot f_{\text{cm}}$ avec : $\beta_{\text{cc}}(j) = e^{s \times (1 - \sqrt{\frac{28}{j}})}$

Pour $s=0.2$, N jours = 5, $f_{\text{cm}} = 48 \text{ MPa}$, $\beta_{\text{cc}}(j) = 0.761 \rightarrow f_{\text{cm}}(j) = 36.522 \text{ MPa} \rightarrow f_{\text{ctm}}(j) = 2.80 \rightarrow \sigma_{\text{lim}} = -1.40 \text{ MPa}$

On a $\sigma_i = N / B_0 - M \times v'_0 / I_0 > \sigma_{\text{lim}}$

avec : $N = F_{tc}$ Force inconnue des câbles de continuité intérieur

On en déduit F la force des câbles de fléau sur pile

$$F_{tc} \geq \frac{-\sigma_{\text{lim}} + \frac{M \cdot V'_0}{I_1}}{\frac{1}{B_0} - \frac{e_0 \cdot V'_0}{I_0}}$$

$$M = M_{pp} + M_{GT7} + M_{\text{hpi.}} + F_{tc} \cdot e_0 \text{ (somme des moments en } S_3)$$

- M_{pp} Moment de poids propre en section S_3 ;
- M_{GT7} Moment du au gradient thermique $+7^\circ$ en section S_3 ;
- $M_{\text{hpi.}}$ Moment hyper statique des câbles de continuité centraux (fonction de F_{tc}) ;
- $F_{tc} \cdot e_0$ Moment isostatique de précontrainte des câbles de continuité.

$e_0 = -v' + d'$ avec d' distance du cdg des câbles à la fibre inférieure

L'inégalité $\sigma_i \geq \sigma_{\text{lim}}$ permet de calculer F_{tc} . Connaissant F_{tc} , on en déduit le nombre de câbles nécessaires, en divisant par la force F_{ut} d'un câble, sachant que :

- l'unité des câbles sera la même que celle du câblage de fléau et le nombre de câbles sera pair et supérieur ou égal à deux.

- la force par câble F_{ut} sera calculée en tenant compte de 10 % de pertes (ce pourcentage correspond aux pertes instantanées et à une faible partie des pertes différées).

- la tension du câble à la mise en tension, donc avant toute perte, est égale à :

$$\sigma_{p,\text{max}} = \min(0.8f_{pk}; 0.9f_{p0,1k})$$

Avec : $f_{pk} = 1860$ Mpa c'est la résistance caractéristique à la traction

$f_{p0,1k} = 1640$ Mpa c'est la limite d'élasticité conventionnelle à 0.1%

$$\rightarrow \sigma_{p,\text{max}} = 1476 \text{ Mpa}$$

Ils subissent p% de pertes que l'on peut estimer à 10 % soit $P=0.10$

D'autre part on considère la valeur caractéristique minimale de la précontrainte :

$$\sigma_p = r_{\text{knif}} \times \sigma_{p,m} \text{ avec } r_{\text{knif}} = 0.9$$

$$\text{On a donc : } \sigma_p = r_{\text{knif}} \times \sigma_{p,m} = r_{\text{knif}} \times (1 - P) \times \sigma_{p,\text{max}} = 0.9 \times 0.9 \times \sigma_{p,\text{max}}$$

$$\rightarrow \sigma_p = 1195,56 \text{ Mpa}$$

Leur force utile en construction peut donc être estimée par : $F_{ut} = S \times \sigma_p$

On a pour 1T15, $S=150 \text{ mm}^2$ donc pour 19T15, $S=2800 \text{ mm}^2$

Donc $F_{ut}=3.41 \text{ MN}$.

On obtient donc le nombre n de câbles :

$$n = F_{tc} / F_{ut}$$

3.9.8.2 Câbles de continuité des travées de rive

Pour les travées de rive, le principe est le même : on limite la contrainte σ_i en fibre inférieure de la section S_1 .

On effectue ce calcul, lorsque la traction est le plus grand possible, soit juste après la mise en tension des câbles de continuité

À cette époque, on considère que le béton du clavage de rive est âgé d'environ 14 jours. D'où :

$$\sigma_i \geq \sigma_{\text{tlim}} = -0,5 \cdot f_{ctm}(j) \text{ avec } j \text{ âge du béton au clavage de la travée courante soit } 14// \text{ jours}$$

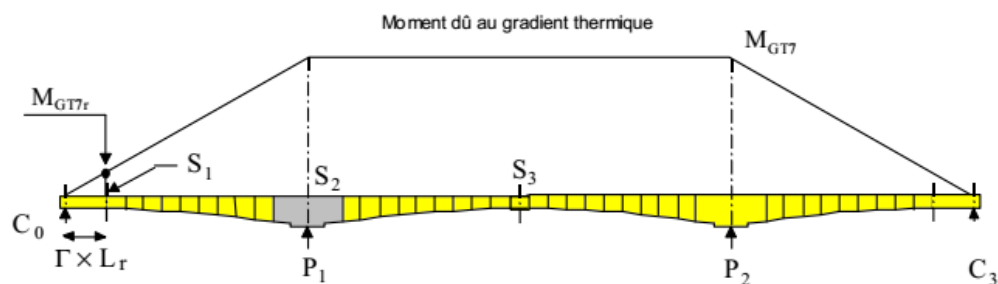
$$\text{On a } \sigma_i = N / B_0 - M \times v'_0 / I_0 > \sigma_{\text{tlim}}$$

et : $N = F_{tr}$ Force inconnue des câbles de continuité intérieur de rive

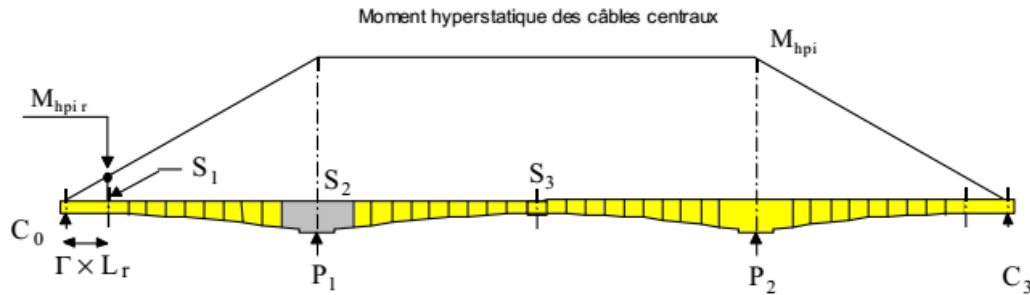
$$M = M_{pp} + M_{GT7r} + M_{hpir} + F_{tr} \cdot e_0 \text{ (somme des moments en } S_1)$$

- M_{pp} Moment de poids propre en section S_1 ;

- M_{GT7} Moment dû au gradient thermique $+7^\circ$ en section S_1 ;



- M_{hpir} . Moment hyper statique des câbles de continuité centraux (fonction de F_{tc}). Ces câbles ne passent pas dans la section S_1 , mais tendus en phase hyperstatiques, ils y créent un moment hyperstatique ;



- $F_{tr} \cdot e_0$ Moment isostatique de précontrainte des câbles de continuité de rive. Ces câbles sont tendus en phase isostatique et ne créent donc pas de moment hyperstatique.

e_0 , l'excentricité des câbles de continuité de rive est la même qu'en travée courante, car les section S_3 et S_1 ont mêmes caractéristiques.

L'inégalité $\sigma_i \geq \sigma_{lim}$ permet de calculer F_{tr} . Connaissant F_{tr} , on en déduit le nombre de câbles nécessaires, en divisant par la force F_{ut} d'un câble, idem, comme pour les travées courantes.

Les câbles sont disposés dans les goussets du hourdis inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés sur ces bossages

Précontrainte int	Travée 1	Travée 2	Travée 3
F préc. Calculée	2.72	5.11	2.72
Nb de câbles calculé	2	2	2

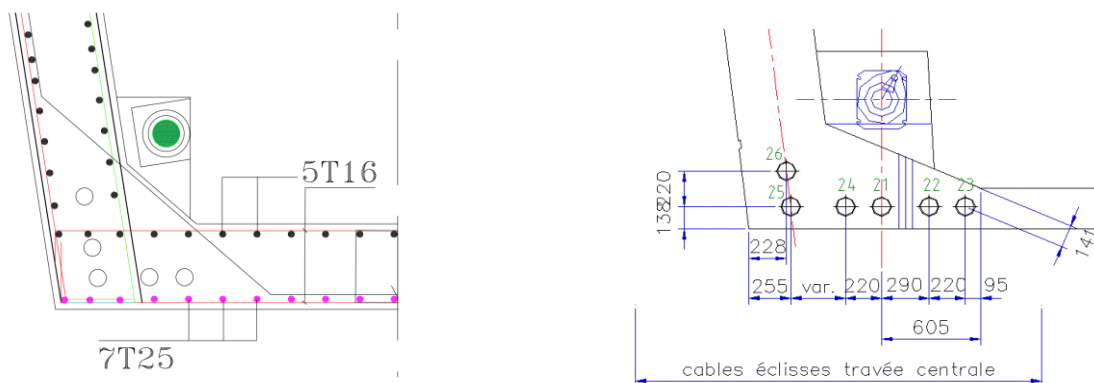


Fig 3.10.Exemple de Détail d'ancrage d'un câble de continuité dans le gousset inférieur

3.10. Calcul de la précontrainte de continuité extérieure

L'objet est de déterminer le câblage de continuité extérieur et de finir l'étude de la flexion générale et de l'effort tranchant.

A l'issue des calculs précédents, on connaît :

- le câblage de fléau,
- le câblage de continuité intérieur,
- la matrice donnant les moments sur pile pour des chargements uniformes des travées,
- l'effet du gradient thermique.

Il reste à effectuer les calculs suivants :

3.10.1 Moment dû au poids des équipements

En appliquant d'une charge répartie $q_s=0.05$ MN/ml et en remplaçant dans la matrice

[M] pour déterminer les moments sur piles (section S_2) avec $p_1 = p_2 = p_3 = q_s$.

Moments sur appuis	M_0	M_1	M_2	M_3
(MN.m)	0,00	-108.38	-108.38	0,00

Puis on détermine les moments en travées 1 et 2 (section S_1 et S_3)

$$\text{On a } M_i(x) = M_{\text{iso},i}(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$$

Pour le **travée 1** $\rightarrow i=1$,

$$M_1(x) = M_{\text{iso},1}(x) + M_0 \left(1 - \frac{x}{L_r}\right) + M_1 \frac{x}{L_r}$$

Avec $M_0=0$ et $M_1=-108.38$ MN.m

$$M_{\text{iso},1} = \frac{qL_r^2}{8}$$

$$M_1(x) = \frac{qL_r^2}{8} + M_1 \frac{x}{L_r}$$

Pour $L_r=85$ m, $q=0.05$ MN/ml et $x=(L_r/2-L_{vc})=40.37$ m $\rightarrow M_1(x)=6.32$ MN.m

Pour le **travée 2** $\rightarrow i=2$,

$$M_2(x) = M_{\text{iso},2}(x) + M_1 \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_2 \frac{x}{L}$$

Avec $M_1=M_2=-108.38$ MN.m et $x=L/2$

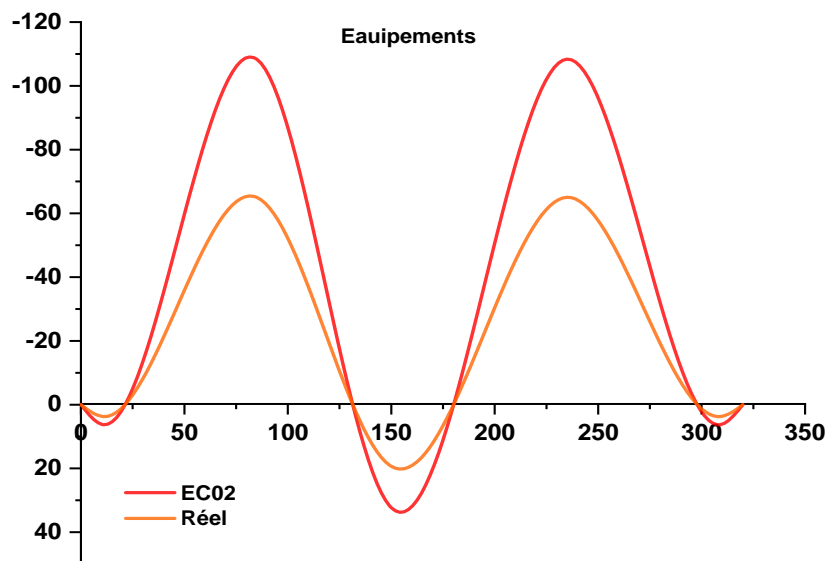
$$M_{iso, 2} = \frac{qL^2}{8}$$

$$M_2(x) = \frac{qL^2}{8} + M_1 \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_2 \frac{x}{L}$$

$$M_2(x) = \frac{qL^2}{8} + 0.5M_1 + 0.5 M_2 = \frac{qL^2}{8} + M_1$$

Pour $L_r=150$ m, $q=0.05$ MN/ml et $x=L/2=75$ m $\rightarrow M_1(x)=32.24$ MN.m

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
(MN.m)	6.32	32.24	6.32



3.10.2 Calcul des moments dus aux charges d'exploitation

Les charges d'exploitation, ici les charges routières et de trottoirs, sont définies par la partie 3 du règlement européen appelé "Eurocode 1". Les charges d'exploitation considérées dans ce projet seront celles de l'Eurocode1.

Pour le type d'ouvrage étudié, les charges déterminantes sont les charges du "**modèle de charge 1 LMI**" (représentant le poids des voitures et des camions), éventuellement augmentées des charges de trottoirs (représentant le poids des piétons).

3.10.2.1 Nombre de voies de circulation

La largeur chargeable est la largeur entre "bute-roue". C'est la largeur entre bordures de trottoirs s'ils existent, sinon on considère que c'est la largeur entre barrières de sécurité.

Le nombre de voies est égal à la partie entière du quotient entre la largeur chargeable et une largeur de voie de 3 mètres.

On définit ainsi un certain nombre de voies de circulation de 3 mètres de largeur et une zone restante appelée "aire résiduelle".

On appelle voie 1 la voie donnant l'effet le plus défavorable vis-à-vis du phénomène considéré, et ainsi de suite pour les autres voies. Pour la flexion longitudinale d'un caisson unique, la position de la voie 1 est indifférente.

3.10.2.2 Charges routières réparties (appelées UDL)

Les charges réparties sont placées entre les zéros des lignes d'influence de la façon la plus défavorable possible (toutes les zones positives pour le moment maximum et toutes les zones négatives pour le moment minimum). Les charges réparties sont les suivantes :

La première voie est chargée avec une intensité de 0,9 t/m².

Les autres voies et la zone résiduelle sont chargées avec une intensité de 0,25 t/m².

3.10.2.3 Charges routières ponctuelles (appelées TS)

Les charges ponctuelles sont constituées de 2 essieux espacés de 1,20 mètre.

L'intensité de chaque essieu varie en fonction de la voie considérée :

- voie 1 : 30 t par essieu (60 t au total)
- voie 2 : 20 tonnes par essieu (40 t au total)

- voie 3 : 10 tonnes par essieu (20 t au total)
- autres voies : pas de charges ponctuelles

Ces valeurs intègrent les coefficients de majoration dynamique. Attention : il ne peut y avoir qu'une seule série de tandem TS sur l'ouvrage

3.10.2.4 Charges de trottoirs

Les trottoirs sont chargés entre zéros des lignes d'influence de la façon la plus défavorable possible avec une charge répartie d'intensité 0,25 t/m². Les cas de charges déterminants sont identiques à ceux de la charge UDL.

3.10.2.5 Classe de trafic

A chaque ouvrage est associé une classe, fonction de l'intensité du trafic supporté par l'ouvrage. Il existe 3 classes de trafic (on prendra la classe 2).

En fonction de la classe de trafic les valeurs caractéristiques des **charges routières** définies ci-avant doivent être pondérées par les coefficients suivants :

	charges ponctuelles TS		charges réparties UDL	
	1° voie	autres voies	1° voie	autres voies et aire résiduelle
1° classe	1	1	1	1
2° classe	0,9	0,8	0,7	1
3° classe	0,8	0,5	0,5	1

classe du pont	2
Largeur de tablier	13 m
Largeur chargeable	11 m
Nombre de voies	3
Largeur de l'aire résiduelle	2 m
Largeur totale des trottoirs	2 m

Donc on peut calculer :

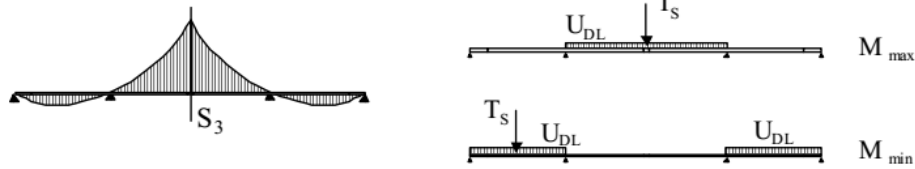
-Charge répartie UDL : $((0.7 \times 9 \times 3) + (1 \times 2.5 \times (11-3))) \times 10^{-3} = 0.0389 \text{ MN/ml}$

-Charge concentrée TS : $(0.6 \times 0.9 + 0.4 \times 0.8 + 0.2 \times 0.8) = 1.02 \text{ MN}$

3.10.2.6 Calcul des moments maximum et minimum sur pile et à la clé.

Pour calculer les moments maximum et minimum dans les sections d'études, les cas de charge à considérer sont les suivants :

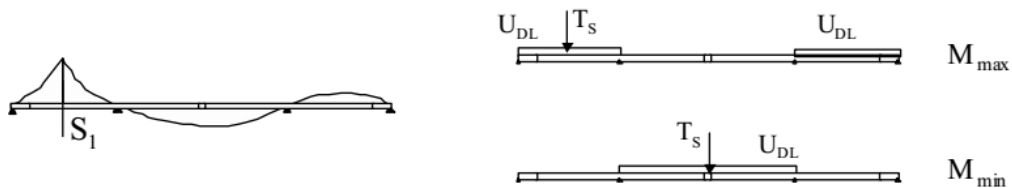
- Section de clef de la travée centrale (S_3)



- Section S_2 sur pile P1



- Section de clef de la travée de rive (S_1) :



a) Effet des charges réparties

On calcule la charge au mètre linéaire correspondant à UDL. Puis on étudie 2 cas de charge élémentaires : Travée 1 chargée et travée 2 chargée. Pour calculer les moments sur piles et en travées sous ces 2 cas de charge élémentaires, on utilise la matrice $[M]$ puis les formules des moments dans les poutres hyperstatiques.

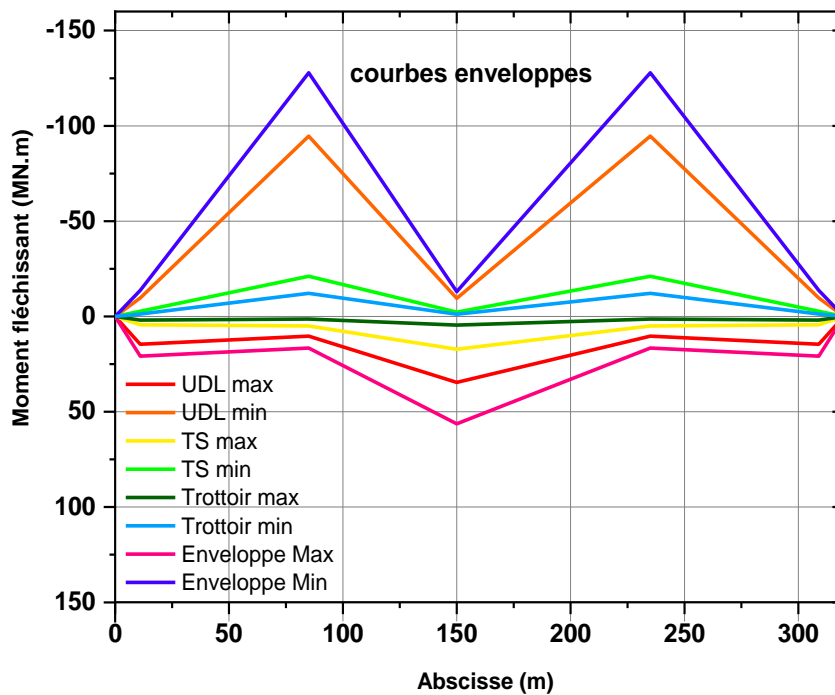
On combine ensuite ces 2 cas de charge élémentaire selon les cas de charge du paragraphe précédent pour obtenir les moments maximum et minimum dans les sections S_1 , S_2 et S_3 .

b) effet des charges ponctuelles

Pour calculer les moments maximum et minimum dus à TS, on évalue les moments des cas de charge élémentaires comme précédemment : Travée 1 chargée et travée 2 chargée.

Moments sur appuis (MN.m)	M ₀	M ₁	M ₂	M ₃
Moments max UDL	0,00	10.30	10.30	0,00
Moments min UDL	0,00	-94.62	-94.62	0,00
Moments max TS	0,00	4.94	4.94	0,00
Moments min TS	0,00	-21.08	-21.08	0,00
Moments max Trottoir	0,00	1.32	1.32	0,00
Moments min Trottoir	0,00	-12.16	-12.16	0,00

Moments à la clef (MN.m)	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Moments max UDL	14,60	34,59	14,6
Moments min UDL	-9,68	-9,51	-9,68
Moments max TS	4,38	17,17	4,38
Moments min TS	-2,73	-2,28	-2,73
Moments max Trottoir	1,88	4,45	1,88
Moments min Trottoir	-1,24	-1,22	-1,24

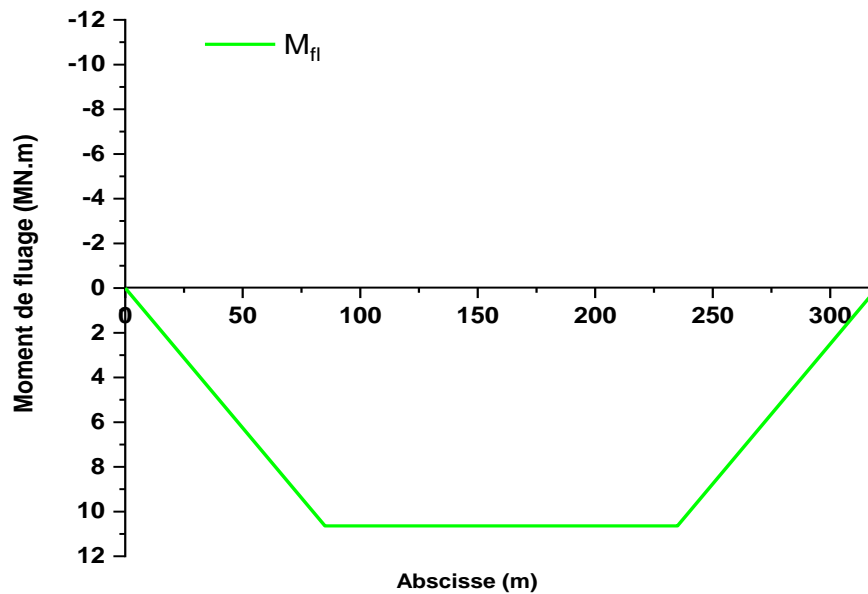


3.10.3 Calcul des moments dus au moment de fluage

Pour les ouvrages à trois travées, on considère que le moment de fluage crée une traction σ_{fl} en fibre inférieure à la clé de la travée centrale (1,5 MPa environ). Cette traction donne un moment de fluage $M_{fl} = \sigma_{fl} I_0 / v'_0$

Moments sur appuis	M_0	M_1	M_2	M_3
(MN.m)	0,00	10.64	10.64	0,00

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
(MN.m)	1.38	10.64	1.38



3.10.4 Détermination de la précontrainte de continuité extérieure

Pour les câbles de précontrainte extérieurs, on ne calculera pas les moments hyperstatiques comme cela a été fait pour les câbles de continuité intérieurs, mais on appliquera les simplifications ci-dessous.

Généralement, pour les câbles de continuité, le moment hyperstatique total est positif, alors que le moment isostatique est positif sur pile ($e_0 > 0$) et négatif à la clé ($e_0 < 0$).

A la clé, l'effet hyperstatique des câbles s'oppose à l'effet isostatique, c'est à dire que les câbles perdent de leur efficacité du fait de l'hyperstaticité, alors que sur pile c'est le contraire.

Pour la précontrainte extérieure, **uniquement**, on fera donc l'hypothèse très simplificatrice suivante :

$$(M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}})_{\text{clé}} = 3/4 (M_{\text{iso}})_{\text{clé}} \text{ Pour les travées centrales}$$

Cela permettra de calculer une valeur très approchée du moment hyperstatique, fonction de la force de précontrainte extérieure.

A partir de cette valeur du moment hyperstatique, il est possible de calculer le moment hyperstatique sur pile et en travée de rive.

6.4.1 Calcul de la force de précontrainte nécessaire

Les calculs seront menés en tenant compte de l'ensemble des pertes (instantanées et différées), soit :

- 20 % de pertes pour les câbles de fléau,
- 20 % de pertes pour les câbles de continuité intérieurs,
- 10 % de pertes pour les câbles de continuité extérieurs.

On déterminera la force de précontrainte dans les travées de rives et dans les travées courantes uniquement. En effet, l'expérience montre que la précontrainte ainsi déterminée est largement surabondante sur pile.

A la clé d'une travée courante (Section S₃)

La contrainte en fibre inférieure à la clé est : $\sigma_i = N / B_0 - M \times v'_0 / I_0$ avec $v'_0 > 0$

N représente la somme des forces des câbles de précontrainte traversant la section de clé

M représente la somme des moments dus aux actions suivantes, à la clé de la travée courante :

- poids propre
- équipements
- charges d'exploitation (charges routières et de trottoir maximum)
- câbles de continuité intérieure (effets isostatique et hyperstatique)
- câbles de continuité extérieure (effets isostatique et hyperstatique)
- gradient thermique ($\Delta\theta = +7^\circ\text{C} \cdot 0,6 = +4,2^\circ\text{C}$)
- fluage

Les câbles de continuité extérieurs sont à prendre en compte avec les hypothèses précédentes, soit :

$$\text{(Miso + Mhyper)clé} = 75\% \text{ (Miso)clé}$$

et on prendra $e_{0 \text{ clé}} = -v'_0 + e_{\text{clé}} + 0,10 \text{ m}$ où $e_{\text{clé}}$ est l'épaisseur du hourdis inférieur à la clé.

Nombre de câbles

Ayant calculé $\sigma_i = f(F_{\text{ext}})$ pour les travées courantes, on détermine un nombre de câbles extérieurs minimum à la clé des travées courantes pour limiter la traction du béton, soit $\sigma_i \geq -0,5 \times f_{ctm}$

Le nombre de câbles extérieurs sera déterminé à partir des forces utiles calculées en prenant en compte l'ensemble des pertes (instantanées et différées) comme indiqué précédemment, soit 10 % de pertes. On choisira l'unité des câbles de façon à obtenir de 3 à 5 paires de câbles par travée courante.

On rappelle que l'on considère la valeur caractéristique minimale de la précontrainte :

$$\sigma_p = r_{\text{kinf}} \times \sigma_{pm} \text{ avec } r_{\text{kinf}} = 0,9.$$

$$\text{On a donc : } \sigma_p = r_{\text{kinf}} \times \sigma_{pm} = r_{\text{kinf}} \times (1 - p) \times \sigma_{p, \text{max}}$$

La force utile des câbles peut donc être estimée par : $F_{\text{ut}} = s \times \sigma_p$ (s section du câble)

A la clé d'une travée de rive (Section S₁)

Le raisonnement est le même que pour la travée centrale. **Attention cependant :**

- à une distance l de la culée, les moments hyperstatiques ne valent qu'une fraction l/L des moments hyperstatiques sur pile.
- la précontrainte de continuité intérieure **de la travée de rive** ne crée qu'un moment isostatique, alors que la précontrainte de continuité **de la travée centrale** ne crée qu'un moment hyperstatique.

Connaissant le nombre de câbles en travée centrale, on procède de la même façon pour déterminer le nombre de câbles nécessaire en travées de rive (Section S₁).

Si on choisit des câbles filants sur toute la longueur du pont (ouvrages de dimension modeste), on retiendra le nombre maximum ainsi obtenu (travée courantes et travées de rive). Sinon on arrête certains câbles sur piles, derrière les entretoises.

Une fois le nombre de câbles extérieurs déterminé, on vérifie que les contraintes normales sur pile et à la clé en fibres supérieure et inférieure sont admissibles.

Vérification à la clé des travées (Section S₁ et S₃)

Pour la clé des travées on utilise les formules précédentes, avec le bon nombre de câbles et donc des forces arrondies à celles des unités de précontrainte choisies ($F = n \cdot F_{ut}$).

On se vérifiera principalement que :

- les contraintes en fibre inférieure sont supérieures à la contrainte de traction admissible, $\sigma_{tlim} = -0,5 \cdot f_{ctm}$
- les contraintes en fibre supérieure sont inférieure à la contrainte de compression admissible $\sigma_{clim} = 0,6 \cdot f_{ck}$.

Vérification sur pile (Section S₂)

La contrainte en fibre supérieure sur pile est égale à :

$$\sigma_s = N / B_0 - M \times v_1 / I_1 \text{ Avec } v_1 > 0 \text{ et } e_{0 \text{ pile}} = v_1 - 0,30 \text{ m}$$

N représente la somme des forces des câbles de précontrainte traversant la section sur pile, et **M** la somme des moments dus aux actions suivantes, calculés en S_2 :

- poids propre
- équipements
- gradient thermique négatif ($\Delta\theta = -5^{\circ}\text{C} \cdot 0,6 = - 3^{\circ}\text{C}$)
- charges d'exploitation (charges routières et de trottoir en valeur minimum)
- câbles de fléau
- câbles de continuité intérieure centraux (effet hyperstatique)
- câbles de continuité extérieure (effets isostatique et hyperstatique)

EN TRAVEE	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Précontrainte utile	08.97	13.68	08.97
Nb de câbles calculé	4	6	4
Moments hyper retenus	9.84	76.05	9.84
Nb câbles du M hyper	22	28	22

SUR PILE	PILE 1	PILE 2
Précontrainte utile	2.99	2.99
Nb de câbles calculé	2	2
Moments hyper retenus	76.05	76.05
Nb câbles du M hyper	11	11

CHAPITRE 4

FLEXION TRANSVERSALE DU TABLIER

4.1. Introduction

L'analyse d'un tablier à caisson en béton précontraint comme une structure spatiale est un problème complexe qui nécessite l'utilisation des logiciels très performants, donc coûteux, et ainsi qu'une bonne maîtrise du concepteur de la modélisation des ouvrages par éléments finis. Une méthode plus pratique et qui donne des résultats acceptables consiste à dégénérer l'analyse spatiale en deux analyses distinctes :

- une analyse transversale qui consiste à étudier la flexion du caisson sur une longueur limitée de l'ouvrage ;
- Une analyse longitudinale dans laquelle le tablier en caisson est étudié comme une poutre continue ou faisant partie d'un portique de section transversale indéformable.

Dans un ouvrage de hauteur constante, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante. Dans un ouvrage de hauteur variable, ils sont menés généralement dans une section près de la pile et dans la section de clef. Ceci permet de prendre en compte les différences de comportement entre la section proche de la pile, plus souple que celle de clef et la section de clef plus rigide et moins sollicitée. Dans cette étude les calculs sont limités à la section sur pile.

En fonction du type de tablier à traiter, les sollicitations dans les parois du caisson peuvent être déterminées à partir de l'un des modèles suivants :

- Modèle cadre ;
- modèle en éléments finis de type coques ;
- modèle en grille de poutres ;
- modèle en éléments finis de volume.

Dans le cadre de cette étude, on utilise le modèle cadre où le caisson sera analysé comme un cadre simplement appuyé aux extrémités du hourdis inférieur et dont les parois ont une épaisseur constante et une largeur égale à l'unité (Figure 4.1).

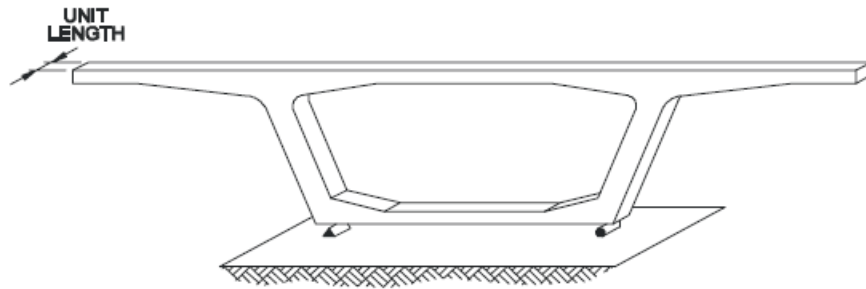


Fig. 4.1. Modèle cadre

Les sollicitations dans les différentes sections du cadre sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis Robot.

Dans une section du tablier, les principales sections à justifier sont en général les suivantes (Figure 4.2) :

- hourdis supérieur : à la racine de l'encorbellement, au droit du gousset côté intérieur, et au centre de la dalle ;
- dans les âmes : au niveau du centre de gravité et aux extrémités supérieure et inférieure ;
- hourdis inférieur : à la racine du gousset principalement.

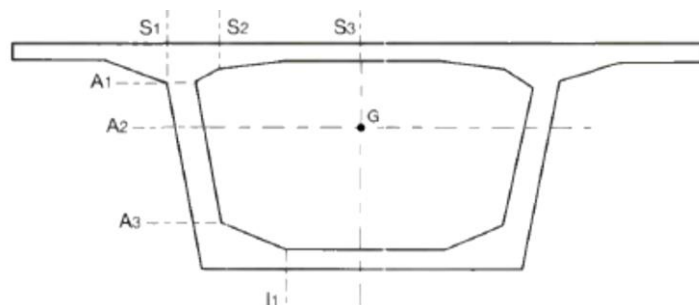


Fig. 4.2. Sections à justifier

4.2. Modélisation du cadre

4.2.1. Géométrie du cadre

L'intersection des lignes moyennes des différentes parois définissent les portées de chaque paroi du caisson (voir Figure 4.3).

Les dimensions de la section transversale du cadre sont illustrées sur la figure 4.3.

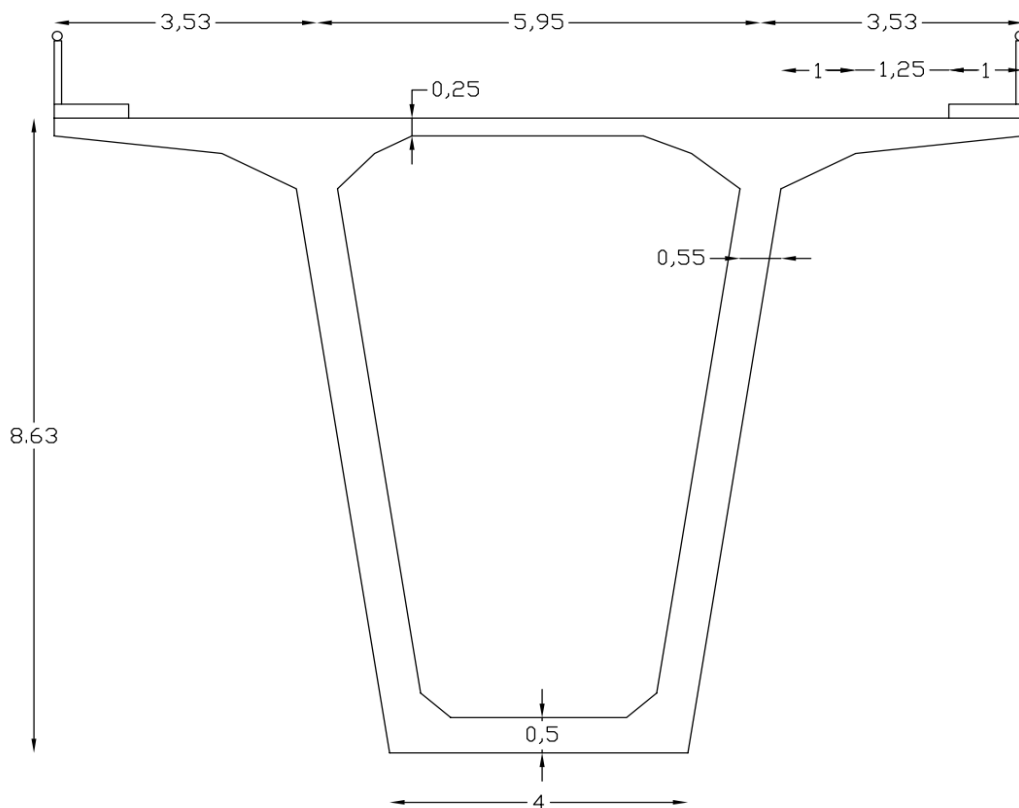


Fig. 4.3. Géométrie du cadre (voussoir prêt de pile)

4.2.2. Chargement

En service, les actions à prendre en compte sont les actions habituelles : poids propre de la structure, poids des superstructures et poids des surcharges routières.

4.2.2.1. Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent les actions dues au poids propre et aux superstructures.

- Poids propre du tablier :

Le poids du tablier béton se détermine en fonction des caractéristiques mécaniques et de la géométrie définie de la structure avec la densité $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

-Poids des superstructures

A partir du plan des équipements de l'ouvrage, **on fera un métré** pour calculer les surfaces et linéaires des différents équipements du pont.

À l'aide de ce métré et à partir des données ci-dessous, on peut calculer le poids propre au mètre linéaire des équipements q_s .

Voici les poids volumiques ou linéiques des éléments courants construisant notre pont :

- enrobé : 24 kN/m^3
- chape d'étanchéité : 24 kN/m^3
- bordure T1 : $0,53 \text{ kN/ml}$
- corniche : $0,20 \text{ kN/ml}$
- BN 4 : $0,70 \text{ kN/ml}$
- Glissière : $0,30 \text{ kN/ml}$

4.2.2.2. Surcharges d'exploitation

On considère les actions du trafic de type LM1 et les surcharges de trottoir définis dans le chapitre 2.

La chaussée est découpée en trois voies de circulation de largeur 3m et une voie résiduelle de largeur 2m. Nous rappelons l'intensité des charges UDL après ajustement appliquée sur chacune des trois voies et de la voie résiduelle (voir Tableau 2.2) :

- voie 1 : $\alpha_{qi} q_{ik} = 6.3 \text{ kN/m}^2$
- voie 2 et 3 : $\alpha_{qi} q_{ik} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- voie résiduelle : $\alpha_{qr} q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

La charge répartie UDL ne doit être positionnée que sur les parties défavorables de la surface d'influence. La charge UDL est donc sécable : une voie peut être partiellement chargée, dans le sens longitudinal, mais également dans le sens transversal (voir figure B3). La figure 4.5 (a) illustre le positionnement de la charge UDL qui produit le moment maximum dans la section 1 ou 2 et 3.

Les voies 1, 2 et 3 sont soumises chacune à un tandem TS dont les 6 charges concentrées ont pour intensité :

- voie n° 1 : $\alpha_{Qi} Q_{ik} = 135 \text{ kN}$
- voie n° 2 : $\alpha_{Qi} Q_{ik} = 80 \text{ kN}$.
- voie n° 3 : $\alpha_{Qi} Q_{ik} = 40 \text{ kN}$.

Le tandem TS n'est pas sécable : il doit être placé en entier sur l'ouvrage : certaines roues du tandem peuvent être placées dans la partie favorable de la surface d'influence.

Pour les vérifications locales, ou lorsqu'il n'est pas possible de distinguer effets locaux et effets globaux, les tandems peuvent être placés de façon excentrée dans leur voie de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Le bord de la surface d'impact des roues d'un tandem (surface avant diffusion dans l'épaisseur de la chaussée) peut être placé contre le bord de la chaussée. Il convient par ailleurs de toujours laisser 10 cm entre bords de surfaces d'impact de tandems adjacents, afin de tenir compte de l'encombrement des caisses de camions.

Le modèle cadre de longueur unité ne peut pas normalement être utilisé pour le calcul des effets provoqués par les charges concentrées étant donné que la flexion longitudinale n'est pas nulle comme c'est le cas des charges uniformément réparties sur une très grande longueur. Il existe d'autres modèles de calcul plus réalistes (voir § 4.1). Cependant, par manque de temps nous allons utiliser le modèle cadre en ne considérant qu'une seule charge appliquée longitudinalement étant donné que la distance entre deux roues longitudinalement vaut 1.2 m. Le fait de considérer une charge ponctuelle au lieu d'une charge répartie sur un rectangle d'impact puis diffusée au niveau du feuillet moyen du

hourdis supérieur et en plus des coefficients partiels de sécurité permet de réduire les erreurs de calcul induites par l'hypothèse du modèle cadre.

Les charges du Tandem TS doivent être disposées conformément à la disposition des charges UDL étant donné que leurs effets doivent être cumulés. La figure 4.6 illustre la disposition des charges des Tandems TS pour les deux cas de charges correspondant à la disposition des charges UDL. Les charges de trottoir n'apparaissent pas dans cette figure étant donné qu'elles ont été représentées dans la figure 4.5.

4.2.2.3. Les combinaisons d'actions

On considère les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont définis dans le chapitre 2.

Charges Permanant (CP)

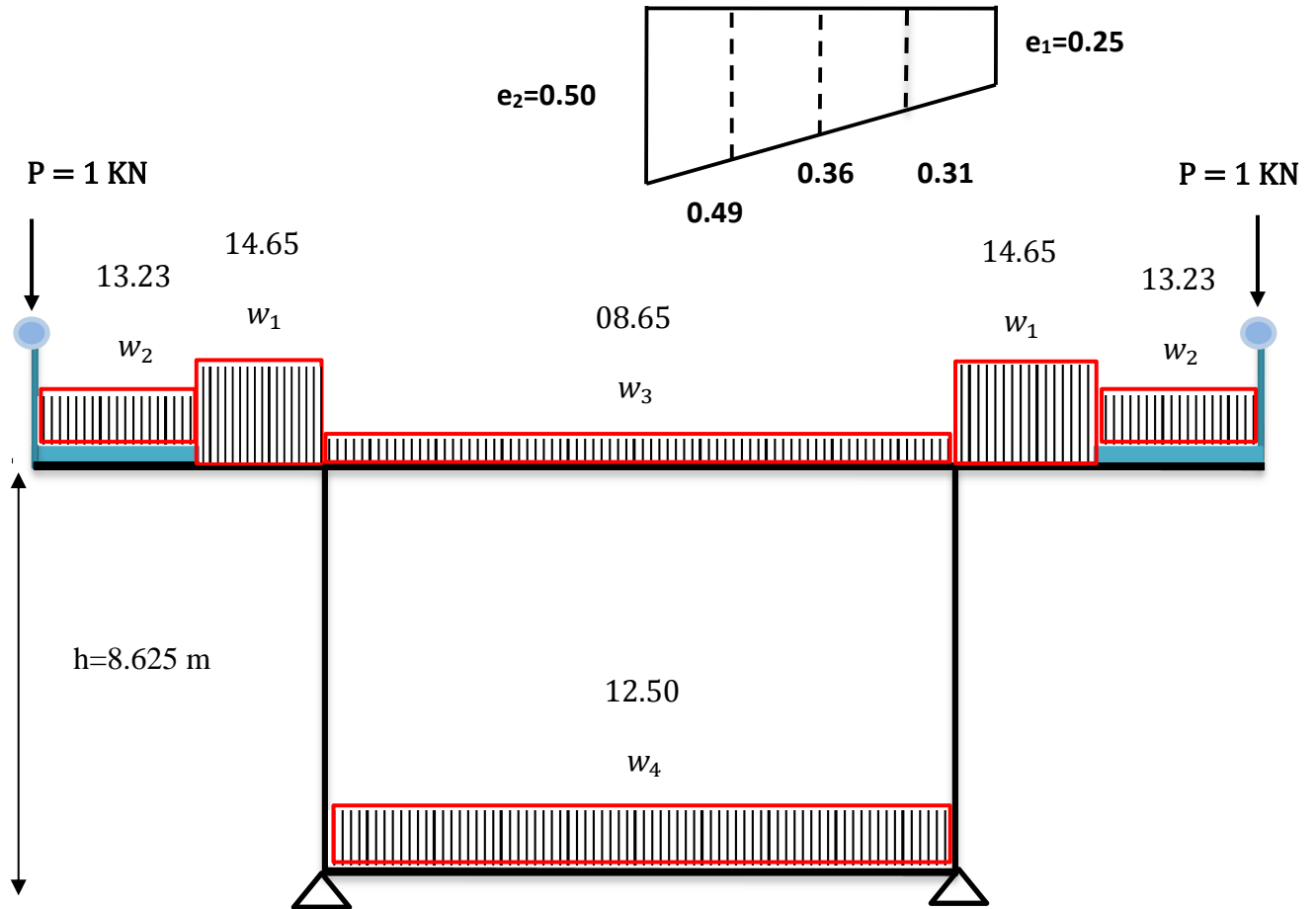


Fig. 4.4. Distributions de la charge permanant

$$h_p = H - (e_4 + \varepsilon_p) / 2 = 9 - (0.25 + 0.50) / 2 = 8.625 \text{ m}$$

$$h_c = H - (e_4 + \varepsilon_c) / 2 = 3.75 - (0.25 + 0.20) / 2 = 3.30 \text{ m}$$

$$w_1 = 0.49 \gamma_{\text{béton}} + 0.08 \gamma_{\text{enrobé}} + 0.02 \gamma_{\text{chape d'étanchéité}}$$

$$w_1 = 0.49 \times 25 + 0.08 \times 24 + 0.02 \times 24 = 14.65 \text{ KN/ml}$$

$$w_2 = 0.31 \gamma_{\text{béton}} + e_{\text{trottoir}} \gamma_{\text{béton}} + 0.02 \gamma_{\text{chape d'étanchéité}}$$

$$w_2 = 0.31 \times 25 + 0.20 \times 25 + 0.02 \times 24 = 13.23 \text{ KN/ml}$$

$$w_3 = e_4 \gamma_{\text{béton}} + 0.08 \gamma_{\text{enrobé}} + 0.02 \gamma_{\text{chape d'étanchéité}}$$

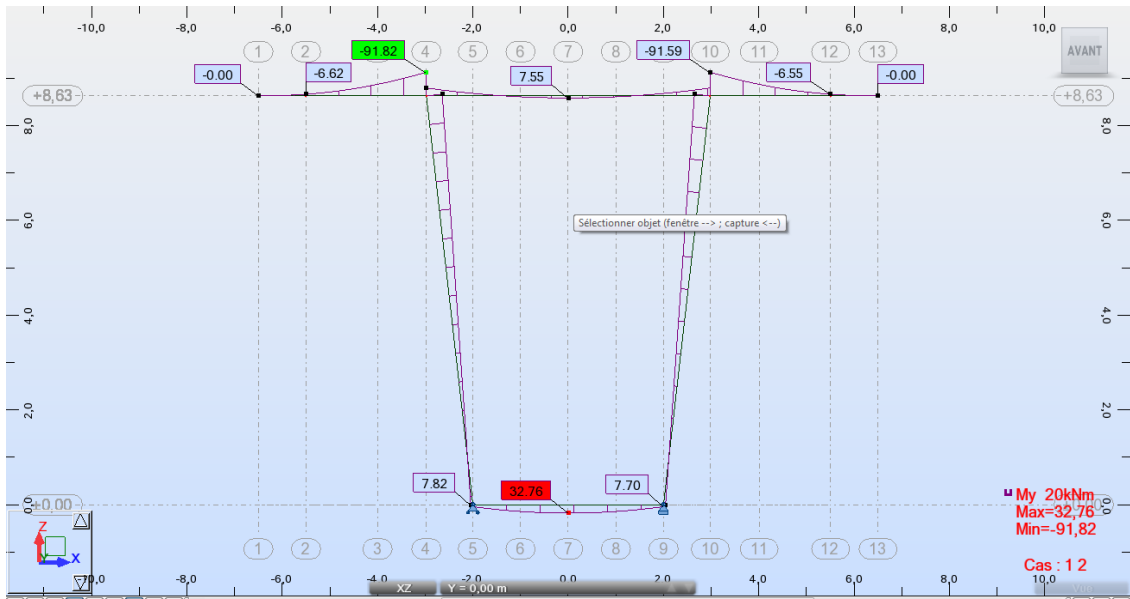
$$w_3 = 0.25 \times 25 + 0.08 \times 24 + 0.02 \times 24 = 08.65 \text{ KN/ml}$$

$$w_4 = \varepsilon_p \gamma_{\text{béton}}$$

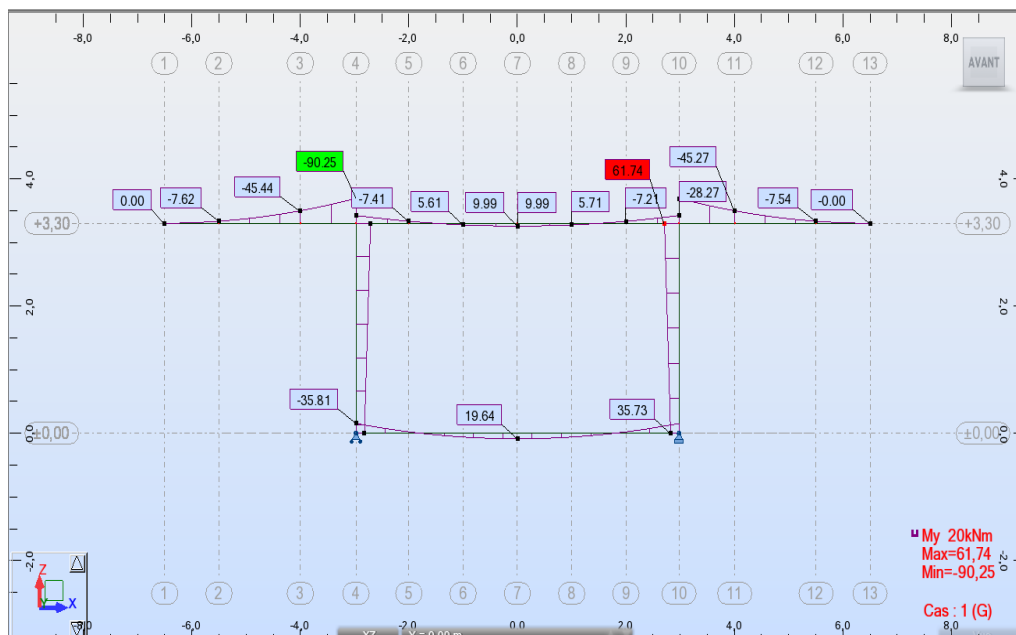
$$w_4 = 0.50 \times 25 = 12.50 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

-Caisson sur pile



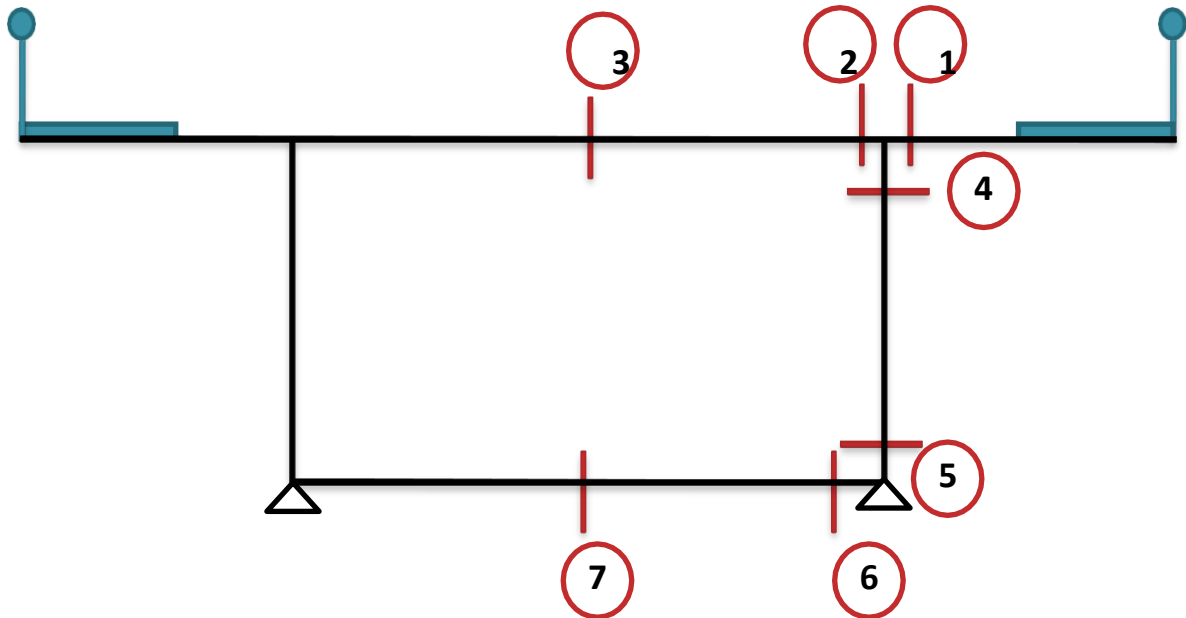
-Caisson à la clef



⚡ Charges routières (CQ)

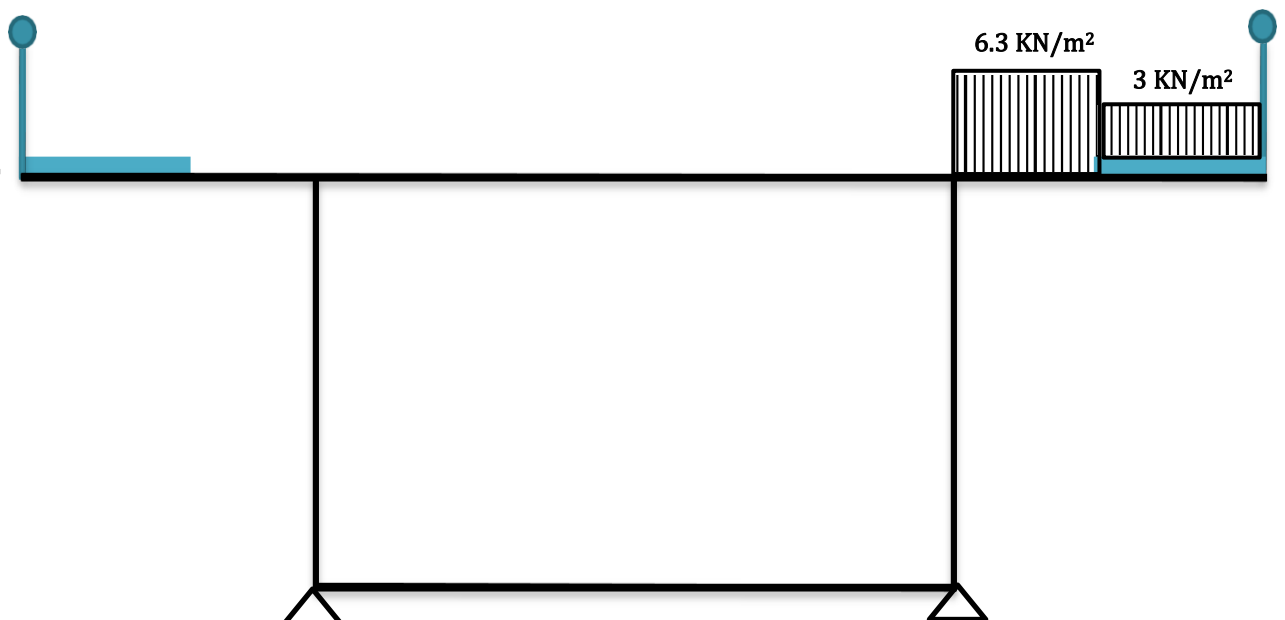
Nous pouvons distinguer sept (07) sections critiques pour les armatures :

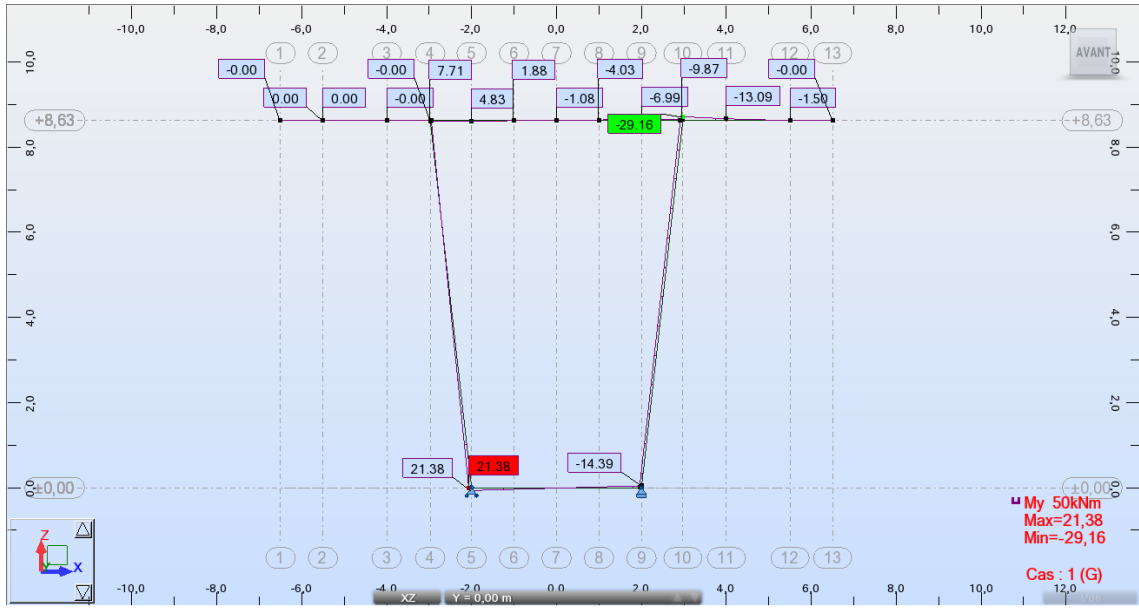
SECTION CRITIQUE



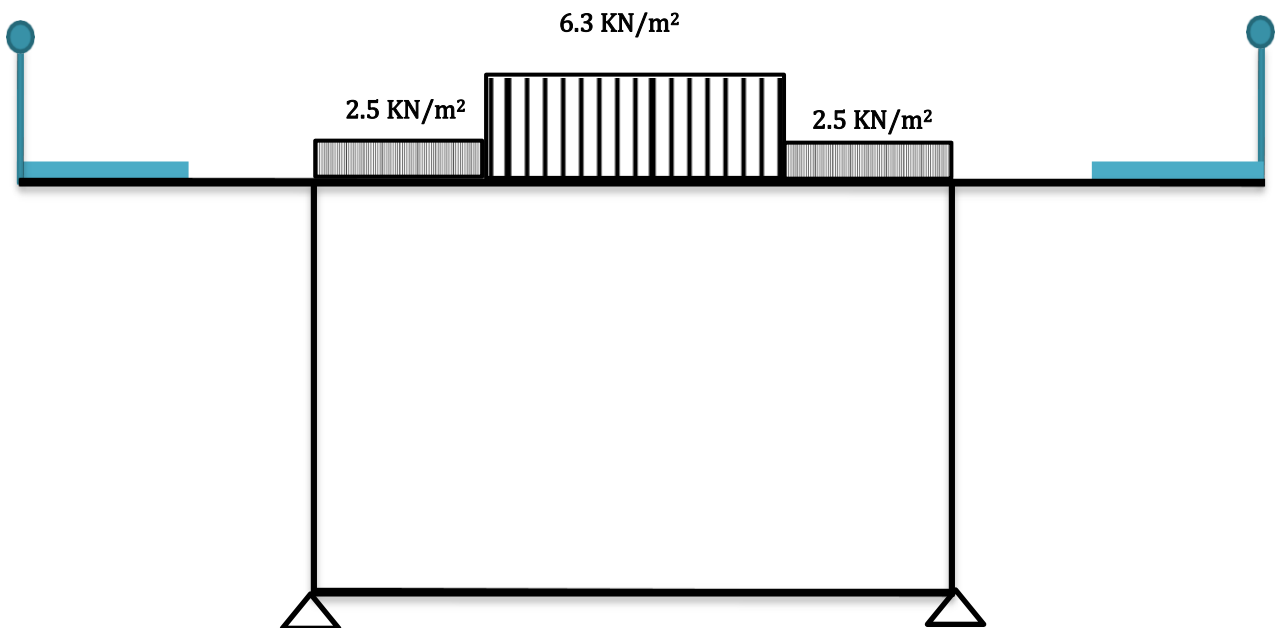
CAS N°A : charge routière répartie (UDL)

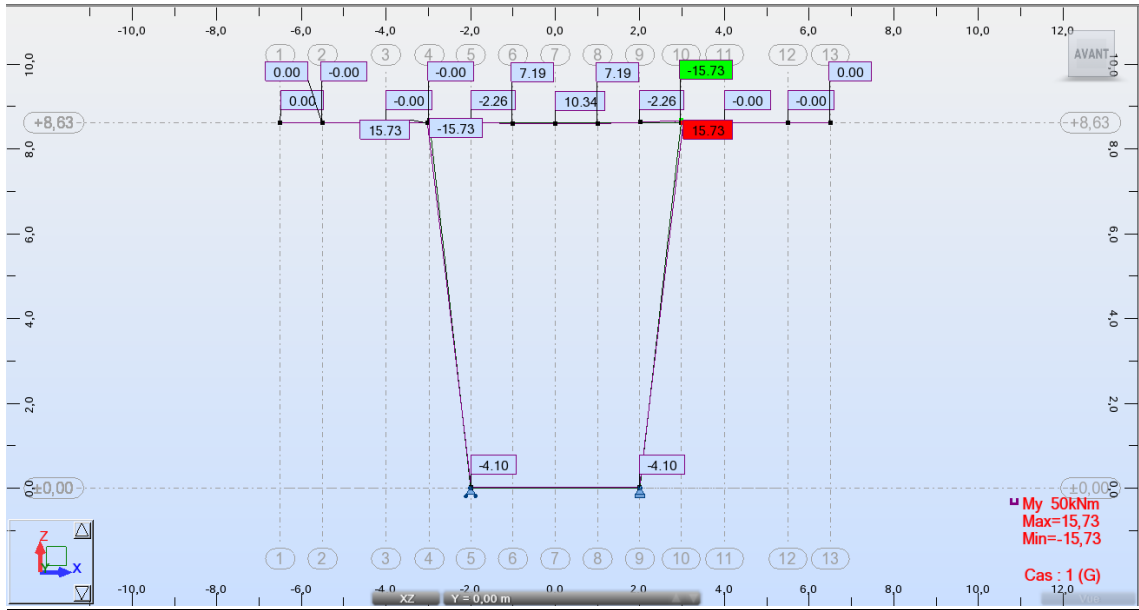
1A)





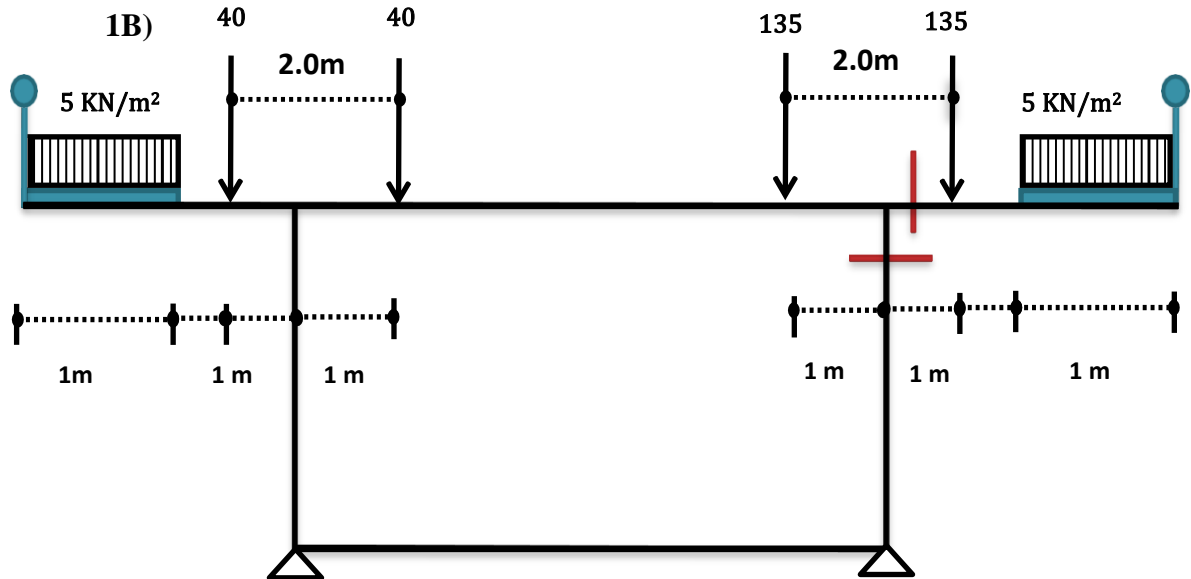
2A)





N.B : On remarque que le cas de charge UDL ni pas le cas critique

CAS N°B : charge routière ponctuelle (TS)

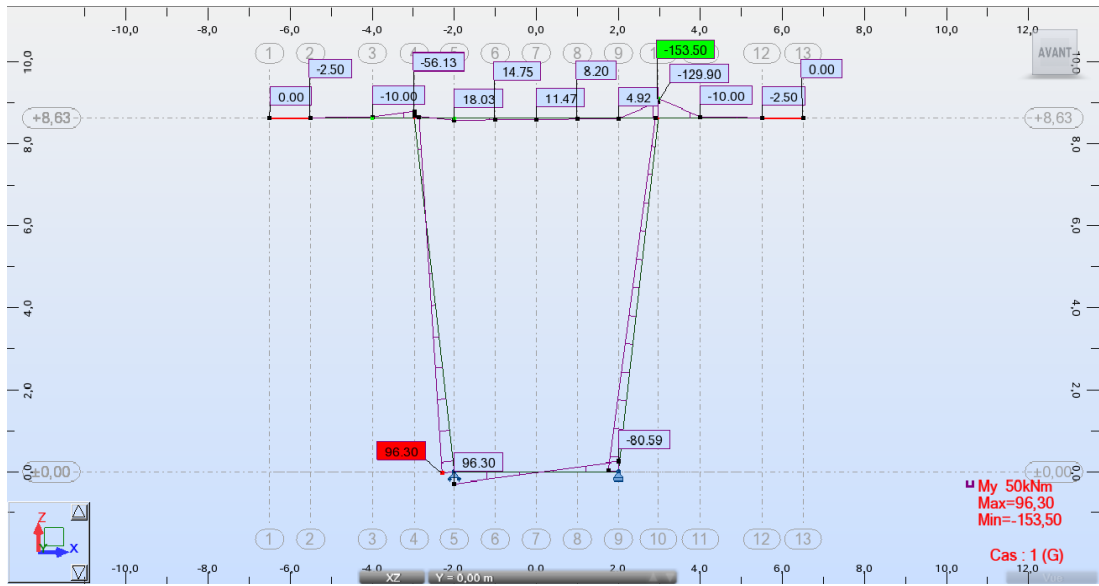


Ce cas de charge donne un moment Maximum :

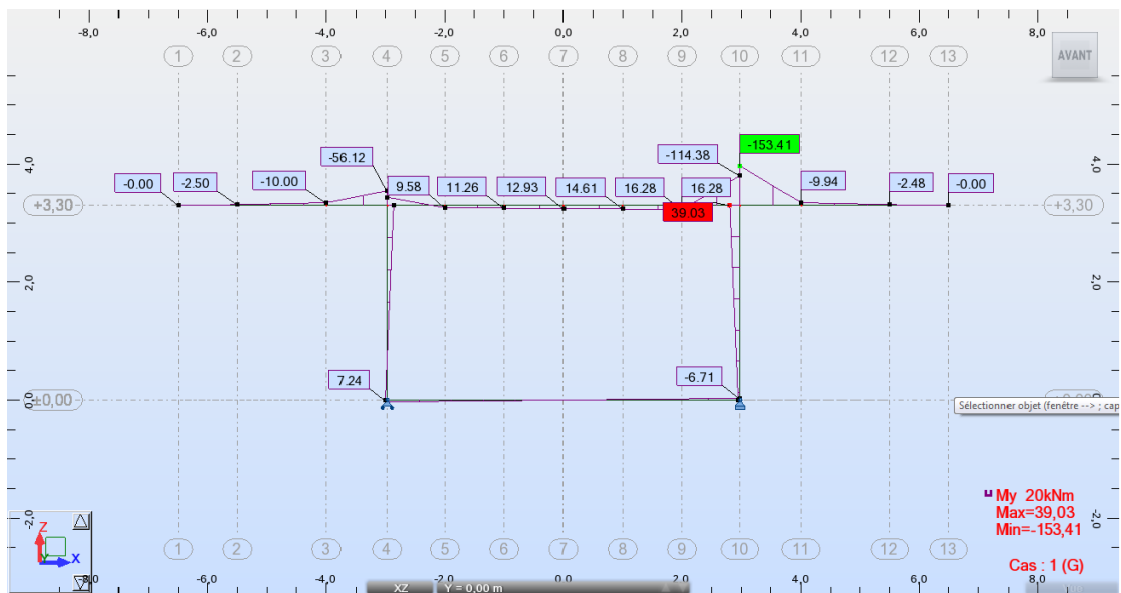
Max. -CQ M.C pour Section (1)

Max. +CQ M.C pour Section (4)

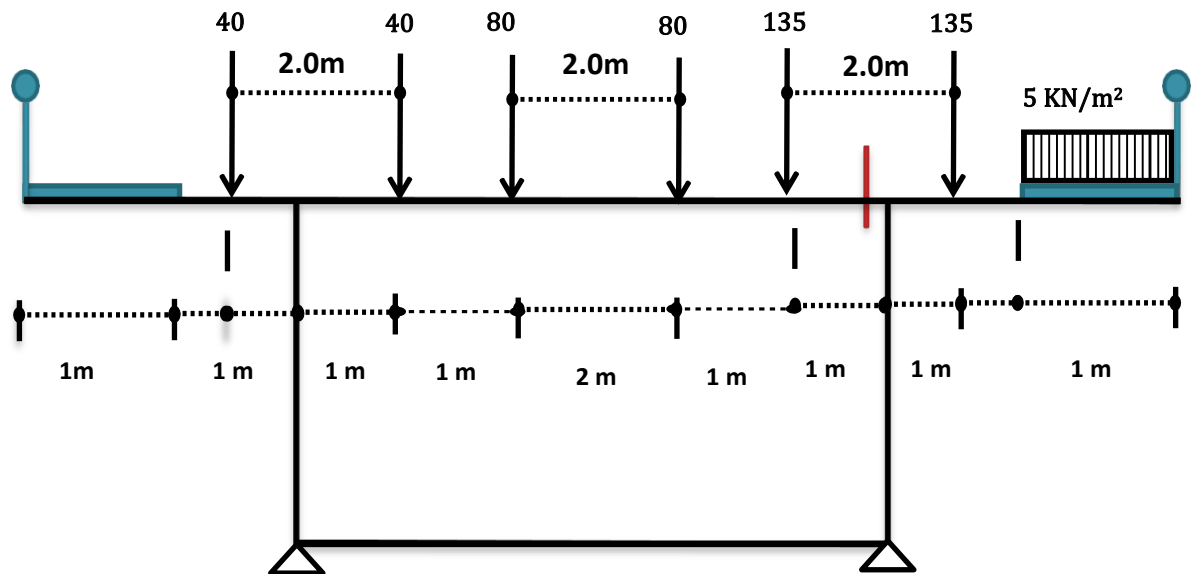
-Caisson sur pile



-Caisson à la clef

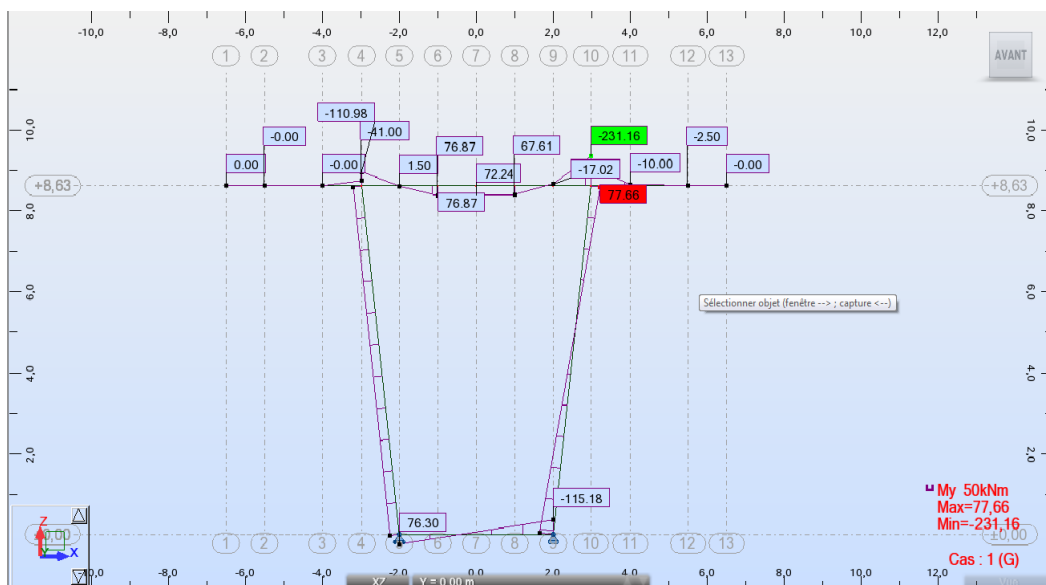


2B)

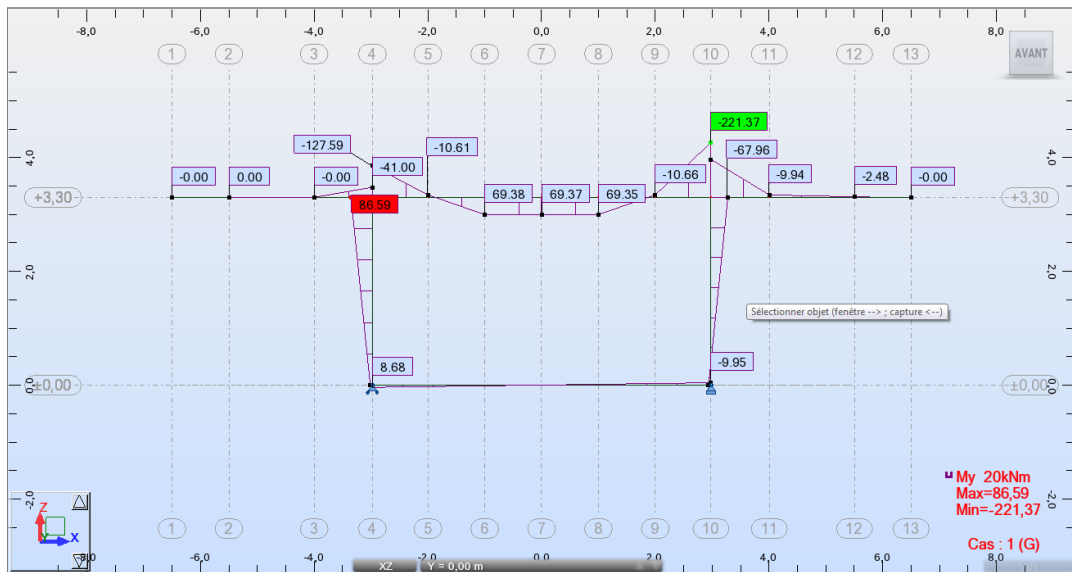


Max. -CQ M.C pour Section (2)

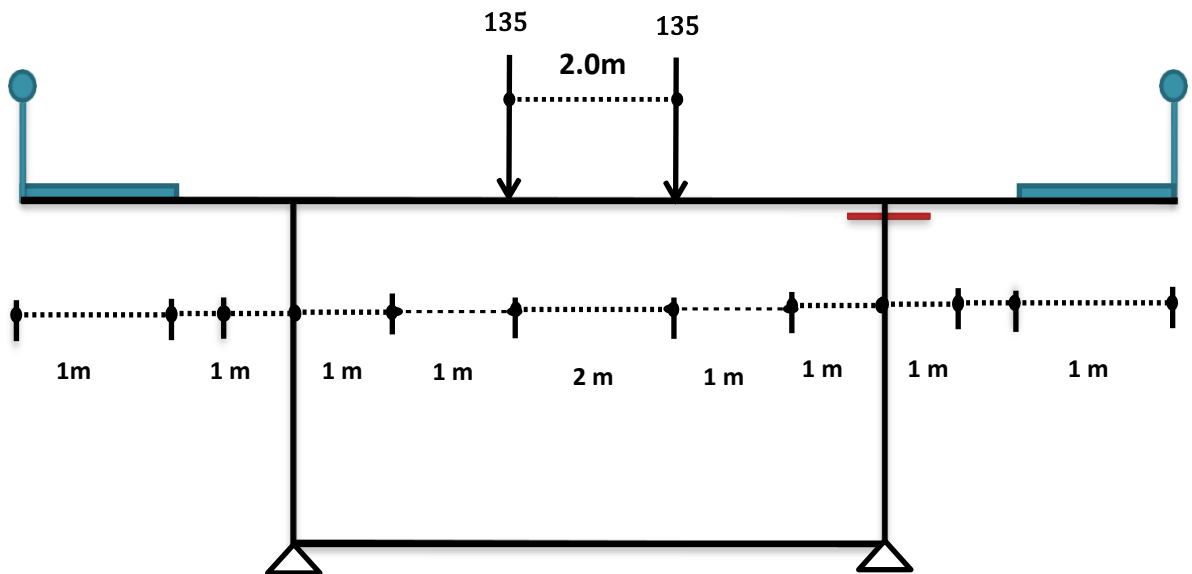
-Caisson sur pile



-Caisson à la clef

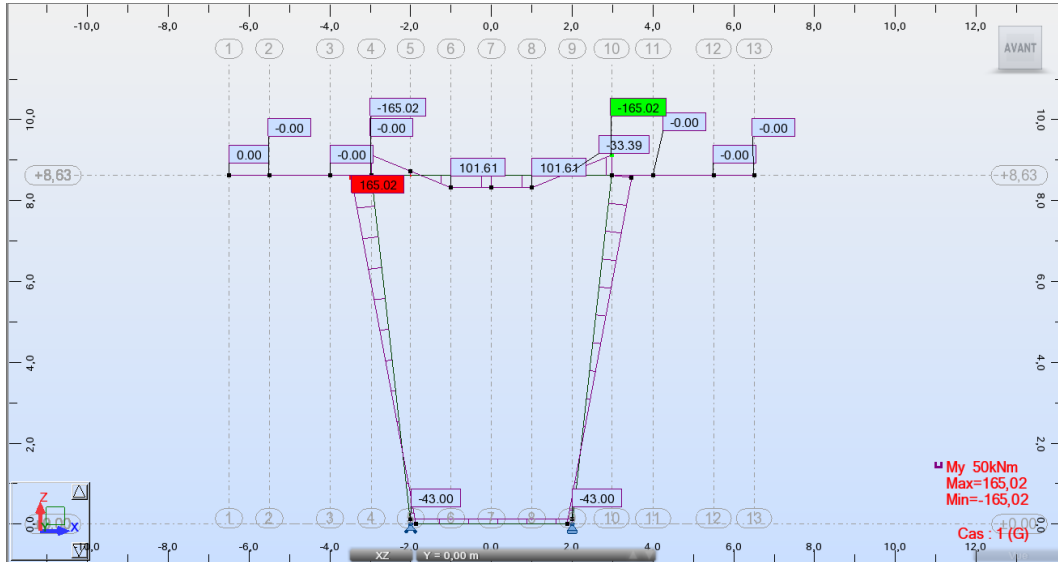


3B)



Max. -CQ M.C pour Section (4)

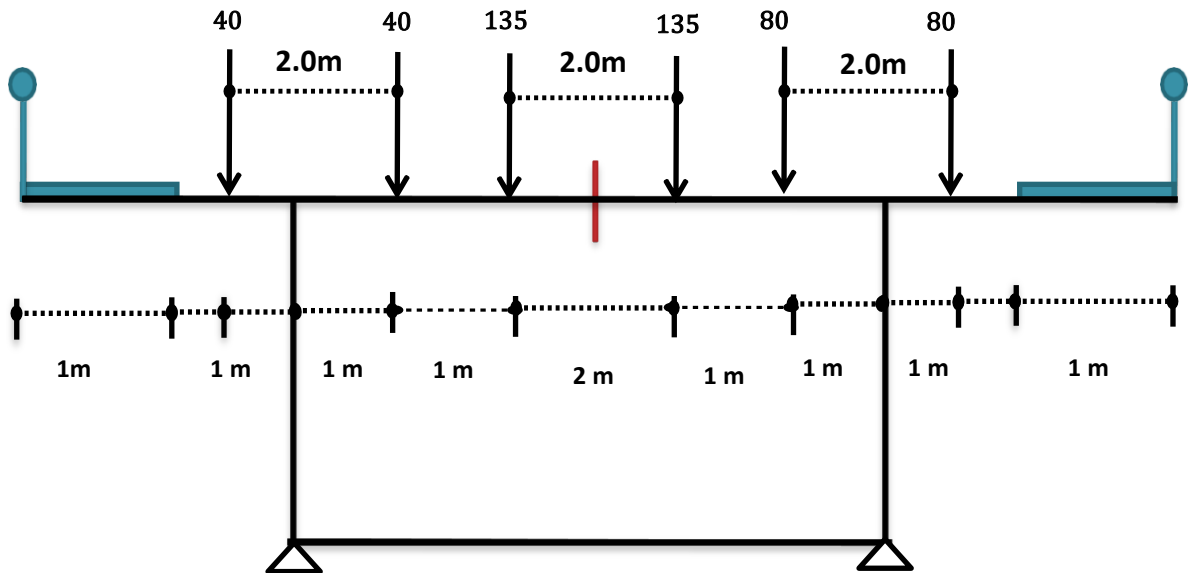
-Caisson sur pile



-Caisson à la clef

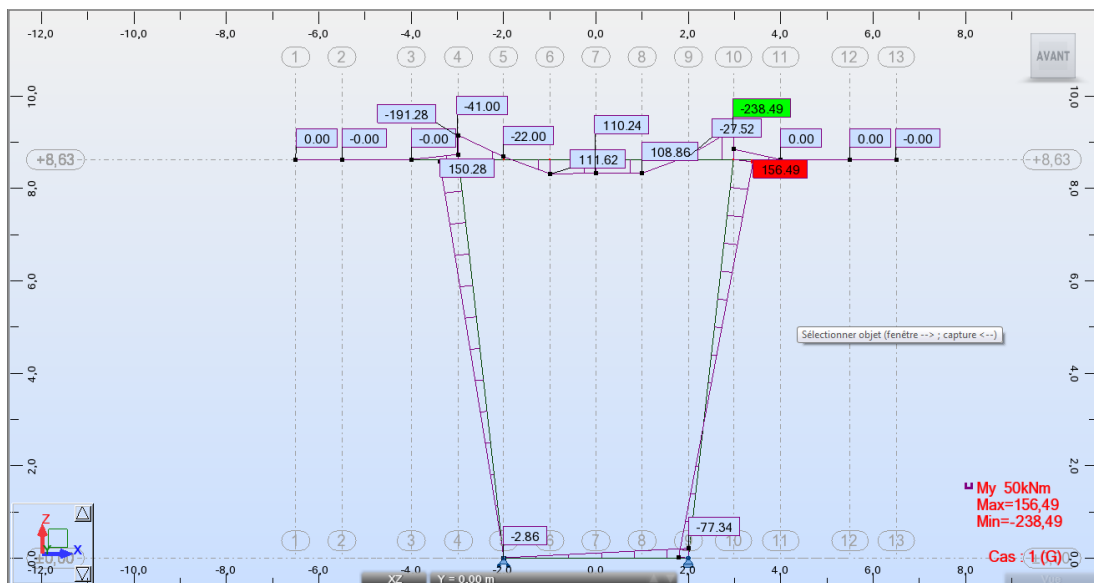


4B)



Max. +CQ M.C pour Section (4)

-Caisson sur pile



-Caisson à la clef

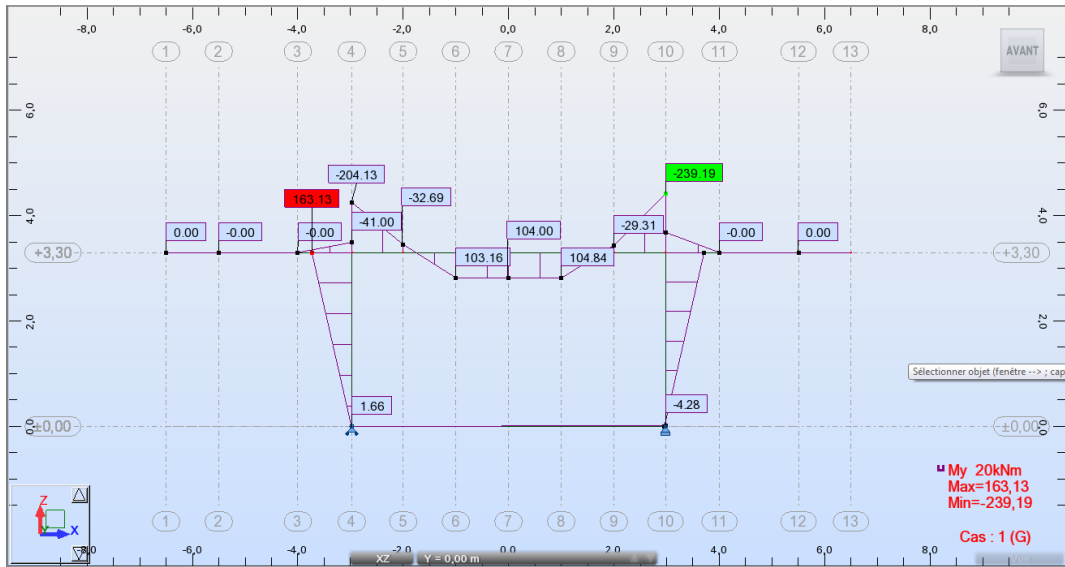


Tableau4.1 sommaire des moments assemblés à E.L.S de caisson sur pile

Sec.	Moments de caisson sur Pile M.C. Max (KN.m)			M.C. l'E.L.S (KN.m)	
	C.P.	C.Q		Valeur. Min	Valeur. Max
		Valeur. Min	Valeur. Max		
1	-91.59	-84.99	0	-176.58	-91.59
2	-30.38	-231.16	-165.02	-261.54	-195.40
3	+7.55	+11.47	+110.24	+19.02	+117.79
4	+77.26	-165.02	+56.13	-87.76	+133.39
5	+7.70	-96.30	+115.18	-88.60	+122.88
6	+7.70	-96.30	+115.18	-88.60	+122.88
7	-32.76	-80.59	+115.18	-113.35	+82.42

Tableau4.2 sommaires des moments assemblés à E.L.U de caisson sur pile

Sec.	Moments de caisson sur Pile M.C. Max (KN.m)			M.C. l'E.L. U (KN.m)	
	C.P.	C.Q		Valeur. Min	Valeur. Max
		Valeur. Min	Valeur. Max		
1	-123.65	-114.74	0	-238.39	-114.74
2	-41.03	-287.77	-222.78	-328.80	-263.81
3	+10.19	+15.48	+148.82	+25.67	+159.01
4	+104.30	-222.78	+75.78	-118.48	+180.07
5	+10.39	-130	+155.49	-119.61	+165.88
6	+10.39	-130	+155.49	-119.61	+165.88
7	-44.23	-108.80	+155.49	-153.03	+111.26

Tableau 4.3 sommaire des moments assemblé à E.L.S de caisson à la clef

Sec.	Moments de caisson sur Pile Max (M.C. Max) (KN.m)			M.C. l'E.L. S (KN.m)	
	C.P.	C.Q		Valeur. Min	Valeur. Max
		Valeur. Min	Valeur. Max		
1	-90.25	-89.75	0	-180	-90.25
2	-28.27	-221.37	-172.21	-249.64	-200.48
3	+9.99	+12.93	+104	+22.92	+113.99
4	+61.74	-172.21	+39.03	-110.47	+100.77
5	+35.73	-7.24	+9.95	-28.49	+45.68
6	+35.73	-7.24	+9.95	-28.49	+45.68
7	-19.64	-6.71	+9.95	-26.35	+9.69

Tableau 4.4 sommaire des moments assemblé à E.L.U de caisson à la clef

Sec.	Moments de caisson sur Pile Max (M.C. Max) (KN.m)			M.C. l'E.L. U (KN.m)	
	C.P.	C.Q		Valeur. Min	Valeur. Max
		Valeur. Min	Valeur. Max		
1	-121.84	-121.16	0	-243	-121.16
2	-38.16	-298.85	-232.48	-337.01	-270.64
3	+14.98	+17.45	+140.4	+32.43	+155.38
4	+83.35	-232.48	+52.69	-149.13	+136.04
5	+48.23	-9.77	+13.43	-38.46	+61.66
6	+48.23	-9.77	+13.43	-38.46	+61.66
7	-26.51	-9.06	+13.43	-35.57	+13.08

4.3. Ferrailage :

Le ferrailage des voussoirs est calculé en utilisant le programme [EXPERT 2011]. Qui permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles [Eurocode 2] à l'état limite ultime.
- Vérification des contraintes à l'état limite de service.
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

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

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

4.3.1 Ferrailage de voussoir prêt de la pile :

Exemple : vérifications des sections en flexion simple et composée.

Vérification de Section en Flexion Simple (voussoir sur Pile)

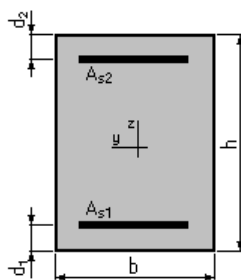
a. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1,00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 34,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 34,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,8$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 100,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 3,27$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 4,00$ (%)

Moments limites:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	271,68	-271,68
Etat Limite de Service	241,40	-241,40
Etat Limite Ultime (Accidentel)	312,44	-312,44

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 271,68$ (kN*m) $M_{\min} = -271,68$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,2$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 18,8$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,33$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 435,2$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 158,3$	(MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 241,40$ (kN*m) $M_{\min} = -241,40$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 9,1$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 18,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 17,5$ (MPa)
Contrainte limite:	$\sigma_{b\ lim} = 40,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 400,0$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 169,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim} = 400,0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 312,44$ (kN*m) $M_{\min} = -312,44$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,4$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 18,8$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,42$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 500,5$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 172,6$	(MPa)

Tableau4.5 Ferrailage de voussoir sur pile

Ferrailage de Voussoir sur Pile							
Désignations	Sections	Moments en (KN.m)		Effort (KN)	Ferrailage en (cm ²)		
		valeur. Min	valeur. Max	N.corresp ^{ts}	As calculé	As adopté	ρ %
Hourdis sup	1	-238.39	-114.74	-	30.4	34.36	3.27
	2	-328.80	-263.81	-	45.9	65.97	3.83
	3	+25.67	+159.01	-	19.01	21.99	0.75
Âmes	4	-118.48	+180.07	137.45	6.7	10.05	0.37
	5	-119.61	+165.88	395.87	5.50	10.05	0.38
Hourdis inf	6	-119.61	+165.88	-	8.5	10.05	0.12
	7	-153.03	+111.26	-	7.9	10.05	0.12

Tableau 4.6 Ferrailage de voussoir à la clef

Ferrailage de Voussoir à la clef							
Désignations	Sections	Moments en (KN.m)		Effort (KN)	Ferrailage en (cm ²)		
		valeur. Min	valeur. Max	N.corresp ^{ts}	As calculé	As adopté	ρ %
Hourdis sup	1	-243	-121.16	-	31.2	34.36	0.13
	2	-337.01	-270.64	-	47.5	65.97	3.83
	3	+32.43	+155.38	-	18.7	21.99	0.75
Âmes	4	-149.13	+136.04	140.67	5.50	10.05	0.37
	5	-38.46	+61.66	400.23	5.50	10.05	0.38
Hourdis inf	6	-38.46	+61.66	-	5.6	10.05	0.12
	7	-35.57	+13.08	-	5.6	10.05	0.12

Tableau4.7 Récapitulatifs de ferrailages de voussoir sur Pile & à la clef

Ferrailage Adopté de Voussoir sur Pile & à la clef				
Désignations	Sens Transversal		Sens longitudinal	
	Sur Appui	Sur travée	Sur Appui	Sur travée
Hourdis sup	5Ø16	7Ø20	7Ø16	7Ø16
Consoles	5Ø16	5Ø12	5Ø12	5Ø12
Hourdis inf	5Ø16	5Ø16	5Ø16	7Ø25
Âmes+ gousset	5Ø32+5Ø20+5Ø16		5Ø16	

N.B : toutes les cadre en T10

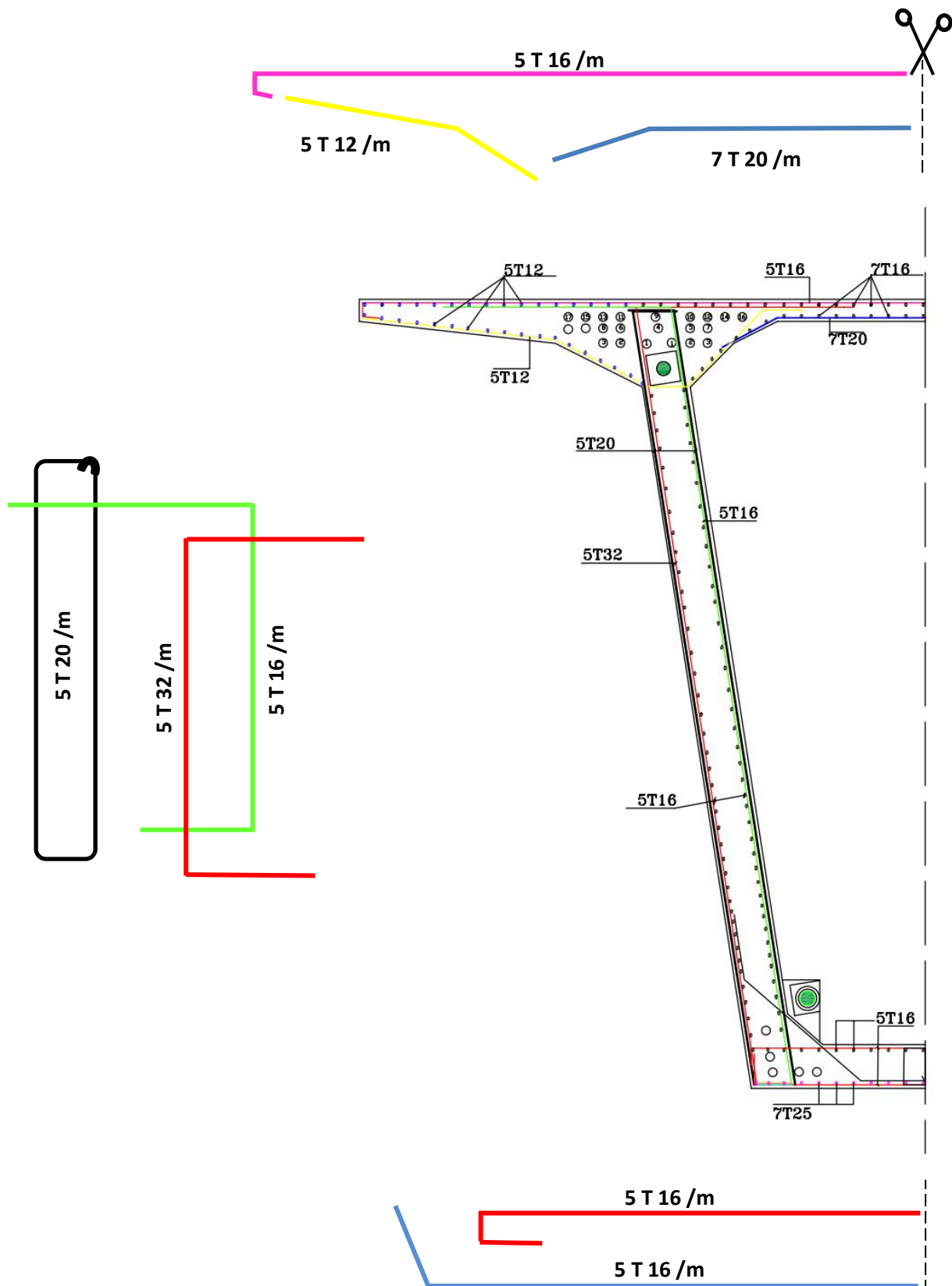


Fig 4.5 Ferrailage de la section transversal

Conclusion

Dans ce rapport, les différentes étapes de calcul et d'élaboration du programme réalisé sont traitées. Cela englobe le calcul des sollicitations, la détermination de la précontrainte à mettre en œuvre, le tracé du câble, le calcul des sections résistantes, les pertes instantanées et différées, le calcul des contraintes, etc....

Quelques conclusions peuvent être tirées :

- Au niveau de la précontrainte, les Eurocodes sont plus des normes de vérification que de dimensionnement. Plusieurs étapes de calcul sont laissées au choix du concepteur (calcul du module d'équivalence, vérification de l'effort tranchant à l'ELS).
- Les Eurocodes sont des normes assez complexes. Ils demandent beaucoup de précaution lors de leur mise en application et contiennent des méthodes assez laborieuses pour quelques phases de dimensionnement.
- Au niveau du travail réalisé, un guide méthodologique basant sur un programme d'Excel a été effectué. Il s'adresse pour des ponts courants à 3 travées et contient toutes les phases de dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successive. Il s'appuie sur des méthodes simplifiées proposées par l'Eurocode 2.

Ce travail de PFE m'a permis, dans un premier temps, d'approfondir mes connaissances en matière d'ouvrages d'art. Dans un deuxième temps, c'était une occasion de voir le monde de l'entrepreneuriat.

Enfin, travailler avec les nouvelles normes et les appliquer dans un projet complet ont rendu ce projet de fin d'études particulièrement intéressant. Tout au long de mon analyse, les enseignements suivis lors de mes dernières années ont pu être mis en application d'une façon ou d'une autre, ce qui me semble être un très bon lien vers le monde du travail et de l'entreprise.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] EN 1990/A1 : Eurocode : Bases de calcul des structures – Application pour les ponts, Décembre 2005.
- [2] EN 1991-2 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, Septembre 2003.
- [3] EN 1991-1-5 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-5 : actions générales – Actions thermiques, Novembre 2003.
- [4] EN 1991-1-6 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-6 : actions générales - Actions en cours d'exécution, Juin 2005.
- [5] EN 1992-1-1 : Eurocode 2, Calcul des structures en béton. Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments. Octobre 2005.
- [6] EN 1992-2: Eurocode 2, Calcul des structures en béton. Partie 2, Ponts en béton, Calcul des dispositions constructives. Mai 2006
- 7 Gilles LACOSTE, Aude PETEL, Jean-Michel LACOMBE "Projet de pont partie 1/3 Etude préliminaire" Ecole Spéciale des Travaux Publics, Août (2012) .
- 8 Gilles LACOSTE, Aude PETEL, Mohamed CHAABOUNI "Projet de pont partie 2/3 POA pont en encorbellement " Ecole Spéciale des Travaux Publics, Août (2015) .
- 9 Béton précontraint aux Eurocodes – Auteur : Patrick Le Delliou – Editeur : Pul – Collection : ENTPE
- 10 Anne BERNARD-GELY, Jean-Armand CALGARO "conception des Ponts " presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, (1994).
- 11 OUMSALEM Yacine, Études et Conception d'un tablier de pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place. Sur la R.N.25 du PK15+460 au PK15+780 (O.A.9) Rapport de PFE, université de Bejaia
- 12 Gilles CAUSSE, Emmanuel BOUCHON, Pascal CHARLES "Béton précontrainte " support de cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, Décembre (2007).
- 13 Lacoste G, Outteryck C, programme FLEWIN version 7.05 www.lapaille.sitew.com

1. - DONNEES GENERALES DU PROJET

Règlements :

EC2 pour le béton armé et le béton précontraint ;

Eurocode 1 : pour les charges TS, UDL et de trottoirs – Classe 2 de trafic.

Caractéristiques des matériaux utilisés :

- béton : C40/50 $f_{ck} = 40$ MPa ciment CEM 52,5 N

- aciers passifs : $f_{yk} = 500$ MPa ;

- aciers de précontrainte : $f_{pk} = 1860$ MPa, $f_{p01k} = 1640$ Mpa

$E_p = 190000$ MPa,

Section 1 T 13 : 100 mm²

1 T 15 : 150 mm²

- Compression du béton :

au-delà de 28 jours : $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa avec f_{cm} et f_{ck} en MPa

pour $0 < j \leq 28$: $f_{cm}(j) = f_{ck}(j) + 8$ MPa avec $f_{cm}(j)$ et $f_{ck}(j)$ en MPa

et $f_{cm}(j) = \beta_{cc}(j) \cdot f_{cm}$ avec : $\beta_{cc}(j) = e^{s \times (1 - \sqrt{\frac{28}{j}})}$

avec :

f_{cm} résistance moyenne en compression du béton à 28 jours

f_{ck} résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours sur cylindre

j âge du béton, en jours ($j \geq 28$)

$f_{ck}(j)$ résistance caractéristique en compression du béton à j jours sur cylindre ($j \leq 28$)

$f_{cm}(j)$ résistance moyenne en compression du béton à l'âge j jours ($j \leq 28$)

$\beta_{cc}(j)$ coefficient qui dépend de l'âge du béton j en jours

s coefficient fonction de la classe du ciment :

0,20 pour les ciments de classe R : CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R

0,25 pour les ciments de classe N : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N

0,38 pour les ciments de classe S : CEM 32,5 N.

- Résistance à la traction du béton :

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}(j)^{2/3} \text{ si } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa et } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{ctm} = 2.124 \times \ln\left(1.80 + \frac{f_{ck}(j)}{10}\right) \text{ si } f_{ck} > 50 \text{ Mpa et } j \leq 28 \text{ jours}$$

- Module du béton : $E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$

Sollicitations en service :

- ELS : $G + P_m + Q + 0,6 \Delta\theta$ avec $Q = TS + UDL + Tr$;

- ELU : $G + P_m + 1,5 Q$. avec $Q = TS + UDL + Tr$

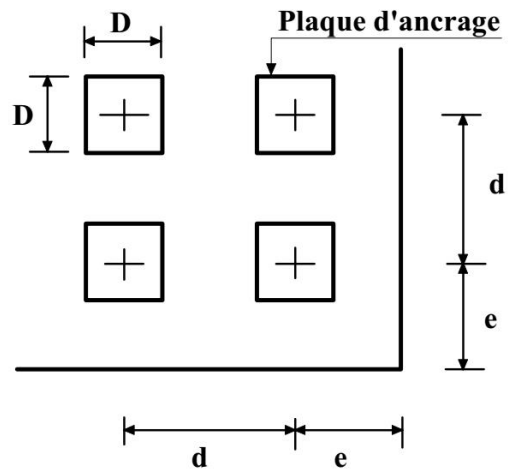
Gradient thermique $\Delta\theta$: $+7$ ou -5° C

(avec un coefficient de dilatation thermique $\lambda = 10^{-5} / ^\circ \text{ C}$).

Systèmes de précontrainte :

Unités	Câbles			Ancrages		
	Diamètre gaines (mm)	Section (mm ²)	Rayon mini (m)	D (*) (cm)	d (*) (cm)	e (*) (cm)
12 T 13	70	1200	6,00	22,5	27	13
12 T 15	80	1800	8,00	27	35	22
19 T 15	100	2850	8,00	35	38	27

(*) D, d et e sont définis par le schéma suivant :



Ancre et gaine de précontrainte

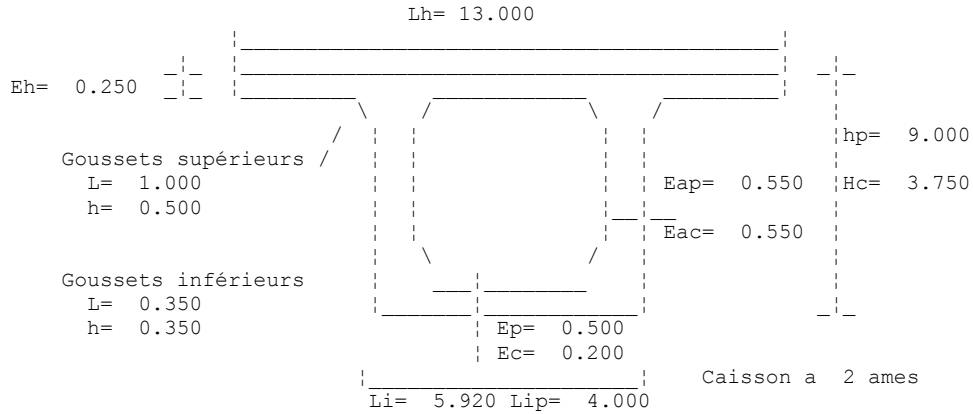
Disposition des plaques d'ancrages à l'about des pièces

2. – NOTE DE CALCUL PROGRAMME FLEWIN

*** PROJET : 7 - Régléments EC2 - EC1 *** le 0/0/0 à 0 h 0 mn - Page 1 -

#1# - Caractéristiques mécaniques et câbles de fléau

**** Rappel des caractéristiques du caisson ****



Nombre de travées : 3

Portée de la travée principale : 150.00 m

Portée des travées de rive : 85.00 m

Caractéristiques mécaniques	Section de clef	Section sur pile
Surface	$B_0 = 9.1865 \text{ m}^2$	$B_1 = 15.4475 \text{ m}^2$
Inertie	$I_0 = 16.9707 \text{ m}^4$	$I_1 = 161.4565 \text{ m}^4$
Distance cdg fibre sup	$v_0 = 1.357 \text{ m}$	$v_1 = 3.823 \text{ m}$
Distance cdg fibre inf	$v'_0 = 2.393 \text{ m}$	$v'_1 = 5.177 \text{ m}$
Moment stat partie sup	$H_g = 5.6160 \text{ m}^3$	$H_g = 22.4448 \text{ m}^3$

Moment dû au poids du fleau $M_{pp} = -700.244 \text{ MNm}$

Moment dû à l'équipage mobile $M_{eq} = -29.000 \text{ MNm}$

Moment dû aux charges Q_{c2} et Q_{c3} $M_{qc} = -49.768 \text{ MNm}$

Poids de l'équipage mobile $P_{em} = 0.400 \text{ MN}$

Résistance du béton : -1.75 Mpa (-0.50 fctm avec $\text{fctm} = 3.51 \text{ MPa}$)

Exc de la prec sur pile : 3.623 m Dist / FS : 0.200 m

Type de câbles choisi : 19 T 15 Force par câble : 3.10 MN

Force minimum : 110.89 MN

Nombre de câbles Mini : 36 Soit pour 2 âmes et un vous sup : 38 cables

Nombre de voussoirs théorique : 19 de 3.632 m de long

Nombre de câbles imposé : 38 Nombre de voussoirs imposé : 20

Longueur du voussoir sur pile : 10.000 m

Longueur du voussoir de clavage: 2.000 m

Longueur du voussoir courant : 3.450 m

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Actions	Sig Sup MPa	Sig inf Mpa
Charges perm et de chantier	-18.45	24.98
Précontrainte (36 câbles)	16.82	-5.75
Total	-1.62	19.23

1- Caractéristiques de l'ouvrage

Nombre de travées : 3
 Portée des travées de rive : 85.00 m
 Portée de la travée courante : 150.00 m
 Coefficients alpha (tables de Marsac) : 0.1176 et 0.1176
 Coefficients Gamma (Sections de calcul en rive) : 0.1294 et 0.1294

 Section à la clef : - B0 = 9.1865 m2
 - I0 = 16.9707 m4

 Section sur pile : - B1 = 15.4475 m2
 - I1 = 161.4565 m4

2- Matrice de calcul des moments sur pile

$$\begin{matrix}
 \begin{matrix} M1 \\ M2 \end{matrix} \\
 \begin{matrix} | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \end{matrix}
 \end{matrix}
 =
 \begin{matrix}
 -509.130 & -1923.327 & 264.667 \\
 264.667 & -1923.327 & -509.130
 \end{matrix}
 \begin{matrix}
 | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \\ | \end{matrix}
 *
 \begin{matrix}
 q1 \\ q2 \\ q3
 \end{matrix}$$

3- Moment de poids propre

Moments sur appuis	M0	M1	M2	M3
Fléaux	0.0	-700.24	-700.24	0.0
Clavage de rive	0.0	0.00	0.00	0.0
Clavage central	0.0	0.00	0.00	0.0
fin de construction	0.0	-700.24	-700.24	0.0

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Fléaux	0.00	0.00	0.00
Clavage de rive	12.10	0.00	12.10
Clavage central	0.00	0.00	0.00
fin de construction	12.10	0.00	12.10

4- Moment dû au poids des équipements

Charge au ml : q= 0.050000 MN/ml

Moments sur appuis	M0	M1	M2	M3
	0.0	-108.39	-108.39	0.0

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
	6.32	32.24	6.32

*** PROJET : 7 *** le 0/0/0 à 0 h 0 mn - Page 3 -

5- Moments dûs aux charges d'exploitation EC1

Classe du pont : 2
 Largeur chargeable : 11.00
 Nombre de voies : 3
 Largeur aire résiduelle : 2.00
 Largeur totale des trottoirs : 2.00

Charge répartie UDL : 0.038900 MN/m
 Charge concentrée TS : 1.0200 MN

Moments sur appuis	M0	M1	M2	M3
Momt max UDL	0.0	10.30	10.30	0.0
Momt min UDL	0.0	-94.62	-94.62	0.0
Momt max TS	0.0	4.94	4.94	0.0
Momt min TS	0.0	-21.08	-21.08	0.0
Momt max trottoir	0.0	1.32	1.32	0.0
Momt min trottoir	0.0	-12.16	-12.16	0.0

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Momt max UDL	14.60	34.59	14.60
Momt min UDL	-9.68	-9.51	-9.68
Momt max TS	4.38	17.17	4.38
Momt min TS	-2.73	-2.28	-2.73
Momt max trottoir	1.88	4.45	1.88
Momt min trottoir	-1.24	-1.22	-1.24

6- Moment dû à un gradient thermique de 7.0°C

Module du béton : 35220.5 MPa

Moments sur appuis	M0	M1	M2	M3
	0.0	19.85	19.85	0.0

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
	2.57	19.85	2.57

7- Moment dû au fluage : -1.50 MPa en fibre inférieure en travée

Moments sur appuis	M0	M1	M2	M3
	0.0	10.64	10.64	0.0

Moments à la clef	Travée 1	Travée 2	Travée 3
	1.38	10.64	1.38

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 4 -

#2# - Précontrainte de l'ouvrage

PRECONTRAINTES DE FLEAU

Type de câbles choisi : 19 T 15 Force par câble = 3.10 MN

- e0 = 3.623 m (Dist/FS 0.200 m)

Précontrainte calculée : 110.89 MN

Nb de câbles minimum : 38 ==> F = 117.97 MN

Nb de câbles imposé : 38 ==> F = 117.97 MN

PRECONTRAINTES DE CONTINUITÉ INTERIEURE :

Type de câbles choisi : 19 T 15 Force par câble = 3.41 MN

Sig lim centre = -1.40 MPa (fctm5= 2.80 MPa) - Rive = -1.64 MPa (fctm14= 3.28 MPa)

Rapport bêta (lcab / L) = 0.30 Intégration sur 1000 intervalles

- Travée de rive : e0 = -2.293 m (Dist/FI 0.100 m)

- Travée centrale : e0 = -2.193 m (Dist/FI 0.200 m)

Rotation des travées courantes sous prec unitaire : 0.077475 10⁻³ rd

Coef Mt Hyper	M0	M1	M2	M3
Mhyper / F	: 0.0	0.994	0.994	0.0
Mhyper / (F*e0)	: 0.0	-0.453	-0.453	0.0

Précontrainte int.	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Précontrainte utile	2.70	5.03	2.70
Nb de câbles calculé	2	2	2
Nb de câbles imposé	2	12	2

PRECONTRAINTES DE CONTINUITÉ EXTERIEURE

Type de câbles choisi : 19 T 15 Force par câble : 3.41 MN

Sig lim = -1.75 MPa

- Rive e0 = -2.093 m (Dist/H Inf 0.100 m - Dist/FI 0.300 m)

- Centre e0 = -1.993 m (Dist/H Inf 0.200 m - Dist/FI 0.400 m)

- Pile e0 = 3.473 m (Dist/H Sup 0.100 m - Dist/FS 0.350 m)

EN TRAVEE ==>	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Précontrainte utile	8.97	13.68	8.97
Nb de câbles calculé	4	6	4
Moments hyper retenus	9.8427	76.0574	9.8427
Nb câbles du M hyper	22	28	22
Nb de câbles imposé	22	28	22

SUR PILE ==>	Pile 1	Pile 2
Précontrainte utile	2.99	2.99
Nb de câbles calculé	2	2
Moments hyper retenus	76.0574	76.0574
Nb câbles du M hyper	11	11
Nb de câbles imposé	11	11

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 5 -

#3# - Efforts et contraintes dans l'ouvrage

VERIFICATION DES EFFORTS SUR PILE 1

Actions		M en MNm	e0 en m	P en MN
Poids propre	Mg	-700.24		
Equipements	Me	-108.39		
Précontrainte fleau		416.98	3.623	115.09
Préc. intérieure hyper	Mhi	36.14		
Préc. Extérieure iso		130.17	3.473	37.48
Moment Hyper		76.06		
Charge EC1	Maxi	15.23		
Charge EC1	Mini	-115.70		
Trottoirs	Maxi	1.32		
Trottoirs	Mini	-12.16		
Grad Thermique	7.0°C Mgt	19.85		
Grad Thermique	-5.0°C Mgt	-14.18		
Fluage	Mf	10.64		

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 6 -

VERIFICATION DES EFFORTS EN TRAVEE 1

Actions		M en MNm	e0 en m	P en MN
Poids propre	Mg	12.10		
Equipements	Me	6.32		
Préc. intérieure iso		-13.89	-2.293	6.06
Préc. intérieure hyper	Mhi	4.68		
Préc. Extérieure iso		-156.89	-2.093	74.96
Moment Hyper		9.84		
Charge EC1	Maxi	18.98		
Charge EC1	Mini	-12.41		
Trottoirs	Maxi	1.88		
Trottoirs	Mini	-1.24		
Grad thermique	7.0°C Mgt	2.57		
Grad Thermique	-5.0°C Mgt	-1.83		
Fluage	MFl	1.38		

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 7 -

VERIFICATION DES EFFORTS EN TRAVÉE 2

Actions		M en MNm	e0 en m	P en MN
Poids propre	Mg	0.00		
Equipements	Me	32.24		
Préc. intérieure iso		-79.70	-2.193	36.35
Préc. intérieure hyper	Mhi	36.14		
Préc. Extérieure iso		-190.14	-1.993	95.41
Moment Hyper		76.06		
Charge EC1	Maxi	51.76		
Charge EC1	Mini	-11.79		
Trottoirs	Maxi	4.45		
Trottoirs	Mini	-1.22		
Grad thermique	7.0°C Mgt	19.85		
Grad Thermique	-5.0°C Mgt	-14.18		
Fluage	MFl	10.64		

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 8 -

REACTIONS D'APPUI (en MN)

Actions	C0	P1	P2	C3
PP	2.363	42.375	42.375	2.363
Equip	0.850	7.150	7.150	0.850
Préc Int	0.425	-0.425	-0.425	0.425
Préc Ext	0.895	-0.895	-0.895	0.895
à vide (M S)	4.533	48.206	48.206	4.533
Fluage	0.125	-0.125	-0.125	0.125
EC1 Max	2.561	6.905	6.905	2.561
EC1 Min	-1.128	-0.476	-0.476	-1.128
Tr Max	0.198	0.756	0.756	0.198
Tr Min	-0.113	-0.041	-0.041	-0.113
Grad Therm 4.2°C	0.140	-0.140	-0.140	0.140
Grad Therm -3.0°C	-0.100	0.100	0.100	-0.100
Réaction Maxi ELS	7.557	55.967	55.967	7.557
Réaction Mini ELS	3.191	47.423	47.423	3.191

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 9 -

VERIFICATION DES CONTRAINTES SUR PILE 1

Actions	Sig Sup MPa	Sig inf Mpa
Poids propre	-16.58	22.45
Equipements	-2.57	3.48
Précontrainte fleau	17.32	-5.92
Précontrainte intérieure	0.86	-1.16
Precontrainte extérieure	7.31	-4.19
Precontrainte totale	25.49	-11.26
Total charges permanentes	6.34	14.66
=====	=====	=====
1.0 Charge EC1 et Trot Maxi	-3.03	4.10
0.6 Gradient thermique -5.0°C	-0.20	0.27
Total en Charge Maxi	3.11	19.04
=====	=====	=====
1.0 Charge EC1 et Trot Mini	0.39	-0.53
0.6 Gradient thermique 7.0°C	0.28	-0.38
Fluage	0.25	-0.34
Total en Charge Mini	7.27	13.41
=====	=====	=====

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 10 -

VERIFICATION DES CONTRAINTES EN TRAVÉE 1

Actions	Sig Sup MPa	Sig inf Mpa
Poids propre	0.97	-1.71
Equipements	0.51	-0.89
Précontrainte intérieure	-0.08	1.96
Précontrainte extérieure	-3.60	28.90
Précontrainte totale	-3.68	30.85
Total charges permanentes	-2.20	28.26
=====	=====	=====
1.0 Charge EC1 et Trot Mini	-1.09	1.93
0.6 Gradient thermique -5.0°C	-0.09	0.16
Total en Charge Mini	-3.29	30.18
=====	=====	=====
1.0 Charge EC1 et Trot Maxi	1.67	-2.94
0.6 Gradient thermique 7.0°C	0.12	-0.22
Fluage	0.11	-0.19
Total en Charge Maxi	-0.30	24.90
=====	=====	=====

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 11 -

VERIFICATION DES CONTRAINTES EN TRAVÉE 2

Actions	Sig Sup MPa	Sig inf Mpa
Poids propre	0.00	-0.00
Equipements	2.58	-4.55
Précontrainte intérieure	0.47	10.10
Précontrainte extérieure	1.26	26.47
Précontrainte totale	1.74	36.57
Total charges permanentes	4.31	32.03
=====	=====	=====
1.0 Charge EC1 et Trot Mini	-1.04	1.83
0.6 Gradient thermique -5.0°C	-0.68	1.20
Total en Charge Mini	3.27	33.86
=====	=====	=====
1.0 Charge EC1 et Trot Maxi	4.49	-7.93
0.6 Gradient thermique 7.0°C	0.95	-1.68
Fluage	0.85	-1.50
Total en Charge Maxi	10.61	20.92
=====	=====	=====

*** PROJET : 7 *** le 8/6/2020 à 12 h 12 mn - Page 12 -

#4# - Stabilité des fléaux en cours de construction

Distance entre cales E : 3.00 m - entre câbles de clouage Ec : 4.00 m
Longueur du demi fléau : 74.00 m - Type de câbles de clouage : 19 T 15

Actions en valeur probable	Effort Vertical (MN)	Bras de levier (m)	Moment (MNm)
Poids 1/2 fléau nv voussoirs	20.856	33.575	700.244
Poids 1/2 fléau nv-1 voussoirs	20.064	-32.047	-642.977
Poids de l'entretoise	0.500	0.000	0.000
Effet du vent compatible FW*	0.189	37.750	7.116
Effet du vent de tempête FWk	0.943	37.750	35.579
Qcc : équipage position nv	0.400	72.500	29.000
qcab : charge répartie	1.154	37.000	42.713
qcabr: charge répartie réduite	0.192	37.000	7.119
Fcb : charge concentrée	0.100	70.550	7.055
COMBINAISONS D'ACTIONS			
Combinaison A 1	57.308	3.216	184.330
Combinaison A 2	44.005	3.613	159.002
Combinaison A 3	54.941	3.215	176.625
Combinaison A 4	42.656	3.547	151.297
Combinaison B	40.920	1.764	72.174

Détermination des câbles de clouage :

Comb A1 : Section calculée des câbles d'une file : 22263 mm2
Nombre de câbles d'une file : 8
Comb A2 : Section calculée des câbles d'une file : 21047 mm2
Nombre de câbles d'une file : 8
Comb A3 : Section calculée des câbles d'une file : 21323 mm2
Nombre de câbles d'une file : 8
Comb A4 : Section calculée des câbles d'une file : 19761 mm2
Nombre de câbles d'une file : 8
Comb B : Section calculée des câbles d'une file : 2083 mm2
Nombre de câbles d'une file : 2

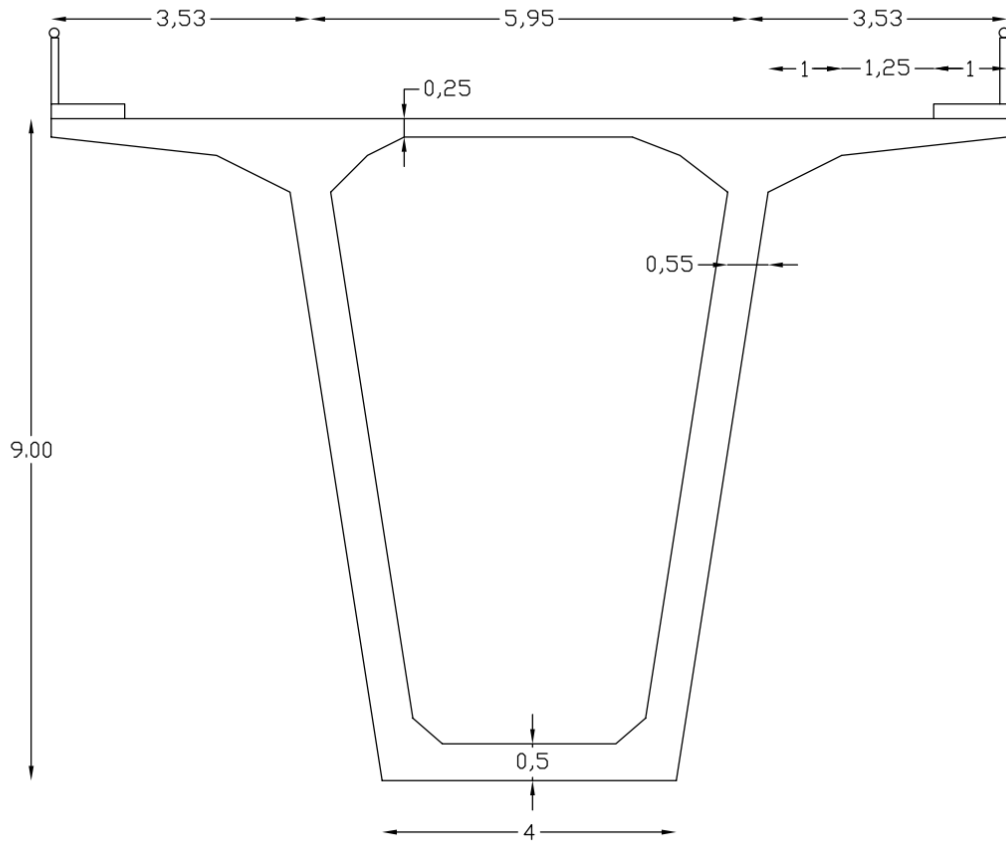
Détermination de la surface des cales avec 8 câbles de clouage

Contrainte sur le béton : Comb A : 53.33 MPa - Comb B : 66.67 MPa

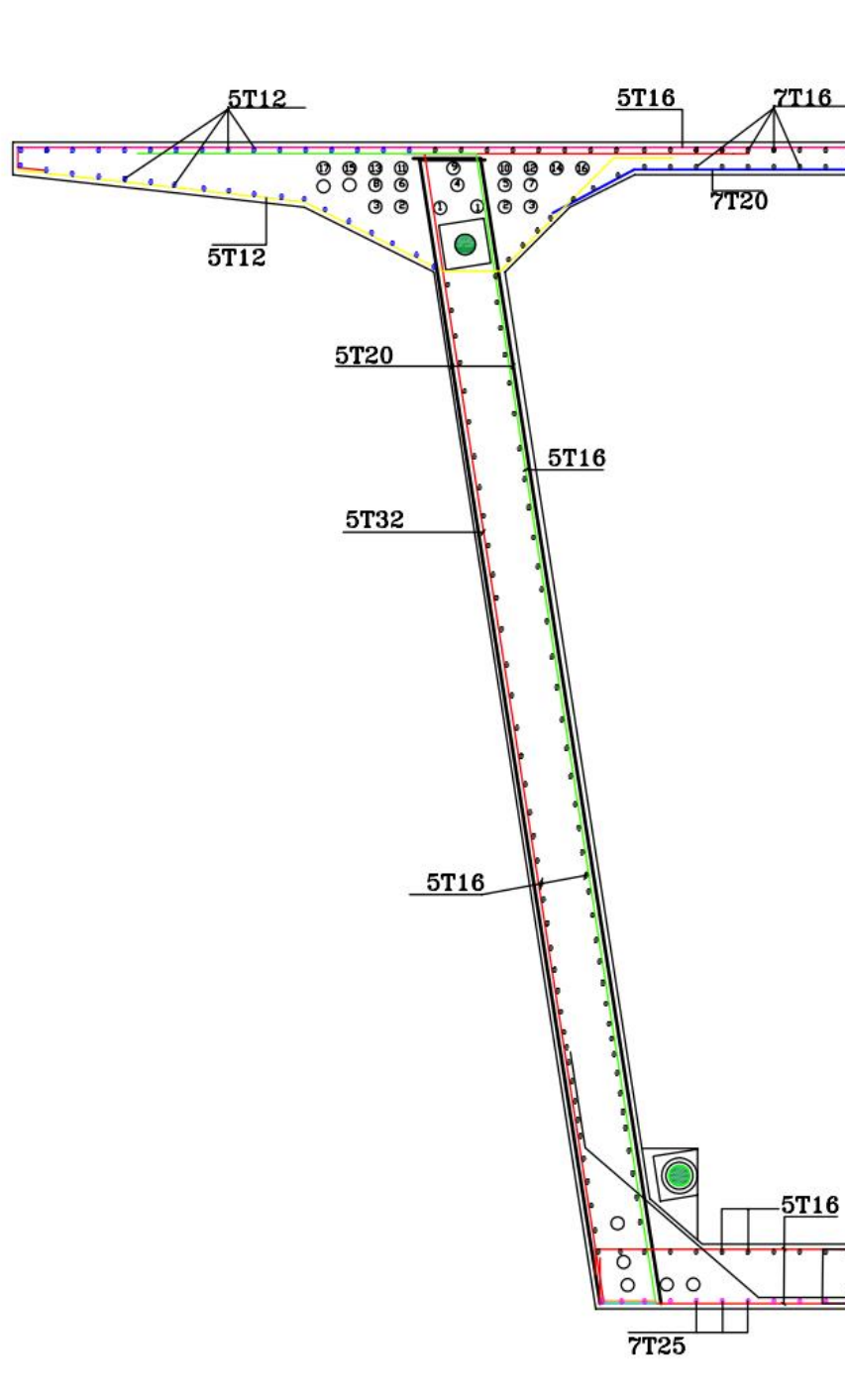
Comb A1 Reaction Rb maxi sur les cales : 115.289 MN
Reaction Ra mini : 0.000 MN
Surface totale des cales d'une file : 2.1617 m2
Comb A2 Reaction Rb maxi sur les cales : 100.696 MN
Reaction Ra mini : 0.000 MN
Surface totale des cales d'une file : 1.8881 m2
Comb A3 Reaction Rb maxi sur les cales : 111.925 MN
Reaction Ra mini : 0.000 MN
Surface totale des cales d'une file : 2.0986 m2
Comb A4 Reaction Rb maxi sur les cales : 97.984 MN
Reaction Ra mini : 0.000 MN
Surface totale des cales d'une file : 1.8372 m2
Comb B Reaction Rb maxi sur les cales : 71.440 MN
Reaction Ra mini : 23.324 MN
Surface totale des cales d'une file : 1.0716 m2

Surface mini : 2.162 m2 soit 2 cales de 1.050 x 1.050 m (2.2050 m2)

3. – COUPE DE VOUSOIR SUR PILE



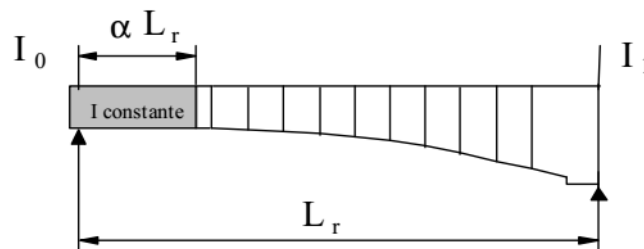
4. – DETAIL DE FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSAL



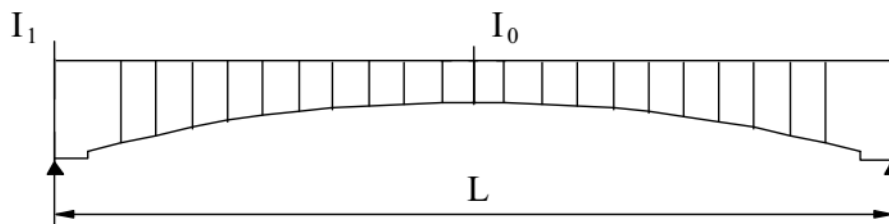
**COEFFICIENTS DE SOUPLESSE ET
ROTATIONS ISOSTATQUES D'EXTRÉMITÉ
SOUS UNE CHARGE RÉPARTIE
DE DENSITÉ CONSTANTE DISPOSÉE
PAR TRAVÉE ENTIÈRE**

Travée de rive

$$\alpha = 0 ; \alpha = 0,1 ; \alpha = 0,2 ; \alpha = 0,3$$



Travée symétrique



Cas de la travée de rive



L_r	Portée de la travée de rive	p	Charge uniforme de la travée de rive
α	Rapport entre la longueur de hauteur constante et la portée	E	Module du béton
I_0	Inertie de la partie de hauteur constante sur culée	a, b, c	Coefficients de souplesse de la travée
I_1	Inertie du tablier sur pile	ω''	Rotation de droite (sur pile) sous la charge p

$\alpha = 0,00$

Interpoler entre les valeurs de l_0/l_1 puis entre les valeurs de α

l_0/l_1	1,00	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
$E I_0 a / L_r$	0,3333	0,3103	0,3029	0,2934	0,2802	0,2709	0,2637	0,2579	0,2509	0,2420	0,2364	0,2296	0,2210	0,2092	0,1898
$E I_0 b / L_r$	0,1667	0,1350	0,1261	0,1153	0,1015	0,0927	0,0863	0,0814	0,0757	0,0689	0,0649	0,0603	0,0548	0,0478	0,0378
$E I_0 c / L_r$	0,3333	0,2199	0,1924	0,1619	0,1269	0,1068	0,0934	0,0837	0,0732	0,0616	0,0552	0,0483	0,0407	0,0319	0,0210
$E I_0 \omega'' / (p L_r^3)$	0,04167	0,03142	0,02864	0,02537	0,02133	0,01882	0,01706	0,01574	0,01424	0,01251	0,01151	0,01038	0,00908	0,00751	0,00538

$\alpha = 0,10$

l_0/l_1	1,00	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
$E I_0 a / L_r$	0,3333	0,3165	0,3111	0,3042	0,2946	0,2878	0,2826	0,2784	0,2732	0,2667	0,2626	0,2577	0,2515	0,2429	0,2287
$E I_0 b / L_r$	0,1667	0,1392	0,1313	0,1218	0,1096	0,1017	0,0959	0,0915	0,0863	0,0801	0,0764	0,0721	0,0670	0,0604	0,0506
$E I_0 c / L_r$	0,3333	0,2254	0,1989	0,1694	0,1353	0,1156	0,1023	0,0927	0,0821	0,0704	0,0639	0,0567	0,0488	0,0395	0,0278
$E I_0 \omega'' / (p L_r^3)$	0,04167	0,03242	0,02987	0,02686	0,02309	0,02073	0,01906	0,01778	0,01634	0,01464	0,01366	0,01254	0,01123	0,00961	0,00736

$\alpha = 0,20$

l_0/l_1	1,00	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
$E l_0 a / L_1$	0,3333	0,3215	0,3177	0,3129	0,3061	0,3013	0,2977	0,2947	0,2911	0,2866	0,2837	0,2802	0,2758	0,2698	0,2599
$E l_0 b / L_1$	0,1667	0,1435	0,1368	0,1287	0,1182	0,1113	0,1063	0,1024	0,0979	0,0924	0,0891	0,0853	0,0807	0,0747	0,0658
$E l_0 c / L_1$	0,3333	0,2317	0,2066	0,1784	0,1456	0,1264	0,1134	0,1039	0,0935	0,0818	0,0752	0,0680	0,0598	0,0502	0,0377
$E l_0 \omega'' / (p L_1^3)$	0,04167	0,03353	0,03126	0,02856	0,02515	0,02298	0,02144	0,02025	0,01890	0,01729	0,01635	0,01527	0,01400	0,01240	0,01012

 $\alpha = 0,30$

l_0/l_1	1,00	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
$E l_0 a / L_1$	0,3333	0,3254	0,3229	0,3196	0,3151	0,3119	0,3095	0,3075	0,3051	0,3020	0,3001	0,2978	0,2948	0,2908	0,2841
$E l_0 b / L_1$	0,1667	0,1478	0,1423	0,1356	0,1269	0,1212	0,1170	0,1138	0,1100	0,1053	0,1025	0,0993	0,0953	0,0902	0,0824
$E l_0 c / L_1$	0,3333	0,2392	0,2157	0,1892	0,1581	0,1397	0,1272	0,1180	0,1079	0,0963	0,0898	0,0826	0,0744	0,0646	0,0515
$E l_0 \omega'' / (p L_1^3)$	0,04167	0,03475	0,03279	0,03046	0,02747	0,02556	0,02418	0,02312	0,02190	0,02044	0,01957	0,01858	0,01739	0,01588	0,01369

Cas de la travée centrale symétrique



L Portée de la travée symétrique
 l_0 Inertie de la partie de hauteur constante sur culée
 l_1 Inertie du tablier sur pile

p Charge uniforme de la travée centrale
 E Module du béton
 a, b Coefficients de souplesse de la travée
 ω'' Rotation de gauche sous la charge p

Interpoler entre les valeurs de l_0/l_1

l_0/l_1	1,00	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
$E l_0 a / L$	0,3333	0,2550	0,2349	0,2119	0,1842	0,1674	0,1558	0,1470	0,1372	0,1258	0,1192	0,1117	0,1030	0,0922	0,0769
$E l_0 b / L$	0,1667	0,1451	0,1388	0,1310	0,1208	0,1140	0,1091	0,1052	0,1006	0,0949	0,0915	0,0875	0,0827	0,0762	0,0664
$-E l_0 \omega'' / (p L^3)$	0,04167	0,03627	0,03469	0,03275	0,03020	0,02851	0,02727	0,02629	0,02514	0,02374	0,02289	0,02189	0,02066	0,01905	0,01659

Rappel des sollicitations dans l'ouvrage et détermination des câbles des différentes familles :

