

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

Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : Voies et Ouvrages d'Arts

Thème

Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place.



Proposé par : BOUCHAFA.D

Réalisé par :

Mr: AIT ALI BELKACEM Mohamed Ilias
Mr : HEDDAD Billal

Encadré par :

Mr: DEHMOUS.H
Mr :HAMAIDI.Z

Remerciements

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout-puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos Remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr DEHMOUS De nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Nous remercions Mr HAMAIDI Zergui Nadjib et nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits Pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du Jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les Enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

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

Merci pour tout

Dédicaces

*C'est avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une
immense joie
que je dédie mon travail à mes très chers , respectueux et
magnifiques parents qui m'ont soutenu
tout au long de ma vie, et leur sacrifices, ainsi que mes
chers frères Karim ,Zaki , Farid ,Habib ,ainsi que ma
chère tante Saliha qui a été comme une deuxième mère a
moi ainsi que mon oncle Ouali qui ma beaucoup soutenu
et encouragé.et a toute mes cousine et cousin. En
particulier Nordine ,Adel,Hocine ,yazid, hassan
Sans oublier ma très chère Maïssa qui ma soutenu tout au
long de mon parcours universitaire et a toute sa familles.
Et a mes chers ami(e) Djamel, Brahim,Massiet mes
camarades aussi a tout les gens qui me connaissent
de pré ou de loin
a mon cher binôme Billal et ainsi que tout sa famille*

.

ILYES

Dédicaces

*C'est avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie
que je dédie mon travail à mes très chers , respectueux et
magnifiques parents qui m'ont soutenu
tout au long de ma vie, et leur sacrifices, ainsi que mes
chers frères Azzedine ,Fateh et Lyes ,ainsi que ma chère
Fadila, sans oublier Asma , Abdellah , Ritage , Rimas et a
toute mes cousine et cousin
cousins et cousines. En particulier
Sans oublier ma très chère Dyhia qui ma soutenu tout au
long de mon parcours universitaire et a toute sa familles.
Et a mes chers ami(e)Khiro , Brahim ,Massi , Fateh ,Nadir
et mes camarades aussi a tout les gens qui me connaissent
de pré ou de loin
a mon cher binôme Ilias et ainsi que tout sa famille*

.

BILLAL

Introduction général

De par sa position géographique privilégiée au centre du pays, la wilaya de Boumerdes est, à l'Est, la porte d'entrée (ou de sortie) de l'Algérois donc historiquement seul carrefour des échanges politiques, culturels et économiques entre, d'une part, la capitale et, d'autre part, la Haute- Kabylie, la Petite-Kabylie, l'est et le sud-est du pays. Cette situation lui offre une chance pour tirer avantage des réseaux routiers que l'Etat est obligé de mettre en place pour détendre l'étranglement dans lequel se trouve la route algérienne et qui ne peut plus durer au risque de devenir un lourd handicap au développement de la partie centrale du nord du pays, voire bien au-delà.

La saturation de la ville de Boumerdes, particulièrement durant la saison estivale a obligé la DTP de la wilaya de lancer un projet de la construction de la deuxième tranche de l'évitement de la ville BOUMERDES liaison RN24-SEGHIRAT – CW146.

Ce projet va permettre de diminuer la charge sur la route dans la ville et donner une certaine fluidité de circulation entre Corso et Seghirat.

Notre travail s'inscrit justement dans cette dynamique puisqu'il s'agit d'étudier un ouvrage d'art qui fait parti du projet de l'évitement mentionné ci-dessus.

Introduction

D'une façon générale ; un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon sa fonction on distingue : pont route, pont rail et pont canal.

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

I-1- But de l'étude

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un viaduc qui s'inscrit dans le cadre de la construction de la deuxième tranche de l'évitement de la ville BOUMERDES liaison RN24-SEGHIRAT –CW146.

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et par une analyse multicritère qualitatif, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

I-2-Présentation de l'ouvrage

Le présent projet a été proposé par la Direction des travaux public de la Wilaya de Boumerdes qui rentre dans le cadre du projet de l'autoroute qui reliant **Seghirat** à **Corso** pour permettre de franchir un Oued sur une longueur de **220m**, il est compris entre le PK 11+353 et le PK 11+573. Il est conçu afin d'éviter les grands remblais exigés par la ligne rouge à cause du terrain vallonné de cette région. Le projet initial est constitué d'un pont à poutre multiples en béton précontraint. l'objectif de notre étude est de proposer une autre variante de conception à savoir un pont construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place. Il se compose de trois (03) travées :

- Une travée centrale de 100 m.
- Deux travées de rives de 60 m de longueur chacune.

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de **0.60 m** construits par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place.

Chaque viaduc a une largeur totale de **10,20 m** a deux voies de circulation de **3,50 m** chacune.

On se contente d'étudier le pont allant de **SEGHIRAT** vers **CORSO**.

I-3- Données géométriques

I-3-1- Tracé en plan

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

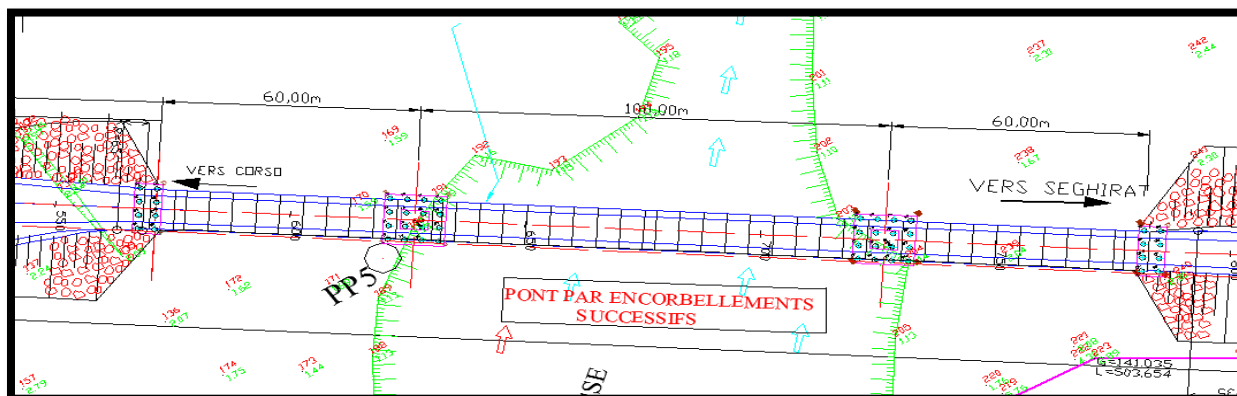


Figure. I.1. Vue en plan de la situation de l'ouvrage

I-3-2- Profil en long

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de **1.98%**, en partant du niveau **149.537 m** au niveau de **155.979 m**.

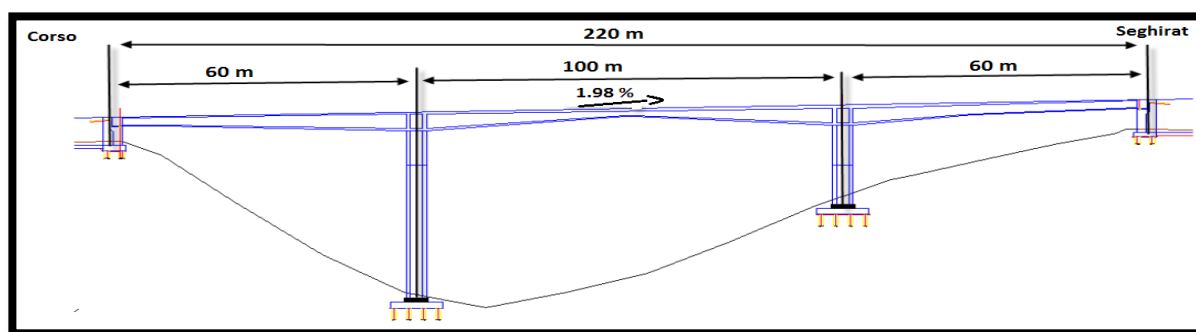


Figure. II.2. profil en long de l'ouvrage

I-3-3- Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable : $L_r = 8,00 \text{ m}$
- Largeur chargeable : $L_c = 7,00 \text{ m}$
- Largeur des trottoirs : $L_{tro \text{ gauche}} = 0,80 \text{ m}$; $L_{tro \text{ droit}} = 1,40 \text{ m}$
- Largeur totale de l'ouvrage : $L = 10,20 \text{ m}$

- Nombre de voies = 2.
- La pente : 2,5%

On peut assurer la pente transversale en dénivellant la couche de roulement.

I-4- Données géotechniques

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type au niveau des appuis

Pour notre cas ; l'étude géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante d'où la recommandation des pieux pour l'ensemble des appuis.

I-5- Données topographiques

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc.

I-6- Données sismologiques

Toute la côte nord de l'Algérie se trouve dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Cette zone est classée parmi les zones les plus actives sismologiquement.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de **BOUMERDES** est classée en zone **III** selon le **RPOA**.

I-7- Données climatiques

I-7-1- La température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui ($\pm 10^{\circ}\text{C}$).

I-7-2- la neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

I-7-3- Le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 soit 0.125 t/m^2 .

II-1- Choix du type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

II-2- Critères de choix du type d'ouvrage

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, le bon choix du type d'ouvrage dépend :

- ✚ Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- ✚ Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- ✚ Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- ✚ Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- ✚ Selon la méthode de construction du tablier.
- ✚ Selon la disposition en plan : droits, courbe

II-3- Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- L'aspect économique.
- la touche Esthétiques.

II-4-Proposition des variantes :

Trois variantes sont envisagées :

- Variante N°1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint.
- Variante N°2 : Pont mixte à poutres multiples.
- Variante N°3 : Pont à caisson construit par encorbellement successif.

II-5-Domaine d'application des variantes :

Le tableau suivant résume le domaine d'application des trois variantes suivant la portée.

portées (m)		L																
Type D'ouvrage	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
Poutre en Béton précontraint																		
pont à tablier mixte (acier, béton)																		
Encorbellement successif																		

Tableau II-1: Domaine d'application des trois variantes.

II-6-Analyse des variantes

II-6-1-Variante N°1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint :

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond, en effet, à des portées de 30 à 50mètres.

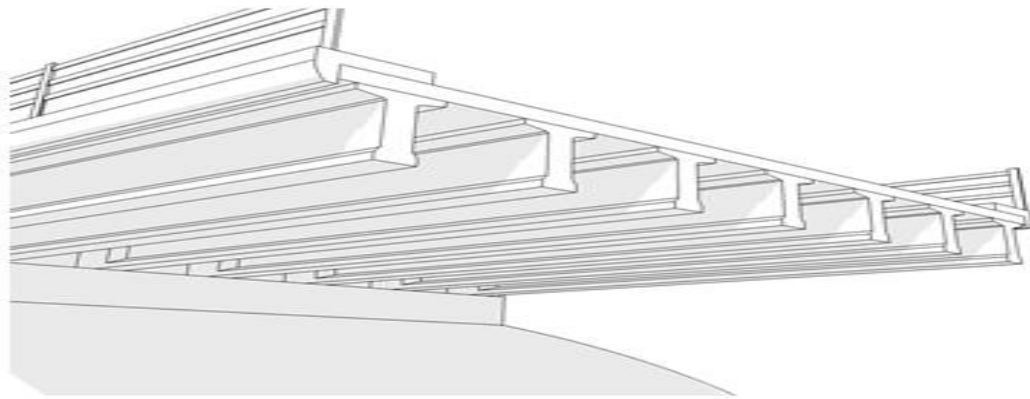


Figure II-1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint.

II-6-1-1 Forme de la section transversale

En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent Souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

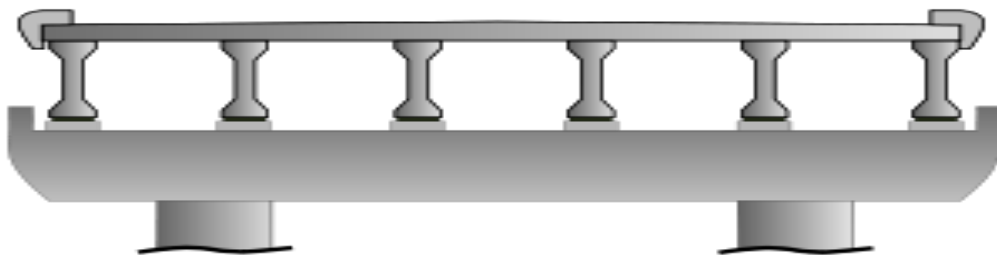


Figure II-2: Une coupe transversale des poutres

❖ Pour cette variante nous avons :

- quatre (04) travées intermédiaires de 33.50 m et deux (02) travées de rives de 25 m.
- six (06) poutres préfabriquées à talon pour une travée avec âme et semelle supérieure.
- L'élancement économique des poutres est 1/22.
- Six (6) piles et deux (2) culées.

II-6-1-2 Les avantages et les inconvénients

❖ Les avantages :

- Limitation des fissures (béton comprimé).
- La possibilité d'assemblé des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- La maîtrise de la méthode d'exécution.
- Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais et les coûts.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Bonne protection des armatures et des aciers.
- Possibilité de franchir des grandes portées

❖ Les inconvénients :

- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La hauteur importante des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Les désagréments que provoque la présence de joints de chaussée sur chaque appui, et leurs coûts d'entretien.
- Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Sensibilité au tassement différentiel des appuis.
- Nombre important de piles.

II-6-2-Variante N°2 : Pont mixte à poutres multiples :

L'appellation de pont mixte recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et la nature des poutres métalliques.

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (pont à poutre sous chaussées), et la dalle peut-être en béton armé avec hourdis ou béton précontraint, et elle est connectée à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs.

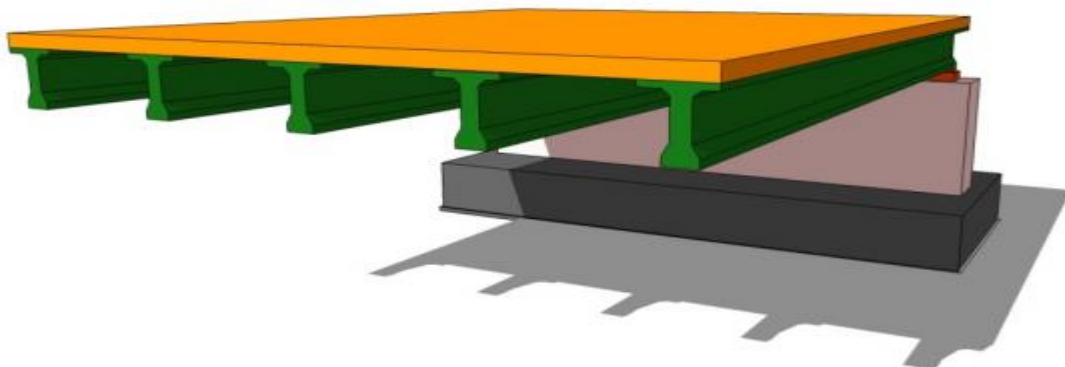


Figure II-3 : Pont mixte à poutres multiples.

II-6-2-1- Forme de la section transversale :

On distingue les poutres en **I** à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement ce sont les poutres en **I** les plus utilisées car leurs fabrications est relativement simple.

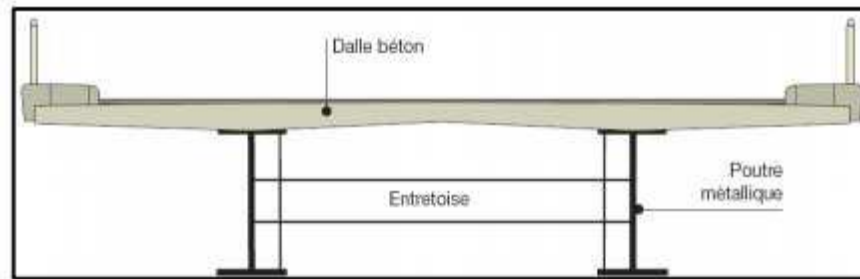


Fig. II.4 : Coupe transversal du tablier

Le tablier est composé de deux poutres métalliques en **I**, chacune est constituée de deux semelles déterminées par les efforts extérieurs appliqués, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- **de résistance.**
- **d'instabilité.**

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine dont l'épaisseur dépend :

- **De l'usinage** (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- **Des phénomènes de voilement** (nombre de raidisseurs).
- **De l'esthétique** (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur). Et une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout cet ensemble connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

- **largeur des encorbellements.**
- **présence de trottoirs ou de superstructures lourdes** (corniche, caniveaux....)
- **nature de charge** (militaire, lourds...)

❖ **Pour cette variante nous avons :**

- Quatre (04) travées identiques de 55 m de portée.
- Deux (02) poutres métalliques continues en I par travée.
- Une dalle de roulement en béton armé, connecté aux semelles par des connecteurs.
- Trois (03) piles et deux (02) culées.

II-6-2-2- Les avantages et les inconvénients :

❖ **Les avantages :**

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.

- La précision dimensionnelle des structures

❖ **Les inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques

II-6-3-Variante N°3 : Pont à caisson construit par encorbellement successif :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction par encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.



Figure II-5: Construction d'un pont par encorbellement.

II-6-3-1. Forme de la section transversale :

La forme et le nombre des caissons en section transversale des ponts, suit le profil en travers de la chaussée qu'il reliera. Pour donner au hourdis inférieur une épaisseur suffisante sans augmenter la section strictement nécessaire, on est quelque fois amené à incliner les âmes, de façon à réduire la largeur de la membrure inférieure.

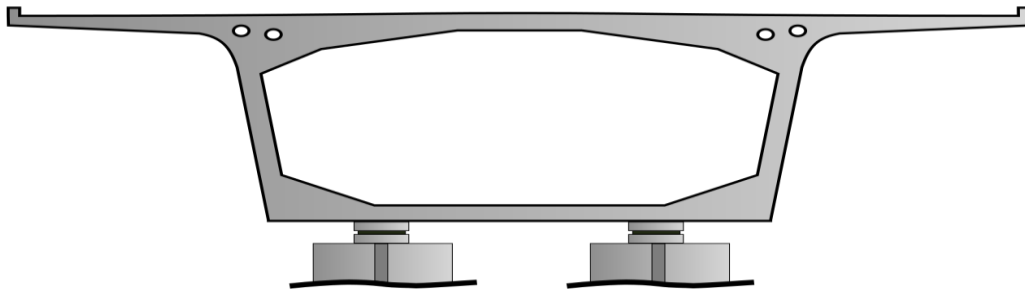


Figure II-6: coupe transversale d'un voussoir

❖ **Les critères de choix du type de caisson sont :**

Le choix du type de caisson dépend de la largeur du tablier, si :

- $L < 13\text{m}$: Poutre caisson unique. (Deux âmes)
- $13 < L < 18\text{m}$: Poutre caisson a trois âmes (double cellule).
- $L \geq 18\text{m}$: Deux caissons séparés.

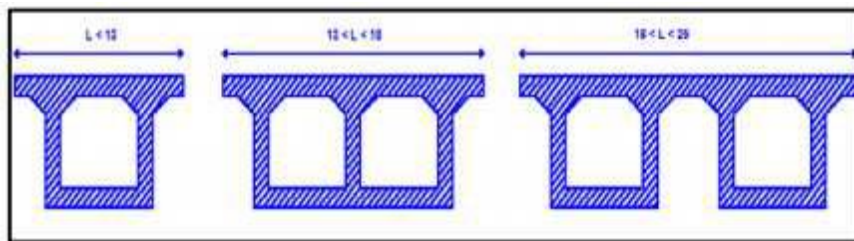


Figure II-7 : Les différents types de caissons

II-6-3-2- Les avantages et les inconvénients :

❖ **Les avantages :**

- La silhouette de l'ouvrage est élancée, elle ménage de larges ouvertures et assure une excellente visibilité.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- Elle économise considérablement en coffrage et elle permet le réemploi des coffrages.
- La portée plus grande.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.
- La construction des tabliers s'effectue pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes et au-dessus des rivières.
- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.

❖ **Les inconvénients :**

- Échafaudage important.
- L'étude est laborieuse (demande de temps).
- Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

II-7- Mode de construction

II-7-1- Tablier construit par poussage

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à pré fabriquer le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe, en le faisant glisser sur sa culée et sur ces piles définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber.

Le tablier peut être soit poussé en une seul fois, s'il a été préalablement préfabriqué entièrement, ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est préfabriqué par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



Figure II-8 : Construction par poussage

II-7-2- Tablier construit par cintre

Dans les cas les plus courants, le tablier coulé sur un cintre fixe, établi au-dessus de la brèche à franchir et régnant d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Lorsque le tablier comporte plusieurs nervures, il est souvent intéressant de construire le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal. Une fois une nervure coulée et mise en précontrainte, le cintre est ripé transversalement pour permettre la construction de la nervure voisine. Les nervures sont réunies entre elles par précontrainte transversale



Figure II-9 : Tablier coulé sur cintre

II-7-3- Tablier construit par encorbellement

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier en console au-dessus du vide sans l'aide d'aucun échafaudage. La construction se fait soit symétriquement à partir des piles, soit exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement. Le tablier est "découpé en tranches "dans le sens transversal, chaque tranche appelée «**voussoir**», est plaquée contre les voussoirs précédents par des câbles enfilés dans des gaines laissées vides dans les voussoirs déjà construits. Lorsque les fléaux ont atteint une longueur égale à demi-travée, on recommence l'opération à partir de la pile suivante, les deux extrémités des fléaux sont réunies par un voussoir de clavage. On enfile et l'on met en tension des câbles de continuité qui assurent la résistance de la poutre aux moments positifs.



Figure II-10: Construction par encorbellement

II-7-3-1-il existe deux techniques de réalisation des voussoirs:

- voussoir coulé sur place
- voussoirs préfabriqués

II-8-Critique et Analyse multicritère :

Après la proposition des variantes, une analyse multicritère a été faite par rapport à l'économie, l'exécution, l'entretien et l'esthétique.

II-8-1-Pont à poutres multiples en béton précontraint :

Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction et le recours à la préfabrication. Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra pas être réalisé que sur un nombre important de piles (6 piles).

II-8-2-Pont mixte à poutres multiples :

Le pont mixte possède une mauvaise intégration par rapport au site. Et pour le côté réalisation ; Sa réalisation demande une main d'œuvres qualifiée surtout pour la soudure. Le problème majeur de ce type de pont est l'entretien contre la corrosion, le phénomène de la fatigue dans les assemblages et l'exigence de la surveillance avec des visites périodiques

II-8-3-Pont à caisson construit par encorbellement successif :

La structure de ce type donne une forme esthétique et une bonne intégration au site. Sa construction sans aucun contact avec le sol ce qui permet de construire des ouvrages au-

dessus de vallées très accidentées. On trouve aussi parmi ses avantages une grande durée de vie et peu d'entretien nécessaire.

Conclusion

Après analyse multicritères des trois variantes suivant : l'esthétique, l'entretien, la réalisation et l'économique, on opte pour la solution la plus avantageuse qui est le pont à caisson fermé cette solution présente moins de piles que les autres variantes.

Au finale, la variante pont construit par encorbellement successif est adoptée pour son intérêt esthétique.

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont, nous représentons dans ce chapitre les caractéristiques spécifique du béton (béton précontraint) et des aciers (actifs - passifs) utilisés dans la construction de l'ouvrage, suivant les règles **BAEL** et **BPEL**.

III-1- Le Béton :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

- **Dosage** : le dosage du ciment est de l'ordre de **400 à 450 kg/m³** de ciment **CPJ425**, avec un contrôle strict.
- **Densité** : La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

III-1-1- La résistance caractéristique à la compression

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur Caractéristique requise, et notée f_{c28} .

La résistance caractéristique pour un béton âgé de moins de 28 jours, et non traité thermiquement on utilise les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$

$$f_{c28} = \left\{ \begin{array}{l} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier. (Superstructure)} \\ 27 \text{ MPa pour le béton d'appui et les fondations. (Infrastructure)} \end{array} \right.$$

III-1-2- La résistance à la traction :

La résistance à la traction joue un rôle très important dans le comportement mécanique, en particulier « l'adhérence ».

Elle est définie conventionnellement par la relation ci-dessus en fonction de la résistance à la compression.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (BAEL art 2.1, 12).}$$

Pour notre cas :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour le tablier)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2 \text{ MPa (pour les appuis).}$$

f_{tj} , f_{cj} sont exprimées en **MPa**.

$$f_{tj} = \begin{cases} 2,7 \text{ MPa} & \text{Pour le tablier.} \\ 2,2 \text{ MPa} & \text{Pour les appuis et fondations.} \end{cases}$$

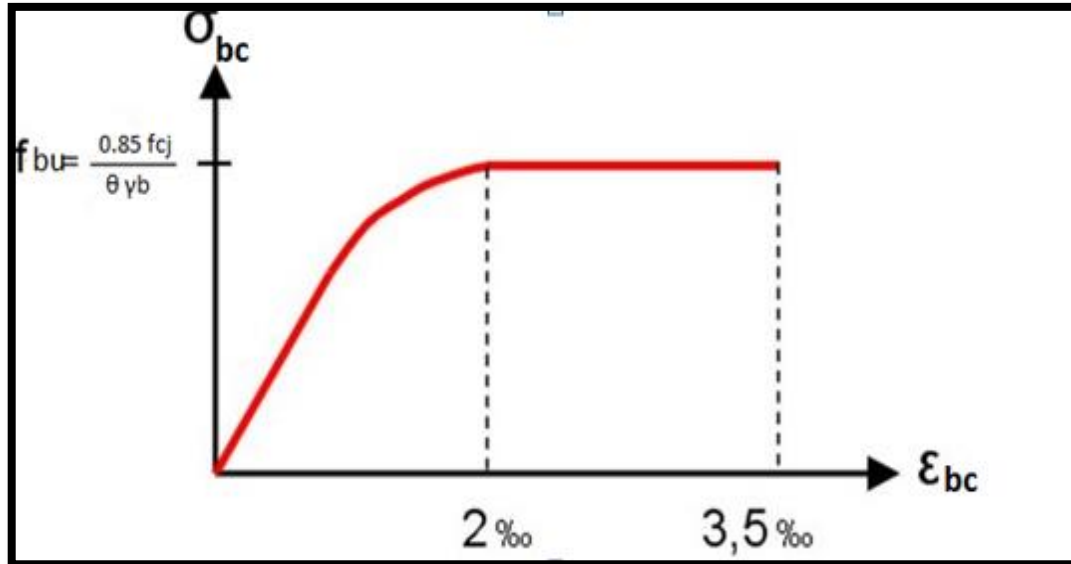


Diagramme III-1 : contraintes-déformations du béton à l'ELU.

III-1-3- Contraintes admissibles :

On se fixe à la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

III-1-3-1- Contrainte admissible à l'état limite ultime (ELU)

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL art A.4.3,4}).$$

Avec :

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : coefficient de sécurité :

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

θ : le coefficient θ est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison} \\ & \text{d'action considérée est supérieure à 24 H.} \\ 0,90 & : \text{Lorsque cette durée est comprise entre 1 H et 24H,} \\ 0,85 & : \text{Lorsque cette durée est inférieure à 1H.} \end{cases}$$

III-1-3-2- Contrainte admissible à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 f_{c28} \text{ en service.} \\ 0,6 f_{c28} \text{ en construction.} \end{cases} \quad (\text{BAEL art A.4.5,2})$$

III-1-4- Coefficient de poisson « v » :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de la dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de la dimension longitudinale.

Avec :

L, t : Longueur et largeur de l'élément considéré

Δl : La variation longitudinale de l'élément.

Δt : La variation transversale de l'élément

On prend pour les calculs de béton précontraint les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 \text{ pour un béton non fissuré (ELS).} \\ 0 \text{ pour un béton fissuré (ELU).} \end{cases}$$

III-1-5- Module de déformation longitudinale du béton E :

On distingue les modules de Young ; instantané E_{ij} et différé E_{vj} :

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

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

Module de déformation différée (longue durée) :

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

III-1-6- Module de Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : Module de Young.

ν : coefficient de poinçonnement.

III-2- Les aciers

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

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

III-2-1- Les aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence :

- De classe FeE40.
- De limite élastique est respectivement 400 MPa et 500 MPa.
- De module d'élasticité longitudinale: $E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$.

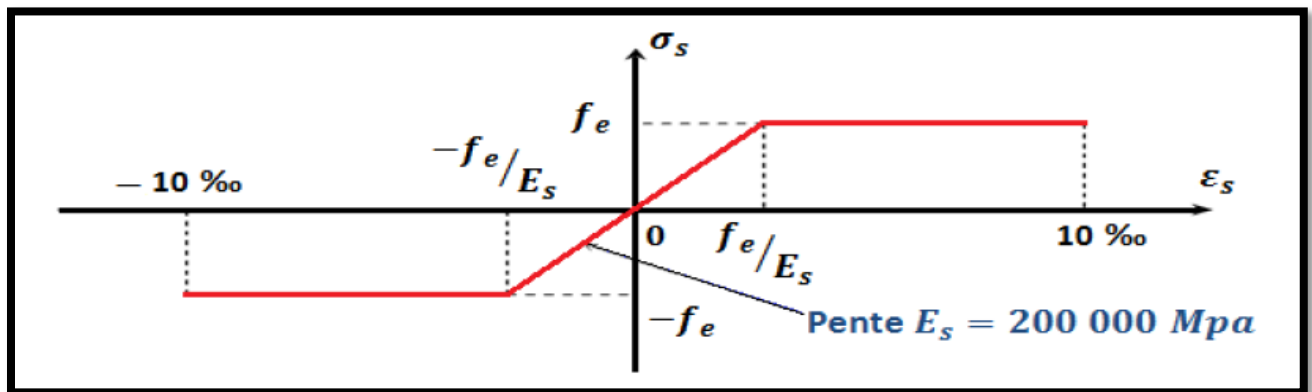


Diagramme III-2 : contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).

III-2-1-1 La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU) :

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

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ Situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ Situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

III-2-1-2 La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte limite à la traction σ_s dépend du type de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la fissuration peu préjudiciable, } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \text{Pour la fissuration préjudiciable } \sigma_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\} \\ \text{Pour la fissuration très préjudiciable, } \sigma_s = \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérences} \end{cases}$$

III-2-2 Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation.

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles T 15_{super}.

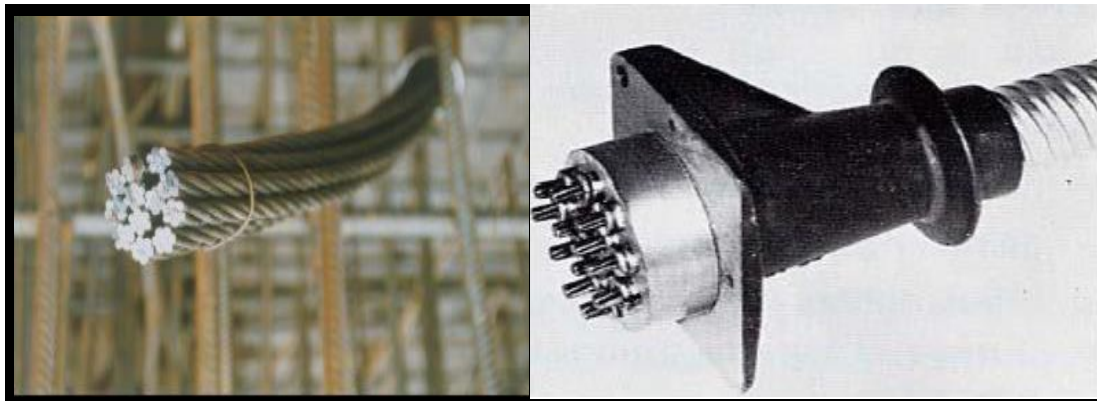


Figure.III.3 : Acier actif ou toron

III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET

Section nominale d'un toron : 150 mm².
 Poids de 1T15s = 1,175 (kg/m)
 Section nominale d'un câble à 12 torons, A_p = 1800 mm².
 Diamètre extérieur de la gaine : 82 mm.
 Diamètre intérieur de la gaine : 75 mm

III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques

Module d'élasticité de l'acier : E_p = 190 000 MPa.
 Coefficient de frottement de courbure : f = 0,2 rad⁻¹
 Coefficient de perte par frottement linière : φ = 0,003m⁻¹
 Relaxation à 1000 heures ; ρ₁₀₀₀ = 2.5% (acier à très basse relaxation TBR), μ₀ = 0.43 %(TBR).
 Recul d'ancrage : 6 mm.
 Contrainte de rupture garantie : f_{prg} = 1860 MPa.
 Contrainte limite élastique garantie : f_{peg} = 1660 MPa.
 σ_{p0} = Min (0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg})
 σ_{p0} = 1488 MPa.
 L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du BPEL :

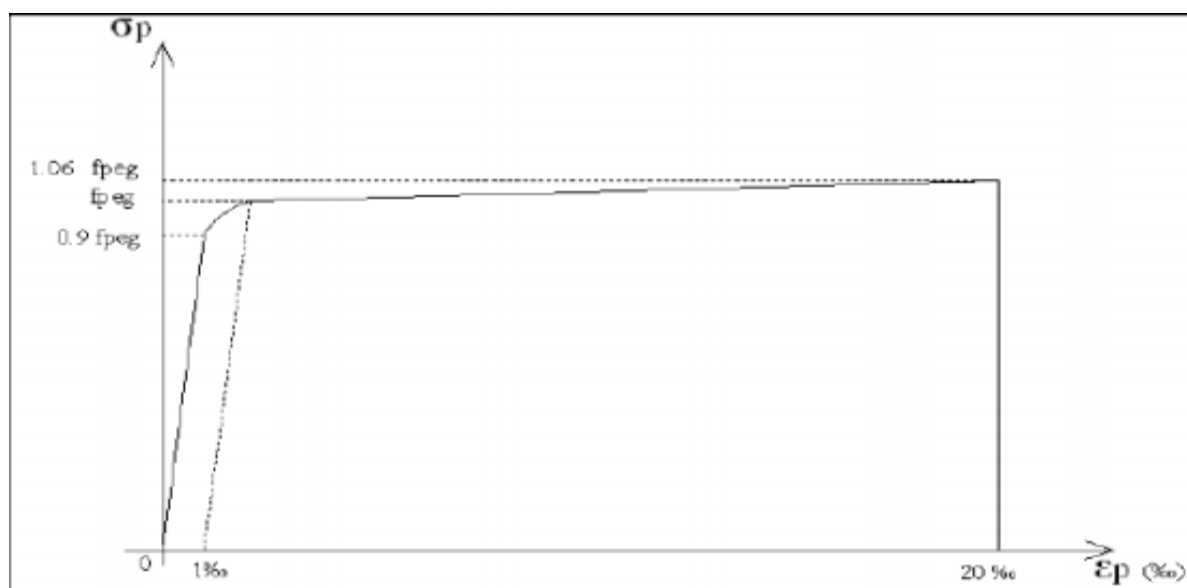


Figure. II I.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte

Introduction

Le pré-dimensionnement des ponts est basée sur l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté, vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Ajouter à celui l'ingénieur projeteur doit posséder une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnement et leurs modes d'exécution.

Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un viaduc a tablier en béton précontraint construit par encorbellement successifs

Dans ce chapitre nous allons traiter les aspects les plus généraux de la conception d'un pont en encorbellement dont :

- La répartition des travées ou (implantation des appuis).
- Le choix d'une section transversale.
- Le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson.
- Les lois de variation de la hauteur du tablier et les différents paramètres géométriques.

IV-1- Pré-dimensionnement de la structure longitudinale :

IV-1-1- Coupe longitudinale de l'ouvrage :

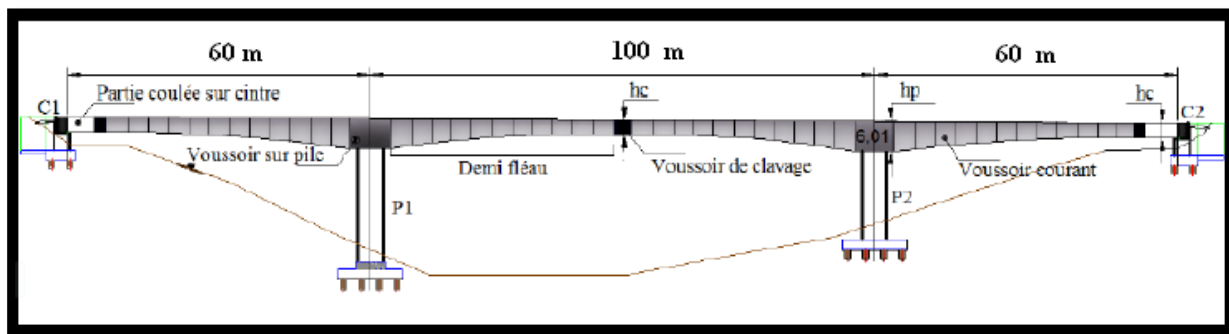


Figure IV-1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.

IV-1-2- Distribution des travées :

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- Éviter d'avoir des réactions négatives sur piles-culées qui tendraient à soulever les au-dessus de leurs appareils d'appuis.
- Éviter l'augmentation du nombre des piles.
- Choisir des portées économiques.
- Simplifier le mode de réalisation .

La longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0.6L_i \leq L_r \leq 0.7L_i \quad (\text{SETRA})$$

Avec :

L_i : longueur de la travée intermédiaire **100 m**.

L_r : longueur de la travée de rive

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.6 L_i = 60 \text{ m} \\ 0.7 L_i = 70 \text{ m} \end{array} \right\} \quad \text{On prend} \quad \boxed{L_r = 60}$$

Notre projet comprend :

- Une seule travée intermédiaire de longueur **100 m**.
- deux travées de rive qui ont chacune une longueur de **60 m**.
- Les trois travées seront réalisées en encorbellement successif.

IV-1-3- Hauteur des voussoirs:

Les efforts les plus importants agissent sur les piles, notamment dans la phase de construction.

Or les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre.

IV-1-3-1- Hauteur sur pile « hp » :

La hauteur sur pile (**hp**) est généralement comprise entre :

$$\frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{16}$$

Avec :

L : La portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée (**100 m**).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{18} \leq hp \leq \frac{100}{16} \\ 5.55 \text{ m} \leq hp \leq 6.25 \text{ m} \end{array} \right\} \quad \text{On prend} \quad \boxed{hp = 6 \text{ m}}$$

IV-1-3-2- Hauteur à la clé « hc » :

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir.

La hauteur minimale est de **2,2m** 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.

La hauteur à la clé (**hc**) est généralement comprise entre :

$$\frac{L}{35} \leq hc \leq \frac{L}{30}$$

Avec :

L : La portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée (**100m**).

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{35} \leq hc \leq \frac{100}{30} \\ 2.85\text{m} \leq hc \leq 3.33\text{m} \end{array} \right\} \quad \text{On prend } hc = 3 \text{ m}$$

Ligne d'intrados

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées (à une distance de 9 m), ce dernier prend une forme rectiligne.

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.
- Aspect satisfaisant.

IV-1-4- Découpage en voussoirs :

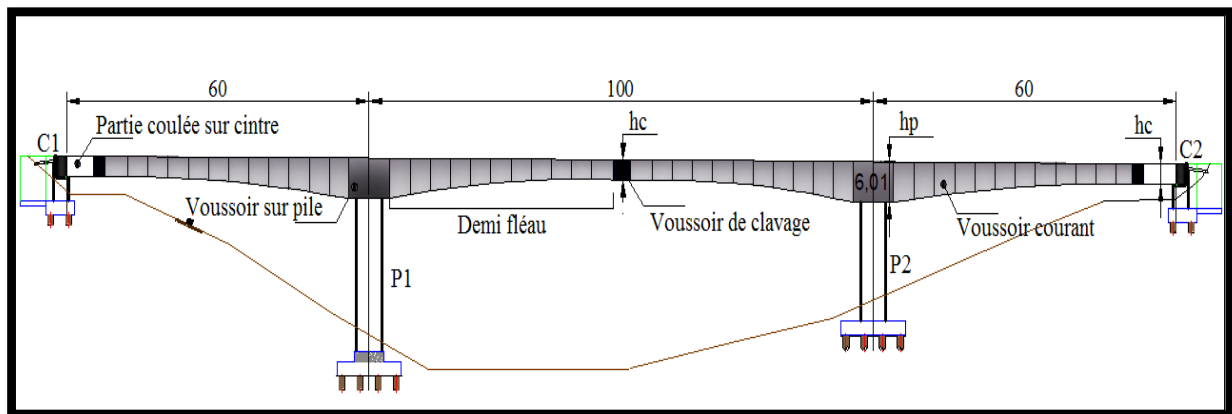


Figure IV-2 : Découpage en voussoirs.

➤ Voussoirs sur pile :

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins **8 m**, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

➤ Voussoirs courants :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de **2,50 à 4 m, voire 5 m**, suivant les ouvrages.

➤ Voussoirs de clavage :

Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Leur longueur minimale est ainsi d'environ **2m**.

Conclusion

Pour faciliter la tâche d'exécution (le coffrage surtout) et la mise en place des voussoirs, on opte pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : **8m** (2 voussoirs).
- Voussoirs courant : **3 m** (60 voussoirs de hauteurs variables).
- Voussoir de clavage : **2 m** (3 voussoir de clavage).
- Voussoir coulée sur cintre : **9 m** (2 voussoirs, coulées sur cintre).

IV-2- Pré dimensionnement de la section transversale (voussoir):

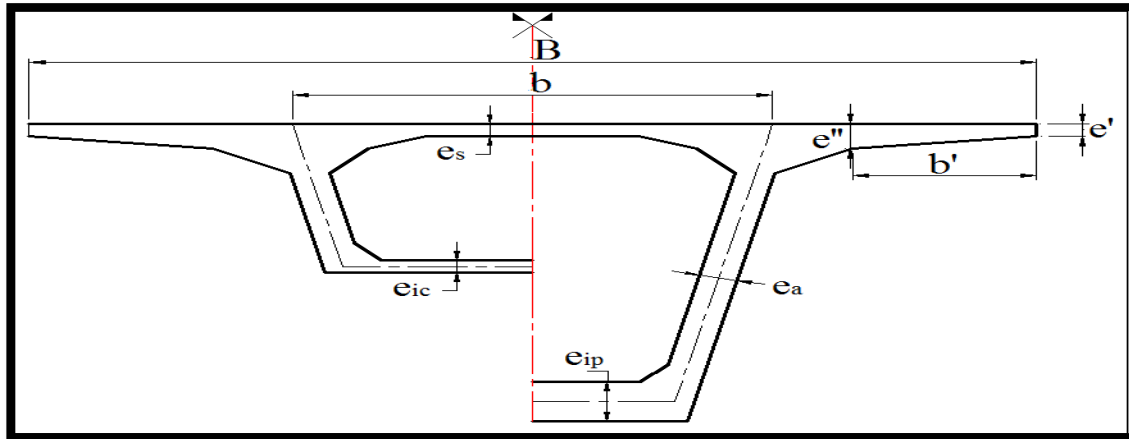


Figure IV-3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.

IV-2-1- Les âmes :

Dans notre projet la largeur du tablier est de 9.80 m donc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec des âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et elle permet de réduire la dimension des piles ; le centre de gravité pour diminuer le nombre de la précontrainte. Cependant, leur angle d'inclinaison par rapport à la verticale ne doit pas être trop important pour d'évidentes raisons de facilité de bétonnage l'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %.

IV-2-1-1- Épaisseur des âmes « e_a » :

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés du bétonnage liées à leur grande précontrainte. L'épaisseur des âmes est donc conditionnée par deux paramètres :

- l'ancrage des câbles de précontrainte.
- la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme

$$e_a = 0,26 + \frac{L}{500} = 0.46 \text{ m}$$

On prend

$$e_a = 50 \text{ cm}$$

Avec :

L : la portée principale **100 m**

IV-2-1-2- L'inclinaison des âmes « a » :

L'axe des âmes est incliné par rapport à la verticale de :

$$\text{Arc tg } a \leq \frac{1}{4}$$



Donc

$$a = 13^\circ$$

IV-2-1-3- Entraxe des âmes « b »:

On adopte généralement une disposition telle que : $B = 2b$

Avec :

B : la largeur total du tablier.

b: La distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis.

Donc : L'écartement entre les deux âmes est $b = \frac{B}{2} = \Rightarrow \boxed{b = 4.9 \text{ m}}$

IV-2-2- L'hourdis :**IV-2-2- 1- Épaisseur du hourdis supérieur« e_s » :**

L'épaisseur de hourdis supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

On a le rapport: $\frac{b}{e_s} = 25 \text{ à } 30 \text{ cm}$

Avec :

b: étant l'entraxes des âmes.

Donc : $e_s = \frac{b}{30} = \frac{4.9}{30} = 0.163 \text{ m}$

Et $e_s = \frac{b}{25} = \frac{4.9}{25} = 0.196 \text{ m}$

On prend : $e_s = 25 \text{ cm}$

$e' \text{ (cm)} \geq 20 \text{ ou } 25 \text{ cm}$

On prend : $e' = 25 \text{ cm}$

IV-2-2- 2- Épaisseur de la dalle inférieure :**➤ Épaisseur à la clé « e_{ic} »:**

L'épaisseur du hourdis inférieur est en fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Le logement des câbles de continuités.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la clé.

➤ Epaisseur à la clé

Elle doit être supérieure ou égale à la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \Phi, \Phi : \text{étant le diamètre de conduits de précontraintes} \\ e_a : \text{étant l'épaisseur des âmes.} \end{array} \right.$$

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \Phi = 3 \times 8.2 = 24.6 \text{ cm} \\ \frac{ea}{3} = 50 / 3 = 16.67 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } e_{ic} = 25 \text{ cm}$$

➤ Epaisseur sur pile

C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile, cette valeur qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de **35 à 80cm**.

Pour le pré dimensionnement on a:

$$e_{ip} = 2.5 \times e_{ic} = 2.5 \times 24.6 = 62.5 \text{ cm}$$

On prend : **$e_{ip} = 70 \text{ cm}$**

IV-2-3- Les goussets :

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

IV-2-3-1- Gousset supérieur :

L'épaisseur **$e' = 25 \text{ cm}$** .

$b' = 1.22 \text{ m}$.

$h = 1 \text{ m}$

$V = 0.5 \text{ m}$

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est α : Tel que : $\text{tg } \alpha = \frac{v}{h} = \alpha = 26^\circ$

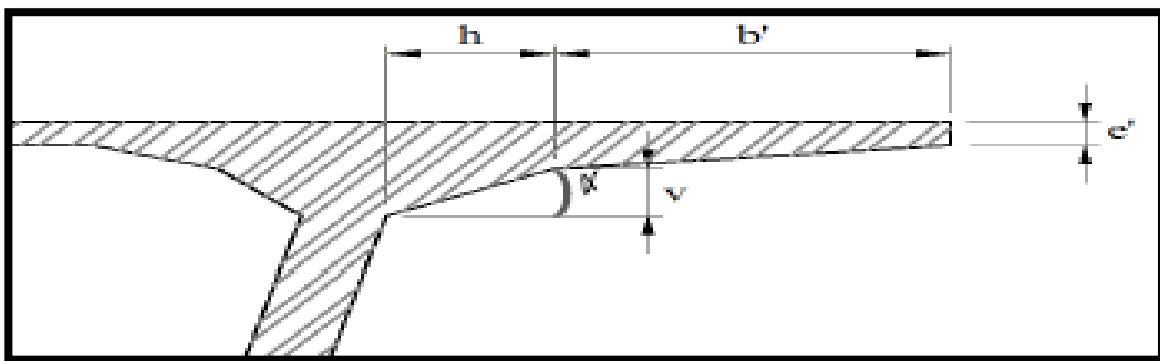
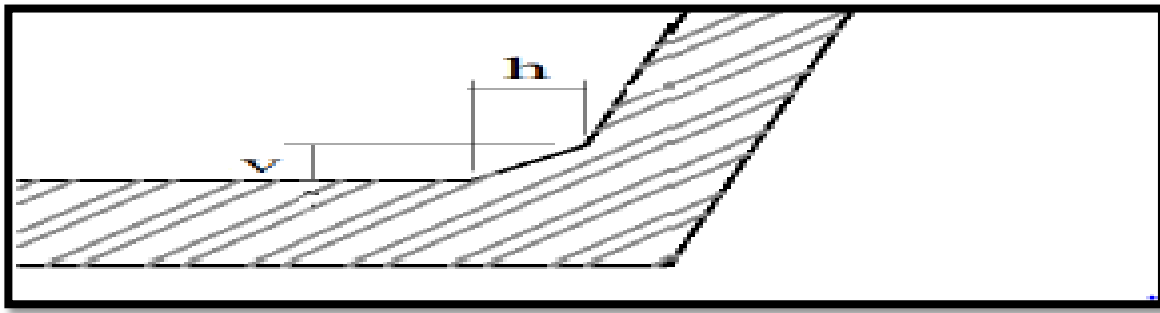


Figure IV-4 : Gousset supérieur.

IV-2-3-2- Gousset inférieur :**Figure IV-5 : Gousset inférieur.**

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir.

Leur pente est alors comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

On adopte un gousset inférieur avec un angle d'inclinaison de 45°, On obtient: $v' = 35\text{cm}$ et $h' = 35\text{cm}$

IV.3. Caractéristiques géométriques

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la clé).

Divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées « i », cela facilitera le travail. (Voir figure IV-6-7-8)

On pose :

Y_{Gi} : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.

S_i : Aire de la section « i ».

d_i : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.

I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

On rappelle que :

Pour une section rectangulaire : **$I_{Gi} = bh^3/12$**

Pour une section triangulaire : **$I_{Gi} = bh^3/36$**

L'ordonnée du centre de gravité (CDG) : **$Y_{Gi} = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$**

I_{Gx} : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe X.

$I_{Gx} = \sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)$ (Théorème d'Huygens)

Avec :

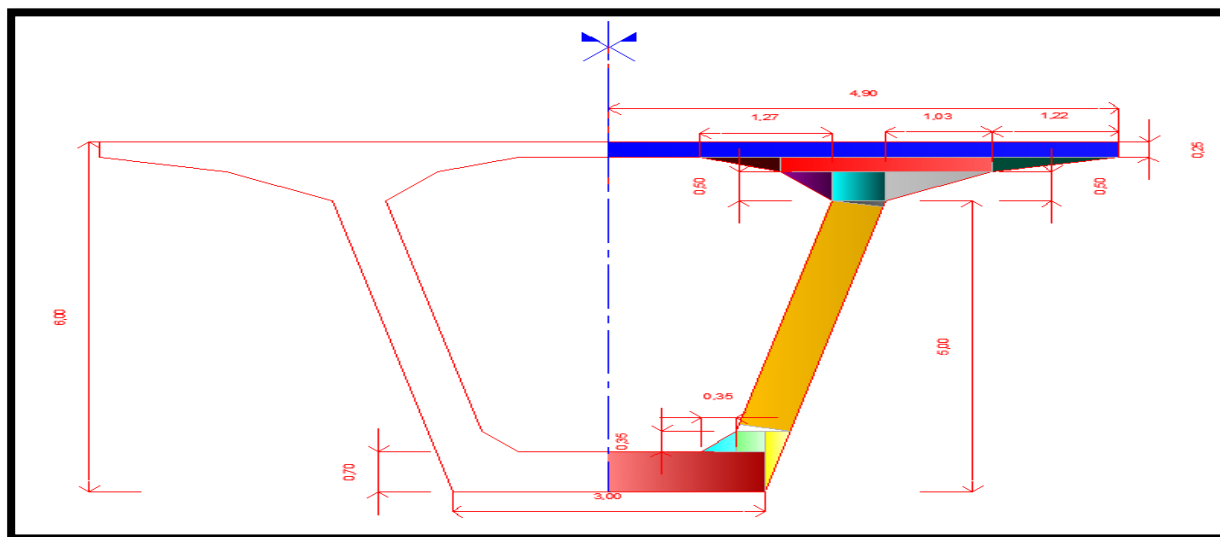
V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure : **$V = H - Y_G$**

V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure : **$V' = Y_G$**

ρ : Rendement mécanique de la section **$\rho = \frac{I_{Gx}}{S V V'}$**

$C = \rho \cdot V$: L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.

$C' = \rho \cdot V'$: L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

IV-3-1- Section sur pile :**➤ Section vide****Figure IV-6: Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile vide.**

Les résultats de Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile vide sont donnés dans le tableau suivant :

N°	b(m)	H(m)	Si (m ²)	YGi (m)	Si x YGi (m ³)	d ² (m ²)	d ² x Si (m ⁴)	IGi (m ⁴)	IGx (m ⁴)
1	4,900	0,250	1,225	5,875	7,197	5,130	6,285	0,00638	6,291
2	0,770	0,250	0,096	5,667	0,545	4,231	0,407	0,00033	0,408
3	2,040	0,250	0,510	5,625	2,869	4,060	2,071	0,00266	2,073
4	1,220	0,250	0,153	5,667	0,864	4,231	0,645	0,00053	0,646
5	0,500	0,500	0,125	5,333	0,667	2,969	0,371	0,00174	0,373
6	0,510	0,500	0,255	5,250	1,339	2,690	0,686	0,00531	0,691
7	1,030	0,500	0,258	5,333	1,373	2,969	0,764	0,00358	0,768
8	0,500	0,110	0,028	4,970	0,137	1,850	0,051	0,00002	0,051
9	0,500	3,940	1,970	3,030	5,969	0,336	0,663	2,54846	3,211
10	0,500	0,110	0,028	1,090	0,030	6,350	0,175	0,00002	0,175
11	0,350	0,350	0,061	0,816	0,050	7,806	0,478	0,00042	0,479
12	0,270	0,350	0,095	0,875	0,083	7,480	0,707	0,00096	0,708
13	0,240	1,050	0,126	0,700	0,088	8,468	1,067	0,00772	1,075
14	1,500	0,700	1,050	0,350	0,368	10,628	11,159	0,04288	11,202
Σ	/	/	5,978	/	21,578	/	/	/	28,149

Tableau IV-1 : les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

$$YG = 3,610 \text{ m}$$

$$S = 2 \times 5,978 = 11,956 \text{ m}^2$$

$$V = 2,390 \text{ m}$$

$$V' = 3,610 \text{ m}$$

$$IGx = 2 \times 28,149 = 56,298 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0,5457$$

$$C = 1,3042 \text{ m}$$

$$C' = 1,970 \text{ m}$$

➤ Section pleine

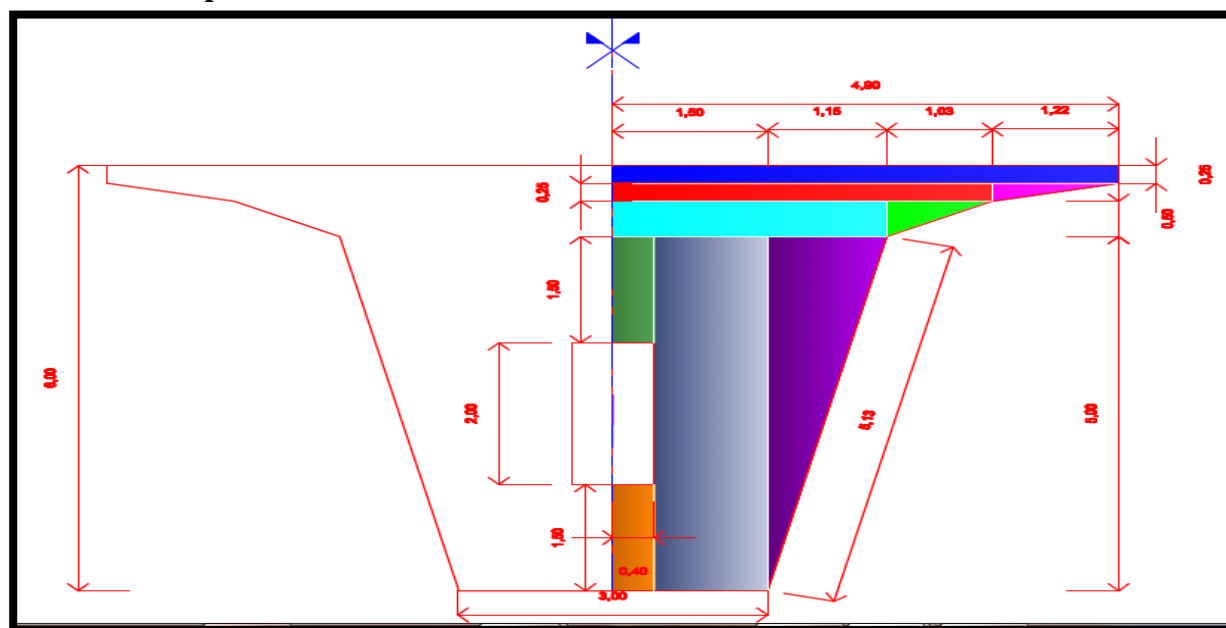


Figure IV-7 : Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile plein.

Les résultats de Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile plein sont donnés dans le tableau suivant :

N°	b(m)	H(m)	Si (m ²)	YG _i (m)	Si x YG _i (m ³)	d ² (m ²)	d ² x Si (m ⁴)	IG _i (m ⁴)	IG _x (m ⁴)
1	4,900	0,250	1,225	5,875	7,1969	5,2854	6,4746	0,00638	6,4810
2	3,680	0,250	0,920	5,625	5,1750	4,1984	3,8625	0,00160	3,8641
3	1,220	0,250	0,153	5,667	0,8642	4,3723	0,6668	0,00159	0,6684
4	2,660	0,500	1,330	5,250	6,9825	2,8023	3,7270	0,00924	3,7363
5	1,030	0,500	0,258	5,333	1,3732	3,0870	0,7949	0,00358	0,7985
6	0,400	1,500	0,600	4,250	2,5500	0,4543	0,2726	0,11250	0,3851
7	1,100	5,000	5,500	2,500	13,7500	1,1578	6,3678	3,81944	10,1872
8	1,150	5,000	2,875	3,333	9,5824	0,0590	0,1698	3,99306	4,1628
9	0,400	1,500	0,600	0,750	0,4500	7,9863	4,7918	0,11250	4,9043
Σ	/	/	13,460	/	47,9242	/	/	/	35,1876

Tableau IV-2 : les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile plein.

$$YG = 3,560 \text{ m}$$

$$S = 2 \times 13,460 = 26,920 \text{ m}^2$$

$$V = 2,440 \text{ m}$$

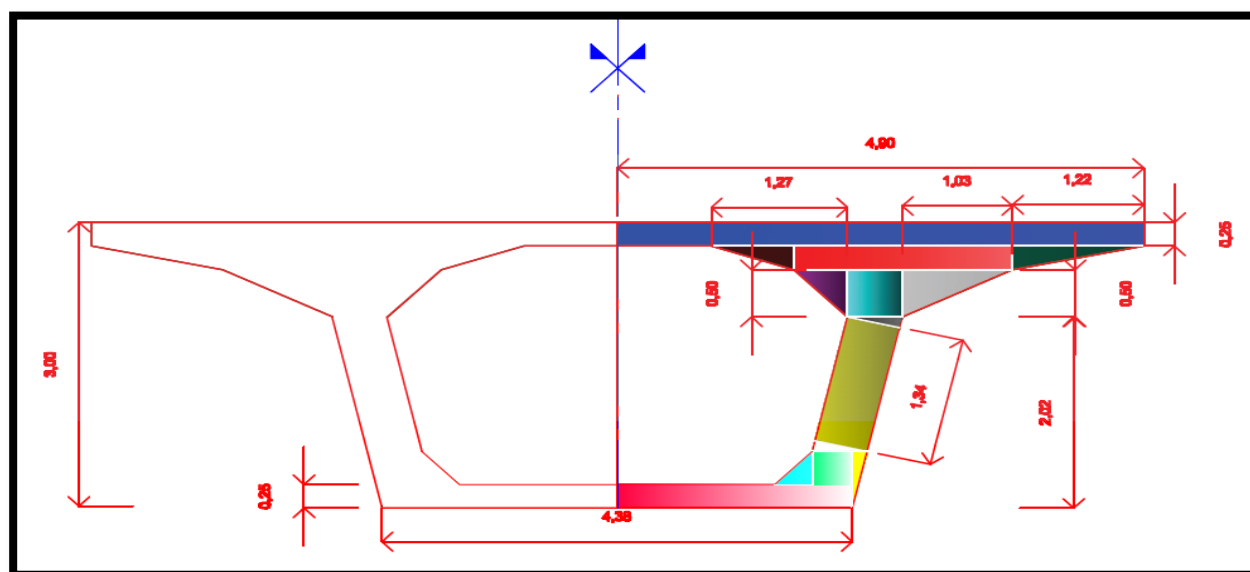
$$V' = 3,560 \text{ m}$$

$$IGx = 2 \times 35,1876 = 70,3752 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0,3009$$

$$C = 0,7342 \text{ m}$$

$$C' = 1,0712 \text{ m}$$

IV-3-2- Section sur culée (et clé) :**Figure IV-8 : Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé).**

Les résultats de Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé) sont donnés dans le tableau suivant :

N°	b(m)	H(m)	Si (m ²)	YG _i (m)	Si x Y _{Gi} (m ³)	d ² (m ²)	d ² x Si (m ⁴)	IG _i (m ⁴)	IG _x (m ⁴)
1	4,900	0,250	1,225	2,875	3,5219	1,1406	1,3973	0,00638	1,4036
2	0,770	0,250	0,096	2,667	0,2567	0,7396	0,0712	0,00033	0,0715
3	2,040	0,250	0,510	2,625	1,3388	0,6691	0,3413	0,00266	0,3439
4	1,220	0,250	0,153	2,667	0,4067	0,7396	0,1128	0,00053	0,1133
5	0,500	0,500	0,125	2,333	0,2916	0,2767	0,0346	0,00174	0,0363
6	0,510	0,500	0,255	2,250	0,5738	0,1962	0,0500	0,00531	0,0554
7	1,030	0,500	0,258	2,333	0,6007	0,2767	0,0712	0,00358	0,0748
8	0,510	0,110	0,028	1,963	0,0551	0,0243	0,0007	0,00002	0,0007
9	0,500	1,340	0,670	1,310	0,8777	0,2470	0,1655	0,10025	0,2658
10	0,510	0,110	0,028	0,673	0,0189	1,2860	0,0361	0,00002	0,0361
11	0,350	0,350	0,061	0,366	0,0224	2,0765	0,1272	0,00042	0,1276
12	0,370	0,350	0,130	0,425	0,0550	1,9099	0,2473	0,00132	0,2487
13	0,140	0,600	0,042	0,400	0,0168	1,9796	0,0831	0,00084	0,0840
14	2,190	0,250	0,548	0,125	0,0684	2,8291	1,5489	0,00285	1,5518
Σ	/	/	4,128	/	8,1045	/	/	/	4,4135

Tableau IV-3 : Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.

$$YG = 1,963 \text{ m}$$

$$S = 2 \times 4,128 = 8,256 \text{ m}^2$$

$$V = 1,037 \text{ m}$$

$$V' = 1,963 \text{ m}$$

$$IG_x = 2 \times 4,4135 = 8,827 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0,525$$

$$C = 0,545 \text{ m}$$

$$C' = 1,031 \text{ m}$$

IV-4-Variation des paramètres géométriques :

IV-4-1- Variation des paramètres géométriques à la travée de rive:

➤ Hauteur de la poutre $h(x)$:

L'extrados a une pente de 1,98 % et on a une variation de l'épaisseur du hourdis inférieure, de la hauteur de la poutre, de la section, de l'inertie et de la position du centre de gravité de la section du voussoir.

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

- L'extrados est rectiligne.
- Sur clé : L'intrados à une hauteur constante égale à $h_c=3.00$ m puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre $h_p=6.00$ m au niveau de la pile.

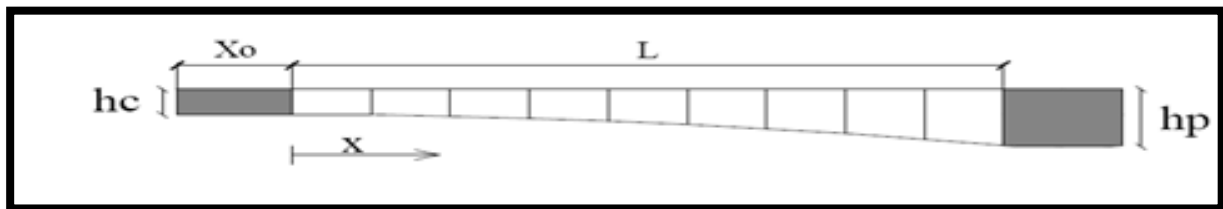


Figure IV-9: Variation de la hauteur de la poutre pour la travée de rive.

- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.
- Longueur à partir de la pile $L=45$ m
- La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x \leq 0 : & h(X) = h_c = 3,000\text{m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & h(X) = \frac{h_p - h_c}{L^2} x^2 + h_c \end{array} \right.$$

$$h(X) = 0.00148 X^2 + 3$$

Avec

h_c : hauteur de la poutre à la clé

h_p : hauteur de la poutre sur pile.

➤ l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

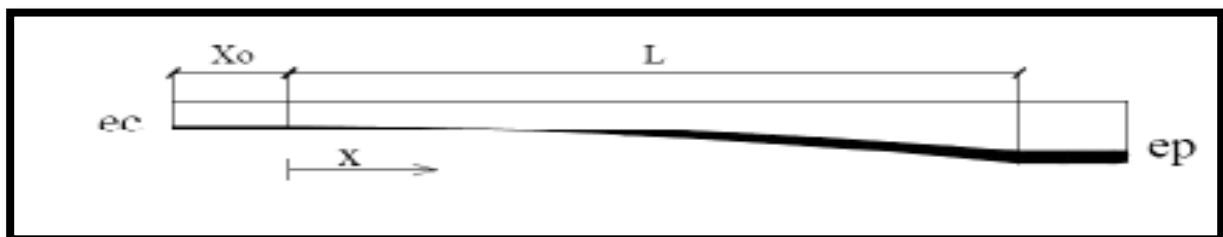


Fig. IV.10 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

- Épaisseur à la clé **eic=0,250 m**
- Épaisseur sur pile **eip=0,700 m**
- Longueur à partir de la pile **L=45 m**
- La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & e(X) = e_{ic} = 0,250\text{m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & e(X) = \frac{e_{ip}-e_{ic}}{L^2} x^2 + e_{ic} \end{cases}$$

$$e(X) = 0.00022x^2 + 0.250$$

➤ La section S(x) :

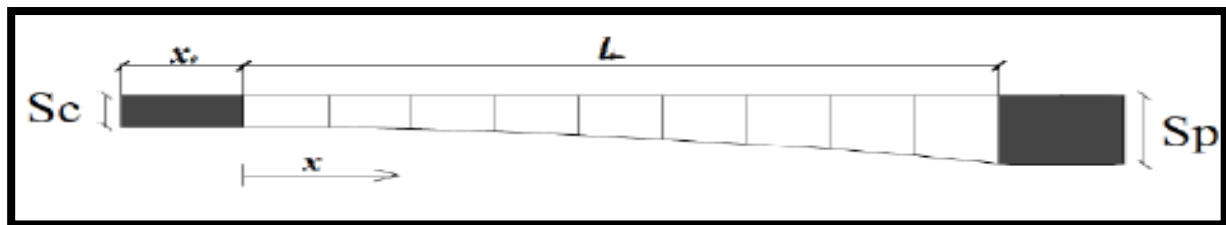


Fig. IV.11: Variation de la section de la travée de rive.

- Section sur clé **Sci= 8,256 m²**
- Section sur pile **Sp=11,956 m²**
- Longueur à partir de la pile **L=45 m**
- La variation de la section est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & S(X) = S_{ci} = 8,256 \text{ m}^2 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & S(X) = \frac{S_p-S_c}{L^2} X^2 + S_c \end{cases}$$

$$S(X) = 0.00182 x^2 + 8.256$$

➤ Centre de gravité:

- Centre de gravité sur clé **YGc=1,807 m**
- Centre de gravité sur pile **YGp=3,610 m**
- Longueur à partir de la pile **L=45 m**
- La variation du centre de gravité est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & YG(X) = YG_c = 1,807 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & YG(X) = \frac{Y_{Gp}-Y_{Gc}}{L^2} X^2 + YG_c \end{cases}$$

$$YG(X) = 0.00089x^2 + 1,807$$

➤ **L'inertie $I(x)$:**

Pour la détermination de la variation d'inertie dans une section variable, on fait appel à l'hypothèse des **tables de Guldin** :

- Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $(kh)^{(5/2)}$, h étant la hauteur de la poutre. Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite Kh^2 et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I = Kh^3$.
- L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = (kh)^{(5/2)}$, conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson. Donc la fonction est

$$I(x) = I_c \left[1 + k \left(\frac{xL}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \quad \text{Avec} \quad K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1$$

- L'inertie sur clé $I_c = 8,827 \text{ m}^4$
- L'inertie sur pile $I_p = 56,298 \text{ m}^4$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x \leq 0 : & I(X) = I_c = 8,827 \text{ m}^4 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & I(X) = I_c \left[1 + k \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \quad \text{Avec} \quad K = 1.098 \end{array} \right.$$

$$I(x) = 8,827 \left[1 + 1,098 \left(\frac{x}{45} \right)^2 \right]^{5/2}$$

La variation des différents paramètres de la travée de rive :

x(m)	h (x) (m)	e _i (x) (m)	S _i (x) (m ²)	YG(x) (m)	I (x) (m ⁴)	V (x) (m)	V'(x) (m)	ρ (SU)	C (x) (m)	C'(x) (m)
-11	3,000	0,250	8,256	1,807	8,827	1,193	1,807	0,377	0,450	0,682
-2	3,000	0,250	8,256	1,807	8,827	1,193	1,807	0,377	0,450	0,682
0	3,000	0,250	8,256	1,807	8,827	1,193	1,807	0,377	0,450	0,682
3	3,013	0,252	8,272	1,815	8,935	1,198	1,815	0,378	0,453	0,687
6	3,053	0,258	8,322	1,839	9,264	1,214	1,839	0,381	0,463	0,702
9	3,120	0,268	8,403	1,879	9,828	1,241	1,879	0,387	0,480	0,727
12	3,213	0,282	8,518	1,935	10,652	1,278	1,935	0,394	0,503	0,762
15	3,333	0,300	8,666	2,007	11,771	1,326	2,007	0,403	0,534	0,809
18	3,480	0,321	8,846	2,095	13,229	1,384	2,095	0,413	0,572	0,866
21	3,653	0,347	9,059	2,199	15,087	1,453	2,199	0,425	0,618	0,936
24	3,852	0,377	9,304	2,320	17,415	1,533	2,320	0,439	0,672	1,017
27	4,079	0,410	9,583	2,456	20,299	1,623	2,456	0,453	0,735	1,111
30	4,332	0,448	9,894	2,608	23,841	1,724	2,608	0,467	0,806	1,219
33	4,612	0,490	10,238	2,776	28,160	1,836	2,776	0,483	0,886	1,340
36	4,918	0,535	10,615	2,960	33,394	1,958	2,960	0,498	0,976	1,476
39	5,251	0,585	11,024	3,161	39,701	2,090	3,161	0,514	1,075	1,626
42	5,611	0,638	11,466	3,377	47,261	2,234	3,377	0,530	1,185	1,791
45	5,997	0,696	11,942	3,609	56,276	2,388	3,609	0,546	1,304	1,971

Tableau IV-4: La variation des différents paramètres de la travée de rive.

IV-4-2- Variation des paramètres géométriques à Demi-travée centrale :➤ **Hauteur de la poutre $h(x)$:**

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :

Comme la travée est symétrique, donc on peut s'intéresser uniquement à sa moitié (demi fléau).

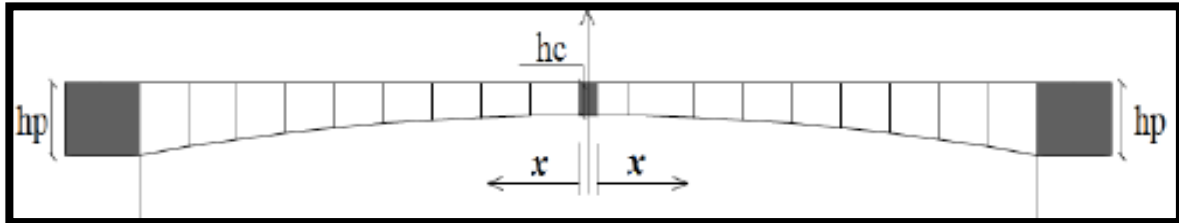


Fig. IV.12 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

- L'extrados est rectiligne.
- Sur clé : L'intrados à une hauteur constante égale à **$hc=3.00$ m**
- puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre **$hp=6.00$ m** au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.
- Longueur **$L=45$ m**
- La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec} \quad b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & h(X) = hc = 3,000\text{m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & h(X) = \frac{hp-hc}{L^2}x^2 + hc \end{cases}$$

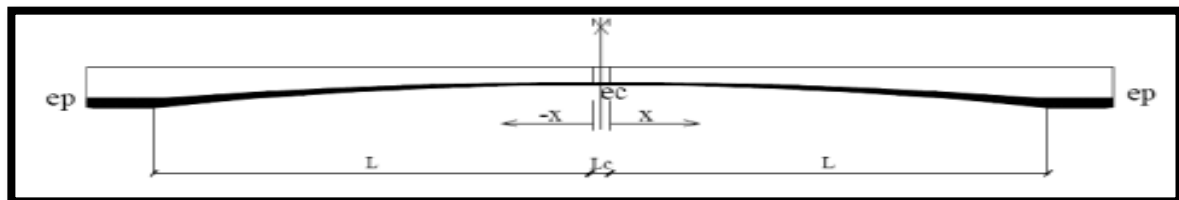
➤ **L'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:**

Fig. IV.13 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

- Épaisseurs à la clé **$eic=0,250$ m**
- Épaisseurs sur pile **$eip=0,700$ m**
- Longueur **$L=45$ m**
- La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec} \quad b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & e(X) = eic = 0,250 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & e(X) = \frac{eip-eic}{L^2}x^2 + eic \end{cases}$$

➤ La section $S(x)$:

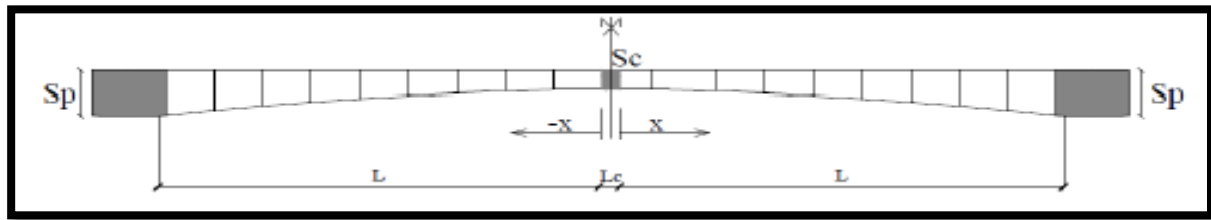


Figure IV-14 : Variation de la section de la travée centrale.

- Section sur clé $S_{ci} = 10,856 \text{ m}^2$
- Section sur pile $S_{pi} = 11,956 \text{ m}^2$
- Longueur à partir de la pile $L = 45 \text{ m}$
- La variation de la section est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & S(X) = S_{ci} = 10,856 \text{ m}^2 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & S(X) = \frac{S_{pi} - S_{ci}}{L^2} X^2 + S_{ci} \end{cases}$$

➤ Centre de gravité:

- Centre de gravité sur clé $Y_{Gc} = 1,807 \text{ m}$
- Centre de gravité sur pile $Y_{Gp} = 3,610 \text{ m}$
- Longueur à partir de la pile $L = 45 \text{ m}$
- La variation du centre de gravité est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & YG(X) = Y_{Gc} = 1,807 \text{ m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & YG(X) = \frac{Y_{Gp} - Y_{Gc}}{L^2} X^2 + Y_{Gc} \end{cases}$$

➤ L'inertie $I(x)$:

- L'inertie sur clé $I_c = 8,827 \text{ m}^4$
- L'inertie sur pile $I_p = 56,298 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \text{Pour } x \leq 0 : & I(X) = I_c = 8,827 \text{ m}^4 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : & I(X) = I_c \left[1 + k \left(1 - \frac{X}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \end{cases} \quad \text{Avec } K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1$$

❖ La variation des différents paramètres de la travée centrale :

x(m)	h (x) (m)	e _i (x) (m)	S _i (x) (m ²)	YG(x) (m)	I (x) (m ⁴)	V (x) (m)	V'(x) (m)	ρ (SU)	C (x) (m)	C'(x) (m)
-2	3,000	0,250	8,256	1,807	8,827	1,193	1,807	0,377	0,450	0,682
0	3,000	0,250	8,256	1,807	8,827	1,193	1,807	0,377	0,450	0,682
3	3,013	0,252	8,272	1,815	8,935	1,198	1,815	0,378	0,453	0,687
6	3,053	0,258	8,322	1,839	9,264	1,214	1,839	0,381	0,463	0,702
9	3,120	0,268	8,403	1,879	9,828	1,241	1,879	0,387	0,480	0,727
12	3,213	0,282	8,518	1,935	10,652	1,278	1,935	0,394	0,503	0,762
15	3,333	0,300	8,666	2,007	11,771	1,326	2,007	0,403	0,534	0,809
18	3,480	0,321	8,846	2,095	13,229	1,384	2,095	0,413	0,572	0,866
21	3,653	0,347	9,059	2,199	15,087	1,453	2,199	0,425	0,618	0,936
24	3,852	0,377	9,304	2,320	17,415	1,533	2,320	0,439	0,672	1,017
27	4,079	0,410	9,583	2,456	20,299	1,623	2,456	0,453	0,735	1,111
30	4,332	0,448	9,894	2,608	23,841	1,724	2,608	0,467	0,806	1,219
33	4,612	0,490	10,238	2,776	28,160	1,836	2,776	0,483	0,886	1,340
36	4,918	0,535	10,615	2,960	33,394	1,958	2,960	0,498	0,976	1,476
39	5,251	0,585	11,024	3,161	39,701	2,090	3,161	0,514	1,075	1,626
42	5,611	0,638	11,466	3,377	47,261	2,234	3,377	0,530	1,185	1,791
45	5,997	0,696	11,942	3,609	56,276	2,388	3,609	0,546	1,304	1,971

Tableau IV-5: La variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.

Introduction

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

V-1- Caractéristiques du pont :

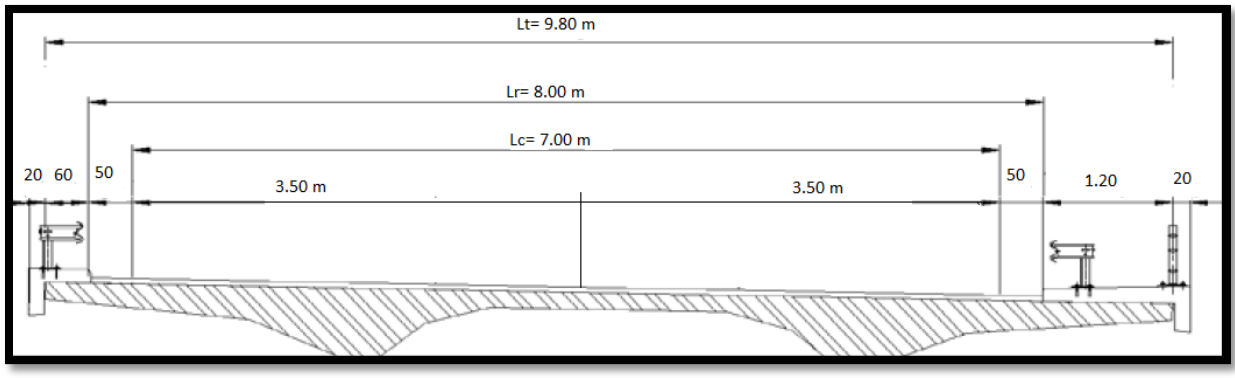


Figure V-1 : Schéma explicatif des différentes largeurs de pont.

V-1-1- Largeur totale « L_T » :

C'est la largeur totale du voussoir

$$L_T = 9,80$$

V-1-2- La largeur rouable « L_r » :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure

$$L_r = 8 \text{ m}$$

V-1-3- La largeur chargeable « L_c » :

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable en enlevant une bande de 0,5 m de deux cotés.

$$L_c = L_r - (2 \times 0,5)$$

$$L_c = 7 \text{ m}$$

V-1-4- Nombre de voies de circulation « N°_v » :

$$N^{\circ}_v = \frac{L_c}{3} = \frac{7}{3} = 2,33 \text{ m}$$

$$N^{\circ}_v = 2 \text{ voies}$$

V-1-5- La largeur réelle de la voie « L_v » :

C'est le rapport de la largeur chargeable sur nombre de voies.

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Deux voies de circulation de } 3,5 \text{ m.}$$

V-1-6- Classe de pont :

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre II**, selon le tableau suivant:

La classe de pont	La largeur roulable
1 ^{ère} classe	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2 ^{ème} classe	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3 ^{ème} classe	$L_r \leq 5,5\text{m}$

Tab-V-1 : Classification des ponts

On a $L_r = 8 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$

Donc

Pont de 1^{ère} classe

V-2- Calcul des charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, revêtement ; dispositif de sécurité).

V-2-1- Les éléments porteurs « CP » :

C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

On a :

$$G = G_1 + G_2 + G_3$$

Avec :

G_1 : Poids propre du voussoir à la clés et culée d'une hauteur constante.

G_2 : Poids propre du voussoir sur pile d'une hauteur constante.

G_3 : Poids propre du voussoir avec variation de la hauteur.

$$G_1 = \gamma_b \times S_c \times 24 = 2.5 \times 8,256 \times 24 \Rightarrow G_1 = 495,36 \text{ t}$$

$$G_2 = \gamma_b \times (2S_{p\text{pleine}} + 6S_{p\text{vide}}) \times 2 = 2.5 \times (67,300 + 65,758) \times 2 = G_2 = 627,880 \text{ t}$$

Notre ouvrage présente quatre parties de voussoirs avec variation de la hauteur sur 45 m pour Chacune :

$$G_3 = \gamma_b \times \int_0^{45} \frac{Sp - Sc}{L^2} x^2 + Sc \, dx = 1133,83 \times 4 = 4535,32 \text{ t}$$

$$G_3 = 4535,32 \text{ t}$$

Donc :

$$G = 495,36 + 627,880 + 4535,32 = 5658,560 \text{ t}$$

$$G = 5658,560 \text{ t}$$

V-2-2- Les éléments non porteurs (compléments des Charges permanentes)**a) Revêtement**

La chaussée du pont est composée d'une couche de roulement en béton bitumineux de **8 cm** d'épaisseur « e_{BB} » avec $\gamma_{BB} = 2,4 \text{ t/m}^3$

$$P_{rev} = e_{BB} \times L_r \times \gamma_{BB} = 0,08 \times 8 \times 2,4 = 1,536 \text{ t/m}$$

$$P_{rev} = 1,536 \text{ t/m}$$

b) Poids de la glissière de sécurité

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$$P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$$

$$P(2g_{li}) = 0,12 \text{ t/ml.}$$

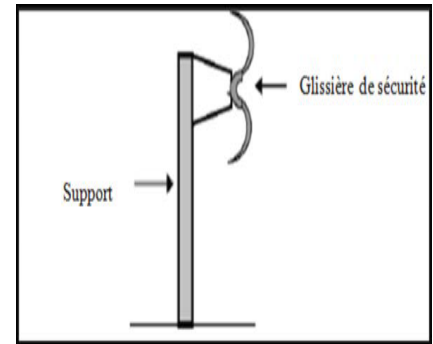


Figure V-2 : Glissière de sécurité

c) Poids du garde corps :

C'est une barrière métallique, disposé sur chaque trottoir son poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à $0,1 \text{ t/ml}$ soit :

$$P_{gc} = 0,2 \text{ t/ml. (deux garde corps)}$$

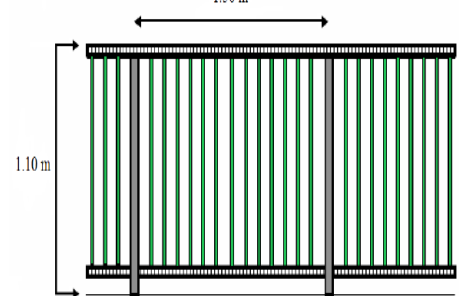


Figure V-3 : Garde-corps

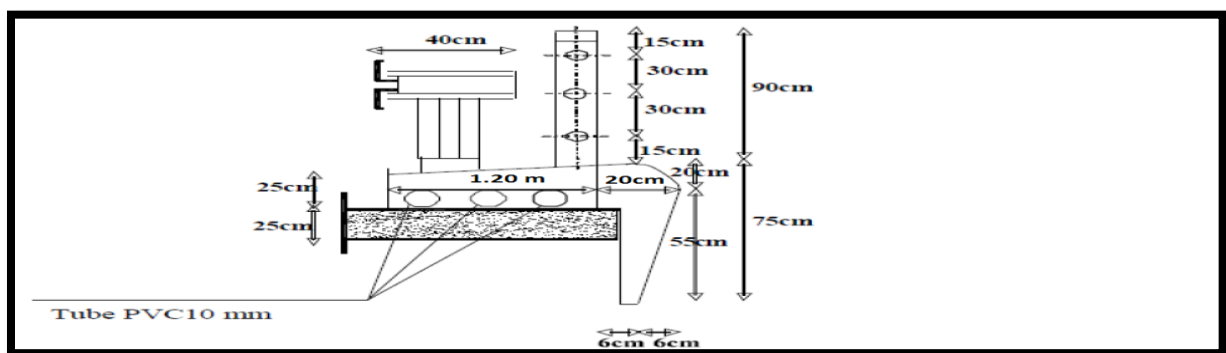
d) Poids de la corniche et trottoirs

Figure V-4 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche

$$P(\text{tr+corniche}) = \gamma_b \times (\text{Strot+corn-gauche} + \text{Strot+corni-droite}) = 2,5 \times (0,1615 + 0,2664) = 1,070 \text{ t/ml.}$$

$$P(\text{tr+corniche}) = 1,070 \text{ t/ml.}$$

Récapitulatif :

$$CCP = P_{rev} + P(\text{tr+corniche}) + P_{gc} + P_{gli}.$$

$$CCP = 1.536 + 1.070 + 0,20 + 0,12$$

$$CCP = 2,926 \text{ t / ml.}$$

.

La charge permanente totale « GTotale » :

$$GTotale = G + CCP$$

$$GTotale = 5658,560 + 2,926 \times 220 = 6302,28 \text{ t}$$

$$GTotale = 6302,28 \text{ t}$$

V-3- Surcharge routière :

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

- La surcharge de type A (I).
- Système B (Bc, Bt, Br).
- La surcharge militaire Mc 120,
- Le convoi exceptionnel D240.

V-3-1- Surcharges A (L) :

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont.

D'après le fascicule 61 titre II, A (L): Est une masse donnée en fonction de la longueur chargée (L). Elle est donnée par la formule suivante:

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} (\text{Kg/m}^2)$$

Cette valeur de A(L) est à multipliée par des coefficients de corrections a_1 et a_2 pour obtenir une nouvelle valeur A(L)c dite Surcharge A(L) corrigée.

$$A(L) c = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

a_1 : Il est défini en fonction de la classe de pont et du nombre de voies chargées, ses valeurs sont données dans le tableau suivant :

Nombre voies chargé		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
	2 ^{ème} classe	1,00	0,90	--	--	--
	3 ^{ème} classe	0,90	0,80	--	--	--

Tableau V-2 : Les valeurs de coefficient a_1 .

On a un pont de 1^{ère} classe avec 2 voies chargeable donc :

$$a_1 = 1,00$$

➤ a_2 : Elle est donnée par la formule suivante : $a_2 = \frac{V_0}{V}$

V : La largeur réel d'une voie $V = L_r/N_v = 4\text{m}$.

V_0 : dépend de la classe pour un pont de 1^{ère} classe $V_0=3,5\text{m}$.

Donc : $a_2 = \frac{3,5}{4} = 0,875$

On nous pouvons déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max, il faut donc envisager différents cas de chargement possible. Dans notre cas, nous avons étudié 5 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

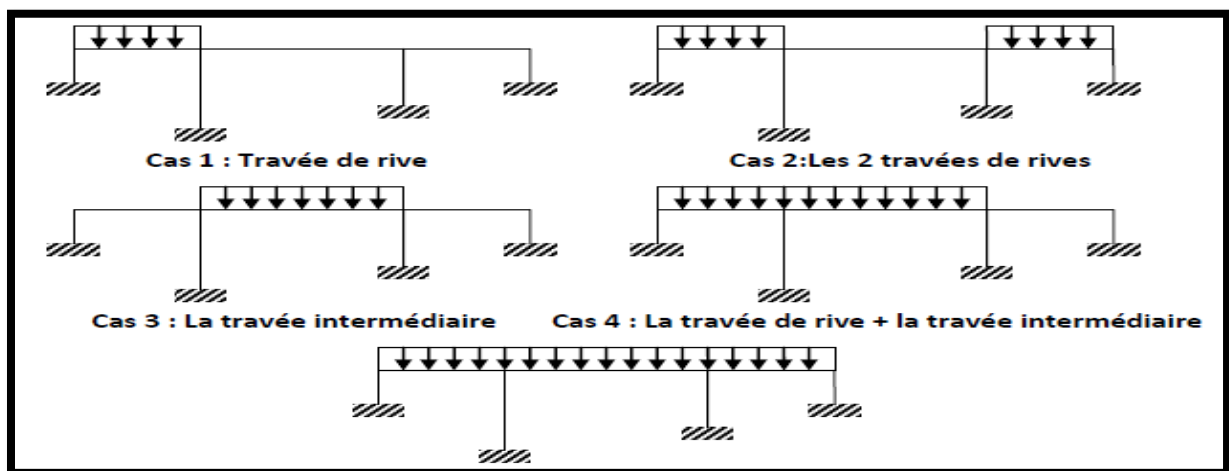


Figure V-5 : les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier

Les différentes valeurs de A (l) sont données par le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	A(L) (t/m ²)	a_1	a_2	Ac (t/m ²)	Ac pour 1 voie(3,5m) (t/ml)	Ac pour 2 voies(7m) (t/ml)
1	60	0,730	1,000	0,875	0,639	2,236	4,471
2	120	0,503	1,000	0,875	0,440	1,540	3,079
3	100	0,551	1,000	0,875	0,483	1,689	3,378
4	160	0,439	1,000	0,875	0,384	1,345	2,691
5	220	0,385	1,000	0,875	0,337	1,180	2,359

Tableau V-3 : les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

Après le calcul on déduit que Le cas le plus défavorable vaut : **4,471 t/ml**, sur la travée de rive de **60 m**.

V-3-2- Système de charge « B »:

Il existe trois types de surcharges « B » (**Bc, Bt, Br**), on étudie chacun indépendamment.

- **Le système Bc** se compose de 3 essieux de camions types.
- **Le système Bt** se compose de groupes de 2 essieux appelés essieux-tandems.
- **Le système Br** se compose d'une roue isolé.

V-3-2-1- Système de charge BC :

Un chemin type de système Bc comporte trois essieux, Ces caractéristiques sont les suivantes :

- masse totale **30 t**
- Masse portée par chacun des essieux arrière **12 t**
- Masse portée par l'essieu avant **06 t**
- Distance des essieux arrière **1,5 m**
- Distance des essieux avant au premier essieu arrière **4,5 m**
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu **2 m**

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camion par files est limité à deux, La distance de deux camions d'une même file est déterminer pour produire l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

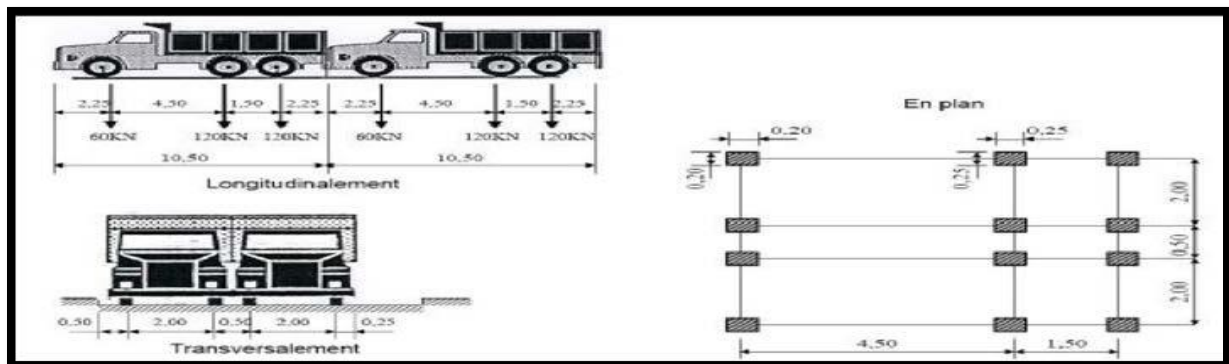


Figure V-6 : Les dimensions du système Bc.

En fonction de la classe du pont et le nombre de files considérées, la valeur de charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ .

Coefficient de majoration dynamique δ :

δ est donnée par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 1,02L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{5}}$$

Avec :

L : portée de la travée considérée.

G : charge permanente.

S : surcharges b maximale.

$$S = n \times 30 \times bc \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de camion} \\ bc : \text{coef qui dépend de la classe de pont et nombre de voies} \\ 30t : \text{poids d'un camion} \end{array} \right.$$

Nombre voies chargé		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{ère} classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2 ^{ème} classe	1,00	0,90	--	--	--
	3 ^{ème} classe	0,90	0,80	--	--	--

Tableau V-4: Valeurs de coefficient bc.

$$\text{Donc : } bc = \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour 1 voies}=1,2 \\ \text{Pour 2 voies}=1,1 \end{array} \right.$$

Les surcharges du système Bc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ . $Bc = S \times \delta$

➤ Calcul des valeurs de S, δ et Bc pour les différents cas de charge Bc :

Cas de charge N°	L(m)	G(t)	S1 (t) 1 file	S2(t) 2 files	δ_1 1 file	δ_2 2 files	Bc1 (t) 1file	Bc2 (t) 2 files
1	60,000	1693,400	72	132	1,037	1,042	74,664	137,575
2	120,000	3386,800	72	132	1,019	1,022	73,380	134,876
3	100,000	2915,480	72	132	1,023	1,026	73,637	135,401
4	160,000	4608,880	72	132	1,014	1,016	73,041	134,163
5	220,000	6302,280	72	132	1,011	1,012	72,763	133,586

Tableau V-5: Les valeurs Bc pour chaque cas de charge.

V-3-2-2- Système de charge Bt:

Le système Bt se compose de deux essieux, appelés essieux tandems, ils sont à roues simples munies de Pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue (portant 80KN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale mesure 0,60 m et le coté longitudinale 0,25m. Ces caractéristiques sont les suivantes :

- Masse totale 32 t
- Masse portée par chaque essieu est 16 t
- Distance des deux essieux est de 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de 2 m.

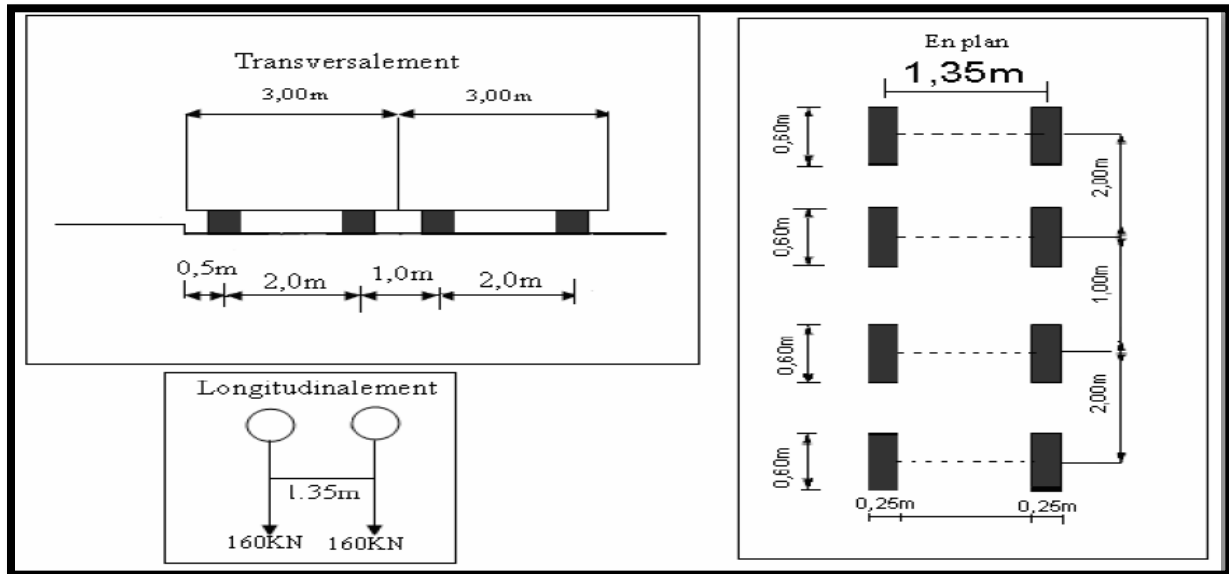


Figure V-7 : Les dimensions du système Bt.

En fonction de la classe du pont et le nombre de files considérées, la valeur de charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ .

Coefficient de majoration dynamique δ :

δ est donnée par la formule suivante

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 1,02L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Avec :

L : portée de la travée considérée.

G : charge permanente.

S : surcharges b maximale.

$$S = n \times 32 \times b_t \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} n : \text{nombre de camion} \\ b_t : \text{coef qui dépend de la classe de pont.} \\ 32t : \text{poids d'un camion.} \end{cases}$$

Classe du pont	1 ^{ère} classe	2 ^{ème} classe
b_t	1	0,9

Tableau V-6: Valeurs de coefficient b_t .

➤ Calcul des valeurs de S, δ et Bt pour les différents cas de charge Bt :

Cas de charge N°	L(m)	G(t)	S1(t) 1file	S2(t) 2 files	δ 1 1 file	δ 2 2 files	B _t 1 (t) 1file	B _t 2 (t) 2 files
1	60	1693,400	32	64	1,231	1,036	39,385	66,329
2	120	3386,800	32	64	1,216	1,019	38,912	65,205
3	100	2915,480	32	64	1,219	1,022	39,010	65,429
4	160	4608,880	32	64	1,212	1,014	38,788	64,909
5	220	6302,280	32	64	1,209	1,010	38,684	64,666

Tableau V-7: Les valeurs Bt pour chaque cas de charge.

V-3-2-3- Système de charge Br :

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de **10t** à travers une surface d'impact rectangulaire uniformément chargée de **0,6x0,30m**, qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

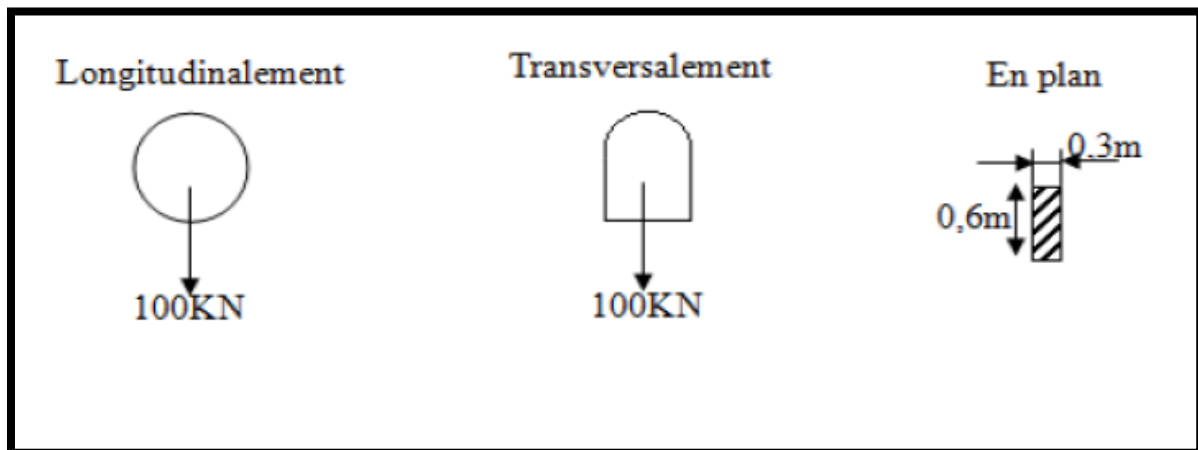


Figure V-8 : Les dimensions du système Br

Comme toutes les charge de type b, la valeur de charges du système Br prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ .

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 1,021} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Avec :

L : portée de la travée considérée.

G : La charge permanente de la travée considérée.

S : La charge **br=10t**.

Calcul des valeurs de S, δ et Br pour les différents cas de charge Br :

Cas de charge N°	L(m)	G(t)	S1(t) 1 file	δ 1 file	B ₁ (t) 1file
1	60	1693,400	10	1,032	10,317
2	120	3386,800	10	1,016	10,164
3	100	2915,480	10	1,020	10,196
4	160	4608,880	10	1,012	10,124
5	220	6302,280	10	1,009	10,091

Tableau V-8: Les valeurs Br pour chaque cas de charge

V-3-3- Système de charge militaire « MC 120 » :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type **Mc120** susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges **A** et **B**. Ces derniers peuvent circuler en convois ;

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter l'espacement entre deux convois est environ de **30,5m**

Ces caractéristiques sont les suivantes :

- Masse totale est de **110t**.
- Longueur d'une chenille est de **6,10m**.
- Largeur d'une chenille est égale à **1,0m**.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles est de **3,30m**.

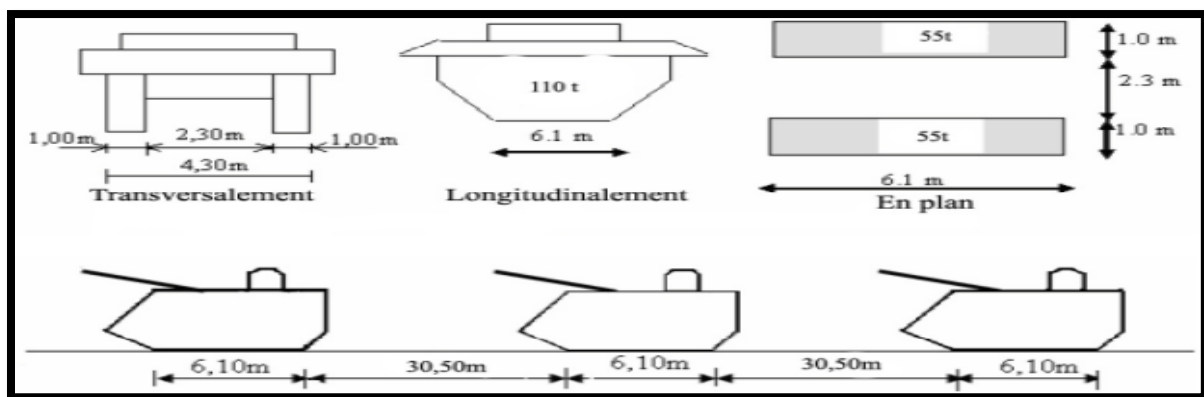


Figure V-9 : Les dimensions du système Mc120

La valeur de charges du système militaire **Mc120** prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ .

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 1,021} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{5}}$$

Avec :

L : portée de la travée considérée.

G : La charge permanente de la travée considérée.

S : surcharge **Mc120** maximale.

$$S=n \times 110t$$

n: nombres de véhicules

- Calcul des valeurs de S, δ et Mc120 pour les différents cas de charge du système Mc120 :

Cas de charge N°	L(m)	G(t)	n	S(t)	δ	Mc120 (t)
1	60	1693,400	2	220	1,050	230,922
2	120	3386,800	4	440	1,035	455,345
3	100	2915,480	3	330	1,036	341,734
4	160	4608,880	5	550	1,030	566,227
5	220	6302,280	6	660	1,024	675,970

Tableau V-9: Les valeurs Mc120 pour chaque cas de charge

V-3-4- Système de charge Convoi exceptionnel D240 :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois lourds exceptionnels. Le convoi type **D240** comporte une remorque supportant **2400 KN** (une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de **240 t** de poids total), ce poids est supposé répartir au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,2m** de large et **18,6m** de long, le poids par mètre linéaire égal à **12,9 t/ml**.

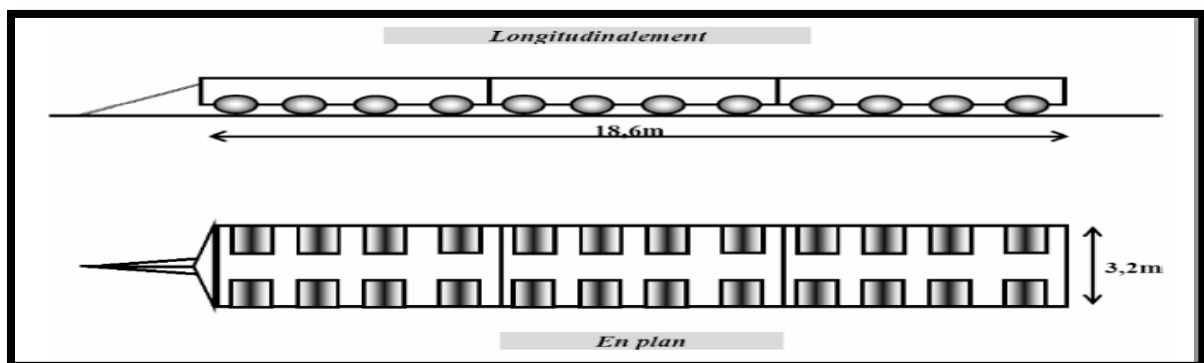


Figure V-10 : Dimensions de système D240

Remarque :

- Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge).
- Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique parce qu'il circule avec une vitesse très petite (considérée comme une charge statique).

V-4- Autres surcharges :

V-4-1- Surcharges sur trottoirs « St » :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Dans notre cas on charge uniquement un seul trottoir (celui de droite). (**Voir Figure V-1**)

V-4-1-1- Charges locales « Cl » :

Elles sont utilisées pour la justification d'éléments du tablier dans le sens transversale. D'après **le fascicule 61 titre II**, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **450 kg/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Le trottoir chargé : $St = 0,45 \times 1,40 = 0,630 \text{ t/ml}$

$$St = 0,630 \text{ t/ml.}$$

V-4-1-2- Charges générales « Cg »:

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. D'après **le fascicule 61 titre II**, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **150 kg/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé..

Le trottoir chargé : $St = 0,15 \times 1,40 = 0,210 \text{ t/l}$

$$St = 0,210 \text{ t/ml.}$$

V-4-2- Forces de freinage

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer des réactions de freinage **Fr**, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

V-4-2-1- Effort de freinage « FA » produit par le système de charge A(L) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donné par le **fascicule 61 titres II** :

$$FA = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times AL$$

$$FA = 0,2082 \text{ t/ml.}$$

Avec:

A (L) = 4,471 t/ml (le cas le plus défavorable).

L : portée de la travée considérée (**L = 60m**).

S : surface chargée par m² (**S = 60 × 7,00 = 420 m²**).

V-4-2-2- Effort de freinage « FBc » produit par le système de charge Bc:

Les forces de freinage produites par le système de charge **Bc** seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids **30 t**.

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

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

$$FBc = Bc \times bc = 30 \times 1,2 = 36 \text{ t}$$

$$FBc = 36 \text{ t}$$

V-4-3- Le Vent « W » :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

D'après le fascicule 61 titre II les valeurs représentative de la pression dynamique du vent sont égale à :

- **W = 0,2t/m²** lorsque l'ouvrage est en service.
- **W = 0,125 t/m²** lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.
- **W = 0,1 t/m²** pour les ouvrages en cours de construction, durée n'excédant pas un mois

V-4-4- La température :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement

Dans le cas de notre structure, on considérera un gradient thermique :

$$\Delta T = \pm 10^{\circ}\text{C}.$$

V-4-5- Le séisme :

L'ouvrage se situe dans la localité **SEGHIRAT** dans la wilaya de **BOUMERDES**, qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les Ouvrages d'art (RPOA) dans la zone **III** (Zone à sismicité forte)

V-5- Combinaisons des charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

V-5-1- Les coefficients de majoration :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante mentionné dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1
Système Bc	1,6	1,2
Mc 120	1,35	1
D 240	1,35	1
Gradient thermique (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	1
Surcharge des trottoirs St	1,6	1
L'effet du précontrainte	1	1
Freinage	1,6	1,2

Tableau V-10 : Les Valeurs des coefficients de majoration

V-5-2- Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS :

Les Combinaisons de charges à L'E.L.U et à L'E.L.S sont données par le tableau suivant :

Action prépondérantes	Combinaison
ELU	$1.35G + 1.6 (A(l) + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bt + St)$
	$1.35G + 1.35Mc 120$
	$1.35G + 1.35 D240$
	$1.35G + 1.5w$
ELS	$G + 1.2 (A(l) + St)$
	$G + 1.2 (Bc + St)$
	$G + 1.2 (Bt + St)$
	$G + Mc120$
	$G + D240$
	$G + 1.2 (A(l) + St) + 0.5\Delta t$
	$G + 1.2 (Bc + St) + 0.5\Delta t$
	$G + Mc120 + 0.5 \Delta t$
	$G + D240 + 0.5 \Delta t$
	$G + W$

Tableau V-11 : Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS

VI-1- Phases de réalisation :

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit qu'on a construit un fléau.

On reporte ci- dessous les schémas des différentes phases de construction :

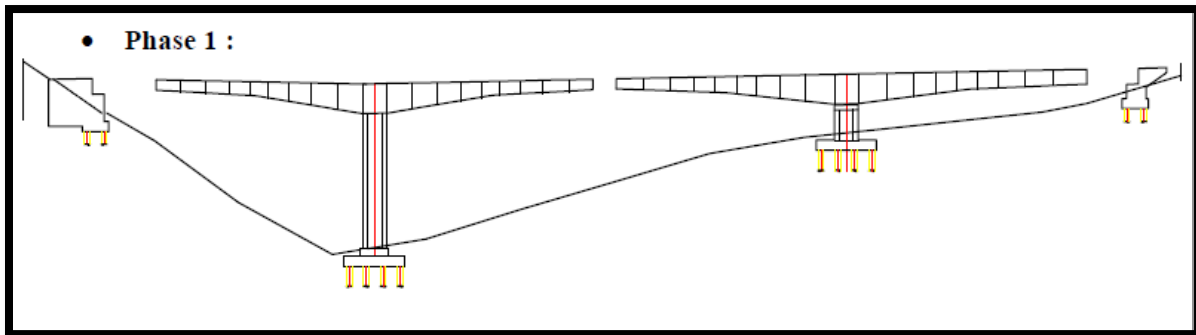


Figure-VI-1: Réalisation des fléaux sur les piles

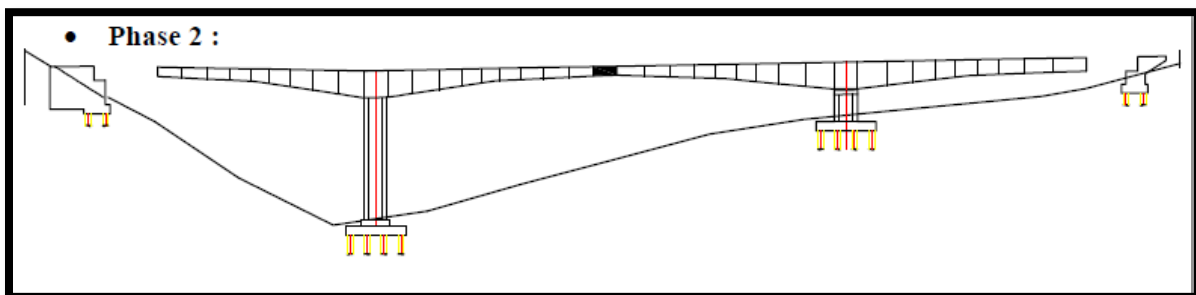


Figure-VI-2 : Clavage à la clé des deux fléaux réalisés

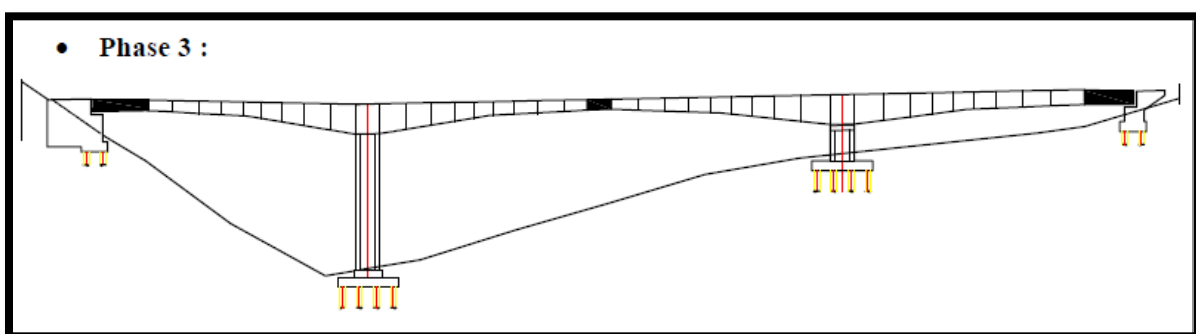


Figure-VI-3: Clavage des deux fléaux avec les culées

VI-1-2- Charges appliquées au fléau (phase de construction) (SETRA [Réf.6]):

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.

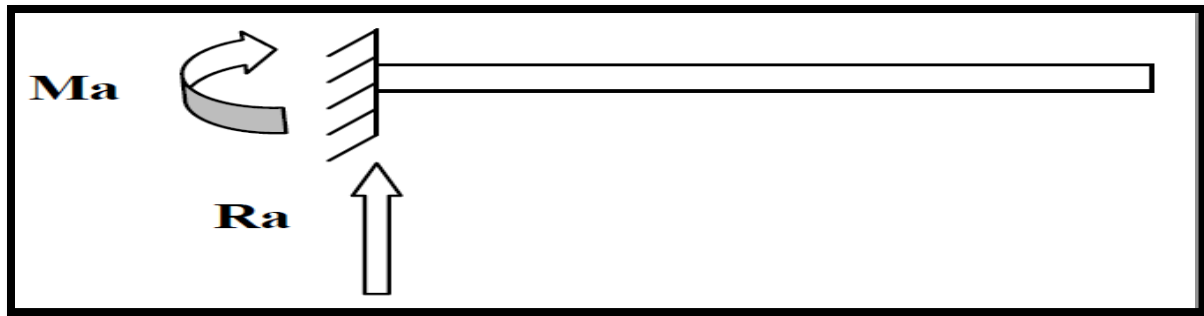


Figure-VI-4: Schéma statique du demi-fléau

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- Le poids propre du tablier « G »
- Les surcharges de chantier « QPRA » :QPRA1 et QPRA2
- Equipage mobile « QPRC1 »
- Le vent « Qw »
- Surcharges accidentelles « FA »

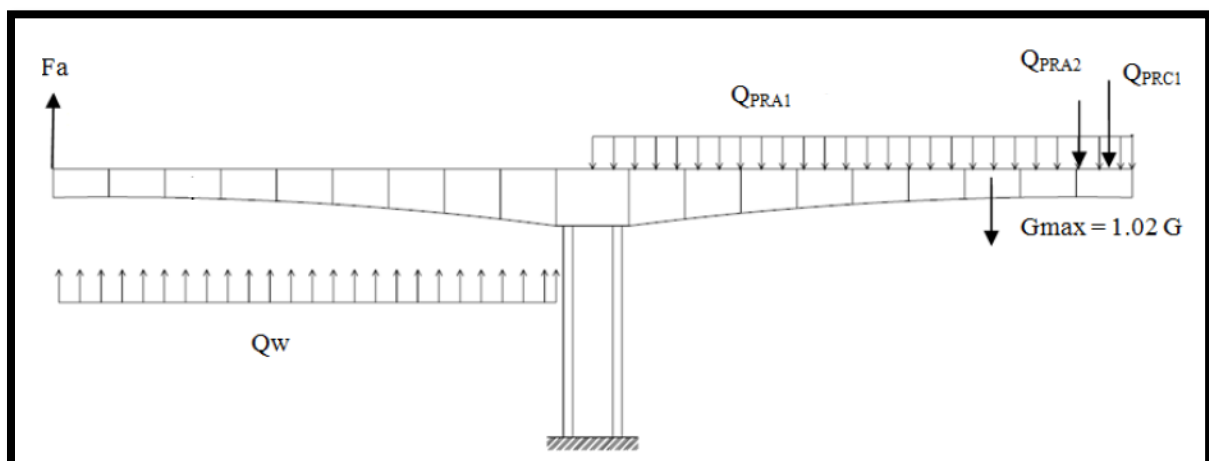


Figure-VI-5 : Charges appliquées au fléau (le cas le plus défavorable)

VI-1-2-1- Charges permanentes du tablier (G) :

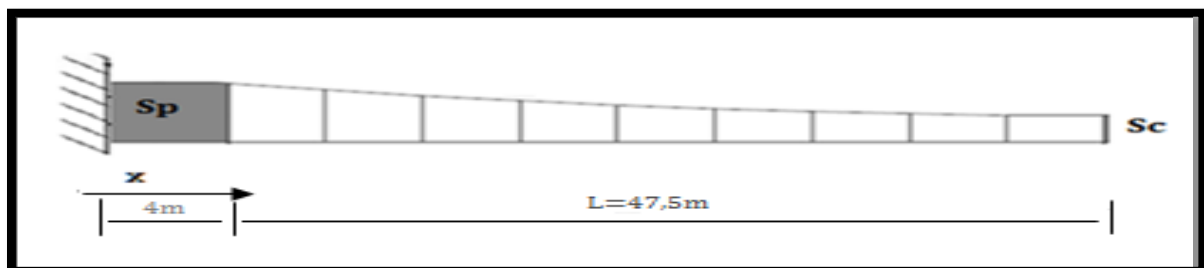


Figure-VI-6: Poids propre du demi-fléau

La variation des paramètres géométriques des voussoirs de notre ouvrage, l'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous :

$$G(x) = \gamma_b S(x) = \gamma_b [S_p - 2(S_p - S_c) \frac{x}{L} + (S_p - S_c) \frac{x^2}{L^2}]$$

γ_b : Poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³

S_p : L'aire de la section sur pile.

S_c : L'aire de la section sur culée.

Donc :

➤ **Moment fléchissant M :**

$$M(x) = \gamma_b \left[-\frac{S_p(L-x)^2}{2} + (S_p - S_c)(L-x)^2 \frac{(2L+x)}{3L} - (S_p - S_c)(L-x)^2 \frac{(3L^2+2Lx+x^2)}{12L^2} \right]$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = \gamma_b \left[S_p(L-x) - (S_p - S_c) \left(\frac{L^2-x^2}{L} \right) + (S_p - S_c) \left(\frac{L^3-x^3}{3L^3} \right) \right]$$

VI-1-2-2- Les surcharges de chantier :

A. Les surcharges réparties « QPRA1 » :

Nous tenons compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de (0,02 t/m²).

Donc $QPRA1 = 0,02 \times 9,80 = 0,196 \text{ t/m}$

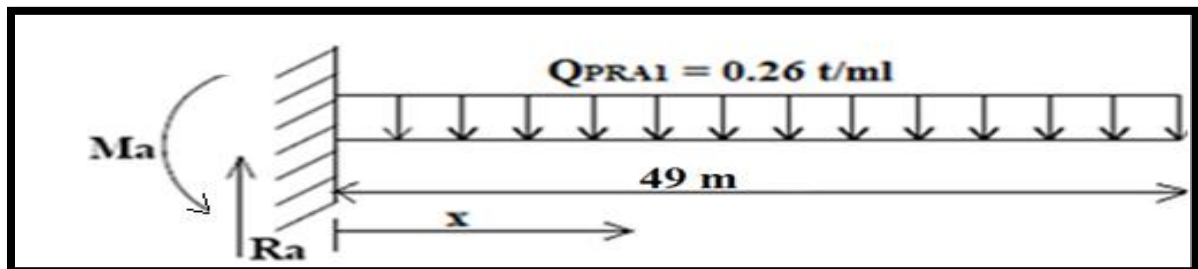


Figure-VI-7: Surcharges réparties « QPRA1 »

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges réparties de chantier (QPRA1) sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ **Moment fléchissant « M »:**

$$M(x) = -0,098x^2 + 9,604x - 235,30 \text{ (t.m)}$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = -0,196x + 9,604 \text{ (t)}$$

B. Une surcharge concentrée « QPRA2 » :

On considère une charge concentrée Q_{PRA2} de $(50 + 5b)$ KN appliquée au bout du fléau juste l'avant dernier voussoir, représentant le poids des rouleaux de câbles, compresseurs et autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

Avec : $B = 9,80$ m (largeur du tablier). $Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 9,80 = 9,90$ t

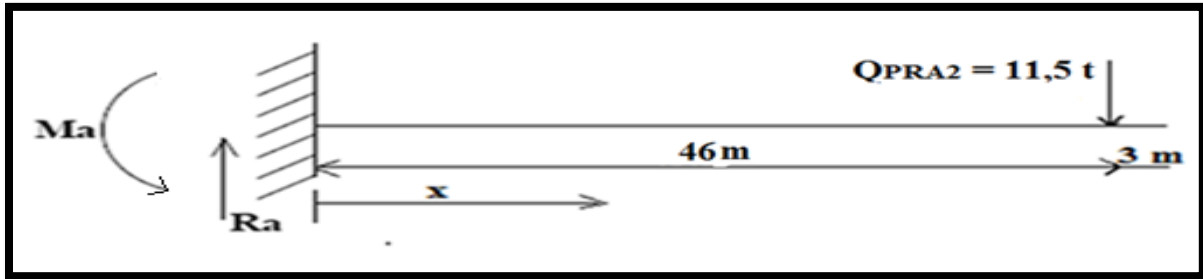


Figure-VI-8 : Une surcharge concentrée « Q_{PRA2} »

Les équations de sollicitation

• Moment fléchissant M

Quand $0 \leq x \leq 46$ m $M(x) = 9,90 x - 455,40$ (t.m)

Quand $46 \leq x \leq 49$ m $M(x) = 0$ (t.m)

• Effort tranchant T

Quand $0 \leq x \leq 46$ m $T(x) = 9,90$ (t)

Quand $46 \leq x \leq 49$ m $T(x) = 0$ (t)

VI-1-2-3- surcharges d'équipage mobile « Q_{PRC1} » :

On prend le poids de l'équipage mobile égal à **50 tonnes** concentrée au milieu de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

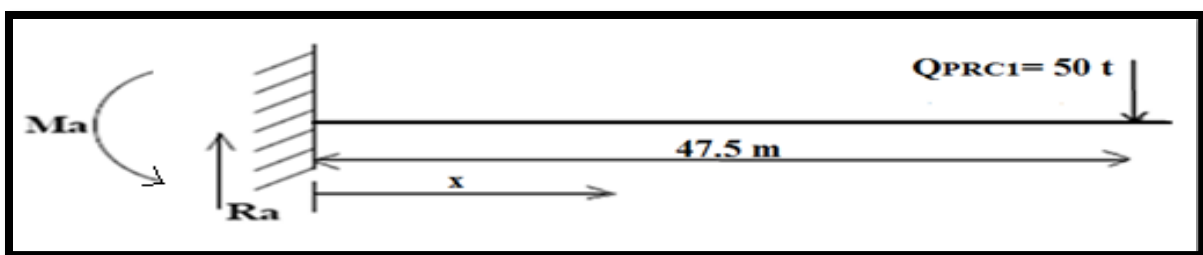


Figure-VI-9 : Surcharge d'équipage mobile « Q_{PRC1} »

Les équations de sollicitation

• Moment fléchissant M

Quand $0 \leq x \leq 47.5$ m $M(x) = 50 x - 2367.52$ (t.m).

• Effort tranchant T

Quand $0 \leq x \leq 47.5$ m $T(x) = 50$ (t).

VI-1-2-3- Vent « Qv » :

D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale **0,125t/m²**.

Soit : **Qv=0,125 x 9,80=1,225 t/m**

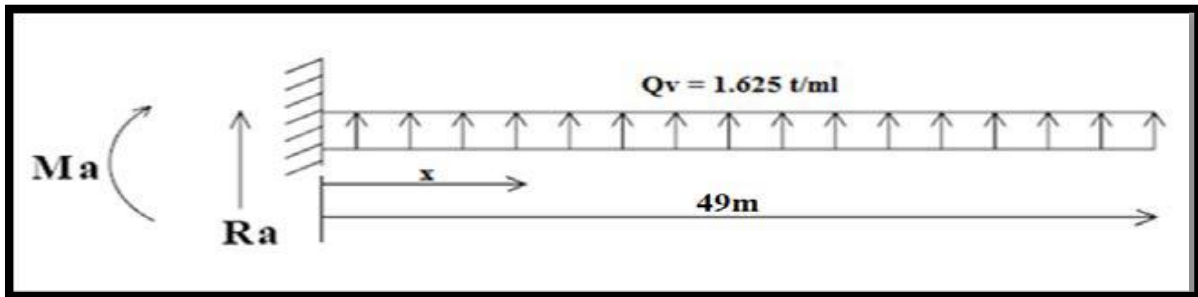


Figure-VI-10 : Surcharges du vent «V»

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges vent sont donnés par les formules ci-dessous.

- **Moment fléchissant M :**

$$M(x) = 0,6125x^2 - 60,025x + 1470,6125 \text{ (t.m)}$$

- **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 1,225 x - 60,025 \text{ (t)}$$

VI-1-2-4- Actions accidentelles « FA » :

Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. L'accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, on considère **une situation accidentelle** qui correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de construction en prend **FA=100t**.

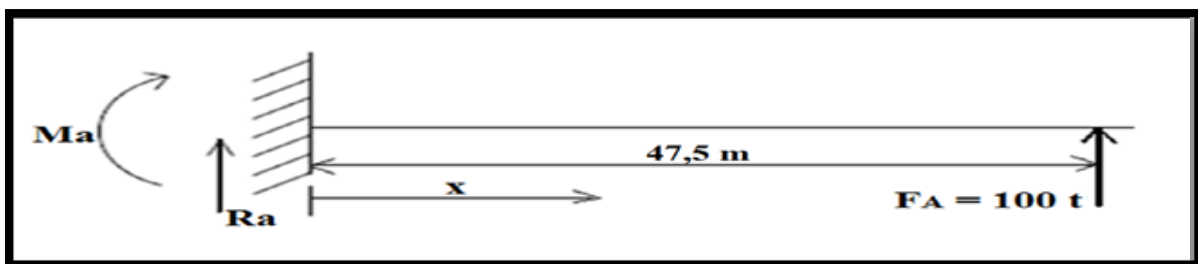


Figure-VI-11: Action accidentelle

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges du vent sont donnés par les formules ci-dessous :

Les équations de sollicitation

- **Moment fléchissant M** $M(x) = - 100 x + 4900 \text{ (t.m)}$

- **Effort tranchant T** $T(x) = - 100 \text{ (t)}$

Les résultats de chaque effort sont résumés dans le tableau suivant :

	G	G	QPRA1	QPRA1	QPRA2	QPRA2	QV	QV	QPRC1	QPRC1	FA	FA
	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M
0	1162,44	-26629,09	9,604	-235,298	9,9	-455,4	-60,025	1470,61	50	-2375	-100	4900
4	1045,82	-22214,49	8,82	-198,45	9,9	-415,8	-55,125	1240,31	50	-2175	-100	4500
7	962,02	-19203,48	8,232	-172,872	9,9	-386,1	-51,45	1080,45	50	-2025	-100	4200
10	881,14	-16439,44	7,644	-149,058	9,9	-356,4	-47,775	931,61	50	-1875	-100	3900
13	802,96	-13913,95	7,056	-127,008	9,9	-326,7	-44,1	793,8	50	-1725	-100	3600
16	727,27	-11619,22	6,468	-106,722	9,9	-297	-40,425	667,01	50	-1575	-100	3300
19	653,87	-9548,05	5,88	-88,2	9,9	-267,3	-36,75	551,25	50	-1425	-100	3000
22	582,56	-7693,89	5,292	-71,442	9,9	-237,6	-33,075	446,51	50	-1275	-100	2700
25	513,11	-6050,84	4,704	-56,448	9,9	-207,9	-29,4	352,8	50	-1125	-100	2400
28	445,33	-4613,56	4,116	-43,218	9,9	-178,2	-25,725	270,11	50	-975	-100	2100
31	379,01	-3377,38	3,528	-31,752	9,9	-148,5	-22,05	198,45	50	-825	-100	1800
34	313,93	-2338,25	2,94	-22,05	9,9	-118,8	-18,375	137,81	50	-675	-100	1500
37	249,90	-1492,74	2,352	-14,112	9,9	-89,1	-14,7	88,2	50	-525	-100	1200
40	186,70	-838,03	1,764	-7,938	9,9	-59,4	-11,025	49,61	50	-375	-100	900
43	124,12	-371,94	1,176	-3,528	9,9	-29,7	-7,35	22,05	50	-225	-100	600
46	61,95	-92,91	0,588	-0,882	9,9	0	-3,675	5,5125	50	-75	-100	300
47,5	30,96	-23,22	0,294	-0,2205	0	0	-1,8375	1,38	50	0	-100	150
49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-100	0

Tableau VI-1: Variation des moments et effort tranchant des charges de construction

VI-1-3- Les combinaisons des charges :

Le cas le plus défavorable est lors de coulage de l'avant dernier voussoir, la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement ($x=0$).

Selon le règlement utilisé en béton précontraint, on a deux type de combinaison à prendre :

➤ Combinaisons en situation temporaire de construction (type A):

$$A1 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_v)$$

$$A2 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_v)$$

Avec :

$G_{\max}$: poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de 2%.

$G_{\min}$: poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%

$Q_{\text{PRC1 max}}$: poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.

$Q_{\text{PRC1 min}}$: poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

D'où :

$$G_{\max} = 1.02 G ;$$

$$G_{\min} = 0.98 G$$

$$Q_{\text{PRC1 max}} = 1.06 Q_{\text{PRC1}} ;$$

$$Q_{\text{PRC1 min}} = 0.96 Q_{\text{PRC1}}$$

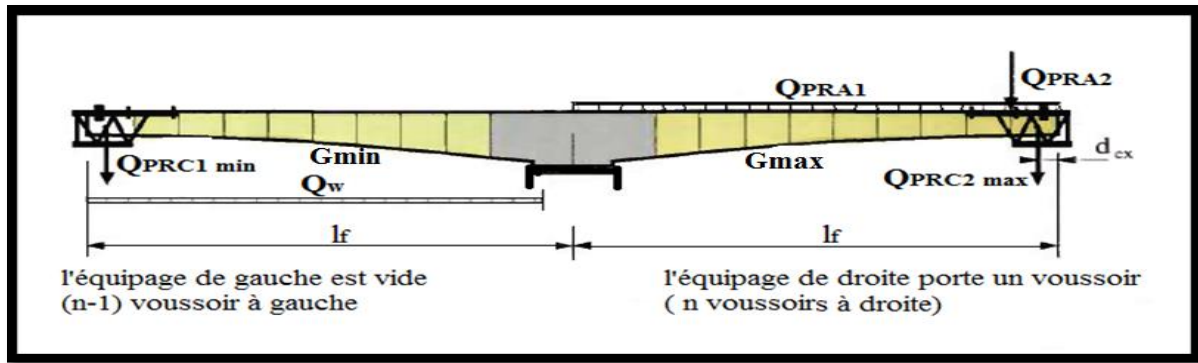


Figure-VI-12: Combinaisons en situation temporaire

➤ **Combinaisons accidentelles de construction (type B)**

$$B1 : 1,1(G_{\max}+G_{\min}) + FA + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$$

$$B2 : 0,9(G_{\max}+G_{\min}) + FA + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$$

FA : action due à la chute d'un équipement mobile.

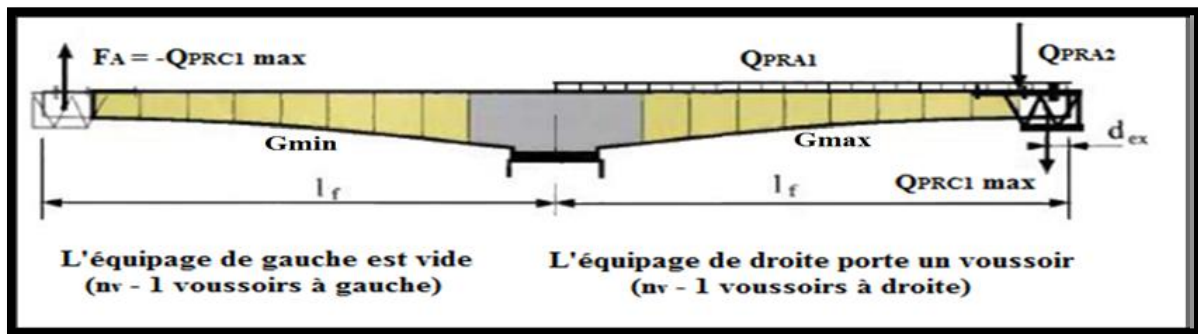


Figure-VI-13: Combinaisons accidentelles

Les résultats des efforts maximaux sont donnés dans le tableau suivant :

	Combinaisons	M (t.m)	T (t)
A1	$1,1(G_{\max}+G_{\min})+1,25(Q_{PRC1 \max}+ Q_{PRC1 \min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_v)$	-32049,82	1319,86
A2	$0,9(G_{\max}+G_{\min})+1,25(Q_{PRC1 \max}+ Q_{PRC1 \min}+Q_{PRA1}+Q_{PRA2}+Q_v)$	-26617,49	1082,72
B1	$1,1(G_{\max}+G_{\min}) + FA + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	-28186,04	1276,70
B2	$0,9(G_{\max}+G_{\min}) + FA + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	-22753,70	1039,63

Tableau VI-2 : effort max de M et T

Conclusion :

Le moment de renversement $M_R = -63605,98 \text{ t.m}$

La réaction à la tête de la pile $R = 2632,97 \text{ t}$

Le détail des efforts maximaux de la combinaison donnant l'effort le plus défavorable :

Section (m)	V (t)	M (x) (t . m)
0	1319,86	-32049,82
4	1194,16	-27023,96
7	1104,00	-23577,58
10	1017,10	-20396,74
13	933,24	-17471,97
16	852,18	-14794,52
19	773,68	-12356,35
22	697,52	-10150,09
25	623,47	-8169,10
28	551,28	-6407,42
31	480,72	-4859,80
34	411,57	-3521,69
37	343,58	-2389,24
40	276,52	-1459,30
43	210,18	-729,41
46	144,28	-197,82
47,5	99,06	-24,61
49	0	0

Tableau VI-3 : Détail des efforts max de M et T

VI-1-4- Étude de l'encastrement provisoire :

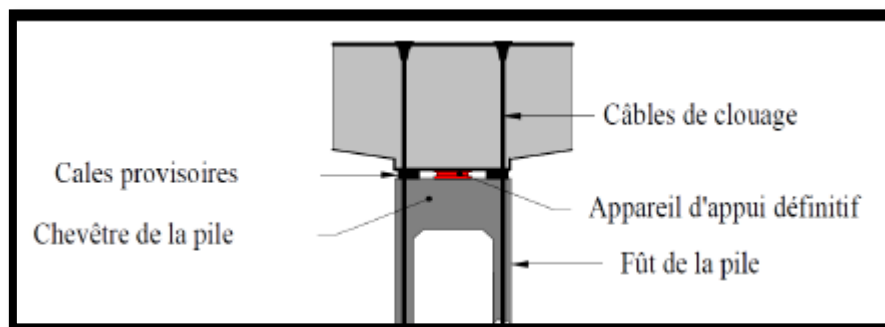


Figure-VI-14: Schéma de clouage sur pile par câbles provisoires

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie de la conception générale de l'ouvrage.

Le clouage par câbles de précontrainte consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis. Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants et qu'un calage des appuis en fin de construction est de toute façon indispensable.

Les armatures de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur,

parfois sur une poutre de répartition métallique. Elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui.

Sous l'action de l'effort tranchant « V » et du moment « M » des charges appliquées au fléau en cours de construction, ce dernier doit rester en équilibre sur la pile.

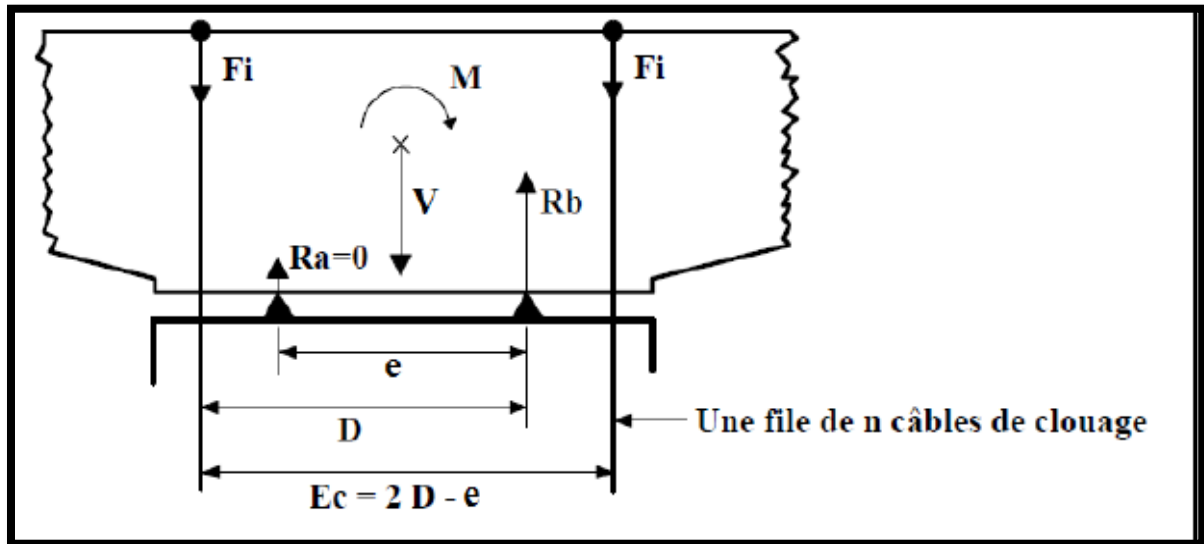


Figure-VI-15: Efforts dans les câbles et réactions d'appui

$$R_a = \frac{V}{2} + \frac{M}{e} + F_i \geq 0$$

$$R_b = \frac{V}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

Avec :

F_i : Force des n câbles d'une file.

$$F_i = n (1 - \rho) \sigma_{p0} S$$

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$$

f_{prg} et f_{peg} : limites de rupture et élastique

S : section du câble.

ρ : Pourcentage de pertes (25%).

-Le nombre de câbles est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{M}{e} - \frac{V}{2}}{(1 - \rho) \sigma_{p0}} \times \frac{1}{S}$$

M : est la différence entre le moment renversant de la combinaison la plus défavorable et le moment stabilisant « G ».

V : est la différence entre l'effort tranchant de la combinaison la plus défavorable et celui de la charge permanente « G ».

$$n = \frac{\frac{5420,73}{3} - \frac{157,42}{2}}{(1-0,25) \times 1488} \times \frac{10^4}{1800} = 8,603 \text{ câbles}$$

Donc on prend $n = 10$ Câbles

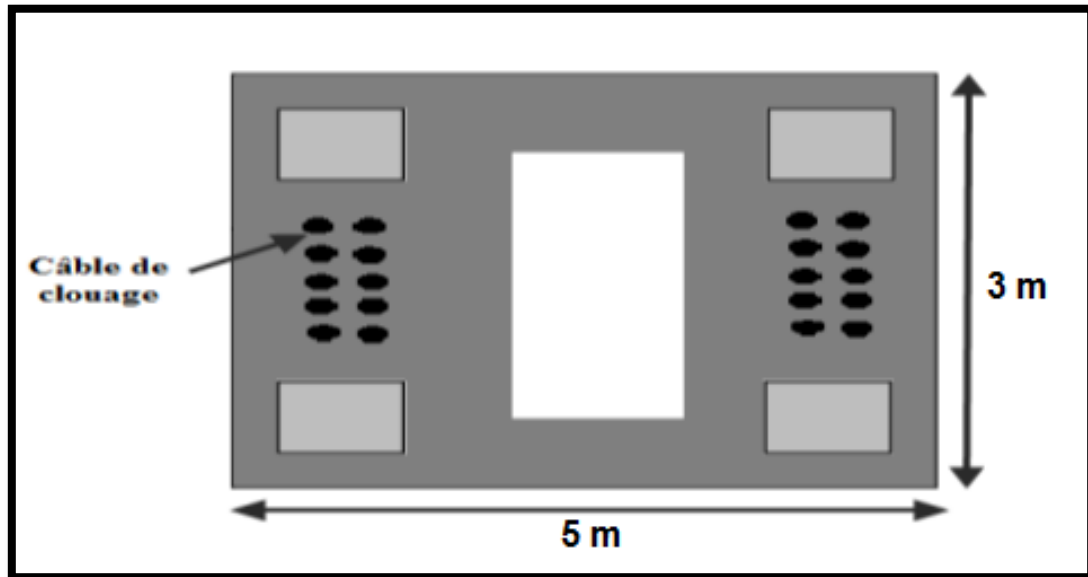


Figure-VI-16: Disposition des câbles de clouage

VI-2- Étude longitudinale en service :

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel **Robot Structural**.

VI-2-1- Présentation du logiciel :

Le système **Robot Structural** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, éléments axisymétriques, éléments volumiques. Les utilisateurs de ce logiciel pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

Il permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

VI-2-2- Modélisation :

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- ✓ La définition de la structure et différentes sections de l'ouvrage.
- ✓ La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- ✓ La définition des conditions d'appuis.
- ✓ Le choix de la méthodologie de calcul.
- ✓ La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- ✓ La vérification des résultats.
- ✓ Le lancement des calculs et l'interprétation des résultats

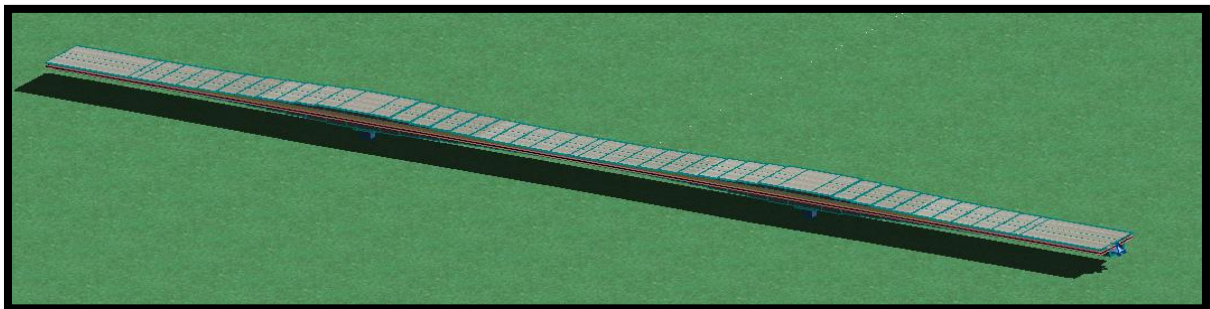


Figure-VI-17 : Vue du modèle de calcul en 3D

VI-2-3- Combinaisons de calcul :

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [Réf 4]

- ✓ **Poids propre (G)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- ✓ **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier.
- ✓ **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier.
- ✓ **Surcharge Bc**
- ✓ **Surcharge militaires Mc120**
- ✓ **Convoi exceptionnel D240**
- ✓ **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier.

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur.

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 » :

Action prépondérantes	Combinaisons
ELU	$1.35G + 1.6 (A(l) + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bt + St)$
	$1.35G + 1.35Mc_{120}$
	$1.35G + 1.35 D240$
ELS	$G + 1.2 (A(l) + St)$
	$G + 1.2 (Bc + St)$
	$G + 1.2 (Bt + St)$
	$G + Mc_{120}$
	$G + D240$

Tableau VI-4 : Les combinaisons de charge à l'ELU et ELS

Après analyse de la structure par le logiciel, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{A l'ELU :} & 1,35 G + 1,35 D240 \\ \text{À l'ELS :} & \left\{ \begin{array}{l} \text{À vide : } G + CCP \\ \text{En service : } G + D240 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Les valeurs des moments et des efforts tranchants sont présentées ci-dessous :

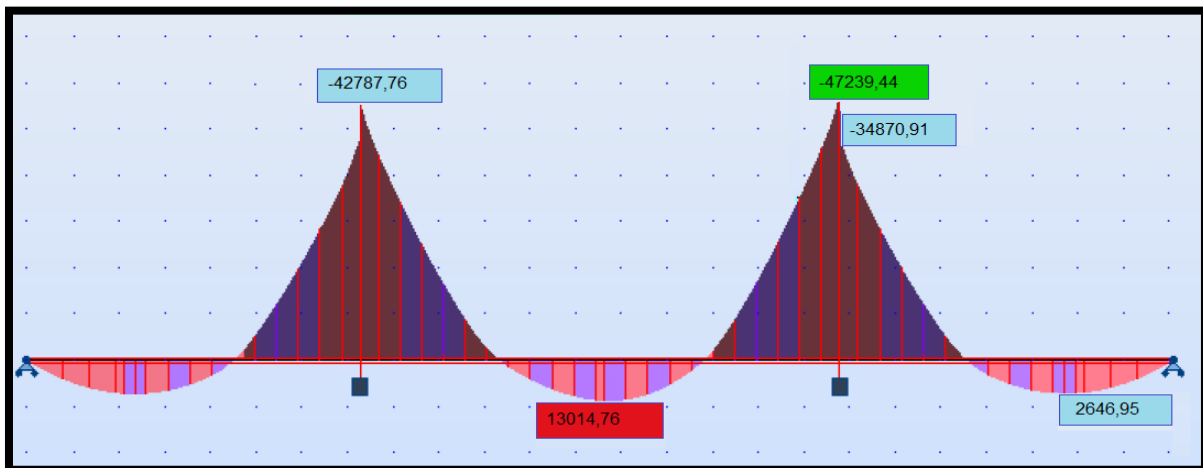


Figure-VI-18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

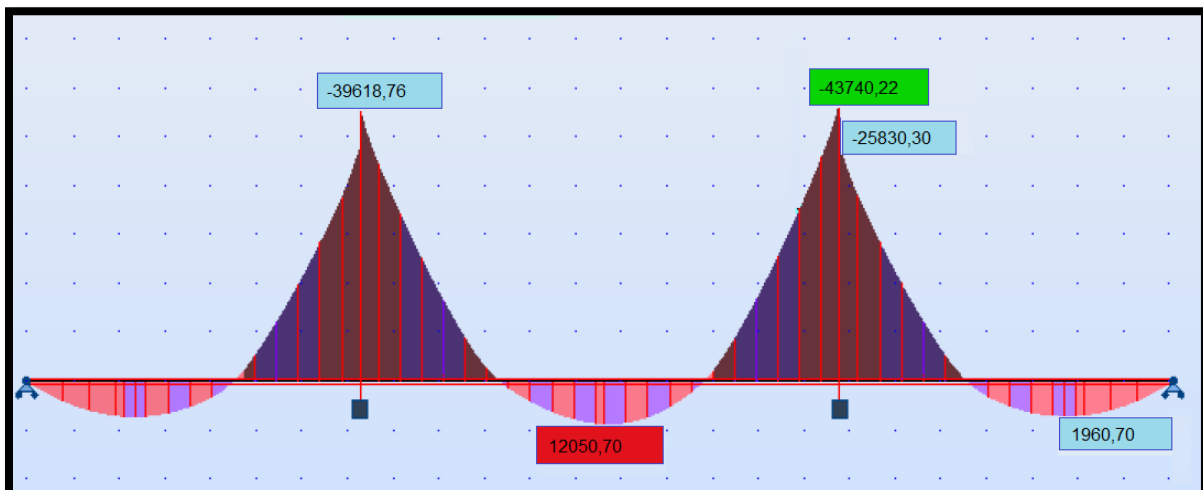


Figure-VI-19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

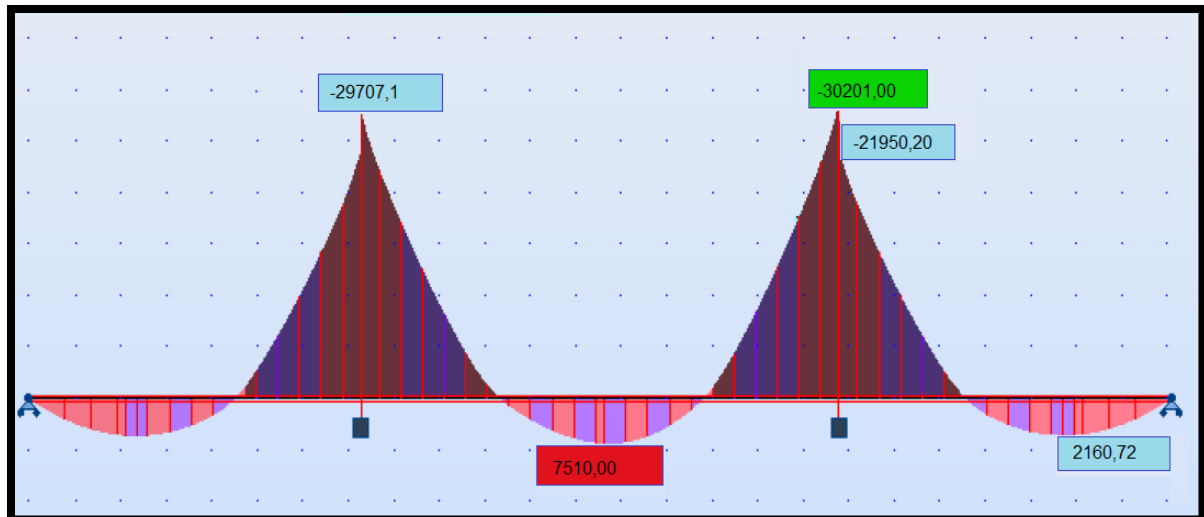


Figure-VI-20 : Diagramme des moments fléchissant sous G+CCP

Voussoirs	x (m)	ELU (1,35G+1,35D240)	ELS (G+D240)	ELS (G+CCP)
VSP	0	-34870,91	-25830,30	-21950,20
V1	7	-22043,88	-16328,80	-16632,10
V2	10	-17586,18	-13026,80	-13227,00
V3	13	-13717,89	-10161,40	-10158,00
V4	16	-10139,58	-7510,80	-7379,20
V5	19	-6947,51	-5146,30	-4890,10
V6	22	-4108,59	-3043,40	-2704,90
V7	25	-1650,51	-1222,60	-790,50
V8	28	-219,38	-162,50	-653,10
V9	31	1811,97	1342,20	2015,00
V10	34	3176,42	2352,90	3108,30
V11	37	4212,41	3120,30	3951,40
V12	40	4906,85	3634,70	4530,30
V13	43	5278,84	3910,25	4801,90
V14	46	5358,69	3969,40	4981,50
V15	49	4093,88	3032,50	4831,20
VSC	51	5023,22	3720,90	4428,60
VCC	60	2646,95	1960,70	2160,72

Tableau VI-5 : Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée de rive

Voussoirs	x (m)	ELU (1,35G+1,35D240)	ELS (G+D240)	ELS(G+CCP)
VSP	0	-47239,44	-43740,22	-30201,00
V1	7	-30587,23	-28321,51	-18492,50
V2	10	-24846,27	-23005,81	-14805,60
V3	13	-19851,38	-18380,91	-11444,90
V4	16	-14976,90	-13867,50	-8387,90
V5	19	-10406,23	-9635,40	-5604,10
V6	22	-6124,36	-5670,70	-3094,80
V7	25	-2162,48	-2002,30	-872,30
V8	28	1598,72	1480,30	877,30
V9	31	4660,96	4315,70	2562,90
V10	34	7712,06	7140,80	4012,20
V11	37	10109,56	9360,70	5202,72
V12	40	11881,94	11001,80	6137,50
V13	43	12855,24	11903,00	6850,80
V14	46	13331,52	12344,00	7304,30
V15	49	13314,46	12328,20	7490,20
VSC	51	13014,76	12050,70	7510,00
V15	54	12581,35	11649,40	7310,20
V14	57	11480,40	10630,00	6854,70
V13	60	10065,60	9320,00	6193,20
V12	63	8451,97	7825,90	5235,50
V11	66	6503,33	6021,60	4013,80
V10	69	4331,56	4010,70	2615,30
V9	72	1874,23	1735,40	929,50
V8	75	-573,17	-530,71	-817,10
V7	78	-3566,70	-3302,50	-3007,50
V6	81	-6869,66	-6360,80	-5574,00
V5	84	-10488,42	-9711,50	-8359,10
V4	87	-14396,29	-13329,90	-11430,20
V3	90	-18576,77	-17200,71	-14802,70
V2	93	-23092,67	-21382,10	-18482,10
V1	96	-27957,74	-25886,80	-22900,20
VSP	100	-42787,76	-39618,30	-29707,10

Tableau VI-6 : Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée de centrale

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles :

- ✓ Les câbles de fléau
- ✓ Les câbles de continuité.

A. câbles de fléau:

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque côté de la pile.

En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.

B. câbles de continuité :

Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

Remarque :

Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile

VII-1- Étude de la précontrainte de fléau :

VII-1-1- Détermination de la précontrainte de fléau :

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

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M| V}{I} \\ \sigma_{\text{min}} = -\frac{|M| V'}{I} \end{cases}$$

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement. Et Afin de remédier au problème de traction du béton au niveau de la fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte « p » à une distance « e » du CDG de la section. Cet effort engendrera des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieure et des contraintes de traction au niveau de la fibre inférieure.

Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{Sup}} = \frac{p}{S} + \frac{Pe_0 V}{I} & \text{en compression} \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{p}{S} - \frac{Pe_0 V'}{I} & \text{en traction} \end{cases}$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} - \frac{MV}{I} = 0 \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} + \frac{MV'}{I} = 0 \end{cases}$$

Avec :

P: effort de précontrainte.

M: moment maximal du au poids propre et surcharge.

V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

V': distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

e₀: l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

S: la section du voussoir sur l'axe de la pile.

I : le moment d'inertie de la section

À la limite, nous aurons :

$$P \left(\frac{1}{S} + \frac{e_0V}{I} \right) - \frac{MV}{I} = \longrightarrow P = \frac{\frac{MV}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e_0V}{I} \right)}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e₀ » sont des inconnues, pour cela on fixe « e » et on détermine l'effort « P ».

VII-1-2- Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}$$

Avec :

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de **12 T15s** peut créer, **P₀** est estimé à 25% de perte.

σ_{P0} : La tension à l'origine à l'encrage, **σ_{P0}** est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$$

f_{prg} : contrainte de rupture garantie. **f_{prg} = 1860 Mpa**

f_{peg} : contrainte limite élastique garantie. **f_{peg} = 1660 Mpa**

Donc :

$$\text{Min} (1488, 1494) = \sigma_{P0} = 1488 \text{ Mpa}$$

La force utile d'un câble **12T15s** estimée à 25% de perte ;

$$P_0 = 0,75 \sigma_{P0} \times S$$

S: section d'un câble **12T15s**. **S = 1800 mm²**

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 0,75 \times 10^{-4} = 200,88 \text{ t}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

Section: $S = 11.956 \text{ m}^2$

Inertie: $I = 56,298 \text{ m}^4$

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 2,390 \text{ m}$

e : l'excentricité $e = V - d$

On prend l'enrobage des aciers actifs $d = 0,15 \text{ m}$

Le moment à l'encastrement est : $M = -32049,8218 \text{ t.m}$

$$P = \frac{\frac{M V}{I}}{\left(\frac{1}{s} + \frac{e_0 V}{I}\right)} \longrightarrow P = 7612,43211 \text{ t}$$

$$N \geq \frac{P}{P_0} \longrightarrow N \geq 37,89 \quad \text{On prend : } N = 38 \text{ câbles}$$

VII-1-3- Répartition des câbles dans chaque voussoir :

Voussoirs	M(t.m)	I(m ⁴)	S(m ²)	V(m)	e (m)	P(t)	N=P/P ₀	N nombre réel
$\frac{1}{2}\text{VSP}$	-32049,8218	56,298	11,956	2,39	2,24	7612,432	37,895	38
V1	-27023,9574	56,276	11,942	2,388	2,238	6416,881	31,944	38
V2	-23577,5821	47,261	11,466	2,234	2,084	6000,838	29,873	34
V3	-20396,7367	39,701	11,024	2,09	1,94	5568,130	27,719	30
V4	-17471,9679	33,394	10,615	1,958	1,808	5116,687	25,471	26
V5	-14794,5224	28,16	10,238	1,836	1,686	4646,355	23,130	24
V6	-12356,3472	23,841	9,894	1,724	1,574	4158,000	20,699	22
V7	-10150,0898	20,299	9,583	1,623	1,473	3653,566	18,188	20
V8	-8169,09756	17,415	9,304	1,533	1,383	3137,148	15,617	16
V9	-6407,41839	15,087	9,059	1,453	1,303	2616,137	13,023	14
V10	-4859,80034	13,229	8,846	1,384	1,234	2099,676	10,452	12
V11	-3521,69173	11,771	8,666	1,326	1,176	1600,509	7,967	10
V12	-2389,24117	10,652	8,518	1,278	1,128	1134,221	5,646	8
V13	-1459,29748	9,828	8,403	1,241	1,091	717,646	3,573	6
V14	-729,409778	9,264	8,322	1,214	1,064	368,210	1,833	4
V15	-197,827412	8,935	8,272	1,198	1,048	101,469	0,505	2

Tableau VII-1 : Répartition des câbles de fléau dans chaque voussoir

Voussoirs	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15
Câbles Arrêtés	4	4	4	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Câbles arrêtés par âmes	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau VII-2 : Le nombre de câbles arrêtés dans chaque fin de voussoir

Remarque :

Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.

Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

VII-1-4- Position et enrobage des câbles :

- La distance entre axes des câbles est de $1,5 \phi_{\text{gext}} = 20 \text{ cm}$.
- L'enrobage des gaines est **15cm**.
- Le diamètre des gaines d'un câble à **12T15s** est de **8.2 cm**.

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

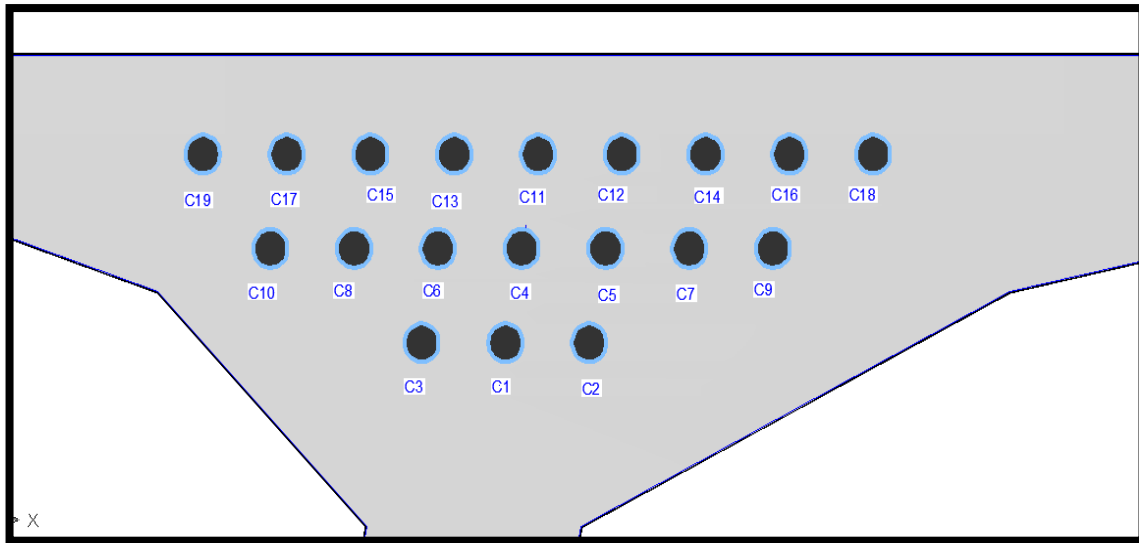


Figure VII-1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur

VII-1-5- Tracé des câbles :

Les câbles de fléau doivent subir simultanément des déviations dans deux plans différents ,en plan et en élévation (un tracé sensiblement rectiligne en élévation et en forme de “S” en plan, tout près des ancrages).

Le grand principe à respecter est d’éviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.

VII-1-5-1- Etude du tracé des câbles en élévation :

Les câbles de fléau sont disposés dans les goussets supérieurs (plus près de l’âme). Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l’effort tranchant. Pour l’ancrage de ces câbles dans les âmes, on laissera une distance de **0,5 m** entre axe des câbles.

Lorsqu’on arrête un seul câble au niveau de l’âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S’il s’agit d’arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à **0,25m** de part et d’autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d’ancrage).

Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu’au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique, son équation générale est :

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

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage.

d_0 : distance du câble à fibre supérieure.

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir pour les six premiers câbles et de deux voussoirs pour le reste des câbles).

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

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} \geq R_{\min} \quad ; \quad \text{avec } Y = d_1 - d_0$$

$R_{\min}$: Rayon minimal pour les câbles $12T15s = 3 \text{ m}$

- **La déviation verticale d'un câble** est :

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$\text{tg } \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} \longrightarrow \alpha = \text{Arctg} \left[2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} \right]$$

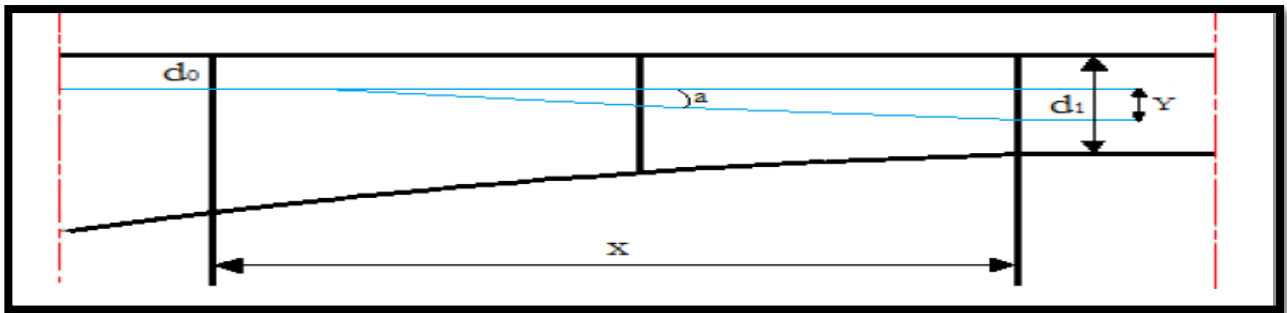


Figure VII-2 : Tracé d'un câble en élévation

• Tracé du câble N°1

Le câble est arrêté dans le premier voussoir, on arrête 4 câbles dans cette section soient 2 par âme.

- Le câble N° 1 s'ancrera au **CDG** de la section.

$$d_0 = 0,591 \text{ m} ; \quad d_1 = 2,638 \text{ m} ; \quad l = 3 \text{ m} ; \quad y = d_1 - d_0 = 2,047 \text{ m}.$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \times 2,047} = 2,20 \leq 3 \text{ m} ; \text{ On doit changer la position d'ancrage.}$$

$$R(x) \geq 3 \text{ m} \longrightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 3 \longrightarrow y \leq \frac{x^2}{6}.$$

AN:

$$y \leq \frac{3^2}{6} = 1,50 \text{ m} ; \quad \text{soit } y = 1,50 \text{ m} ; \quad d_1 = y + d_0 = 2,091 \text{ m}.$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \times 1,50} = 3,00 \text{ m} = R_{\min} = 3,0 \text{ m}.$$

$$\alpha = \text{Arctg} \left[2(2,091 - 0,591) \frac{1}{3} \right] \alpha = 0,785 \text{ rad}$$

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

$$Y(x) = 0,591 + 0,167 x^2[m]$$

• **Tracé du câble N°2**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir , on arrête 4 câbles dans cette section soient 2 par âme.

• Le câble N° 1 s'ancrera au CDG de la section.

$$d_0 = 0,591 \text{ m} ; \quad d_1 = 2,138 \text{ m} ; \quad l = 3 \text{ m} ; \quad y = d_1 - d_0 = 1,547 \text{ m}.$$

➤ Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau ci après :

voussoirs	N° de câbles	L(m)	V(m)	do (m)	d1(m)	Y(m)	R(m)	α (rad)	Equation de la courbure
V1	C1	3	2,388	0,591	2,091	1,5	3,00	0,785	0,167
	C2	3	2,388	0,591	1,591	1	4,50	0,588	0,111
V2	C3	6	2,234	0,591	2,484	1,893	9,51	0,563	0,053
	C4	6	2,234	0,391	1,984	1,593	11,30	0,488	0,044
V3	C5	6	2,09	0,391	2,34	1,949	9,24	0,576	0,054
	C6	6	2,09	0,391	1,84	1,449	12,42	0,450	0,040
V4	C7	6	1,958	0,391	2,208	1,817	9,91	0,545	0,050
	C8	6	1,958	0,391	1,708	1,317	13,67	0,414	0,037
V5	C9	6	1,836	0,391	1,836	1,445	12,46	0,449	0,040
V6	C10	6	1,724	0,391	1,724	1,333	13,50	0,418	0,037
V7	C11	6	1,623	0,191	1,623	1,432	12,57	0,445	0,040
V8	C12	6	1,533	0,191	1,533	1,342	13,41	0,421	0,037
V9	C13	6	1,453	0,191	1,453	1,262	14,26	0,398	0,035
V10	C14	6	1,384	0,191	1,384	1,193	15,09	0,378	0,033
V11	C15	6	1,326	0,191	1,326	1,135	15,86	0,362	0,032
V12	C16	6	1,278	0,191	1,278	1,087	16,56	0,348	0,030
V13	C17	6	1,241	0,191	1,241	1,05	17,14	0,337	0,029
V14	C18	6	1,214	0,191	1,214	1,023	17,60	0,329	0,028
V15	C19	6	1,198	0,191	1,198	1,007	17,87	0,324	0,028

Tableau VII-3 : Les paramètres du tracé des câbles en élévation

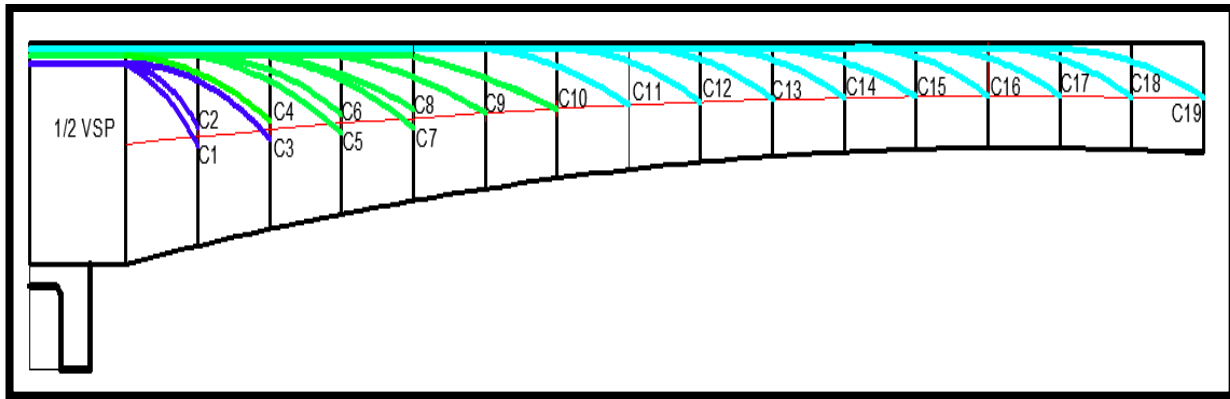


Figure VII-3 : Tracé des câbles en élévation

VII-1-5-2- 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.

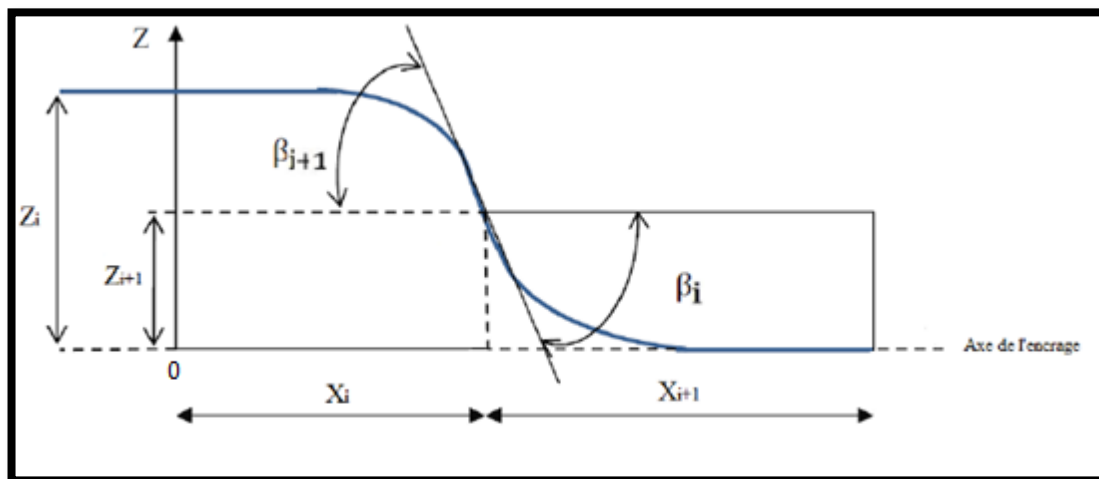


Figure VII-4 : Tracé en plan d'un câble du fléau

❖ L'équation de courbure :

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$Z(x) = a x^2 + b x + c$; Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

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

❖ Le rayon de courbure:

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(Z_{i+1} + Z_i)}$$

et

$$R_i = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} + Z_{i+2})}$$

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

Le tracé des câbles C1, C4 et C11 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

➤ Les paramètres du tracé des câbles en plan sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Voussoirs	N° de câbles	L(m)	L1=L2	Zi (m)	Zi+1 (m)	Ri (m)	β_i	Equation de la courbure (m)
V1	C1	3	1,5	0	0	∞	0	0,00
	C2	3	1,5	0,2	0,1	11,25	0,1326	$0,0667x^2+0,2$
V2	C3	6	3	-0,2	-0,1	-45	-0,0666	$-0,0333x^2-0,2$
	C4	6	3	0	0	∞	0,00	0,00
V3	C5	6	3	0,2	0,1	45	0,0666	$0,0333x^2+0,2$
	C6	6	3	-0,2	-0,1	-45	-0,0666	$-0,0333x^2-0,2$
V4	C7	6	3	0,4	0,2	22,5	0,1326	$0,0667x^2+0,4$
	C8	6	3	-0,4	-0,2	-22,5	-0,1326	$-0,0667x^2-0,4$
V5	C9	6	3	0,6	0,3	15	0,1974	$0,1000x^2+0,6$
V6	C10	6	3	-0,6	-0,3	-15	-0,1974	$-0,1000x^2-0,6$
V7	C11	6	3	0	0	∞	0,00	0,00
V8	C12	6	3	0,2	0,1	45	0,0666	$0,0333x^2+0,2$
V9	C13	6	3	-0,2	-0,1	-45	-0,0666	$-0,0333x^2-0,2$
V10	C14	6	3	0,4	0,2	22,5	0,1326	$0,0667x^2+0,4$
V11	C15	6	3	-0,4	-0,2	-22,5	-0,1326	$-0,0667x^2-0,4$
V12	C16	6	3	0,6	0,3	15	0,1974	$0,1000x^2+0,6$
V13	C17	6	3	-0,6	-0,3	-15	-0,1974	$-0,1000x^2-0,6$
V14	C18	6	3	0,8	0,4	11,25	0,2606	$0,1333x^2+0,8$
V15	C19	6	3	-0,8	-0,4	-11,25	-0,2606	$-0,1333x^2-0,8$

Tableau VII-4 : Les paramètres du tracé des câbles en plan

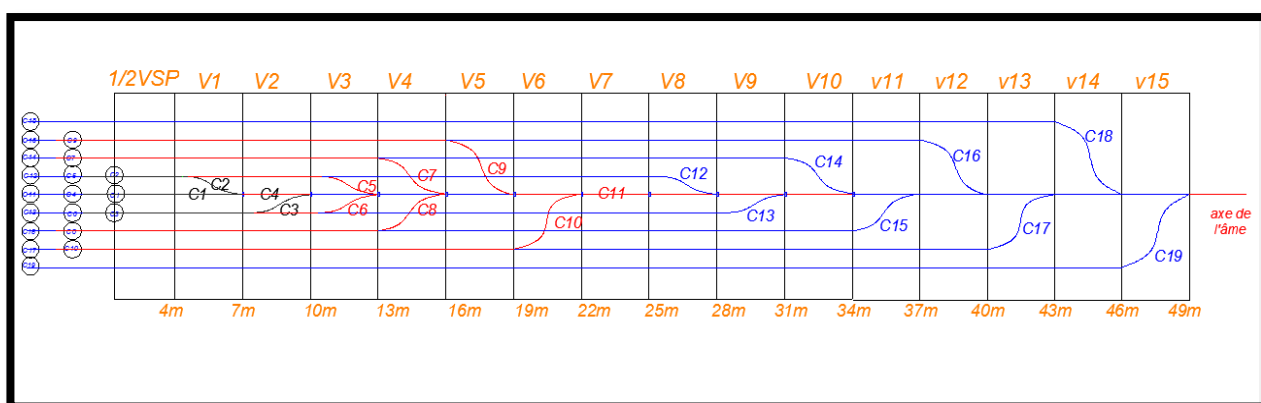


Fig.VII.5 : Tracé de câbles en plan

VII-1-6- Les pertes de tension :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble.

Contrairement au béton armé, on ne peut déterminer de façon réglementaire et précise le taux de travail des aciers de précontrainte, et les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles, et la tension de ce dernier provoque des pertes appelées pertes de précontraintes. D'une manière générale, on désigne sous le nom : perte de précontrainte la différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. On distingue :

➤ **Les pertes instantanées :** qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage et au non simultanéité de mise en tension des câbles.

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

VII-1-6-1- Les pertes instantanées :

- Perte due au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

A. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine:

Lorsqu'on met une armature en tension celle-ci s'allonge. Il y a donc un mouvement relatif de l'armature par rapport à sa gaine s'accompagnant inévitablement de contact. Ce dernier va donner lieu, par frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement produisant ainsi une «perte de tension».

La tension à n'importe quel point d'abscisse « x » après la mise en tension est :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-(\alpha f + \varphi x)} \quad (\text{BPEL 91(révisé 99)})$$

Avec :

σ_{p0} : Tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.

f : Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rd}^{-1}$.

φ : Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$.

αt : Somme des angles du point étudié d'abscisse « x » à l'ancrage.

Si les déviations en élévation et en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme

$$\alpha t = \alpha + 2\beta$$

α : déviation angulaire en élévation.

2β : déviation angulaire en plan.

Donc, la perte par frottement est :

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

-Les pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine sont résumées dans le tableau ci-dessous:

Voussoirs	Nombre des câbles	X (m)	$\theta_t = \alpha_e + 2\beta$	$e^{(-f\alpha - \phi x)}$	$1 - e^{(-f\alpha - \phi x)}$	$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - (e^{(-f\alpha - \phi x)}))$ (MPa)
V1	C1	7	0,7854	0,8369	0,1631	242,7288
	C2	7	0,8531	0,8256	0,1744	259,4780
V2	C3	10	0,6960	0,8443	0,1557	231,6318
	C4	10	0,4881	0,8802	0,1198	178,2908
V3	C5	13	0,7093	0,8346	0,1654	246,1807
	C6	13	0,5831	0,8559	0,1441	214,4419
V4	C7	16	0,8097	0,8106	0,1894	281,7732
	C8	16	0,6788	0,8321	0,1679	249,7754
V5	C9	19	0,5820	0,8408	0,1592	236,8903
V6	C10	22	0,8129	0,7957	0,2043	304,0594
V7	C11	25	0,4454	0,8487	0,1513	225,1604
V8	C12	28	0,5538	0,8230	0,1770	263,3209
V9	C13	31	0,5313	0,8193	0,1807	268,8343
V10	C14	34	0,6436	0,7940	0,2060	306,5841
V11	C15	37	0,6268	0,7895	0,2105	313,2277
V12	C16	40	0,7424	0,7645	0,2355	350,3659
V13	C17	43	0,7315	0,7593	0,2407	358,0880
V14	C18	46	0,8498	0,7349	0,2651	394,4109
V15	C19	49	0,8451	0,7291	0,2709	403,1712
$\Sigma \Delta\sigma_f$						5328,4135

Tableau VII-5 : Résultats des pertes dues au frottement de chaque câble.

La somme des pertes dues aux frottements des câbles par âme est : $\Sigma \Delta\sigma_{p0} = 5328,414 \text{ MPa}$

B. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Reculé des ancrages) :

Ces pertes correspondent à un léger glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

La figure suivante représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage :

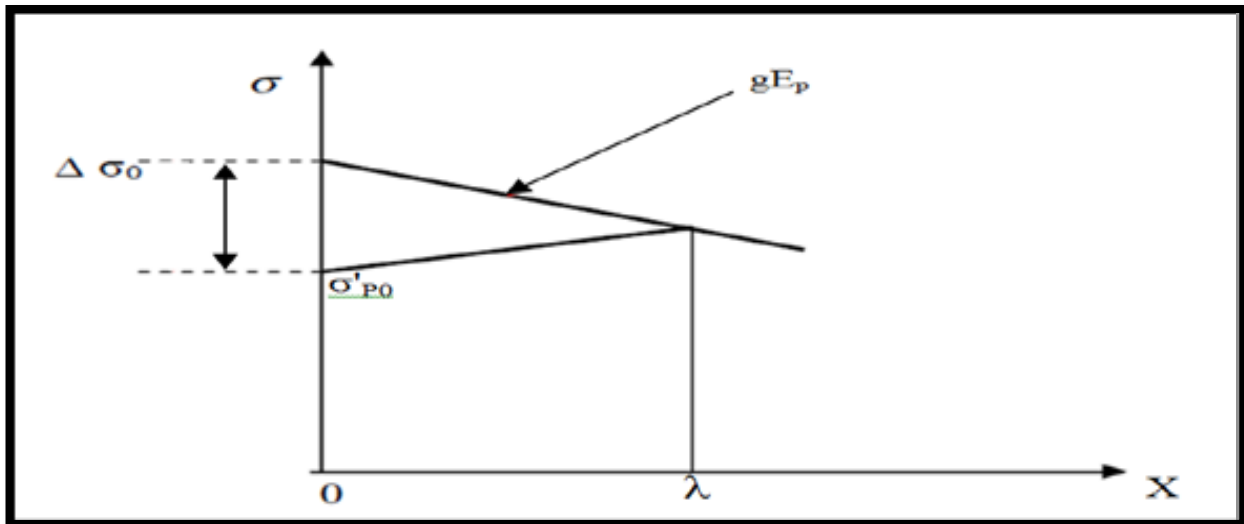


Figure VII-5 : Diagramme des tensions avant et après recul à l'ancrage

Les pertes dues au **recul d'ancrage**, n'affecte qu'une partie « λ » de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gEP}{\sigma_{p0}K}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > x \text{ les pertes existent.} \\ \lambda < x \text{ les pertes nulles.} \end{cases}$$

Avec :

$$k = \frac{\sigma_f}{l} + \varphi$$

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

$$\Delta \sigma_r = 2 \lambda k$$

-Les pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau ci-dessous:

voussoirs	N° de câbles	L(m)	A (rad)	k	$\lambda(m)$	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)
V1	C1	7	0,785	0,025	5,488	0,279
V1	C2	7	0,721	0,023	5,697	0,268
V2	C3	10	0,496	0,012	7,700	0,198
V2	C4	10	0,488	0,012	7,748	0,197
V3	C5	13	0,643	0,012	7,708	0,198
V3	C6	13	0,383	0,008	9,282	0,165
V4	C7	16	0,677	0,011	8,175	0,187
V4	C8	16	0,281	0,006	10,846	0,141
V5	C9	19	0,515	0,008	9,538	0,160
V6	C10	22	0,616	0,008	9,438	0,162
V7	C11	25	0,445	0,006	10,806	0,141
V8	C12	28	0,487	0,006	10,874	0,140
V9	C13	31	0,332	0,005	12,206	0,125
V10	C14	34	0,511	0,006	11,294	0,135
V11	C15	37	0,023	0,003	15,660	0,097
V12	C16	40	0,545	0,005	11,568	0,132
V13	C17	43	0,139	0,003	14,494	0,105
V14	C18	46	0,589	0,005	11,737	0,130
V15	C19	49	0,063	0,003	15,336	0,099
					$\Sigma \Delta\sigma_r$	3,071

Tableau VII-6 : Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble

La somme des pertes dues aux reculs d'ancrages des câbles par âme est : $\Sigma\Delta\sigma_r = 3,071$ Mpa

C. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :

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

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante : $\Delta \sigma_{bn}(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bn}(x)$

Avec :

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

E_p: Module d'élasticité des aciers de précontrainte.

$\sigma_n(x)$: contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x.

$$\sigma_{bn}(x) = n \sigma_b(x) \quad \text{tel que :} \quad \sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

P: Effort de précontrainte réelle après pertes par frottement ;

$$P = p_i - \Delta\sigma_{p0}(x)$$

n: nombre de câbles

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

-Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous:

Voussoirs	P final (t)	S (m ²)	e (m)	I (m ⁴)	M (t.m)	σ_b (t/m ²)	σ_{bn} (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bn}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)
V1	7452,646	11,942	2,238	56,276	27023,96	212,670	425,339	1122,993	11,230
V2	6653,120	11,466	2,084	47,261	23577,58	151,971	303,941	802,475	8,025
V3	5878,828	11,024	1,940	39,701	20396,74	93,888	187,776	495,772	4,958
V4	5070,070	10,615	1,808	33,394	17471,97	27,972	55,945	147,707	1,477
V5	4738,208	10,238	1,686	28,160	14794,52	55,322	55,322	146,063	1,461
V6	4330,041	9,894	1,574	23,841	12356,35	71,831	71,831	189,651	1,897
V7	3921,921	9,583	1,473	20,299	10150,09	91,924	91,924	242,699	2,427
V8	3126,480	9,304	1,383	17,415	8169,10	30,674	30,674	80,986	0,810
V9	2714,949	9,059	1,303	15,087	6407,42	51,840	51,840	136,870	1,369
V10	2315,300	8,846	1,234	13,229	4859,80	74,921	74,921	197,808	1,978
V11	1920,873	8,666	1,176	11,771	3521,69	95,500	95,500	252,142	2,521
V12	1511,252	8,518	1,128	10,652	2389,24	104,928	104,928	277,034	2,770
V13	1101,705	8,403	1,091	9,828	1459,30	102,541	102,541	270,733	2,707
V14	691,954	8,322	1,064	9,264	729,41	83,932	83,932	221,599	2,216
V15	282,313	8,272	1,048	8,935	24,61	65,945	65,945	174,109	1,741
								$\Sigma \Delta \sigma_{bn}$	47,586

Tableau VII-7 : Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est : $\Sigma \Delta \sigma_{bn} = 47,586 \text{ MPa}$

Conclusion :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{p0} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{bn}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 5328,414 + 3,071 + 47,586$$

$$\Sigma \Delta\sigma_{inst} = 5379,071 \text{ MPa}$$

VII-1-6-2- Les pertes différées:

- Pertes dus au retrait du béton.
- Pertes dus au fluage du béton.
- Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte.

A. Pertes dus au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \epsilon_r(t) \quad \text{tel que} \quad \epsilon_r(t) = \epsilon_r r(t)$$

$$= E_p \cdot \epsilon_r (1 - r(t)) \quad \text{tel que} \quad r(t) = \frac{t}{t+9}$$

Avec :

ϵ_r : est le retrait totale du béton. ($2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide selon **BPEL**)

$r(t)$: Une fonction du temps variant de **0 à 1**, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190000 \text{ MPa}$).

Donc : $\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4} = \Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa.}$

B. Pertes dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le **BPEL91** la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_{ij}}{E_p} (\sigma_b + \sigma_{max})$$

Avec :

E_p : module d'élasticité de l'acier.

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

σ_{max} : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

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

D'après les règlements **BPEL** on estime que :

$$\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$$

Donc : $\Delta\sigma_{flu} = 2,5 \cdot \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$ tel que $\sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{|M| \cdot e}{I}$

Avec :

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

P : Force de précontrainte.

e : Excentricité du câble moyen

-Les pertes dues au fluage du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous:

Voussoirs	P final (t)	S (m ²)	e (m)	I (m ⁴)	M (t.m)	σ_b (t/m ²)	$\Delta\sigma_b$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)
1/2 VSP	7633,440	11,956	2,390	56,298	32049,820	52,364	691,263	6,913
V1	7452,646	11,942	2,238	56,276	27023,960	212,670	2807,483	28,075
V2	6653,120	11,466	2,084	47,261	23577,580	151,971	2006,187	20,062
V3	5878,828	11,024	1,940	39,701	20396,740	93,888	1239,429	12,394
V4	5070,070	10,615	1,808	33,394	17471,970	27,972	369,268	3,693
V5	4738,208	10,238	1,686	28,160	14794,520	55,322	730,314	7,303
V6	4330,041	9,894	1,574	23,841	12356,350	71,831	948,255	9,483
V7	3921,921	9,583	1,473	20,299	10150,090	91,924	1213,496	12,135
V8	3126,480	9,304	1,383	17,415	8169,100	30,674	404,932	4,049
V9	2714,949	9,059	1,303	15,087	6407,420	51,840	684,352	6,844
V10	2315,300	8,846	1,234	13,229	4859,800	74,921	989,039	9,890
V11	1920,873	8,666	1,176	11,771	3521,690	95,500	1260,709	12,607
V12	1511,252	8,518	1,128	10,652	2389,240	104,928	1385,170	13,852
V13	1101,705	8,403	1,091	9,828	1459,300	102,541	1353,663	13,537
V14	691,954	8,322	1,064	9,264	729,410	83,932	1107,997	11,080
V15	282,313	8,272	1,048	8,935	24,610	65,945	870,544	8,705
							$\sum \Delta \sigma_f$	180,621

Tableau VII-8 : Résultats Pertes dues au fluage du béton

La somme des pertes dues au fluage du béton est : $\Delta\sigma_f = 180,621 \text{ MPa}$

C. Perte dues à la relaxation de l'acier de précontrainte :

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

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

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

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

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

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

Avec :

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :

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

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

σ_{p0} : tension à l'origine ; **$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$** .

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

f_{prg} : contrainte limite de rupture garantie = **1860 MPa**.

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

Voussoirs	Nombre de câbles	$\Delta\sigma_{inst}$	$\sigma_{pi}(x)$	$\Delta\sigma_{rlx}(x)$ MPa
V1	C1	248,623	1239,377	43,936
	C2	265,362	1222,638	41,692
V2	C3	235,843	1252,157	45,679
	C4	182,501	1305,499	53,241
V3	C5	248,858	1239,142	43,904
	C6	217,086	1270,914	48,286
V4	C7	282,699	1205,301	39,415
	C8	250,655	1237,345	43,661
V5	C9	238,512	1249,488	45,313
V6	C10	306,118	1181,882	36,417
V7	C11	227,729	1260,271	46,800
V8	C12	264,272	1223,728	41,837
V9	C13	270,329	1217,671	41,035
V10	C14	308,698	1179,302	36,093
V11	C15	315,847	1172,153	35,198
V12	C16	353,269	1134,731	30,650
V13	C17	360,901	1127,099	29,750
V14	C18	396,757	1091,243	25,648
V15	C19	405,012	1082,988	24,733
			$\Sigma\Delta\sigma_{rlx}(x)$	753,286

Tableau VII-9 : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier

La somme des pertes dues à la relaxation de l'acier est : $\Delta\sigma_{rlx} = 753,286$ MPa

Conclusion :

Les pertes différée finale sont égale à :

D'après le BPEL : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des perte . la perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_d = 38 + 180,621 + 5/6 (753,286) = 846,359 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 846,359 \text{ MPa}$$

VII-1-6-3-Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 5379,071 + 846,359 = 6225,43 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à :

$$\Delta\sigma_T = \frac{6225,43}{1488 \cdot 19} \cdot 100 = 22,019 \%$$

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (38 câbles de 12T15s).

VII-1-7- Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section.

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte Réelle.

S : Section transversale du voussoir.

e : son excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

M : Moment généré par application des charges.

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

$\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa (Car on est en classe I)}$$

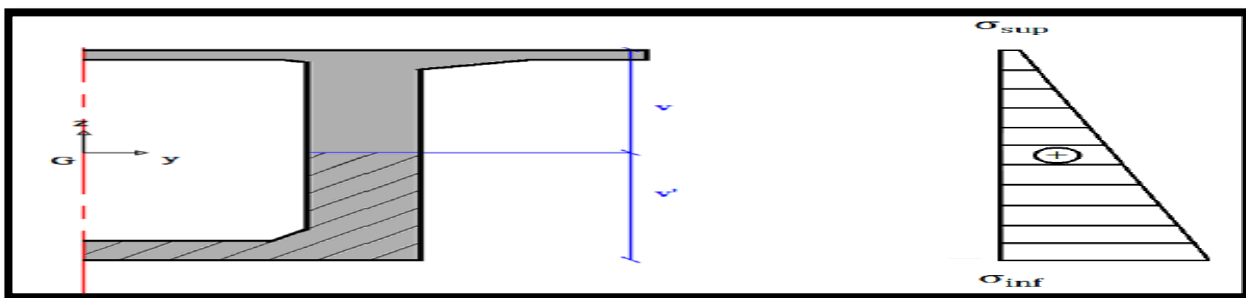


Figure VII-6 : Diagramme des contraintes

Les contraintes dans le demi-fléau sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoirs	x (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	V'(m)	e (m)	P réel (t)	M (t.m)	σ_{sup} (t/m ²)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (t/m ²)	σ_{inf} (MPa)	OBS
1/2 VSP	0,00	56,298	11,956	2,390	3,610	2,240	7633,440	32049,820	3,755	0,038	1597,159	15,972	OK
VS1	7,00	56,276	11,942	2,388	3,609	2,238	7633,440	27023,960	217,405	2,174	1276,730	12,767	OK
VS2	10,00	47,261	11,466	2,234	3,377	2,084	6829,920	23577,580	153,980	1,540	1263,330	12,633	OK
VS3	13,00	39,701	11,024	2,090	3,161	1,940	6026,400	20396,740	88,372	0,884	1239,729	12,397	OK
VS4	16,00	33,394	10,615	1,958	2,960	1,808	5222,880	17471,970	21,261	0,213	1203,814	12,038	OK
VS5	19,00	28,160	10,238	1,836	2,776	1,836	4821,120	14794,520	83,431	0,834	1056,801	10,568	OK
VS6	22,00	23,841	9,894	1,724	2,608	1,574	4419,360	12356,350	56,164	0,562	1037,415	10,374	OK
VS7	25,00	20,299	9,583	1,623	2,456	1,473	4017,600	10150,090	80,861	0,809	931,257	9,313	OK
VS8	28,00	17,415	9,304	1,533	2,320	1,383	3214,080	8169,100	17,634	0,176	841,484	8,415	OK
VS9	31,00	15,087	9,059	1,453	2,199	1,303	2812,320	6407,420	46,275	0,463	710,334	7,103	OK
VS10	34,00	13,229	8,846	1,384	2,095	1,234	2410,560	4859,800	75,279	0,753	571,097	5,711	OK
VS11	37,00	11,771	8,666	1,326	2,007	1,176	2008,800	3521,690	101,203	1,012	429,499	4,295	OK
VS12	40,00	10,652	8,518	1,278	1,935	1,128	1607,040	2389,240	119,497	1,195	293,397	2,934	OK
VS13	43,00	9,828	8,403	1,241	1,879	1,091	1205,280	1459,300	125,208	1,252	171,032	1,710	OK
VS14	46,00	9,264	8,322	1,214	1,839	1,064	803,520	729,410	113,004	1,130	71,633	0,716	OK
VS15	49,00	8,935	8,272	1,198	1,815	1,048	401,760	24,610	101,722	1,017	-31,961	-0,320	OK

Tableau VII-10 : Vérification des contraintes en construction

Remarque :

D'après le tableau des vérifications des contraintes en construction, on remarque que les contraintes trouvées à la fibre inférieure et supérieure sont inférieures aux contraintes admissible ce qui signifie que notre ouvrage travail dans la sécurité.

VII-2- Étude de la précontrainte de continuité :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après la réalisation des fléaux.

VII-2-1- Détermination de la précontrainte de continuité:

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort sera calculé à partir du moment max déterminé selon la formule suivante:

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{|e|V'}{I}} \quad N \geq \frac{P}{0.75 P_0}$$

Avec :

P: effort de précontrainte.

M: moment maximal.

V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

V': distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

e': l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

S: la section du voussoir sur l'axe de la pile.

I : le moment d'inertie de la section.

VII-2-2- Détermination du nombre de câbles de continuités:

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel **Robot Structural** après l'analyse de la structure :

$$1,35 G + 1,35 D240$$

Avec :

G : charge permanente.

D240 : Charge exploitation roulantes.

Remarque :

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

VII-2-2-1- Câblage de la travée de rive :

-Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

Voussoirs	x (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	V' (m)	e' (m)	M (t.m)	P (t)	N	N° Réal	P Réelle
VS9	31	15,087	9,059	1,453	2,199	2,05	1811,97	645,59	3,21	4	803,52
VS10	34	13,229	8,846	1,384	2,095	1,95	3176,42	1194,56	5,95	6	1205,28
VS11	37	11,771	8,666	1,326	2,007	1,86	4212,41	1662,39	8,28	10	2008,80
VS12	40	10,652	8,518	1,278	1,935	1,78	4906,85	2018,14	10,05	12	2410,56
VS13	43	9,828	8,403	1,241	1,879	1,73	5278,84	2244,87	11,18	12	2410,56
VS14	46	9,264	8,322	1,214	1,839	1,69	5358,69	2335,60	11,63	12	2410,56
VS15	49	8,935	8,272	1,198	1,815	1,67	4093,88	1811,34	9,02	12	2410,56
VSC	51	8,827	8,256	1,037	1,963	1,81	5023,22	2130,60	10,61	12	2410,56
V	60	8,827	8,256	1,037	1,963	1,81	4671,14	1981,26	9,86	12	2410,56

Tableau VII-11 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir (Travée de rive).

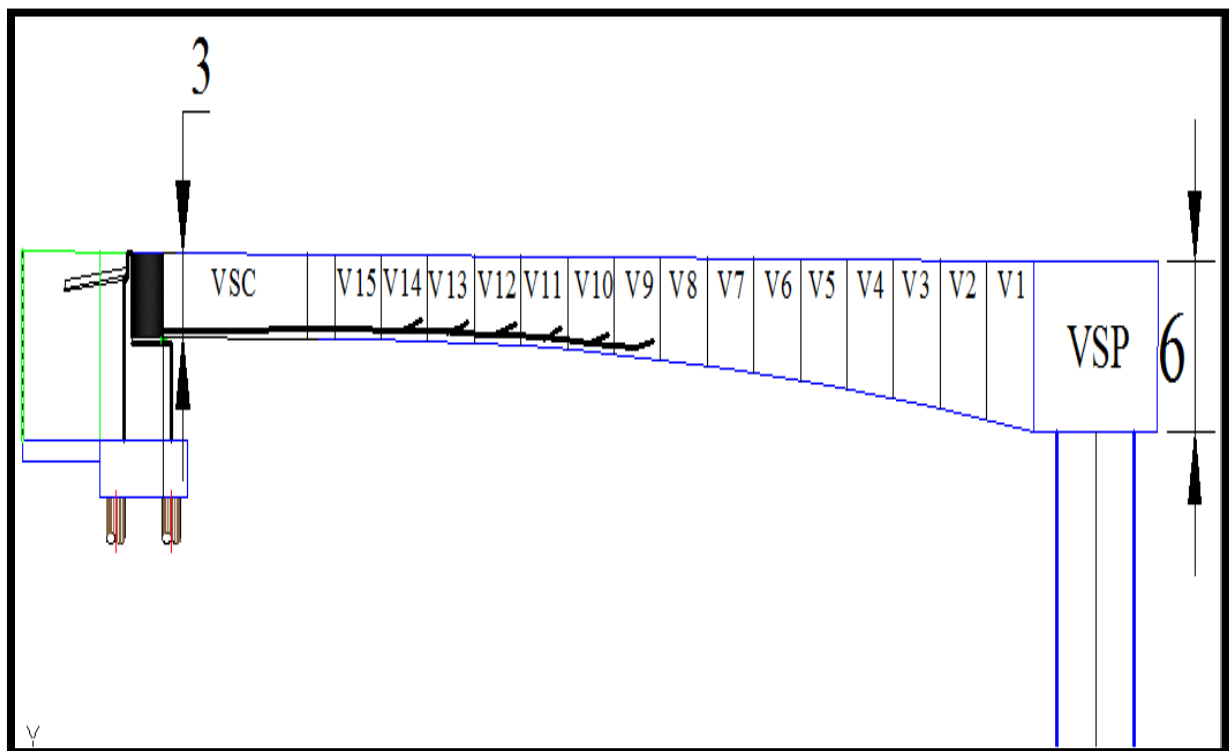


Fig.VII.7 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)

VII-2-2-2- Câblage de la travée intermédiaire :

-Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

Voussoirs	X (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	V' (m)	e' (m)	M (t.m)	P (t)	N	N° Réel	P Réelle
V8	28	17,415	9,304	1,533	2,320	2,170	1598,72	537,10	2,67	4	803,52
V9	31	15,087	9,059	1,453	2,199	2,049	4660,96	1660,67	8,27	12	2410,56
V10	34	13,229	8,846	1,384	2,095	1,945	7712,06	2900,29	14,44	18	3615,84
V11	37	11,771	8,666	1,326	2,007	1,857	10109,56	3989,65	19,86	20	4017,60
V12	40	10,652	8,518	1,278	1,935	1,785	11881,94	4886,92	24,33	26	5222,88
V13	43	9,828	8,403	1,241	1,879	1,729	12855,24	5466,80	27,21	28	5624,64
V14	46	9,264	8,322	1,214	1,839	1,689	13331,52	5810,58	28,93	28	5624,64
V15	49	8,935	8,272	1,198	1,815	1,665	13314,46	5891,01	29,33	30	6026,40
VSC	51	8,827	8,256	1,037	1,963	1,813	13014,76	5520,21	27,48	28	5624,64
V15	54	8,935	8,272	1,198	1,815	1,665	12581,35	5566,65	27,71	28	5624,64
V14	57	9,264	8,322	1,214	1,839	1,689	11480,40	5003,76	24,91	26	5222,88
V13	60	9,828	8,403	1,241	1,879	1,729	10065,60	4280,48	21,31	20	4017,60
V12	63	10,652	8,518	1,278	1,935	1,785	8451,97	3476,21	17,30	18	3615,84
V11	66	11,771	8,666	1,326	2,007	1,857	6503,33	2566,48	12,78	14	2812,32
V10	69	13,229	8,846	1,384	2,095	1,945	4331,56	1628,97	8,11	10	2008,80
V9	72	15,087	9,059	1,453	2,199	2,049	1874,23	667,78	3,32	4	803,52

Tableau VII-12 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée intermédiaire).

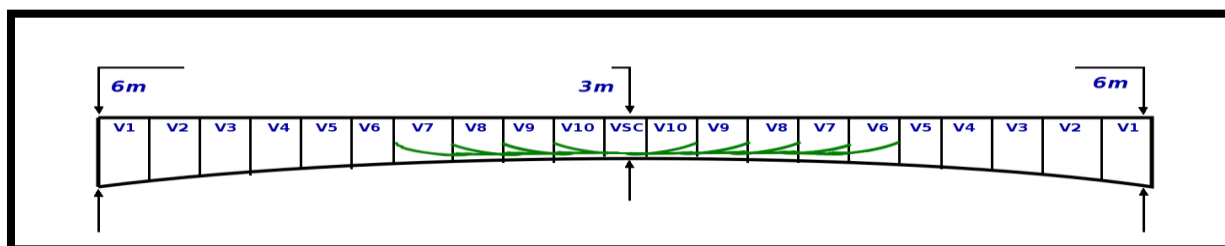


Figure VII-8 : Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire

VII-2-3- Les pertes de tension :

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

VII-2-3-1- Travée de rive :

Voussoir	Pertes instantanée (MPa)	Pertes différée (MPa)	Perte totales (MPa)
VS9	640,498	47,653	688,151
VS10	558,776	48,9971	607,774
VS11	686,030	56,8113	742,8415
VS12	739,965	61,6585	801,623
VS13	744,748	63,7425	808,490
	Σ		3548,88

Tableau VII-13 : Pertes de précontrainte dans la travée de rive

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à : $\frac{3548,88}{1488 \times 11} \times 100 = 19,85\%$
 $23,85\% < 25\%$, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (**11 câbles de 12T15s**).

VII-2-3-2- Travée intermédiaire :

Voussoir	Pertes instantanée(MPa)	Pertes différée	Perte totales
VS8	500,872	53,852	554,724
VS9	687,912	40,334	728,246
VS10	672,542	44,380	716,922
VS11	660,957	45,388	706,345
VS12	554,9	52,441	607,341
VS13	421,395	64,409	485,804
VS14	205,587	92,918	298,505
VS15	1,709	116,280	117,989
VSC	58,609	112,757	171,366
VS15	285,407	85,220	370,627
VS14	386,023	71,350	457,373
VS13	582,952	58,109	641,061
VS12	558,375	55,637	614,012
VS11	609,59	52,815	662,405
VS10	624,699	45,233	669,932
VS9	684,145	44,793	728,938
	Σ	8531,591	

Tableau VII-14 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire

Le pourcentage de pertes pour la travée de intermédiaire est égal à : $\frac{8531,591}{1488 \times 30} \times 100 = 19,11\%$
 $20,47\% < 25\%$, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (**28 câbles de 12T15s**)

VII-2-4- Vérification des contraintes en phase de service :

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

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.
- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

Donc, on est amené à vérifier :

$$\underline{\text{A l'ELS}} : \begin{cases} \text{A vide : } G + \text{CCP} \\ \text{En charge : } G + D240 \end{cases}$$

À vide (sous M_{min}) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{min}|V}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M_{min}|V'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

En charge (sous M_{max}) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{max}|V}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M_{max}|V'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte Réelle.

S : Section transversale du voussoir.

e' : excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

M_{max} : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + D240,

M_{min} : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = 0 \text{ MPa (Car on est en classe I)}$$

VII-2-4-1- Vérification de la travée de rive :

Voussoirs	X (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	V (m)	e' (m)	P (t)	Mmin (t.m)	Mmax (t.m)	a vide		en charge		OBS
										σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	
1/2 VSP	0	56,298	11,956	3,610	2,390	3,460	0	-21950,20	-25830,30	0	0	0	0	OK
V1	7	56,276	11,942	3,609	2,388	3,459	0	-16632,10	-16328,80	0	0	0	0	OK
V2	10	47,261	11,466	3,377	2,234	3,227	0	-13227,00	-13026,80	0	0	0	0	OK
V3	13	39,701	11,024	3,161	2,090	3,011	0	-10158,00	-10161,40	0	0	0	0	OK
V4	16	33,394	10,615	2,960	1,958	2,810	0	-7379,20	-7510,80	0	0	0	0	OK
V5	19	28,160	10,238	2,776	1,836	2,626	0	-4890,10	-5146,30	0	0	0	0	OK
V6	22	23,841	9,894	2,608	1,724	2,458	0	-2704,90	-3043,40	0	0	0	0	OK
V7	25	20,299	9,583	2,456	1,623	2,306	0	-790,50	-1222,60	0	0	0	0	OK
V8	28	17,415	9,304	2,320	1,533	2,170	0	-653,10	-162,50	0	0	0	0	OK
V9	31	15,087	9,059	2,199	1,453	2,049	803,52	2015,00	1342,20	0,53	1,42	1,18	0,44	OK
V10	34	13,229	8,846	2,095	1,384	1,945	1205,28	3108,30	2352,90	0,56	2,57	1,35	1,38	OK
V11	37	11,771	8,666	2,007	1,326	1,857	2008,8	3951,40	3120,30	2,07	2,69	3,01	1,28	OK
V12	40	10,652	8,518	1,935	1,278	1,785	2410,56	4530,30	3634,70	2,56	3,24	3,63	1,62	OK
V13	43	9,828	8,403	1,879	1,241	1,729	2410,56	4801,90	3910,25	2,07	4,08	3,19	2,38	OK
V14	46	9,264	8,322	1,839	1,214	1,689	2410,56	4981,50	3969,40	1,70	4,70	3,03	2,69	OK
V15	49	8,935	8,272	1,815	1,198	1,665	2410,56	4831,20	3032,50	1,82	4,57	4,23	0,92	OK
VSC	51	8,827	8,256	1,963	1,037	1,813	2410,56	4428,60	3720,90	2,85	3,05	3,68	1,48	OK
V	60	8,827	8,256	1,963	1,037	1,813	2410,56	4040,90	3460,10	3,31	2,19	3,99	0,90	OK

Tableau VII-15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M min et Mmax

VII-2-4-2- Vérification de la travée intermédiaire :

Voussoirs	X (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	V (m)	e' (m)	P (t)	Mmax (t,m)	Mmin (t,m)	A vide		En charge		OBS
										σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	
V8	28	17,42	9,30	2,32	1,533	2,17	803,52	1480,3	877,3	1,63	0,29	1,10	0,51	OK
V9	31	15,09	9,06	2,20	1,453	2,05	2410,56	4315,7	2562,9	4,95	0,81	3,26	1,75	OK
V10	34	13,23	8,85	2,10	1,384	1,95	3615,84	7140,8	4012,2	7,25	0,70	3,98	4,26	OK
V11	37	11,77	8,67	2,01	1,326	1,86	4017,6	9360,7	5202,72	7,18	0,78	2,50	7,87	OK
V12	40	10,65	8,52	1,94	1,278	1,79	5222,88	11001,8	6137,5	9,95	0,35	4,12	9,18	OK
V13	43	9,83	8,40	1,88	1,241	1,73	5624,64	11903	6850,8	10,32	1,20	3,94	10,86	OK
V14	46	9,26	8,32	1,84	1,214	1,69	5624,64	12344	7304,3	9,64	2,40	3,03	12,40	OK
V15	49	8,94	8,27	1,82	1,198	1,67	6026,4	12328,2	7490,2	10,70	2,12	4,21	11,95	OK
VSC	51	8,83	8,26	1,96	1,04	1,81	5624,64	12050,7	7510	9,97	0,84	4,64	10,93	OK
V15	54	8,94	8,27	1,97	1,04	1,82	5624,64	11649,4	7310,2	10,22	0,34	5,15	9,91	OK
V14	57	9,26	8,32	1,99	1,06	1,84	5222,82	10630	6854,7	9,45	0,33	5,12	8,45	OK
V13	60	9,83	8,40	2,03	1,09	1,88	4017,6	9320	6193,2	6,28	1,99	2,81	8,44	OK
V12	63	10,65	8,52	2,08	1,13	1,93	3615,84	7825,9	5235,5	6,10	0,84	3,34	5,90	OK
V11	66	11,77	8,67	2,15	1,19	2,00	2812,32	6021,6	4013,8	4,86	0,33	2,83	3,99	OK
V10	69	13,23	8,85	2,23	1,25	2,08	2008,8	4010,7	2615,3	3,74	0,34	2,42	2,00	OK
V9	72	15,09	9,06	2,32	1,33	2,17	803,52	1735,4	929,5	1,61	0,37	0,89	0,87	OK

Tab.VII.16 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M min et Mma

Dans ce chapitre nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

À cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferriller uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

VIII-1- Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel Robot Structural. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre). Les conditions d'appuis sont comme suite :

- Le voussoir sur pile : au niveau de l'hourdis inférieur par encastrement linéaire
- Le voussoir sur culée : au niveau de l'hourdis inférieur par des appuis simple.

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

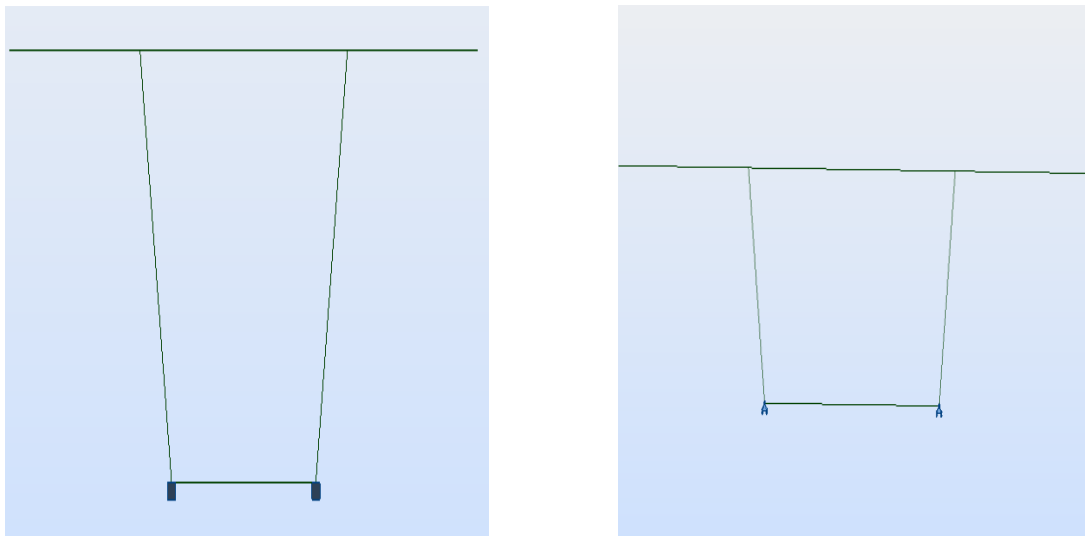


Figure VIII-1 : condition d'appuis des voussoirs

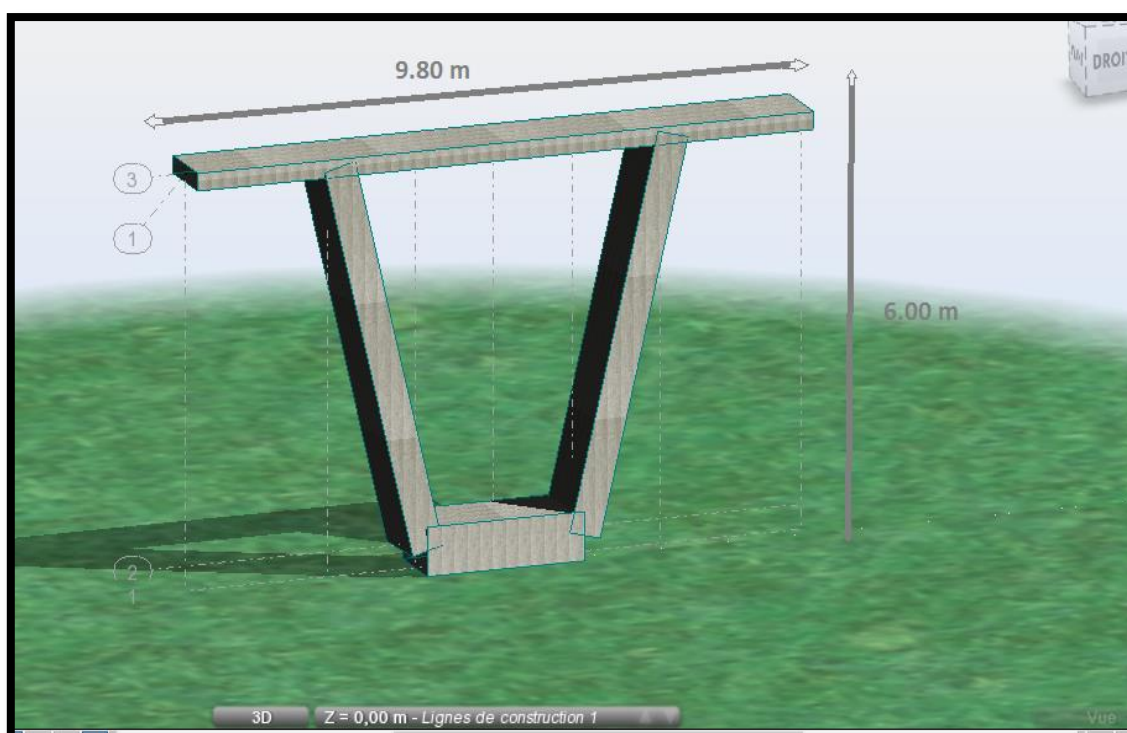


Figure VIII-2 : Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural

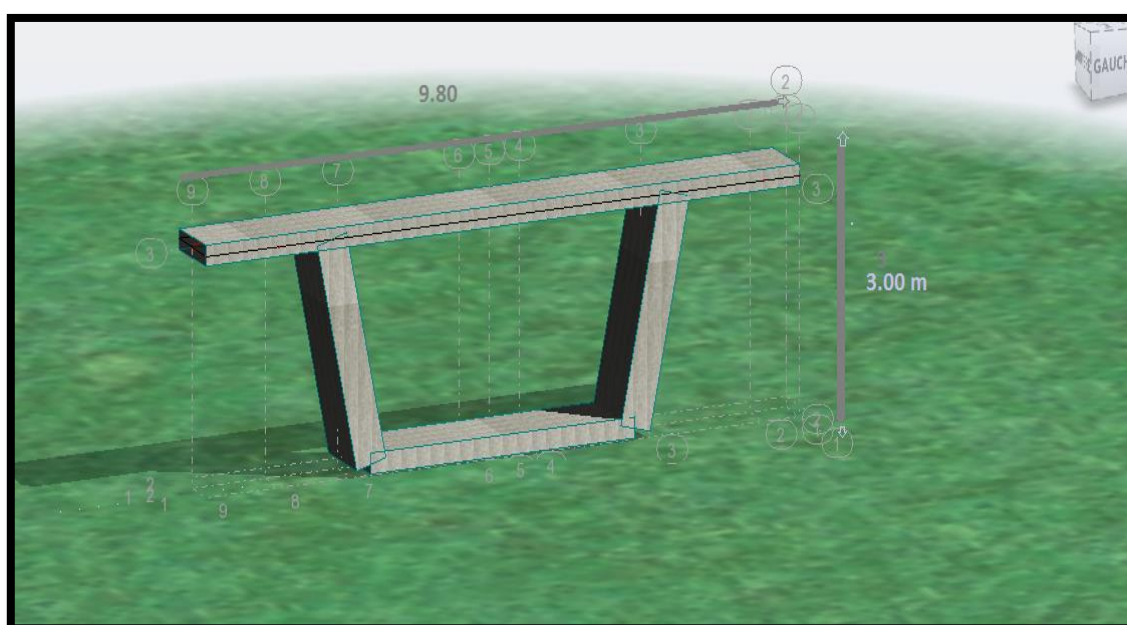


Figure VIII-3 : Vue en 3D du voussoir à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural

VIII-2- Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « *Fascicule N°61 Titre II* », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

VIII-2-1- Charges permanentes :

VIII-2-1-1- Poids propre « G »:

Le poids propre est pris automatiquement par le logiciel.

VIII-2-1-2- Revêtement et chape « Prev »:

Le revêtement est constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec la densité suivante : **2,4 t/m³**.

On a la largeur roulable : **L_r = 1 m**.

Prev = (0,08 x 1 x 2,4) = 0,192 t/ml.

VIII-2-1-3- Poids propre des trottoirs et corniche :

Pour le trottoir à droite $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,2664 = \mathbf{0,666 \text{ t/ml}}$

Pour le trottoir à gauche $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,1615 = \mathbf{0,40375 \text{ t/ml}}$.

D'où le poids de trottoirs +corniche est :

PT(tr+corniche) = 1,06975 t/ml

VIII-2-1-4- Garde-corps:

Le poids d'un garde-corps est estimé **0,1 t/ml**.

Donc : **P_{gc} = 0,2 t/ml** —————> (deux garde cors).

(le fascicule 61, titre II a)

VIII-2-1-5- Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

P_{gs} = 0,06 t.

P_{gs} = 0,12 t/ml —————> (deux glissière).

VIII-2-2- Charges routières :

Nous allons considérer les charges suivantes :

A(I), Bc, Bt et Mc120 car elles développent les effets les plus défavorables .Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 7 m.

VIII-2-2-1-Système de charge A :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 2124,7368 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{2,124 \text{ t/m}^2}$$

VIII-2-2-2- Système de charge « Bc » :

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta=1,42$

Charge ponctuelle de $\delta b_c=6 \times 1.042= 6,252 \text{ t}$

VIII-2-2-3-Système de charge « Bt » :

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta=1,031$

Charge ponctuelle de $8 \times 1.031 = 8,288 \text{ t}$

VIII-2-2-4-Charges militaires « Mc120 » :

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta=1,024$ et vaut $9,368 \text{ t/m}$

VIII-2-2-5-Charges sur trottoirs « St » :

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m^2 (**fascicule 61 titre II**)
Donc : $St = 0,45 \text{ t/ml}$ sur le trottoir de droite.

VIII-3-Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges ont adoptées pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Combinaisons 1	$1.35G + 1.6 (A(l) + St)$	$G + 1.2 (A(l) + St)$
Combinaisons 2	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	$G + 1.2 (Bc + St)$
Combinaisons 3	$1.35G + 1.6 (Bt + St)$	$G + 1.2 (Bt + St)$
Combinaisons 4	$1.35 G + 1.6 Mc120$	$G + 1,2 Mc120$
Combinaisons 5	/	$G + 1,2 (Bt + St) + 0,5 \Delta t$
Combinaisons 6	/	$G + 1.2 (Bc + St) + 0.5 \Delta t$

Tableau VIII-1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale

Avec :

G : Charges permanentes

A(l) : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titres II

Bc et Bt : Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II

Mc120 : Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

Δt : Le gradient thermique

VIII-4-Détermination des efforts :

Après analyse de la structure par le logiciel Robot Structural, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

A l'ELU: $1,35G + 1,6 (Bt + St)$

A l'ELS: $G + 1,2 (Bt + St)$

Nous donnons ci-dessous quelques diagrammes des efforts obtenus par le logiciel:

VIII-4-1- Section sur pile :

VIII-4-1-1-A l'ELU :

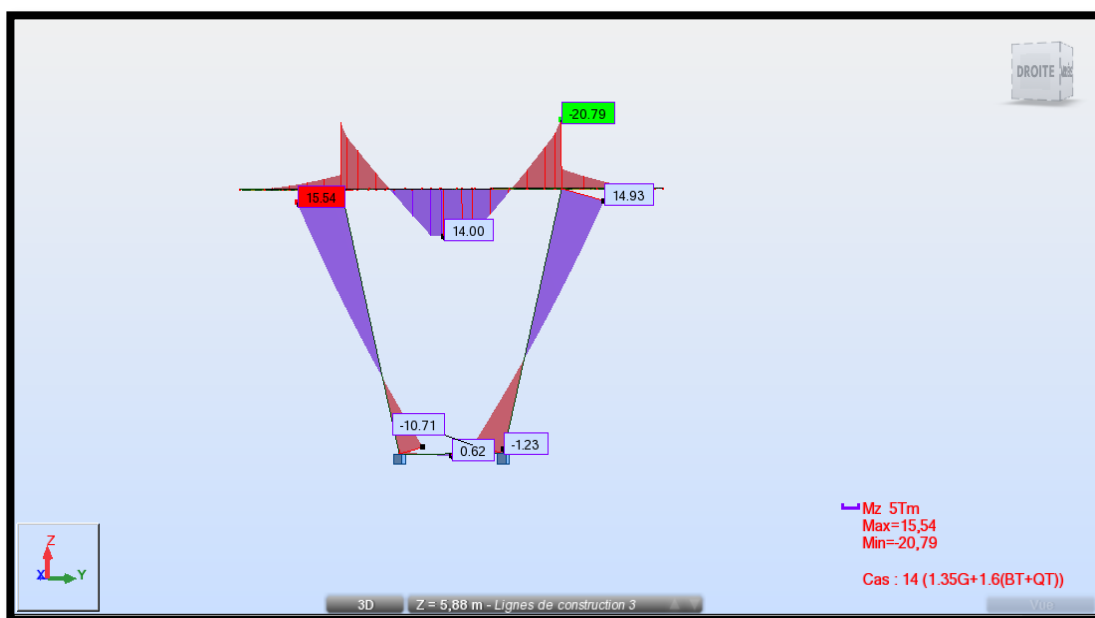


Figure VIII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]

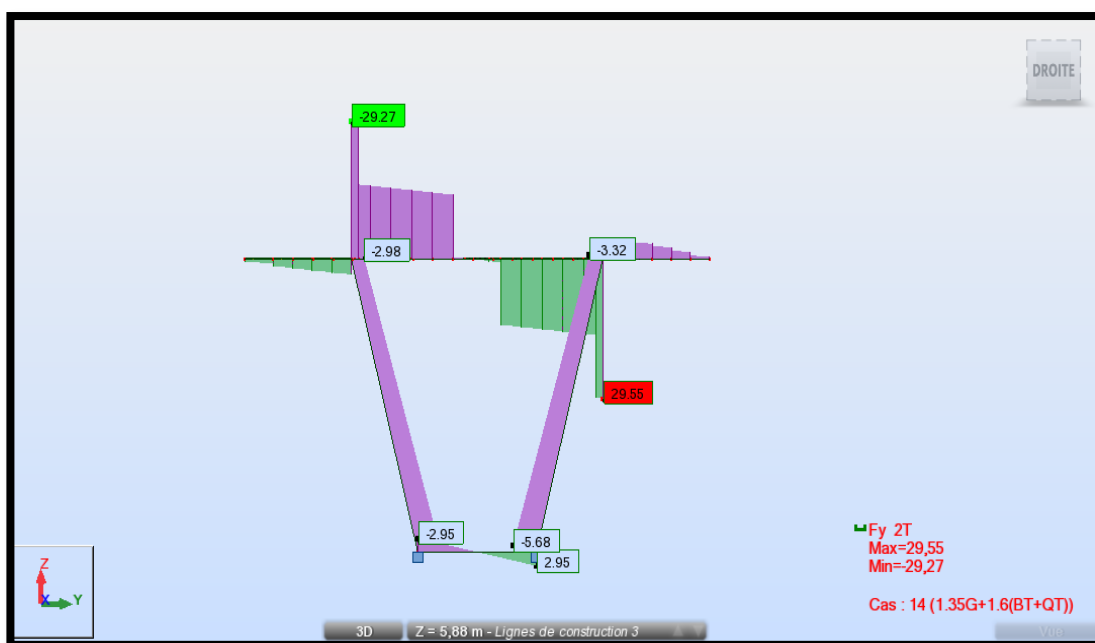


Figure VIII-5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t]

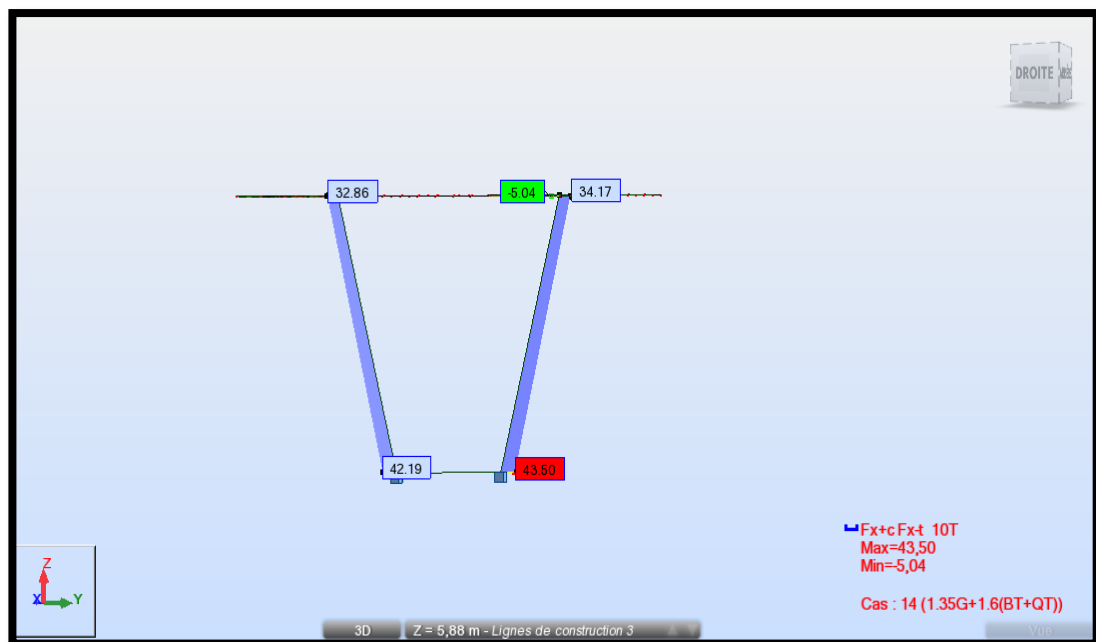


Figure VIII-6 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t]

VIII-4-1-2- A l'ELS :

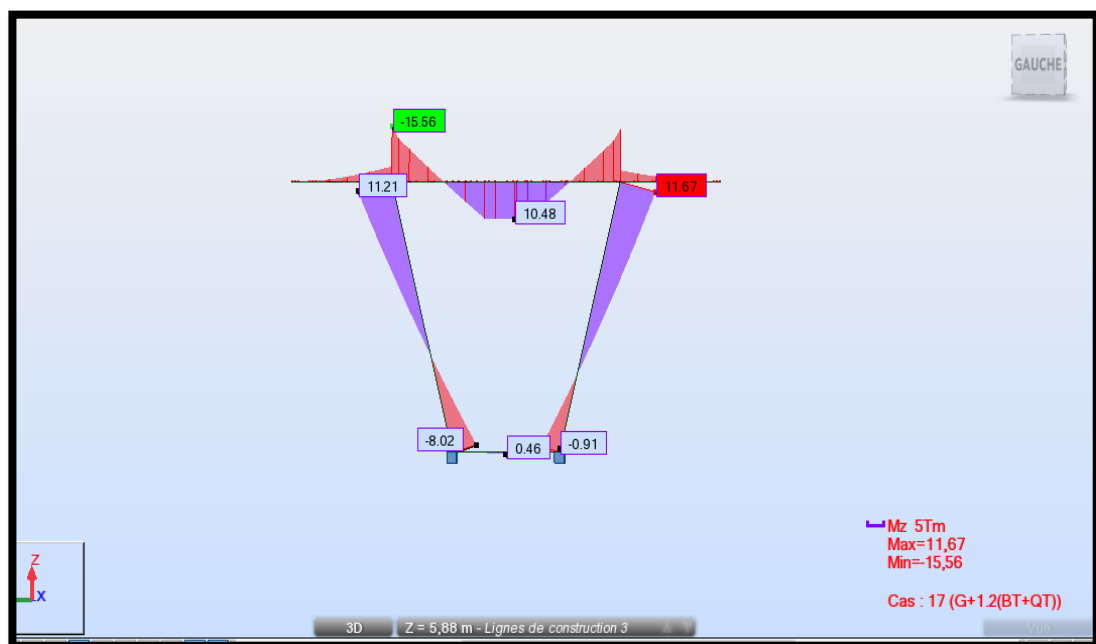


Figure VIII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

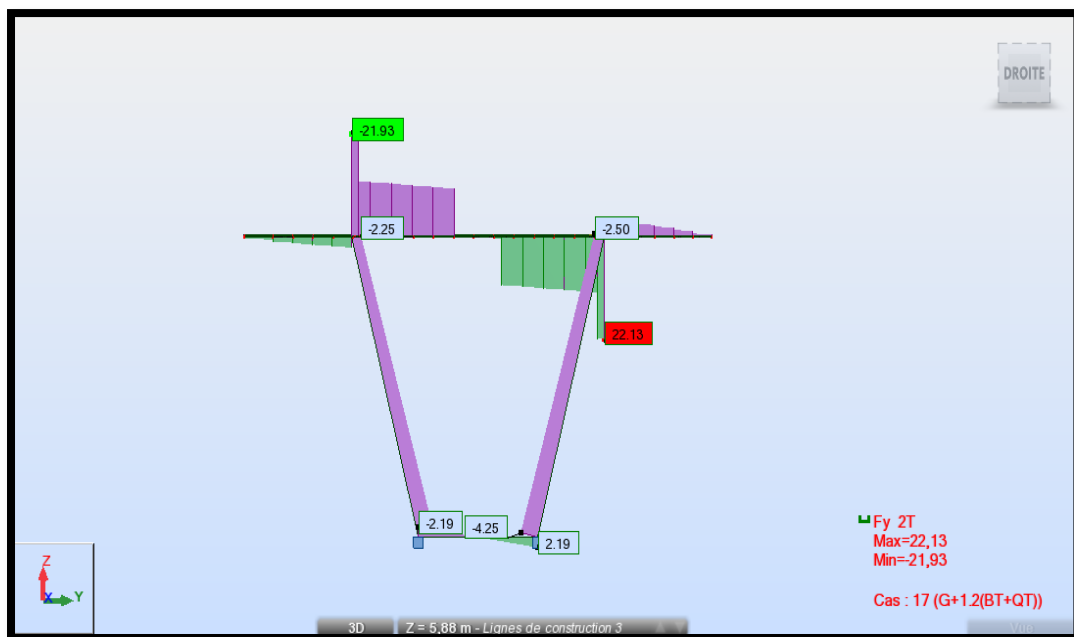


Figure VIII-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t]

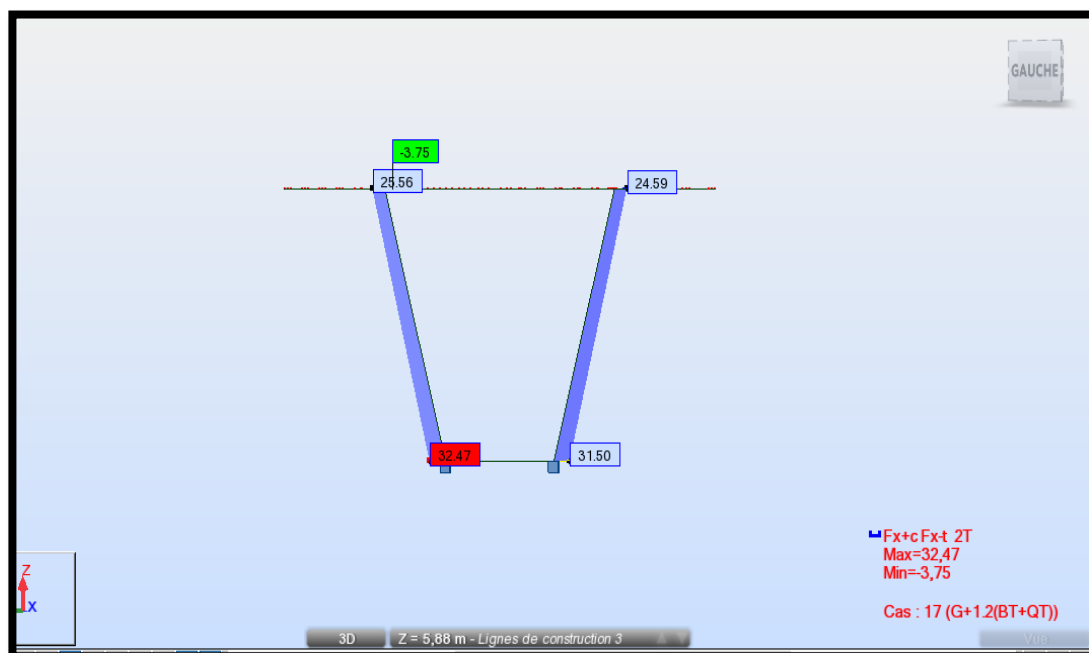


Figure VIII-9 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].

VIII-4-2- Section a la culée

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus prépondérants sont données ci-après:
A l'état limite ultime : $1,35G + 1,6 (Bt + St)$

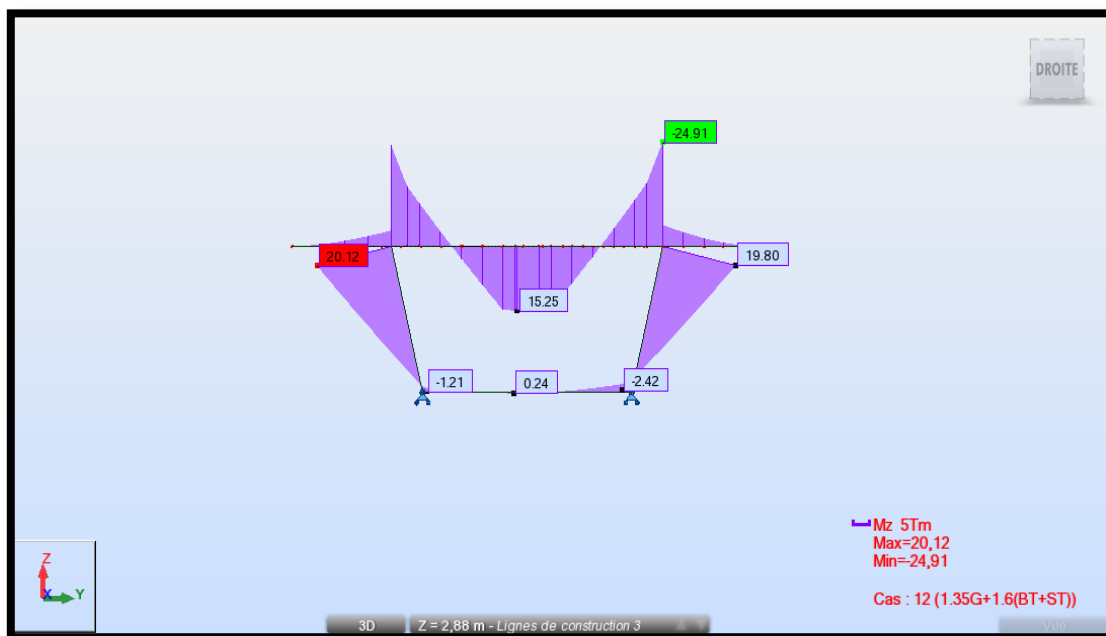
VIII-4-2-1- A L'ELU :

Figure VIII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]

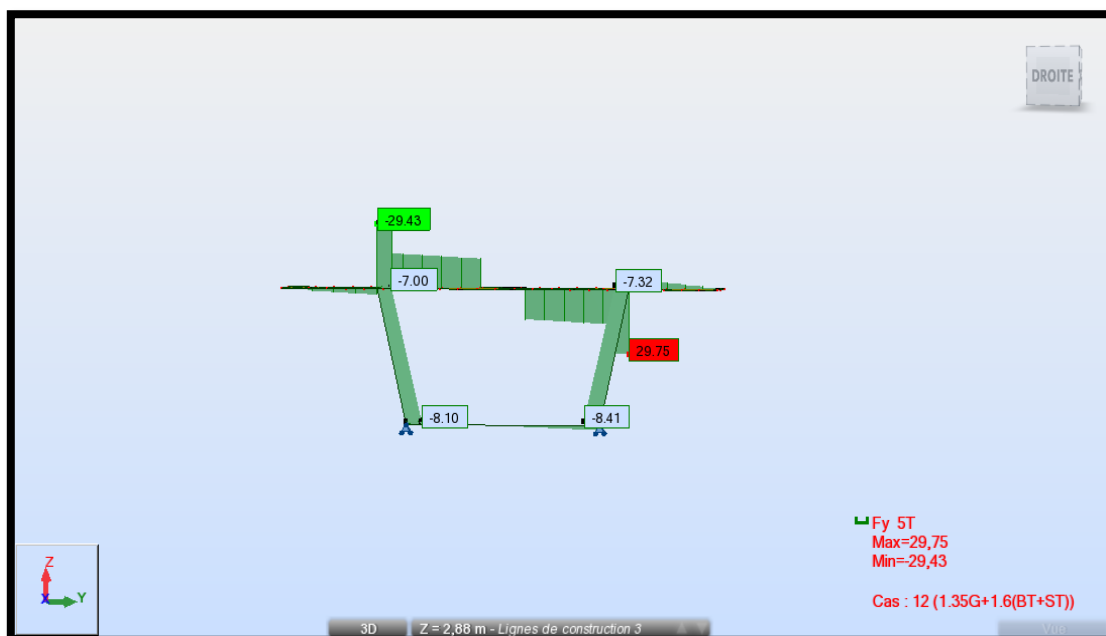


Figure VIII-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t]

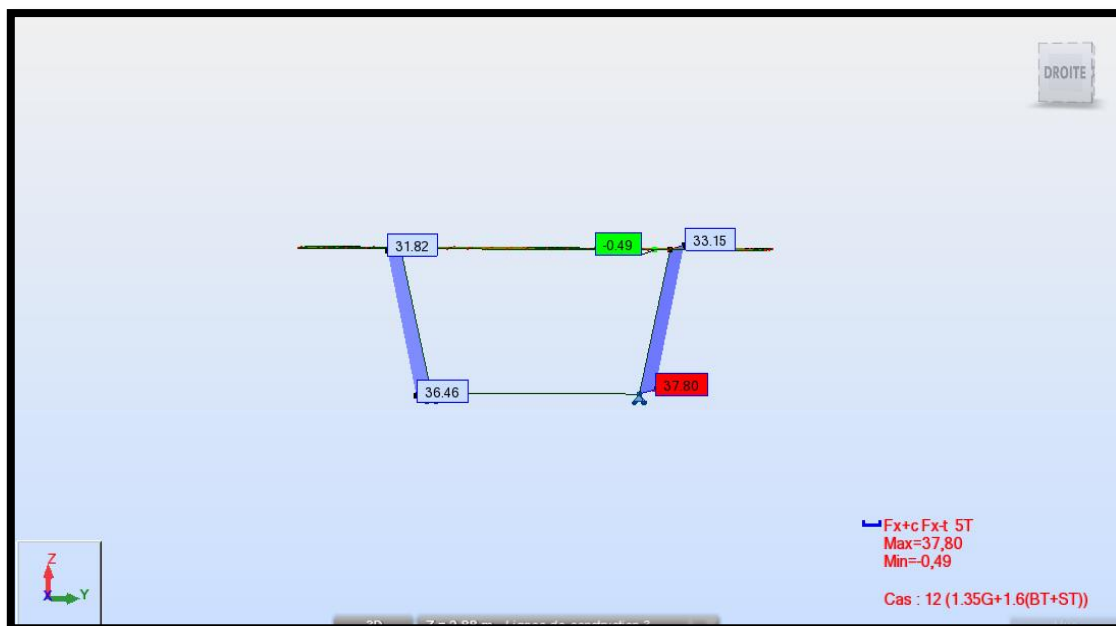


Figure VIII-12 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t]

VIII-4-2-2- A l'ELS:

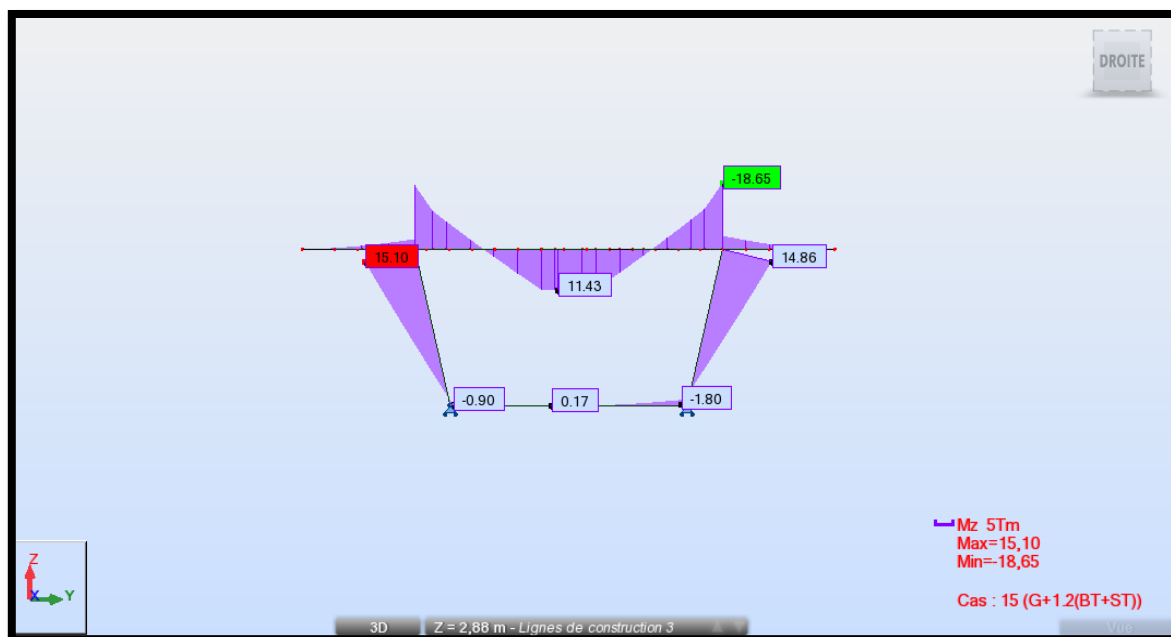


Figure VIII-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

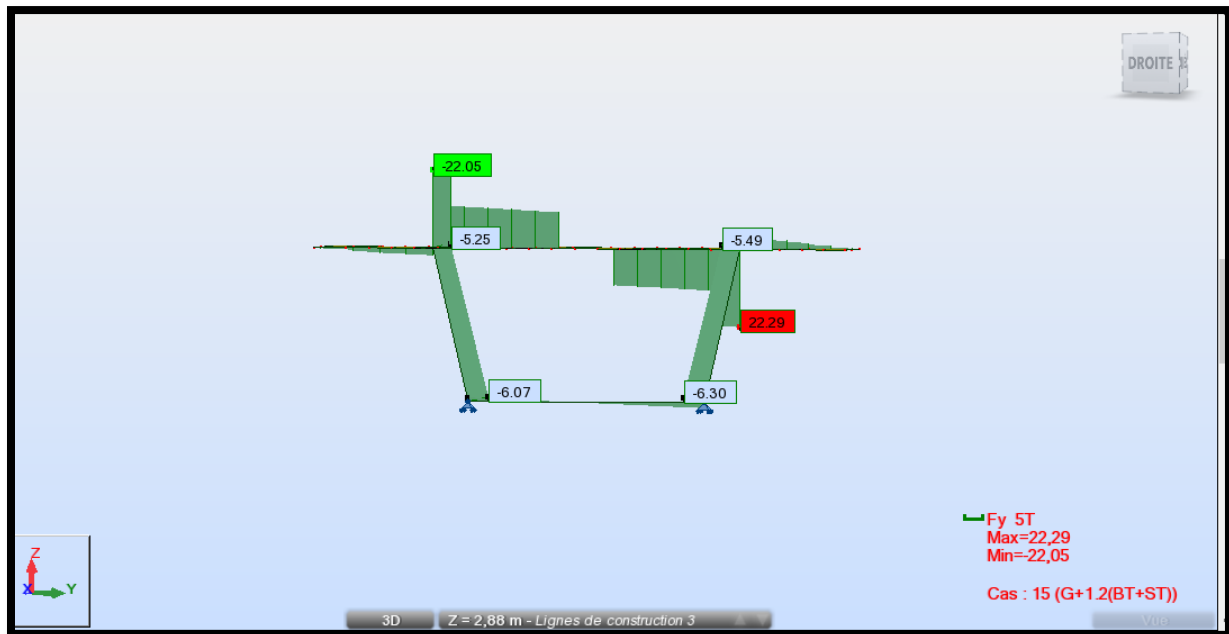


Figure VIII-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t]

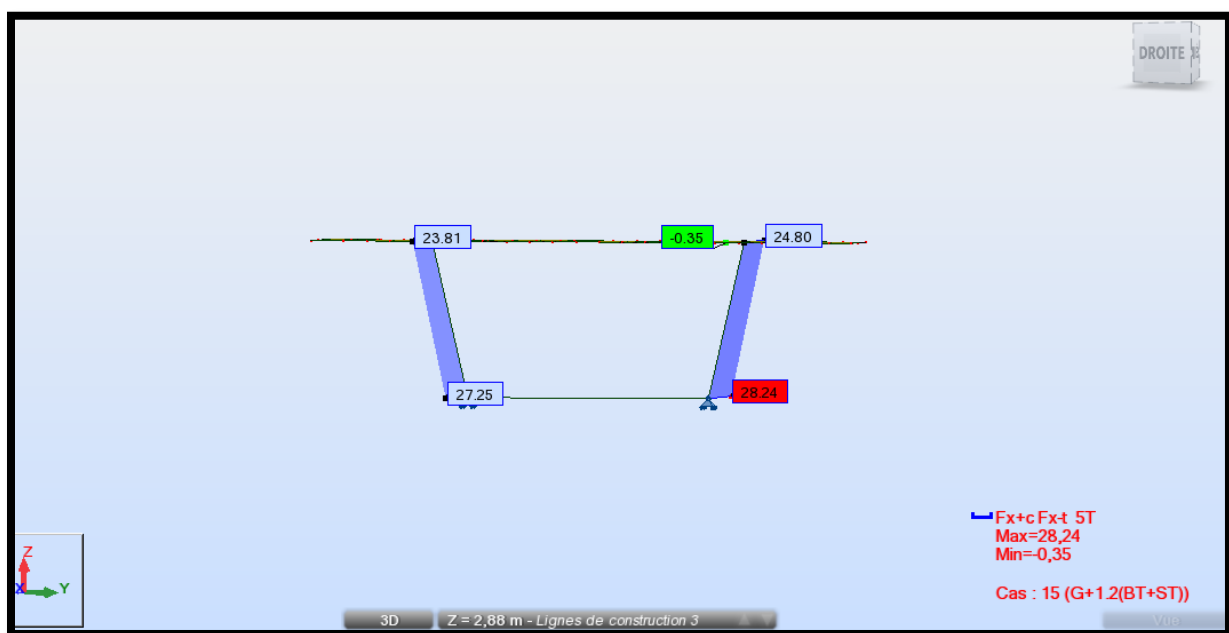


Figure VIII-15 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t]

Résultat :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux représentant les moments de flexion ainsi que les efforts normaux :

Section sur pile :

Dalle	Supérieure	Mmax(t.m)	15,56
		Mmin(t.m)	10,48
	Inférieure	Mmax(t.m)	0,91
		Mmin(t.m)	0,46
Âme	Droite	Mmax(t.m)	11,67
		Nmax (t)	31,50
	gauche	Mmax(t.m)	11,21
		Nmax (t)	32,47

Tableau VIII-2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile

Section sur culée :

Dalle	Supérieure	Mmax(t.m)	18,65
		Mmin(t.m)	11,43
	Inférieure	Mmax(t.m)	1,80
		Mmin(t.m)	0,17
Âme	Droite	Mmax(t.m)	14,86
		Nmax (t)	28,24
	gauche	Mmax(t.m)	15,10
		Nmax (t)	27,25

Tableau VIII-3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée

VIII-5- Vérification de l'effort tranchant :

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

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

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement admissible.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours : 35MPa

γ_b : coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous:

Voussoir sur pile :

Section	/	B (mm)	D (mm)	Vu (N)	τ_u (MPa)	$\tau_{\bar{u}}$	Obs
console	appuis	1000	250	25000	0,1	3,5	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	221300	0,885	3,5	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	700	21900	0,031	3,5	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	315000	0,63	3,5	Vérifiée

Tableau VIII-4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile)

Voussoir sur culée :

Section	/	B (mm)	D (mm)	Vu (N)	τ_u (MPa)	$\tau_{\bar{u}}$	Obs
console	appuis	1000	250	54900	0,2196	3,5	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	222900	0,8916	3,5	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	250	63000	0,252	3,5	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	282400	0,5648	3,5	Vérifiée

Tableau VIII-5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée)

VIII-6- Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : (BAEL 91)

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : valeur de la force concentrée en MN ;

$Q_u = 0,01 \text{ MN}$ (valeur de la charge d'une roue d'un camion Br)

H : hauteur de la section.

D : Longueur de la surface d'impact de la roue.

U_c : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 0,25 = 0,45 \text{ m.}$$

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN}$$

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

VIII-7- Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élancement λ de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

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

Avec :

λ : élancement du poteau.

l_f : longueur de flambement.

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

$l_f = 0,5 l_0$: Car les âmes sont encastrées à ses extrémités .

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

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

I : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1 \times 0,5^3 / 12 = 0,0104 \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0104}{0,5}} = 0,144 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 3,95}{0,144} = 13,715 < 50 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

VIII-8-: Le ferrailage :

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

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composé.

Remarque : selon le cours du béton armé 4eme année, on calcule à l'ELU et l'ELS en même temps, afin de les comparer et prendre le max d'entre eux, max (ELU ; ELS).

VIII-8-1- Données du problème :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)}$$

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

$$\eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable}$$

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

VIII-8-1-1- Ferrailage en flexion simple pour les dalles :**Ferrailage de la fibre supérieure à l'ELS :****Dans le sens transversal**

Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'E.L.S. La fibre supérieure se calcule à partir de la valeur du moment max, cas de fissurations préjudiciable.

- $b = 1\text{m}$ Le ferrailage se calcule par un mètre linéaire (/ml).
- $h = 0,25\text{m}$.
- $c = 0,05\text{m}$.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Avec :

M_{ser} : moment fléchissant.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite à la traction

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = 228,63 \text{ MPa}$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c$$

$$\alpha = \frac{\sigma_b \bar{c} \times 15}{(\sigma_b \bar{c} \times 15) + \sigma_s \bar{c}} = 0,5794$$

$$Z = 0,1613 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{15,56 \times 10^7}{161,3 \times 228,63} = 4219,31 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 42,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$\text{Selon le règlement (BAEL 91) on a : } A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \quad A_{min} = 3,105 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \leq A_{st} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

Sens longitudinal (armature de répartition) :

$$Asl = \frac{Ast}{3}$$

$$Asl = \frac{42,19}{3} = 14,064 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la fibre supérieure à l'ELU :

Dans le sens transversal

Le dimensionnement des sections rectangulaires à l'ELS, fissuration préjudiciable.

- **H** = 0.3m.
- **c** = 0.05m
- **Mul** = -15,56 t.m.

$$As = \frac{Mu}{Z.\sigma_s}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{15,56}{1 \times 0,2^2 \times 19,83} = 0,196$$

$\mu_c = 0.341$ d'après le tableau des valeurs μ_c , du cours de béton armé
 $\mu < \mu_c$ alors on a une section sans aciers comprimés (S.S.A.C)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2u}}{0,8} = 0,2755$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,17796 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

Donc
$$As = \frac{Mu}{Z.\sigma_s} = \frac{15,56 \times 10^7}{0,17796 \times 347,82} = 2514,65 \text{ mm}^2$$

$$As = 25,14 \text{ cm}^2$$

**N.B : On remarque que As maximale est sous la combinaison ELS
 As=42,14 cm². Et selon le cours de béton armé, on va dimensionner à l'ELS
 pour tout le reste des éléments.**

VIII-8-1-2- Ferraillage en flexion composé pour les âmes :

Ferraillage à l'ELS :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 33,834 \text{ t.m}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = 0,0084$$

donc $\mu_f \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée ($A' = 0$)

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f.d.\sigma_{st}}$$

Armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Condition de non fragilité:

Selon le règlement (**BAEL 91**) on a :

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

VIII-8-2- Ferrailage des voussoirs :**VIII-8-2-1- Ferrailage de Voussoir près de la pile :**

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

Dalle supérieure :

Hauteur de la dalle : $h = 25 \text{ cm}$

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

Dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : $h = 70 \text{ cm}$

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

Les âmes :

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

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

Remarque :

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale $A_s \leq A_{smin}$ on prend directement A_{smin} , et on applique le même principe sur les armatures transversales « A_t ».

Dalle supérieure :

Moment sur	Mser (t.m)	H (m)	d (m)	Z (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	Asl (cm ²)	Armatures longitudinales
Appuis	15,56	0,25	0,2	0,1613	42,19	3,105	42,19	9HA25	14,064	5HA20
Travée	10,48	0,25	0,2	0,1613	28,41	3,105	28,41	6HA25	9,47	4HA20

Tableau VIII-6 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.

La condition de non fragilité est vérifiée, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 44,18 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 9 HA $\Phi 25$, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$A_i = 29,45 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à 6 HA $\Phi 25$, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 15,71 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 5 HA $\Phi 20$, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

$A_i = 12,57 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 4 HA $\Phi 20$, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm

Dalle inférieure:

Moment sur	Mser (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As adopté (cm ²)	Armatures transversales	Asl (cm ²)	Armatures longitudinales
Appuis	0,91	0,70	0,65	0,524	0,759	10,09	10,09	6HA16	3,363	4HA12
Travée	0,46	0,70	0,65	0,524	0,38	10,09	10,09	6HA16	3,363	4HA12

Tableau VIII-7 : ferrailage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.**Armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 10,09 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à 6HA $\Phi 16$, avec un espacement entre les barres égal à 12cm.

$A_i = 10,09 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à 6HA $\Phi 16$, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 3,36\text{cm}^2$ ce qui correspond à 4HA $\Phi 12$ avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

$A_i = 3,36\text{cm}^2$ ce qui correspond à 4HA $\Phi 12$, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

L'âme :

Moment (t.m)	N (t)	H (m)	d (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	A_s adopté (cm ²)	Armatures transversales	A_{sl} (cm ²)	Armatures longitudinales
11,67	31,5	0.50	0.45	45,186	6,986	45,186	10HA25	15,062	5HA20

Tableau VIII-8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.

Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 45,186\text{ cm}^2$ ce qui correspond à 10HA $\Phi 25$, avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 15,062\text{cm}^2$ ce qui correspond à 5HA $\Phi 20$, avec un espacement entre les barres égal à 20cm.

VIII-8-2-2- Ferrailage de voussoir près de la culée :

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

Console ; dalle supérieure ; dalle inférieure :

Hauteur de la dalle : $h = 25\text{ cm}$

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

Les âmes

Hauteur de l'âme : $h = 50\text{ cm}$

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

Dalle supérieure :

Moment sur	Mser (t.m)	H (m)	d (m)	Z (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	A_s adopté (cm ²)	Armatures transversales	A_{sl} (cm ²)	Armatures longitudinales
Appuis	18,65	0,25	0,2	0,161	50,57	3,105	50,57	7HA32	16,85	6HA20
Travée	11,43	0,25	0,2	0,161	30,99	3,105	30,99	4HA32	10,33	4HA20

Tableau VIII-9 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 50,572\text{cm}^2$ ce qui correspond à 7 HA $\Phi 32$, avec un espacement entre les barres égal à 10cm.

$A_i = 30,99\text{cm}^2$ Ce qui correspond à **4 HA $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 16,85\text{cm}^2$ ce qui correspond à **6HA $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 11cm.

$A_i = 10,33\text{cm}^2$ ce qui correspond à **4HA $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

Dalle inférieure:

Moment sur	Mser (t.m)	H (m)	d (m)	Z (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ adopté}}$ (cm ²)	Armatures transversales	A_{sl} (cm ²)	Armatures longitudinales
Appuis	1,80	0,25	0,2	0,161	4,88	3,105	4,88	5HA12	1,62	2HA12
Travée	0,17	0,25	0,2	0,161	0,46	3,105	3,105	3HA12	1,03	2HA10

Tableau VIII-10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée.

Armatures principales (sens transversale)

$A_s = 4,88\text{cm}^2$ ce qui correspond à 5 HA $\Phi 12$, avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

$A_i = 3,105\text{cm}^2$ Ce qui correspond à 3 HA $\Phi 12$, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal)

$A_s = 1,62\text{cm}^2$ ce qui correspond à 2HA $\Phi 12$, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

$A_i = 1,03\text{cm}^2$ ce qui correspond à 2 HA $\Phi 10$, avec un espacement entre les barres égal à 50cm.

L'âme :

Moment (t.m)	N (t)	H (m)	d (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ adopté}}$ (cm ²)	Armatures transversales	A_{sl} (cm ²)	Armatures longitudinales
15,10	27,25	0,5	0,45	40,02	6,986	40,02	9HA25	13,34	5HA20

Tableau VIII-11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée

Armatures principales (sens transversale) :

$A_s = 40,02\text{cm}^2$ ce qui correspond à **9 HA $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

Armatures de répartition (sens longitudinal) :

$A_s = 13,34\text{cm}^2$ ce qui correspond à **5HA $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

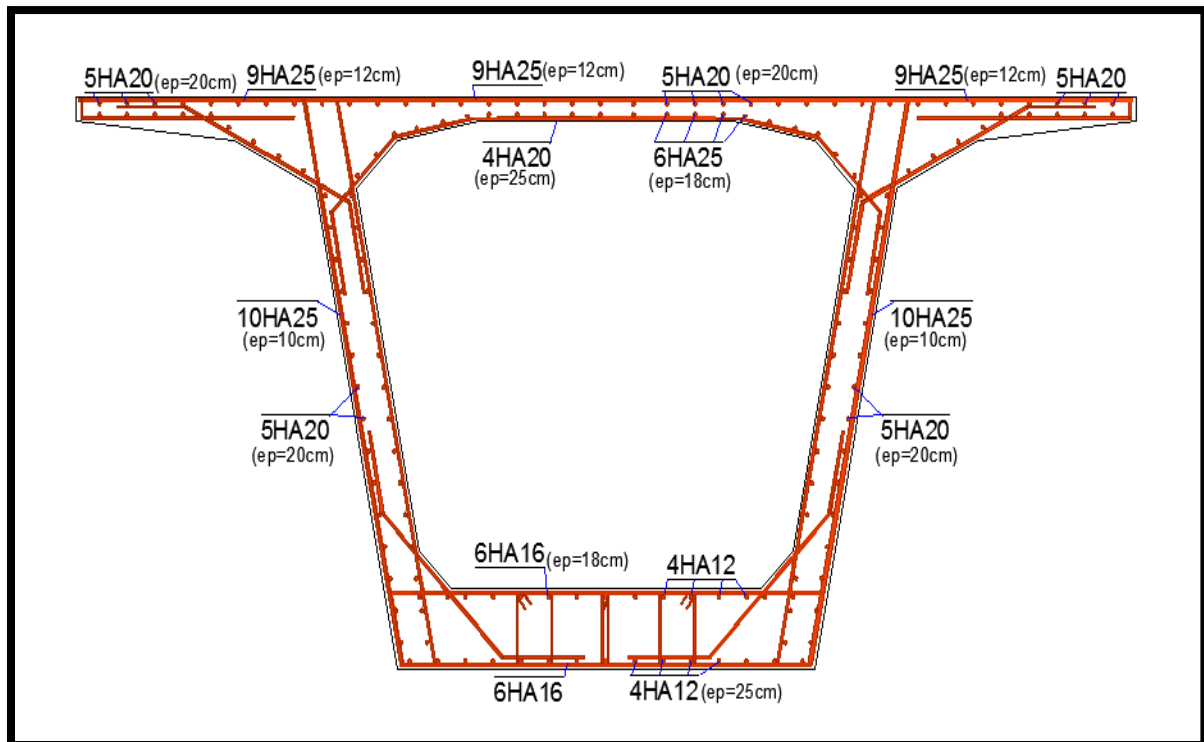


Figure VIII-16 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile

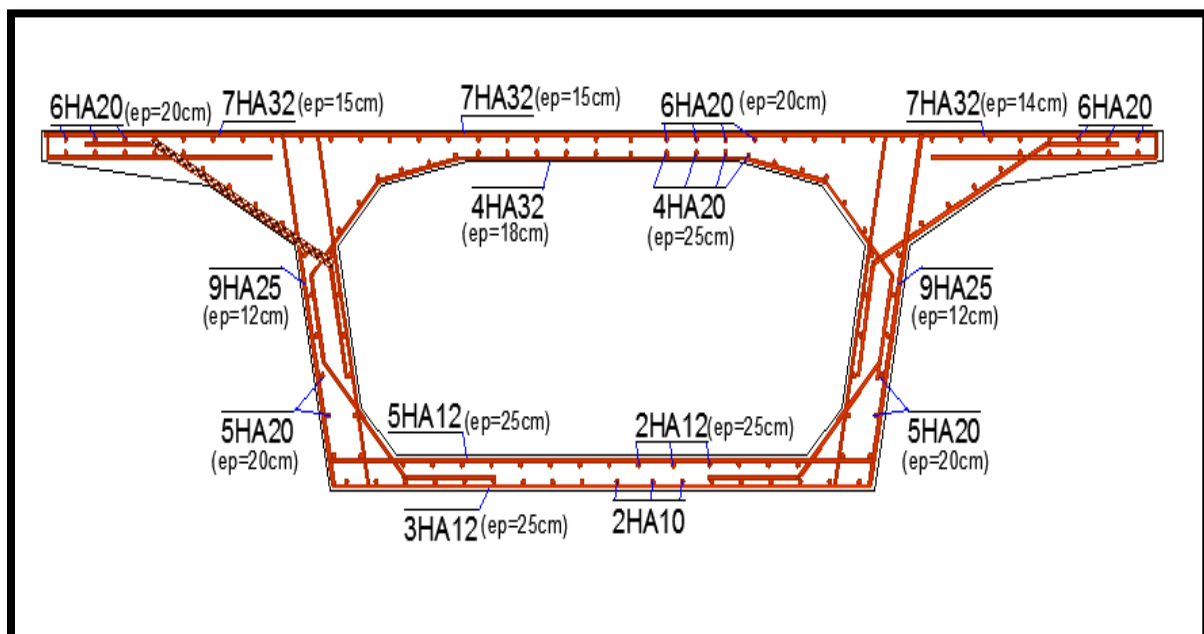


Figure VIII-17 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé

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

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

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

IX-1- Détermination de l'effort tranchant :

IX-1-1- Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison **G + D240**.

IX-1-2- Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$$V_P = P \sin \alpha.$$

Avec :

$$P = n P_0$$

n : nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P₀ : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

α : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

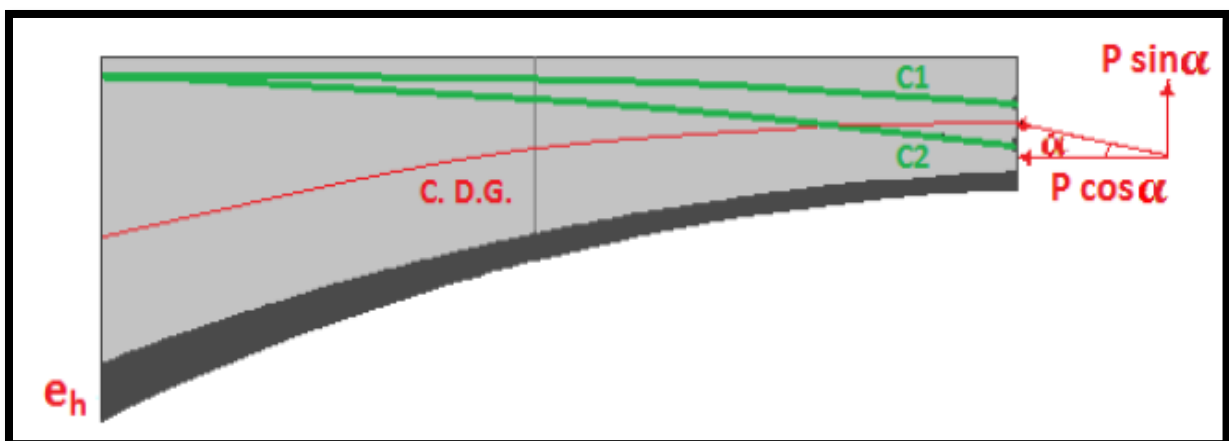


Figure IX-1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

IX-1-2- Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparait une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados du tablier). La compression dans le hourdis inférieur présente une composante dans la direction de l'effort tranchant, elle est donnée par la relation suivante : (H.THONIER 92, [Réf.8]).

$$V_{\text{RESAL}} = \frac{M_{\text{ext}}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

Avec :

$$Z = H + \frac{1}{2} e_s - \frac{1}{2} e_i$$

M_{ext} : Moment dû aux charges extérieures.

e_s : épaisseur de la dalle supérieure.

e_i : épaisseur de la dalle inférieure.

$\frac{dh}{dx}$: Pente que suit la hauteur de l'ouvrage.

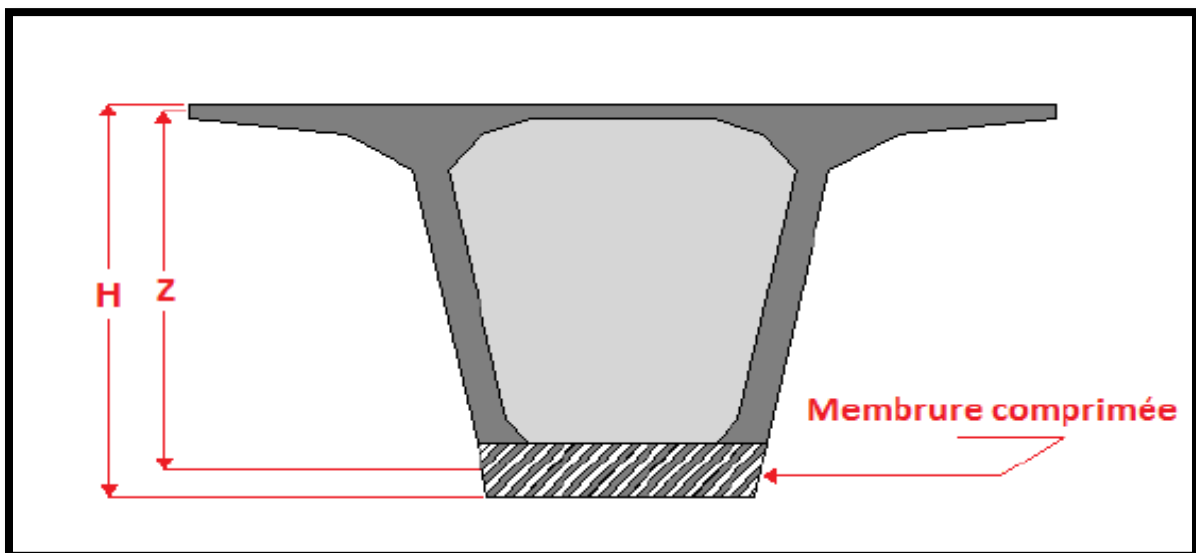


Figure IX-2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante : [Réf.8]

$$V_R = V_{\text{ext}} - V_P + V_{\text{RESAL}}$$

Donc
$$V_R = V_{\text{ext}} - V_P + \frac{M_{\text{ext}}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

IX-2- Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement :

(BPEL 91, [Réf.13])

L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{V_R}{Z \cdot b_n}$$

Avec :

V_R : effort tranchant réduit.

$$Z = \frac{I}{S_y}$$

Avec

I : Moment d'inertie de toute la section,

$S(y)$: Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme

$$b_n = 2 (0,5 - 0,082) = 0,836 \text{ m}$$

La vérification à faire est la suivante: Tel que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t)$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul $\sigma_x = P/S$

σ_t : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale.

En l'absence d'armature transversale de précontrainte : $\sigma_t = 0$

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus pour la travée de rive sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoirs	Nombre des câbles arrêtés	$P \sin \alpha$ (t)	Z (m)	M_{ext} (t.m)	V_{ext} (t)	V RESAL (t)	V_R (t)	σ_x (t/m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	OBS
V1	4	427,892	5,524	2939,5	44,77	1,034	382,088	0,673	1,010	1,844	2,910	OK
V2	4	403,277	5,167	2773,43	44,77	1,111	357,396	0,701	1,009	1,849	2,908	OK
V3	4	394,573	4,833	2606,49	44,78	0,041	349,752	0,729	1,041	1,855	2,906	OK
V4	4	370,601	4,526	2440	44,78	0,067	325,754	0,757	1,023	1,860	2,904	OK
V5	2	174,429	4,242	2273,98	44,78	0,117	129,532	0,392	0,429	1,788	2,930	OK
V6	2	163,205	3,983	2106,93	44,78	0,157	118,268	0,406	0,411	1,791	2,929	OK
V7	2	173,152	3,749	1940,55	44,78	0,209	128,163	0,419	0,465	1,794	2,928	OK
V8	2	164,134	3,539	1774,01	44,77	0,255	119,109	0,432	0,451	1,796	2,927	OK
V9	2	155,856	3,354	1607,68	44,78	0,303	110,773	0,443	0,434	1,799	2,926	OK
V10	2	148,530	3,194	13,65	44,77	0,358	103,402	0,454	0,419	1,801	2,926	OK
V11	2	142,235	3,058	1275,02	44,78	0,359	97,096	0,464	0,409	1,803	2,925	OK
V12	2	136,929	2,947	1090,75	44,77	0,446	91,713	0,472	0,393	1,804	2,924	OK
V13	2	132,787	2,861	941,95	44,78	0,453	87,554	0,478	0,382	1,806	2,924	OK
V14	2	129,732	2,799	776,34	44,77	0,481	84,481	0,483	0,374	1,807	2,924	OK
V15	2	127,912	2,762	610,87	44,78	0,709	82,423	0,486	0,368	1,807	2,923	OK

Tableau IX-1 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoirs	Nombre des câbles arrêtés	$P \sin \alpha$ (t)	Z (m)	M_{ext} (t.m)	V_{ext} (t)	V RESAL (t)	V_R (t)	σ_x (t/m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	OBS
V1	4	427,892	5,524	3329,41	93,32	36,899	297,673	0,673	0,787	1,844	2,910	OK
V2	4	403,277	5,167	2748,87	93,75	32,572	276,955	0,701	0,782	1,849	2,908	OK
V3	4	394,573	4,833	2309,22	3,21	29,252	362,111	0,729	1,077	1,855	2,906	OK
V4	4	370,601	4,526	1874	4,96	25,350	340,291	0,757	1,069	1,860	2,904	OK
V5	2	174,429	4,242	1438,06	8,14	20,754	145,535	0,392	0,482	1,788	2,930	OK
V6	2	163,205	3,983	1002,11	10,21	15,404	137,591	0,406	0,478	1,791	2,929	OK
V7	2	173,152	3,749	566,6	12,81	9,254	151,088	0,419	0,549	1,794	2,928	OK
V8	2	164,134	3,539	130,38	14,73	2,255	147,149	0,432	0,557	1,796	2,927	OK
V9	2	155,856	3,354	742,86	16,6	13,560	125,696	0,443	0,492	1,799	2,926	OK
V10	2	148,530	3,194	1177,96	18,66	22,581	107,289	0,454	0,435	1,801	2,926	OK
V11	2	142,235	3,058	1594,15	17,91	31,914	92,411	0,464	0,389	1,803	2,925	OK
V12	2	136,929	2,947	1914,26	21,47	39,767	75,692	0,472	0,324	1,804	2,924	OK
V13	2	132,787	2,861	2111,83	21,18	45,191	66,416	0,478	0,290	1,806	2,924	OK
V14	2	129,732	2,799	2197,24	22	48,061	59,671	0,483	0,264	1,807	2,924	OK
V15	2	127,912	2,762	2166,47	32	48,023	47,889	0,486	0,214	1,807	2,923	OK

Tableau IX-2 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \tau$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue cisaillement.

À titre indicatif, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

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

X-1- Appareils d'appui :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

La durée de vie d'un appareil d'appui est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

X-1-1- Types d'appareils d'appuis :

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Pour notre ouvrage on opte pour cette dernière pour les raison illustrer dans le paragraphe ci-après.

X-1-2- Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.
- ✓ Leur coût est relativement modéré.



Figure X-1: Appareil d'appui en élastomère fretté

X-1-2-1- matériaux constituant et rôles :

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

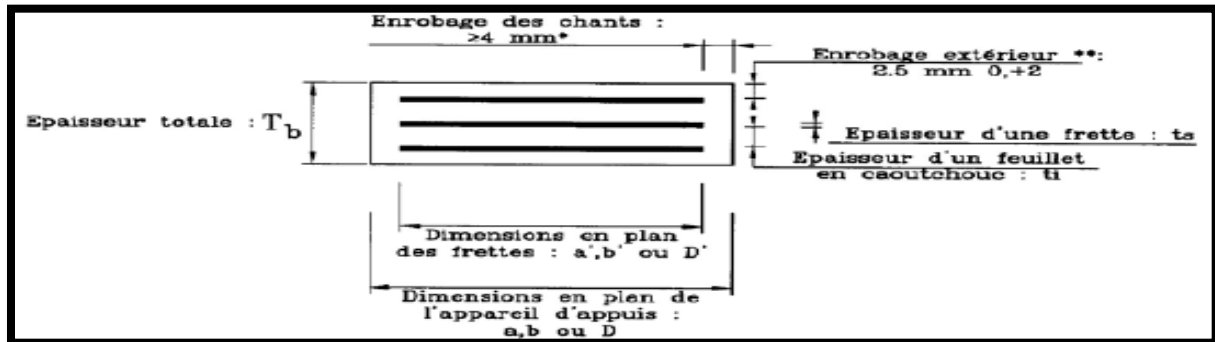


Figure X-2: Constitution type d'un appareil d'appui de type B

➤ L'élastomère :

Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit naturel et d'origine végétale, le latex, et c'est alors un polymère de l'isoprène.

➤ Les frettes en acier :

Elles sont systématiquement en **acier S 2357** ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent. L'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à **2mm**.

X-1-2-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

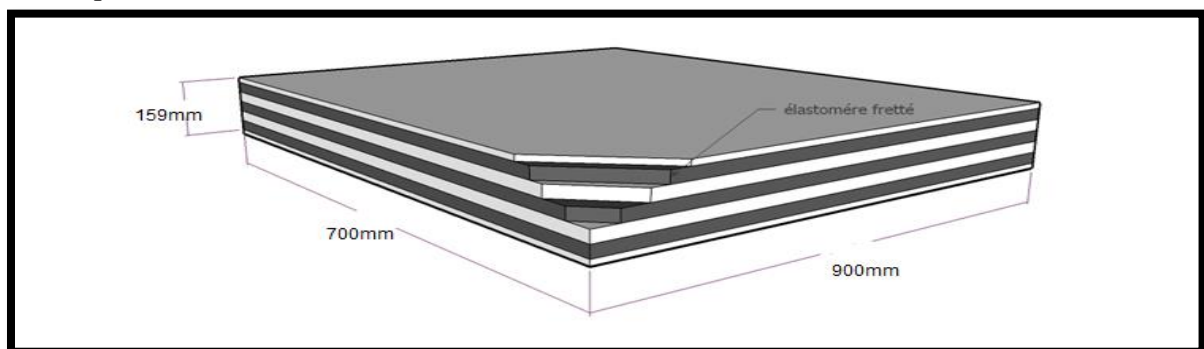


Figure X-3: Dimension des couches d'appareil d'appui

- **$G=0,8\text{MPa}$** : Le module de déformation transversale pour les ponts routes,
- L'aire **$a \times b$** de l'appareil d'appui doit être telle que o considère que, **$a=b$**
- **T** : L'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes : **$T = n \times t$**
 - **n** : est le nombre de feuillets élémentaires.
 - **t** : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.
- **$\bar{\sigma}=15\text{MPa}$** Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

X-1-2-3- Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison:G+D240

La valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appuis est de 2896,34 t

La réaction $R_{max} = 2896,34$ t répartir sur deux appareils d'appuis :

$$R = \frac{2896,34}{4} = 724,085 \text{ t}$$

X-1-2-4- Compression : Sous réaction verticale :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa.}$$

On aura $a \times b = 482723,3333 \text{ mm}^2$

Donc : $a = b = 694,782 \text{ mm}$,

Donc on prend $a=b=700 \text{ mm}$ avec $t = 10 \text{ mm}$; $n=12$ feuillets

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque Feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2 \times b^2}$$

Donc :

$$\tau_R = \frac{3 \times 10 (700+700) 724.085}{700^2 \times 700^2} \times 10^4 = 1,266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{724.085}{700^2} \times 10^4 = 14,772 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

X-1-2-5- Distorsion : Déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de fretage est uniforme, deux cas se Présentent :

- La déformation U_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Avec :

$G = 0,8 \text{ MPa}$ module de déformation transversale d'élastomère.

$U_1 = 3,30 \text{ cm}$ (trouvé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

On prend 12 élastomères, donc $T=120 \text{ mm}$.

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 33,0}{120} = 0,220 \text{ MPa}$$

- L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage) provoque U_2 :

L'effort de freinage dû à un camion $B_c=30 \text{ t}$ est donc $H_2 = \frac{36}{2} = 18 \text{ t}$.

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{18}{700^2} \times 10^4 = 0,367 \text{ MPa}$$

➤ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} \quad ; \quad \tau_H = 0,220 + \frac{0,367}{2} = 0,403 \text{ MPa}$$

X-1-2-6- Rotation : compression partielle :

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T est donnée par la formule suivante :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad**.

α : égale à **0,003 rad**.

Donc :
$$\tau_\alpha = \frac{0,8}{2} \left(\frac{700}{120} \right)^2 (0,003 + 0,02) = 0,313 \text{ MPa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

X-1-2-7- La limitation de la contrainte de cisaillement :

1^{ère} condition : $\tau = \tau_R \times \tau_H \times \tau_\alpha \leq 5G$

$1,266 + 0,403 + 0,313 = 1,982 \leq 4$ **Condition vérifié**

2^{ème} condition: $\tau_{H1} \leq 0,5G$

$0,220 \leq 0,4$ **Condition vérifié**

3^{ème} condition: $\tau_H \leq 0,7G$

$0,403 \leq 0,56$ **Condition vérifié**

4^{ème} condition: $\tau_\alpha \leq \tau_R$

$0,313 \leq 0,711$ **Condition vérifié**

X-1-2-8- La condition de non cheminement et non glissement :

➤ *La condition de non cheminement :*

$\sigma_m \geq 2 \text{ MPa}$ $14,722 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa}$ **Condition vérifié**

➤ *La condition non glissement :*

$$H \leq f \times R$$

Avec : $f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{14,722} = 0,140$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a \times b = 0,587 \times 700 \times 700 = \mathbf{287630 \text{ N}}$$

$$N \leq f \times R = \mathbf{1013922,00 \text{ N}}$$

Condition vérifié

X-1-2-9- Condition de non flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\text{D'où : } 70 \leq 120 \leq 140$$

Condition vérifié

X-1-2-10- Condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)} = \frac{700 \times 700}{2 \times 10 \times (700+700)} = 17,5$$

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2} = 0,115 \text{ rad} \geq 0,023 \text{ rad}$$

Condition vérifié

X-1-2-11- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$ts \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'}{\sigma_e}$$

Tel que :

$$ts \geq 2 \text{ mm ; } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox.}$$

$$\text{Donc : } ts \geq \frac{700}{17,5} \times \frac{14,179}{245} = 2,411 \text{ mm}$$

On prend $ts = 3 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

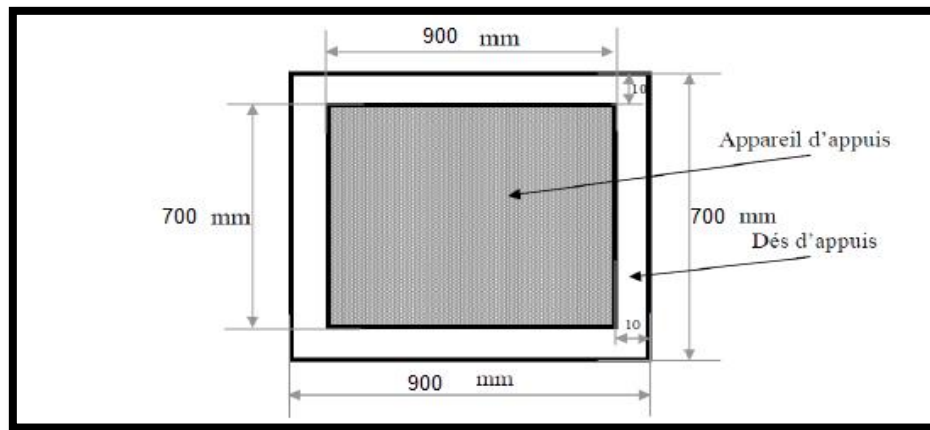
$$H = n \times t + (n+1) \times ts = 12 \times 10 + 13 \times 3 = 159 \text{ mm.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

X-2- Les dés d'appui :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

X-2-1- Dimensions de dés d'appuis :***Figure X-4 : Dimension de dés d'appuis***

$$A = B_x + 200 = 700 + 200 = 900 \text{ mm}$$

$$B = B_x + 200 = 700 + 200 = 900 \text{ mm}$$

$$E = 150 \text{ mm}$$

X-3-2- Ferrailage des dés d'appuis :

Le dé d'appuis est soumis à une compression simple dont la valeur moyenne est égale à :

$$\sigma_m = \frac{N}{S}$$

Avec :

N : Effort normal $N = 724.085 \text{ t}$

S : Section de dé d'appui.

$$\sigma_m = \frac{724,085}{900 \times 900} \times 10^4 = 8,939 \text{ MPa}$$

X-3-2-1- Armatures de chaînage :

$$A_s = \frac{0,25N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,25 \times 724,085}{333,33} \times 10^2 = 67,88 \text{ cm}^2 \text{ soit : 14 HA } \Phi 25$$

Armatures de profondeur :

$$A_s = \frac{0,125N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,125 \times 724,085}{333,33} \times 10^2 = 27,15 \text{ cm}^2 \text{ soit : 9 HA } \Phi 20$$

X-3-2-2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inférieure) :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z .

Tel que :

$$\frac{b_0}{3} \leq z \leq b_0 \quad \text{ET} \quad A_s = \frac{0,1N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,1 \times 724,085}{333,33} \times 10^2 = 21,72 \text{ cm}^2 \text{ soit : 11 HA } \Phi 16$$

X-3-2-2- Ferrailage de surface (frette supérieure) :

Ces armatures sont capables de reprendre ($R = 4\% N_{max}$).

$$A_s = \frac{0,04N}{\sigma} ; A_s = \frac{0,04 \times 724,085}{333,33} \times 10^2 = 8,689 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8 \text{ HA } \Phi 12$$

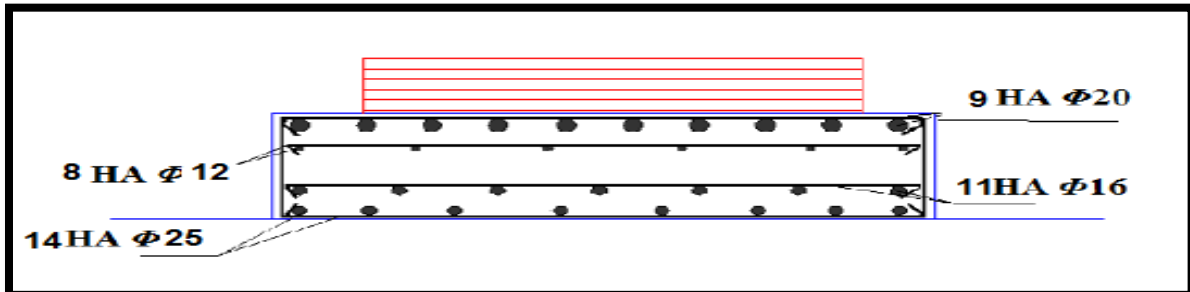


Figure X-5 : Ferrailage du dé d'appui

X-3- joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre.

C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement à la variation thermique, sismique, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

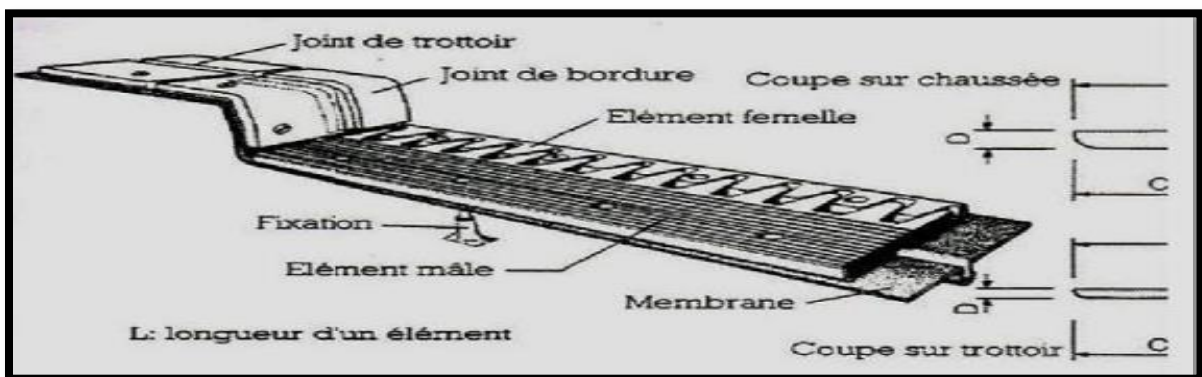


Figure X-6 : Les différents éléments d'un joint de chaussée

X-3-1- Types de joints de chaussée :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

❖ **Confort et esthétique :**

- ✓ Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de hiatus.
- ✓ Absence de bruits et vibrations.

❖ **Résistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

❖ **Étanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.

❖ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

X-3-2- Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, le retrait et le fluage et le séisme.

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chassée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

Avec :

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait+fluage)

W_T : Souffle thermique.

W_S : Souffle sismique

X-3-2-1- Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif.

$$\frac{\Delta L}{l/2} = 30 \times 10^{-5}$$

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow$

$$\Delta l_{\text{thermique}} = 3,30 \text{ cm}$$

X-3-2-2- Retrait :

Pour zones où la température est considérable, (cas de Boumerdes).

$$\frac{\Delta L}{l/2} = 3,5 \times 10^{-5}$$

Pour notre cas $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l_{\text{retrait}} = 0,385 \text{ cm}$

X-3-2-3- Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées.

On prend en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3

Pour notre cas $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l_{\text{fluage}} = 3,30 \text{ cm}$

X-3-2-3- Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K \cdot x \quad \longrightarrow \quad x = \frac{F}{K}$$

Avec :

F : la force sismique,

K : la rigidité des appuis du tablier,

x : le déplacement

$W_s = 3,63 \text{ cm}$ (Chapitre XIII Etude sismique)

Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = (3.765 + 0.439) + (0,4 \times 3.765) + \frac{3,63}{3} = 6,215 \text{ cm}$$

X-3-3- Type de joint choisi :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. À l'aide du catalogue des joints de chaussée **CIPEC**, on constate que pour un souffle de **8,76 cm** il faut considérer la famille des joints appelée **Wd** (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

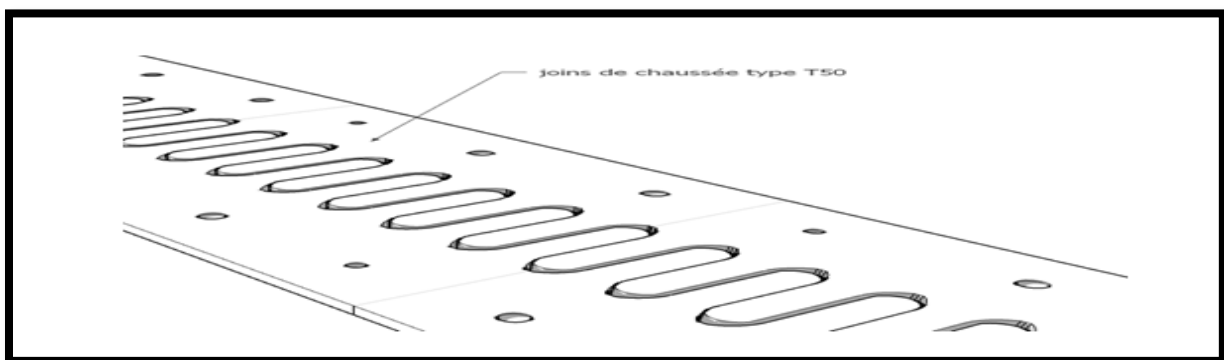


Figure X-7 : Joint du type Wd (souffle moyen)

Types	droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tableau X-1 : Différents modèles des joints Wd

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

Tableau X-2 : Caractéristiques physiques des joints Wd

Dimensions en mm.*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation, ** Nb= Nombre de fixations par élément Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **50 à 150 mm**.

X-4-Le revêtement du tablier

X-4-1-Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas) ;
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes) ;
- étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte :

X-4-2-Couche de roulement

Elle vient au dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m³ à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

X-5-Dispositifs retenue

X-5-1-Les glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

X-5-2-Le garde-corps :

Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

X-6-Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

X-7-Evacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit..

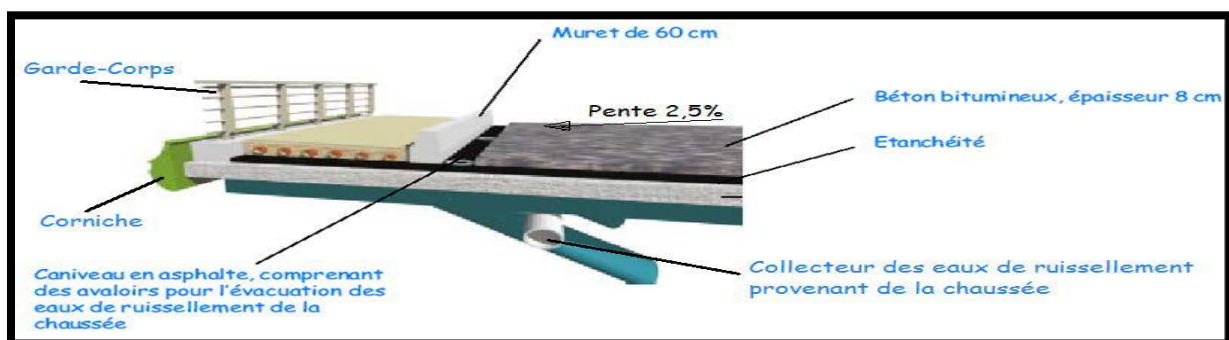


Figure X-8 : Les équipements du pont

X-8-Autres équipements

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont pour d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai ; ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à

l'extérieure dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée .en fin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans le calculs.

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

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

La conception des piles est conditionnée par les paramètres suivants :

- La hauteur de la brèche à franchir.
- Le type du tablier et l'importance des efforts transmis.
- Le mode de liaison.
- Les problèmes d'implantation au sol (biais).
- Les critères d'esthétique.

Choix du type de pile :

on peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage

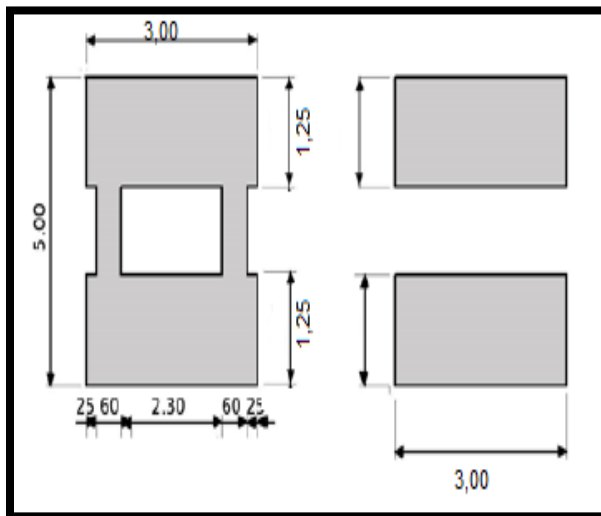


Figure XI-1 : Vu en plan de la pile

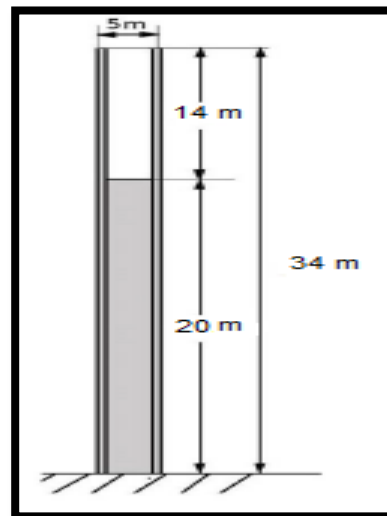


Figure XI-2 : Vu en élévation de la pile

XI-1- Pré-dimensionnement de la pile :

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

$$E = \text{Max} \left[0,5 \text{ m} ; \frac{4H+L}{100} + 0,1 \text{ m} \right]$$

Avec :

H : est la hauteur de la pile.

L : la portée de travée centrale

On a : $H=34\text{m}$
 $L = 100$
 $E = 2,5$

Donc $E = 2,5$ on prend une épaisseur de $E = 1,25 \text{ m}$ de chaque voile.

XI-2- Étude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal. Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la **pile 1** de hauteur **$H = 34 \text{ m}$** qui est la plus élancée.

XI-2-1- Évaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

- **G** : La charge permanente de la pile.
- **V** : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).
- **W** : La charge du vent.
- **FF**: la force de freinage.
- **Ex** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- **Ey** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

Combinaisons de charge :

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- | | | |
|--------------------------|----------------|--|
| • État Limite de Service | E.L.S : | $GP + V + W + FF$ |
| • État Limite Ultime | E.L.U: | $1,35(GP + V) + 1,5(W+FF)$ |
| • État Limite Admissible | E.L.A: | $GP + V + EX$ |
| | | $GP + V + EY$ |

Application numérique :

- **La charge permanente « G » :**

$$G = S \times H \times \gamma$$

Avec:

$$S=7,5 \text{ m}^2 \text{ et } S=10,5 \text{ m}^2$$

$$G=((10,5 \times 20)+(7,5 \times 14)) \times 2,5=787,5 \text{ t.}$$

- **La charge verticale « V » :**

La réaction verticale **$V = 2081,51 \text{ t}$**

La charge du vent « W » : (fascicule 61, titre II)

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2.$$

- **La force de freinage « FF » :**

FF = 36 t

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x « Ex » :**

$G_{\text{tablier}} = 2622,88 \text{ t}$

$$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 2622,88 + 787,5 = 3410,38 \text{ t}$$

Selon le **RPOA** :

$$E_x = 20\% G$$

$$E_x = 0,2 \times 3410,38 = 682,076 \text{ t}$$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y « Ey » :**

$$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 3410,38 \text{ t}$$

Selon le **RPOA** :

$$E_y = 14\% G$$

$$E_y = 0,14 \times 3410,38 = 477,45 \text{ t}$$

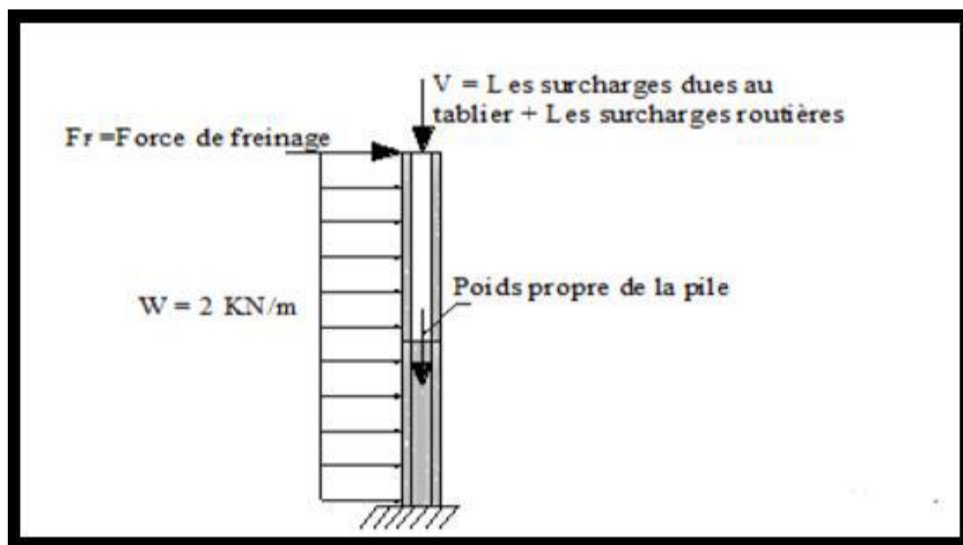


Figure XI-3 : Efforts agissant sur pile

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales :

Combinaison	ELS	ELU	ELA
R(t)	2869,01	3873,16	2869,01
N(t)	2869,01	3873,16	2869,01
T(t)	56,4	76,14	682,07
M (t.m)	1570,8	2356,2	23190,38

Tableau X-1 : Les sollicitations maximales sur la pile.

XI-2-2- Ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Données du problème :

- Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,22 \text{ MPa.}$
- Limite élastiques des aciers : $f_e = 400 \text{ MPa.}$
- Enrobage des armatures $c = c' = 5 \text{ cm.}$
- Coefficient de fissuration $\eta = 1,6.$
- ELS d'ouverture des fissures:
 Fissuration préjudiciable $\longrightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110\sqrt{(\eta \cdot f_{tj})}) = 207,31 \text{ MPa}$
- Prise en compte des dispositions sismiques du RPOA.
- Dimensions de la section :
 Largeur $b = 3 \text{ m}$; hauteur $h = 1,25 \text{ m.}$

XI-2-2-1- Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

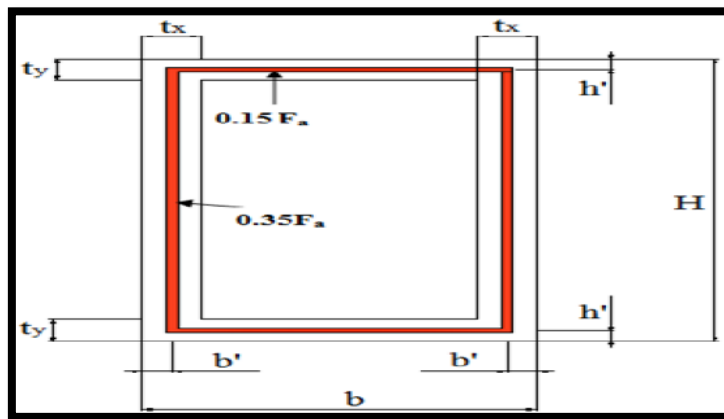


Figure XI-4 : Répartition des armatures de la pile

$$\begin{aligned} b &= 500 \text{ (cm)} \\ H &= 300 \text{ (cm)} \\ c &= c' = 5 \text{ (cm).} \end{aligned}$$

Condition d'orientation de la section

$$\left. \begin{aligned} \frac{t_y}{h} &\leq \frac{t_x}{b} \\ \frac{0,6}{50} &\leq \frac{1,25}{30} \end{aligned} \right\}$$

Condition d'orientation est vérifiée

On a :

$$N_{\min} = N_r = 3873,16 \text{ t}$$

$$M_x = M_{xr} = 2356,2 \text{ t.m}$$

$$n = \frac{Nr}{b \times H \times \delta} = \frac{3873,16}{5 \times 3 \times 2700} = 0,095$$

$$m_y = \frac{M_{xr}}{b \times H^2 \times \delta} = \frac{2356,2}{5 \times 9 \times 2700} = 0,01163$$

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega = 0,14$$

Donc

$$\omega = \frac{Fa \times fe}{b \times H \times \delta} \quad Fa = \omega \times \frac{b \times H \times \sigma}{fe} \quad Fa = 0,12 \times \frac{5 \times 3 \times 27}{400} \times 10^2 = 1417,5 \text{ cm}^2$$

Avec :

n : Effort intérieur relatif sans dimension.

b : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m

H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 3m

W = $\beta W_{28} = 27 \text{ MPa}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.

σ : Degré mécanique d'armature totale

Fa : La section des armatures.

σ_f = 400 MPa (on utilise des FeE400).

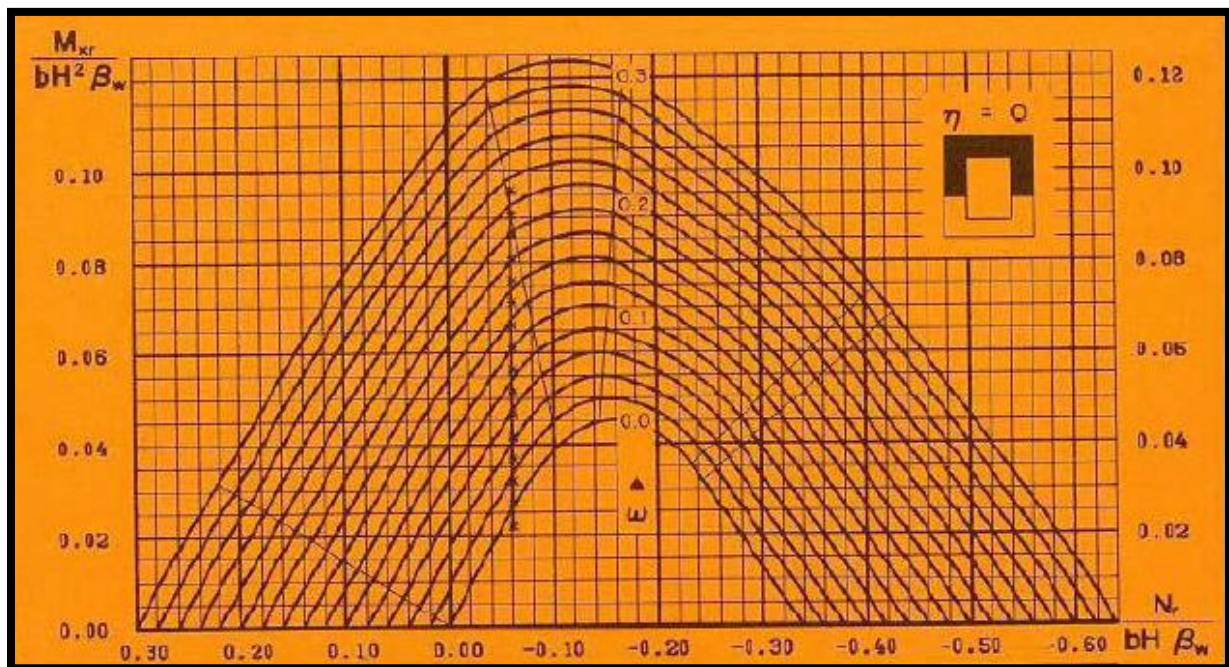


Figure XI-5 : Abaque de Walther pour la flexion composée

Donc:

$$AS1 = 0,35 Fa = 496,125 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 62 \text{ HA } \Phi 32$$

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun

A1= 31 HA Φ32 avec un espacement de **10 cm**

AS2 = 0.15 Fa = 212,625 cm² soit : **44HA Φ25**

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun

A=22 HA Φ25 avec un espacement de **23 cm**

B. Condition de non fragilité :

selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

Avec :

$f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 500 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 300 = 270 \text{ cm}$

$$A_{smin} \geq 0.23 \times 500 \times 270 \times \frac{2.22}{400}$$

$$A_{smin} = 172,3275 \text{ cm}^2.$$



La condition de non fragilité est vérifiée

XI-2-2-2- Armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le **RPOA** par :

A. Espacement des armatures d'effort tranchant :

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0,25 d]$$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$St = \min [(24 \times 1,6) ; (8 \times 3,2) ; (0.25 \times 0,9 \times 5)] = \min [48 ; 25 ; 67,5] = 25 \text{ cm}$$

B. Section minimale des armatures transversale :

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_l \cdot f_{el}}{16 \cdot f_{et}} \times \frac{St (mm)}{100}$$

Avec :

St : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

A_l : est la section totale des armatures longitudinales,

fel et fet : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{1215 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{250}{100}$$

$$A_t \geq 189,84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 189,84 \text{ cm}^2 \text{ soit } 61\text{HA}20$$

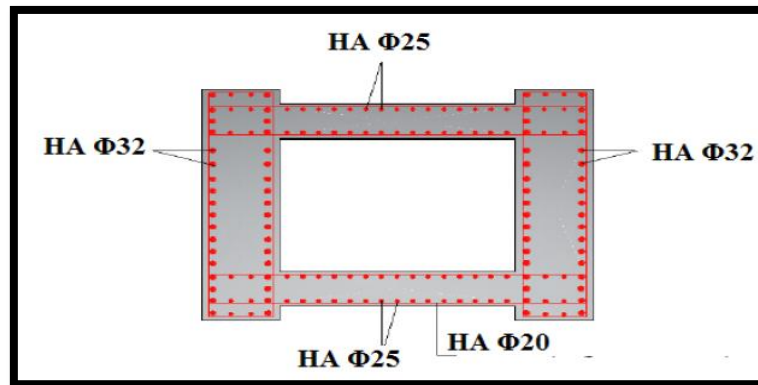


Figure XI-6 : Ferrailage la section de la pile

C. Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = 2 \times H \times \sqrt{1 - \frac{2 \times G}{\pi \times N}}$$

Les caractéristiques géométrique de la pile sont :

$$I = 28,9063 \text{ m}^4$$

$$S = 10,5 \text{ m}^2,$$

$$H = 34 \text{ m}$$

$$\text{Le poids de la pile : } G_p = 787,5 \text{ t.}$$

$$\text{Les efforts transmis par le tablier : } N_u = 2081,51 \text{ t}$$

$$L_f = 2 \times 34 \times \sqrt{1 - \frac{2 \times 787,5}{3,14 \times 2081,51}} = 59,24$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{28,9063}{10,5}} = 1,65$$

$$\text{L'élancement : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{59,24}{1,65} = 35,70 \text{ m}$$

$\lambda < 50$ $\longrightarrow$ pas de risque de flambement.

XI-3- Les Fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble

de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

XI-3-1- Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux d'environ **12 m** de profondeur, et de diamètre $\Phi = 1,20 \text{ m}$.

Donc nous avons optés pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

XI-3-2- La semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge. On admet que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (**SETRA1977**) :

XI-3-2-1- La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$B = 9,6 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (03).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,20m).

XI-3-2-2- La longueur :

$$LS = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$LS = 13,2 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

XI-3-2-3- La hauteur :

$$ht = \frac{l}{2,6}$$

$$ht = 1,38$$

$$ht = 1,38 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{on prend } ht = 2,00 \text{ m}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

XI-3-3- Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général **3Φ** car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées.

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N}{q}$$

Avec :

q : portance d'un pieu égale à **450 t**. (En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 450 t).

avec

N : Effort maximal

Q : Capacité portante d'un pieu

$$N = V + \text{Poids de la pile} + \text{Poids de la semelle}$$

$$N = 2081,51 + 787,5 + (13,2 \times 9,6 \times 2 \times 2,5) = 2081,51 + 787,5 + 633,6$$

$$N=3502,61 \text{ t}$$

$$n = \frac{3502,61}{450} = 7,78$$

Pour des raisons de sécurité, on prend 12 pieux (Soit trois files de quatre pieux).

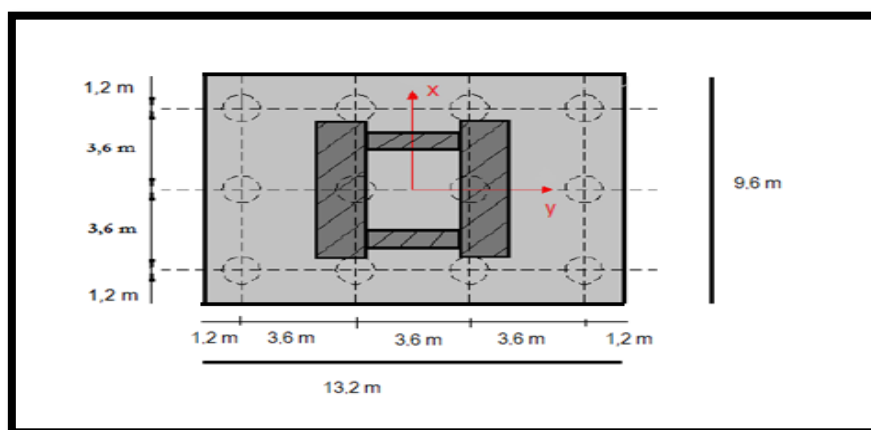


Figure XI-7 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan)

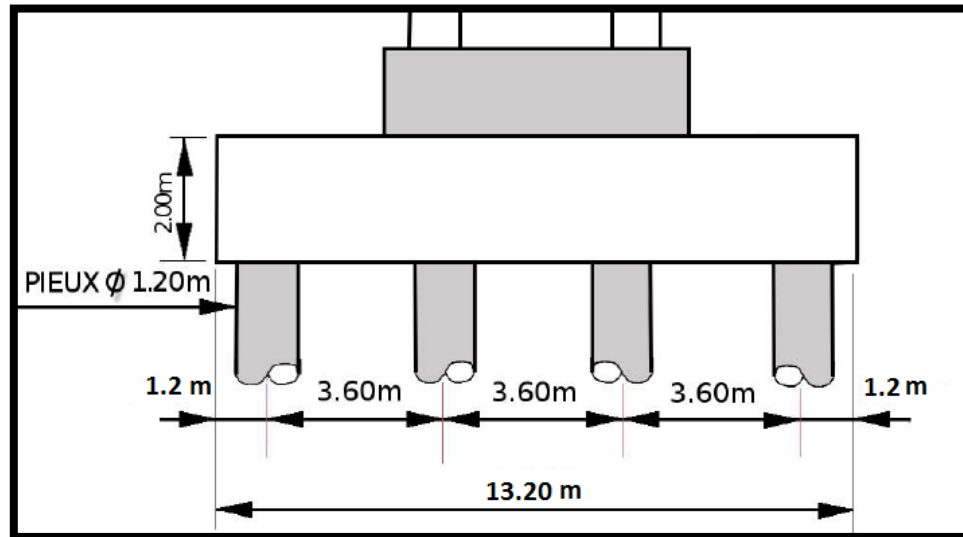


Figure XI-8 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux)

XI-3-4- Étude et ferrailage de la semelle :

XI-3-4-1- Caractéristiques de la semelle :

Longueur L = 13,2m.

Largeur B = 9,6 m.

Epaisseur E = 2.00 m.

Poids propre de la semelle : $13,2 \times 9,6 \times 2 \times 2,5 = 633,6 \text{ t.}$

XI-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times y}{y \sum y^2} \pm \frac{M_y}{x \sum y^2}$$

Conditions normales :

$N_{\max} = 3873,16 \text{ t.}$

$M_{\max} = 2356,2 \text{ t.m.}$

$$R_I = \frac{3873,16}{12} + \frac{2356,2 \times 5,4}{6 \times (1,8^2) + 6 \times (5,4^2)} = 388,21 \text{ t}$$

$$R_{II} = \frac{3873,16}{12} - \frac{2356,2 \times 1,8}{6 \times (1,8^2) + 6 \times (5,4^2)} = 257,31 \text{ t}$$

Conditions sismiques :

$N_{\max} = 2869,01$

$M_{\max} = 23190,38 \text{ t.m.}$

$$RI = \frac{2869,01}{12} + \frac{23190,38}{6 \times (1,8^2) + 6 \times (5,4^2)} = 358,376 \text{ t}$$

$$RI = \frac{2869,01}{12} - \frac{23190,38}{6 \times (1,8^2) + 6 \times (5,4^2)} = 119,79 \text{ t}$$

Conclusion :

On constate que :

$$\begin{array}{ll} R_{\max} = 388,21 < 450 \text{ t} & \longrightarrow \text{Condition de poinçonnement vérifiée} \\ R_{\min} = 119,79 > 0 & \longrightarrow \text{Condition de non soulèvement vérifiée} \end{array}$$

XI-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :**A. Armatures transversales inférieures :**

D'après le document « SETRA PP73 », la section d'armature transversale inférieure peut être déterminée par la méthode des bielles, si :

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

Avec :

L : distance entraxe des pieux extrêmes 7,2m

b = 5 m,

h = 2 m,

N_{max} = 3873,16 t

d : Distance entre axes des armatures inférieures et l'extrémité : 1,95 m

σ_s : La contrainte limite à la traction $\sigma_s = 2 f_e / 3 = 267 \text{ MPa}$

On a le moment est donné par la formule suivante :

M_x = **R_{max}** (**L/2 – b/4**)

M_{max} = 2,35 **R_{max}**

1) Condition normale :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 40000 = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{2,35}{d} = \frac{388,21}{26667} \times \frac{2,35}{1,95} = 0,01754 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 175,43 \text{ cm}^2$$

2) Condition sismique :

$$\sigma_s = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{2,35}{d} = \frac{358,376}{40000} \times \frac{2,35}{d} = 0,01079 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 107,97 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : **$A_1 = 175,43 \text{ cm}^2$** .

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une section ($b_0 \times h$) avec :

$$b_0 = \Phi + h \text{ semelle} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{b_0} = \frac{175,43}{3,2} = 54,82 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{12HA25} \quad A_{si} = 58,91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 78,93 \text{ cm}^2 \geq A_{si} = 58,91 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on prend} \quad A_{min} = 78,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{17 HA25} \quad A_{min} = 83,45 \text{ cm}^2$$

d) L'espacement :

$$St = \frac{\Phi + H - c}{n - 1}$$

Avec :

n : Nombre de barre.

c : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

St : 20 cm.

4) Armatures de répartition:

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{83,45}{3} = 27,81 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{9HA20} \text{ /ml} \quad A_1 = 28,27 \text{ cm}^2$$

B. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{83,45}{3} = 27,81 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{9HA20} \text{ / ml} \quad A_1 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

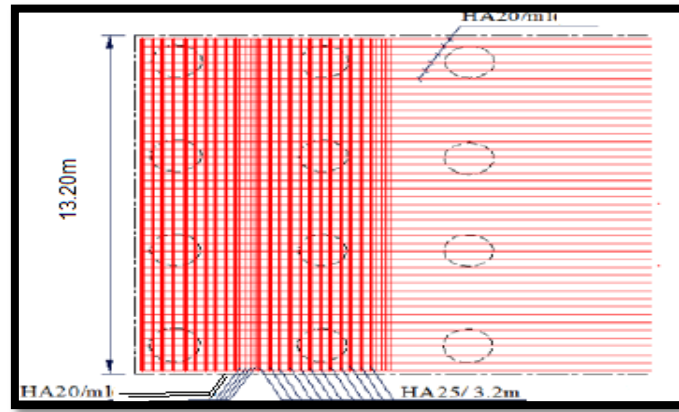


Figure XI-9 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

C. Armatures de construction :

1) Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{83,45}{10} = 9,35 \quad \text{Soit : } 5\text{HA } \Phi 16 / \text{ml} \quad (A_{ts} = 10,05\text{cm}^2) .$$

2) Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{83,45}{3} = 27,81 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 9\text{HA } \Phi 20 / \text{ml} \quad (A_{ts} = 28,27\text{cm}^2) .$$

3) Armatures latérale :

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{83,45}{10} = 9,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 5\text{HA } \Phi 16 / \text{ml} \quad (A_{ts} = 10,05\text{cm}^2) .$$

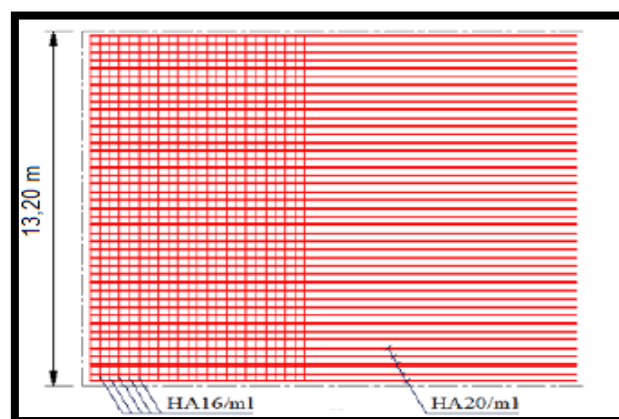


Figure XI-10 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieur)

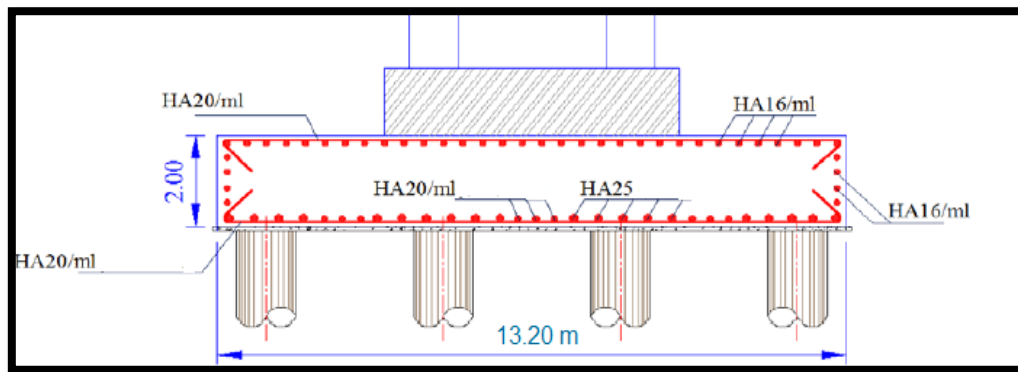
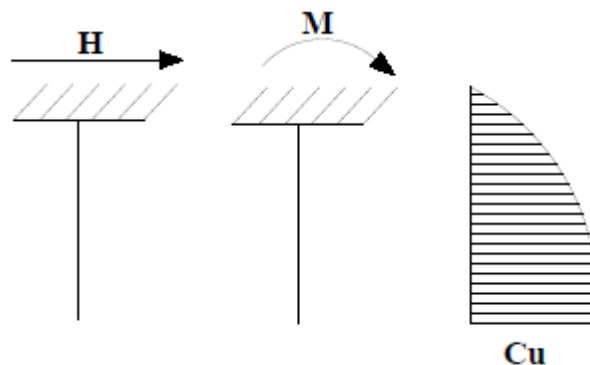


Figure XI-11 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale)

XI-3-4- Étude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WARNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.



XI-3-4-1- Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = - \frac{\chi\theta P}{\chi\theta M} \times \frac{P}{\lambda}$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu

$\bar{P}$ Effort horizontal en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement égale à

$\chi\theta M$ et $\chi\theta P$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λL .

A. Calcul de « λ » :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu \cdot b}{4EI}}$$

Avec : λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**. $b = \Phi$ pieu = 120 cm. Cu : Module de réaction du sol. $Cu = 3,5 \text{ Kg/cm}^3$ E : module d'élasticité du béton. $E = 11000 \sqrt{273} = 33\,000 \text{ MPa}$ I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{\pi(1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33000 \times 0,1017}} = 0,237 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda L = 0,237 \times 12 = 2,844 \text{ m} \quad \text{avec } L \text{ la longueur de pieux}$$

B/. Effort horizontal maximum en tête du pieu « $\bar{P}$ »

$$\bar{P} = \frac{T_y}{n}$$

Condition normale :

$$T_y = 76,14 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{76,14}{12} = 6,34 \text{ t/pieu}$$

Condition sismique :

$$T_y = 682,07 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{682,07}{12} = 56,83 \text{ t/pieu}$$

Détermination des coefficients « $\chi_{\theta M}$ » et « $\chi_{\theta P}$ » :

$$\lambda l = 2 \quad \chi_{\theta P} = 1,35 \quad \text{et} \quad \chi_{\theta M} = 1,69$$

$$\lambda l = 3 \quad \chi_{\theta P} = 1,16 \quad \text{et} \quad \chi_{\theta M} = 1,48$$

Donc :

$$\lambda L = 2,895 \quad \chi_{\theta P} = 1,19 \quad \text{et} \quad \chi_{\theta M} = 1,513$$

D. Calcul de M :**Condition normale :**

$$\bar{P} = 6,34 \text{ t/pieu}$$

$$\bar{M} = -18,75 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$P = 56,83 \text{ t/pieu}$$

$$\bar{M} = -188,5981 \text{ t.m}$$

Donc le moment maximale dans le pieu est

$$\bar{M} = -188,5981 \text{ t.m}$$

XI-3-4-2- Ferrailage des pieux :**A. Ferrailage longitudinal :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des **abaques de Walther** :

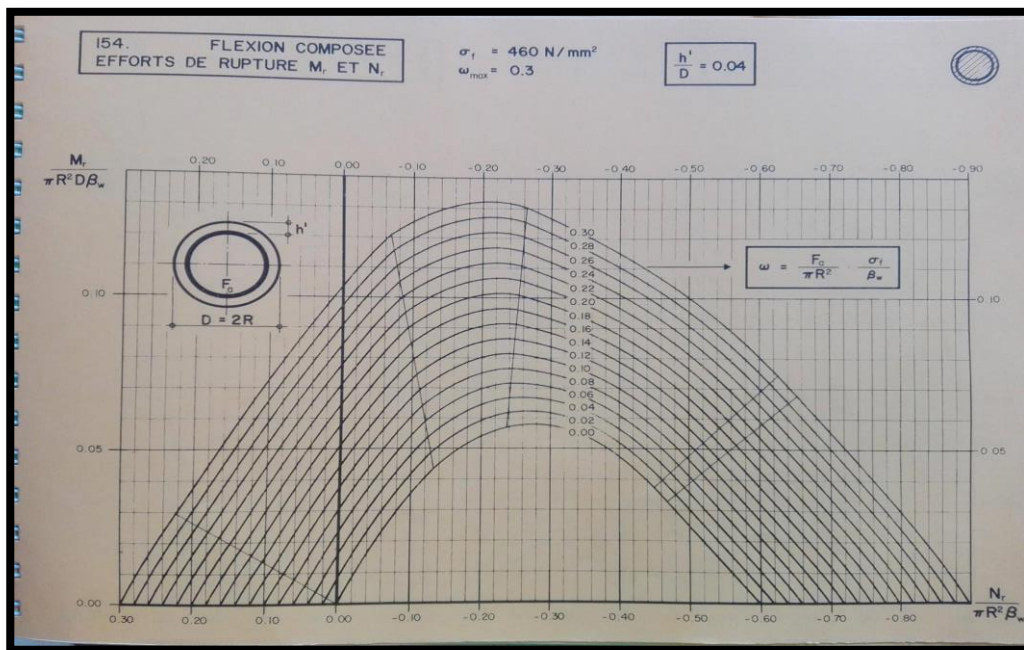


Figure XI-12 : abaques de Walther

a) Données d'entrée de l'abaque

$$N_{min} = 119,79 \text{ t.}$$

$$M_{max} = -188,5981 \text{ t.m.}$$

Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

Avec :

D : Diamètre du pieu

h : L'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{188,5981}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 2700} = 0,051$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{119,79}{3,14 \times 0,6^2 \times 2700} = 0,0392$$

Avec :

β_w : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).

R : Rayon du pieu.

D : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque : **$\omega = 0,18$**

ω : Degré mécanique des armatures totales

$$\omega = \frac{F_a \times f_e}{\pi R^2 \beta_w} \quad F_a = \omega \times \frac{\pi R^2 \beta_w}{f_e} \quad F_a = 0,18 \times \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} \times 10^4 = 137,34 \text{ cm}^2$$

Avec :

F_a : la section des armatures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

Donc On prendra **28 HA $\Phi 25$** avec un espacement de **15 cm**.

B. Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

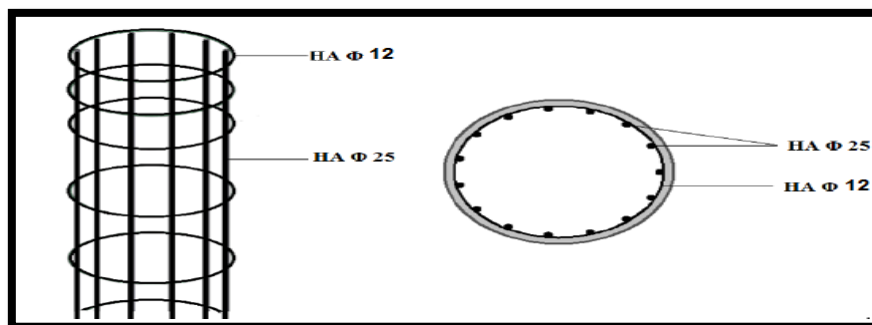


Figure XI-13 : Ferrailage du pieu de la pile

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de : la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site, les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XII-1- Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Nous avons opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

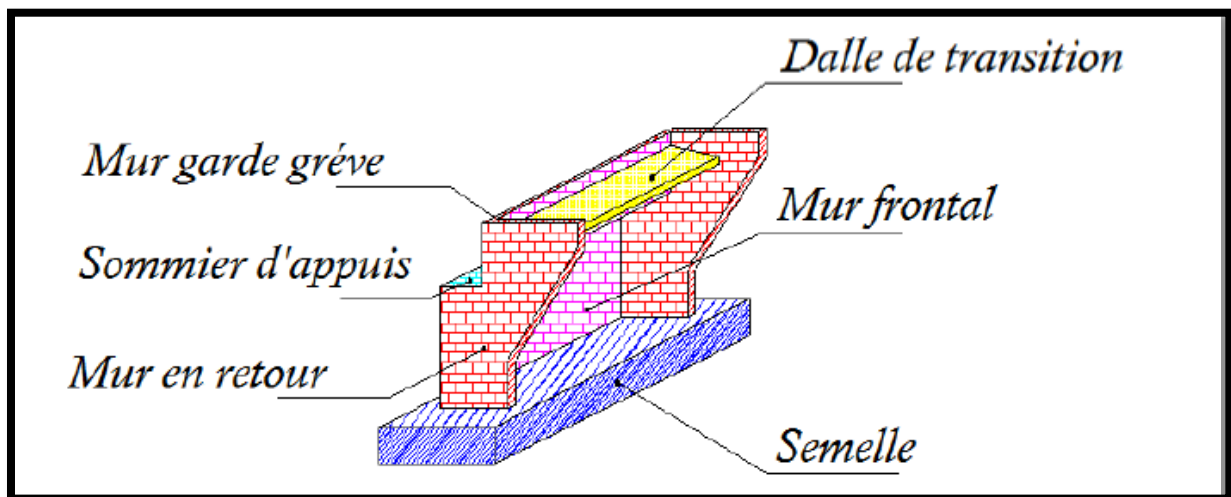


Figure-XII-1 : Les éléments constitutifs d'une culée

XII-2- Implantation de la culée :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	culée 1(gauche)	culée 2(droite)
Cote projet(m)	37,59	45,45
Cote de la fondation(m)	30,95	35,42
Hauteur de culées(m)	6,64	10,03
Hauteur de mur de front(m)	4,91	8,28

Tableau XII-1 : Implantation de la culée

XII-3- Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants ».

Nous nous proposons d'étudier une culée, la plus haute (culée droite vers SEGHIRAT), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

XII-3-1- Mur de garde grève

La hauteur h du mur de garde grève est déterminée comme suit :

h = hauteur de voussoir sur culée + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui.

$$h = 3 + 0,159 + 0,15 = 3,31 \text{ m}$$

L'épaisseur du mur est : $e = \max(0,3 \text{ m} ; h/8) = (0,3 \text{ m} ; 0,44 \text{ m}) = 0,45 \text{ m}$ $e = 0,45 \text{ m}$

La longueur du mur garde grève est : $L = 9,80 - (2 \times 0,8) = 8,2 \text{ m}$

XII-3-2- Le mur de front

La hauteur de mur frontale est : $h = 7,29 \text{ m}$

L'épaisseur de mur est : on prend l'épaisseur $e = 2 \text{ m}$

La longueur de mur frontale est : L = la largeur de tablier, donc $L = 9,80 \text{ m}$

XII-3-4- Les murs en retour

La hauteur de mur est : celle de la culée $h = 10,6 \text{ m}$

L'épaisseur du mur en retour est : $e = 80 \text{ cm}$.

La longueur de murs est : $L = 2 \text{ m}$

XII-3-5- Dalle de transition

La longueur de la dalle est : $L = \text{Min}[6 \text{ m}, \text{Max}(3 \text{ m}, 0,6H)]$

H : étant la hauteur du remblai $H = 6,36 \text{ m}$.

Donc : $L = \text{Min}[6 \text{ m}, \text{Max}(3 \text{ m} ; 6,36 \text{ m})]$

Soit : $L = 6 \text{ m}$.

L'épaisseur de la dalle de transition généralement est : $e = 30\text{cm}$

La dalle de transition suit une pente de $P = 10\%$.

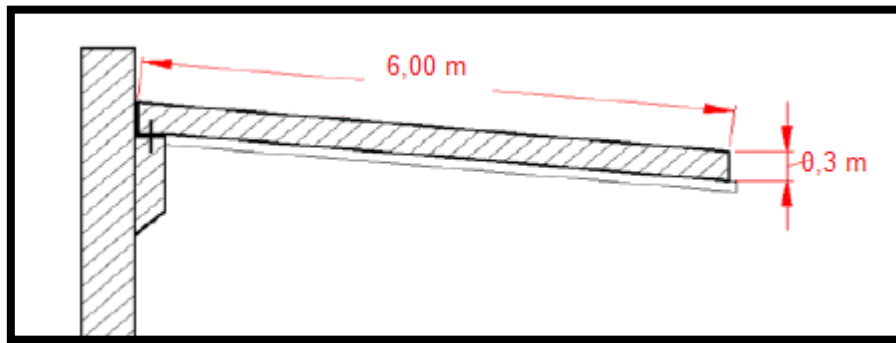


Fig. XII.1 : Dalle de transition

XII-3-6- La semelle

On prend :

L'épaisseur de la semelle est : $e = 2\text{ m}$.

La longueur de la semelle est : $L = 13,20\text{ m}$. (quatre pieux de 1.2 m de diamètre)

La largeur de la semelle est : $B = 6\text{ m}$. (deux pieux de 1.2 m de diamètre)

XII-3-7- Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier est :

$L = \text{largeur du pont} - 2 \times (\text{épaisseur de mur cache})$

Donc

$L = 9,8 - (2 \times 0,3) = 9,2\text{ m}$

La largeur du sommier est : $B = 2\text{ m}$.

Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend

$d = 0,65\text{ m}$.

XII-3-8- Les corbeaux :

Hauteur : $H_{\text{cor1}} = 1,5\text{ m}$

Hauteur : $H_{\text{cor2}} = 0,5\text{ m}$

Epaisseur : $E_{\text{cor}} = 0,5\text{ m}$

$L =$ La largeur de corbeaux est : $8,2\text{ m}$

XII-3-9- Les murs cachent :

Epaisseur : $E_c = 0,30\text{ cm}$.

La hauteur : $E_c = 2\text{ m}$.

La largeur : $l_c = 1,70$.

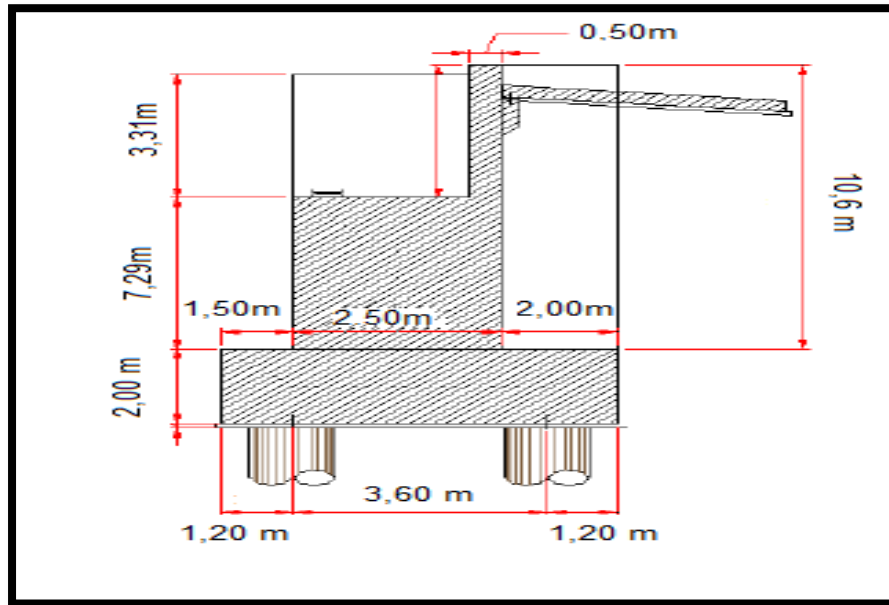


Fig. XII.3 : Les dimensions de la culée

XII-4- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques

XII-4-1- Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE- OKABE** qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ah} = \left(\frac{\cos 2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos 2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \right) \times \left(\frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)} \right)$$

Avec :

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\xi H}{1 \pm \xi V} \right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme : $K = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon V)}$

$\varepsilon H = 0,1$: accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon V = 0,07$: accélération du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon H . G$.

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon V) . G$

En conditions sismiques on prend :

$$\varepsilon H = 0,1 \quad \text{et} \quad \varepsilon V = 0,07$$

$$\varepsilon H = 0,1 \quad \text{et} \quad \varepsilon V = 0,00$$

$$\varepsilon H = 0,1 \quad \text{et} \quad \varepsilon V = -0,07$$

Pour les conditions normales :

$$\varepsilon H = \varepsilon V = 0,00 \quad K = 1 \quad \theta = 0^\circ \quad K_{ah} = 0.33$$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme :

Action du séisme.	Notation	εH	εV	K	θ°	K _{ah}
Condition normale	1er cas	0,00	0,00	1,00	0,00	0,333
Vertical + Horizontal	2ème cas	0,10	0,07	1,075	5,340	0,420
Horizontal	3ème cas	0,10	0,00	1,005	5,710	0,395
Vertical + Horizontal	4ème cas	0,10	-0,07	0,935	6,140	0,375

Tableau XII-2 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme

Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % :

$$P = q . S$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} . \gamma . H^2 . L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

		Calcul des P	ϵHP	$(1+\epsilon V)p$	H	V	FH*V	FV*H
Mur de garde grève		33,9275	0	33,9275	3,75	10,94	0	127,22
		33,9275	3,3927	36,30242	3,75	10,94	37,116	136,13
		33,9275	3,3927	33,9275	3,75	10,94	37,116	127,22
		33,9275	3,3927	31,55257	3,75	10,94	37,116	118,32
Corbeau		10,25	0	10,25	4,2	11,25	0	43,05
		10,25	1,025	10,9675	4,2	11,25	11,531	46,06
		10,25	1,025	10,25	4,2	11,25	11,531	43,05
		10,25	1,025	9,5325	4,2	11,25	11,531	40,03
Mur frontal		357,21	0	357,21	2,5	5,645	0	893,02
		357,21	35,721	382,2147	2,5	5,645	201,645	955,53
		357,21	35,721	357,21	2,5	5,645	201,645	893,02
		357,21	35,721	332,2053	2,5	5,645	201,645	830,51
Mur en retour		42,4	0	42,4	5	7,3	0	212,00
		42,4	4,24	45,368	5	7,3	30,952	226,84
		42,4	4,24	42,4	5	7,3	30,952	212,00
		42,4	4,24	39,432	5	7,3	30,952	197,16
Semelle		396	0	396	3	1	0	1188,00
		396	39,6	423,72	3	1	39,6	1271,16
		396	39,6	396	3	1	39,6	1188,00
		396	39,6	368,28	3	1	39,6	1104,84
Dalle de transition		36,9	0	36,9	6	11,95	0	221,40
		36,9	3,69	39,483	6	11,95	44,0955	236,89
		36,9	3,69	36,9	6	11,95	44,0955	221,40
		36,9	3,69	34,317	6	11,95	44,0955	205,90
P T sur Dalle de transition		70,84	0	70,84	7,37	12,18	0	522,09
		70,84	7,084	75,798	7,37	12,18	86,283	558,63
		70,84	7,084	70,84	7,37	12,18	86,283	522,09
		70,84	7,084	65,88	7,37	12,1	86,283	485,54
P T sur la semelle		289,296	0	289,296	5	6,9	0	1446,48
		289,296	28,929	309,54	5	6,9	199,61	1547,73
		289,296	28,929	289,29	5	6,9	199,61	1446,48
		289,296	28,926	269,0	5	6,9	199,61	1345,22
Poids des surcharge		59,04	0	59,04	6	12,35	0	354,24
		59,04	5,90	63,17	6	12,35	72,91	379,03
		59,04	5,90	59,04	6	12,35	72,91	354,24
		59,04	5,90	54,90	6	12,35	72,91	329,44
Poussée des terres	Mur GG + Mur	276,12	27,61	/	/	5,53	152,70	/
		348,27	34,82	/	/	5,53	192,59	/
		327,54	32,75	/	/	5,53	181,13	/

	frontal	310,12	31,01	/	/	5,53	171,50	/
	Semelle	15,82	1,58	/	/	0,67	1,06	/
		19,96	1,99	/	/	0,67	1,34	/
		18,77	1,87	/	/	0,67	1,26	/
		17,77	1,77	/	/	0,67	1,19	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	34,73	3,47	/	/	7,3	25,36	/
		43,80	4,38	/	/	7,3	31,98	/
		41,20	4,12	/	/	7,3	30,08	/
		39,00	3,90	/	/	7,3	28,48	/
	Semelle	10,55	1,05	/	/	1	1,05	/
		13,31	1,33	/	/	1	1,33	/
		12,51	1,25	/	/	1	1,25	/
		11,85	1,18	/	/	1	1,18	/
Totaux	1 cas	33,72	1295,86				180,17	5007,51
	2 cas	172,12	1386,57				227,24	5358,03
	3 cas	169,59	1295,86				213,72	5007,51
	4 cas	167,46	1205,15				202,35	4656,98

Tableau XII-3 : Calcul des moments et des efforts globaux**XII-4-2- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement:

Cas	H (t)	V (t)	Mr (t,m)	Ms (t,m)	Ms/Mr	V/H TAN
1	337,24	1295,86	1801,70	5007,51	2,78	2,22
2	554,93	1386,57	2272,41	5358,04	2,36	1,44
3	529,61	1295,86	2137,15	5007,51	2,34	1,41
4	508,34	1205,15	2023,53	4656,99	2,30	1,36

Tableau XII-4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.**Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \text{ Condition normale.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1 \text{ Condition sismique.}$$

Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1,5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1 \text{ Condition sismique}$$

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que pour les quatre (4) cas sismiques, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées. Donc la stabilité de la culée est assurée.

Introduction

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes telles que la présence de failles tectoniques potentiellement actives et/ou de zones liquéfiables.

Il convient d'éviter la proximité immédiate d'une faille active (à moins de 500m) où les mouvements sismiques sont particulièrement violents et mal représentés par les spectres réglementaires.

Dans le cas de ponts passant au-dessus de failles tectoniques potentiellement actives, la discontinuité probable des déplacements du sol doit généralement être évaluée et prise en compte, soit par une flexibilité appropriée de la structure, soit par une disposition convenable des joints de dilatation.

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier. Elle doit faire l'objet d'une étude spécifique pour éviter toute rupture fragile des fûts des piles. Les ouvrages monolithiques (ponts cadres ou portiques) ont généralement un bon comportement sous séisme

Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis.

XIII-1- Critères de classification

XIII-1-1-Classification du pont

on a un pont de **groupe 1** (Pont stratégique).(du tableau 2.1 RPOA 2008)

XIII-1-2-Actions sismiques

Critères de classification :

➤ **Classification de la zone :**

Pont situé à Boumerdes → zone **III** : sismicité très élevée

➤ **coefficient d'accélération de zone**

D'après le tableau 3.1 du RPOA 2008 on a :

Groupe du pont	Zone sismique III
	A=0.40

Tableau XIII-1: coefficient d'accélération

➤ **classification du site :**

Le pont objet de notre étude est implanté sur un site **meuble** catégorie **S3** car on a du tableau 3.2 du RPOA 2008 la vitesse de cisaillement ≥ 200 m/s à partir de 20m de profondeur.

XIII-2- Calcule de la masse totale de la structure :

$M_{\text{pont}} = \text{masse du tablier} + 1/2 (\text{la masse des culées} + \text{la masse des piles}) + 0.20 \text{ des surcharges routières}$

- surcharges routières : $A(L) = 1643,62 \text{ t}$
- la masse des piles : $M_{\text{piles}} = 1206 \text{ t}$
- la masse des culées : $M_{\text{culée}} = 675,987 \text{ t}$
- masse du tablier : $M_{\text{tablier}} = 6302,28 \text{ t}$

$$M_{\text{pont}} = 6302,28 + 1/2 (840,045 + 1206) + (0.20 \times 1643,62)$$

$$M_{\text{pont}} = 7654,0265 \text{ t}$$

XIII-3- Calcul de la raideur des éléments résistants $K_{\text{culée}}$ et K_{pile} K des appareils d'appuis

a) K_c de la culée :

les culées sont considérées infiniment rigides ($\frac{1}{K_c}$)

b) K de l'appareil d'appui :

$$K_{\text{appareil}} = \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

$$K_{\text{appareils}} = \frac{0,8 \times 10^6 \times 0,7 \times 0,7}{0,159} = 2,465 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

Avec :

- G : le module de cisaillement de l'appareil
- a, b : les dimensions en plan de l'appareil
- e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil

d) K de la pile:

$$H_{p1} = 34 \text{ m et } H_{p2} = 12 \text{ m ; } I_y = 29,6528 \text{ m}^4$$

$$K_{\text{pile}} = \frac{3EI}{H^3}$$

$$K_{p1} = 81480317,52 \text{ N/m ; } K_{p2} = 185300000 \text{ N/m}$$

e) k équivalent du système (Piles+appareils) :

Pile 1

$$1/K_{eq1} = [(1/K_{\text{pile}}) + (1/k_{\text{eqappareil}})]$$

$$K_{eq} = (81480317,52 \times 9,861 \times 10^6) / (81480317,52 + 9,861 \times 10^6) = 8796428,964 \text{ N/m}$$

Pile 2

$$1/K_{eq2} = [(1/K_{pile}) + (1/k_{eq\text{appareil}})]$$

$$K_{eq} = (185300000 \times 9,861 \times 10^6) / (185300000 + 9,861 \times 10^6) = 93642640,18 \text{ N/m}$$

$$K_{eq \text{ appareil}} = 2,465 \times 4 = 9,861 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{eq \text{ piles}} = K_{p1} + K_{p2} + K_{eq \text{ ap}} = 112300069,1 \text{ N/m}$$

XIII-4- Détermination des accélérations

XIII-4-1- Composante horizontale : (sens longitudinal)

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

$$Sae(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site: T₁=0,20s ; T₂= 0,50 s

S : coefficient de site : S3=1.2

A : est donnée dans le tableau 3.1

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement défini en 4.2.4

➤ calcul de la période fondamentale T :

$$T = 2\pi/W$$

$$W = \sqrt{\frac{K_{eq}}{M}} = \sqrt{\frac{112300069,1}{7654026,5}} \quad W = 3,830 \text{ rad/s}$$

$$T = 2 \times 3.14 / 3,830$$

$$T = 1,639(s)$$

On a du tableau 3.3 les valeurs de T₁ et T₂ et S pour la composante horizontale :

$$\text{Site S3} \quad S=1.2 \quad T_1=0.20(s) \quad T_2=0.50 (s)$$

$$\text{On a } T=0.657(s) \quad \longrightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

On aura:

$$Sae^h = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

➤ Calcul de coefficient de correction de l'amortissement ξ : (η)

L'amortissement critique dépend du matériau de construction des appuis et non celui du tablier.

Donc on a des culées en béton armé : $\xi = 5\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

$$Sae^h = 2.5 \times 1 \times 0.4 \times 9.81 \times 1.2 \left(\frac{0.5}{1.639} \right)$$

$$Sae^h(T, \xi) = 3,591 \text{ m/s}^2$$

XIII-4-2- Composantes verticales :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage.

$$Sae^V(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha\eta Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha\eta Ag \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\alpha\eta Ag \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

A : est donnée dans le tableau 3.1

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau 3.4

On a: T₁=0.20(s) T₂=0.40 (s) Site S3
T=0.657(s) $\longrightarrow$ T₂ ≤ T ≤ 3.0 s

$$Sae^V = 2.5\alpha\eta Ag \left(\frac{T_2}{T} \right) = 2.5 \times 1 \times 1 \times 0.4 \times 9.81 \left(\frac{0.4}{1.639} \right) = 2,401 \text{ m/s}^2$$

$$Sae^V(T, \xi) = 2,394 \text{ m/s}^2$$

XIII-4-3- Spectre de dimensionnement :

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$Sad(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η est défini en 3.2

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T2 : période caractéristique donnée dans le tableau 3.3

S : coefficient de site donné dans le tableau 3.3

A : est donnée dans le tableau 3.1

$$A=0.20 \quad g=9.81 \quad S=1.20 \quad T_2=0.50(s)$$

$$T=0.657(s) \quad \longrightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$S_{ad} = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 1 \times 0,4 \times 9,81 \times 1,2 \left(\frac{0,5}{1,639} \right)^{2/3}$$

$$S_{ad}(T ; \xi) = 5,334 \text{ m/s}^2$$

XIII-5- Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Les forces sismiques statiques équivalentes sont dérivées des forces d'inertie correspondant à la période fondamentale naturelle de la structure, dans la direction considérée, en utilisant l'ordonnée appropriée du spectre de calcul. La méthode comprend également des simplifications concernant la forme du premier mode et l'estimation de la période fondamentale.

XIII-5-1 Séisme longitudinal :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \cdot S_a(T)$$

où :

M est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier ;

S_a (T) est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T :

S_a (T) = S_{ae} (T) pour un calcul élastique (q=1) ;

S_a (T) = S_{ad} (T) pour un calcul en capacité (q>1)

S_{ae} (T) et S_{ad} (T) étant respectivement le spectre élastique et le spectre de dimensionnement définis à l'article 3.2.

La période fondamentale T a pour expression : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

XIII-5-1-1- Calcul des forces :

a- calcul élastique :

$$F = M_{\text{pont}} \times S_{ae}^h(T ; \xi)$$

$$F = 7654026.5 \times 3.591$$

$$F = 27485609.16 \text{ N}$$

La force horizontale qui se répartit sur chaque appui sera donnée par :

$$F_i = \frac{K_i}{k} \times F$$

$$F_{P1} = F_{P2} = \frac{27485609.16 \times 9,8616 \cdot 10^6}{112300069,1} = 24134901.99 \text{ N}$$

b- calculs en capacité:

$$F = M_{\text{pont}} \times \text{Sad}(T ; \xi)$$

$$F = 7654026.5 \times 5.334$$

$$F = 40826577.35 \text{ N}$$

$$F_{P1} = F_{P2} = \frac{40826577.35 \times 9,8616 \cdot 10^6}{112300069,1} = 358956.648 \text{ N}$$

XII-5-1- calcul des déplacements :

a) calcul élastique :

$$d = (T/2\pi)^2 \text{Sae}^h(T ; \xi)$$

$$d = (1,639/2 \times 3.14)^2 \times 3.591$$

$$d^L = 0,244 \text{ m}$$

b) calcul en capacité :

$$d = (T/2\pi)^2 \text{Sad}(T ; \xi)$$

$$d = (1.639/2 \times 3.14)^2 \times 5.334$$

$$d = 0,363 \text{ m}$$

XII-5-2- Séisme transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible

Le type de tablier : Le rapport $\frac{L}{B} = \frac{220}{9,80} = 22,448 > 5$ donc modèle à tablier flexible

Où :

L : est la longueur totale du tablier continu = 220 m

B : est la largeur du tablier = 9,80 m

XII-5-2-1- Calcul des masses :

$$m_1 = m_4 = 1/2 M_{\text{culée}} + 1/6 M_{\text{tablier}}$$

$$m_2 = m_3 = 1/2 M_{\text{pile}} + 1/3 M_{\text{tablier}}$$

$$m_1 = 0.5 \times 480.045 + 1/6 (6302.28) = 1290.40 \times 10^3 \text{ Kg}$$

$$m_2 = 0.5 \times 1206 + 1/3 (6302.28) = 2703.76 \times 10^3 \text{ Kg}$$

Masses	m_i	u_i^2	$F_i=m_i \times g$	u_i
1	$1290,40 \times 10^3$	0,0049	$12658,82 \times 10^3$	0,07
2	$2703,76 \times 10^3$	0,0049	$26523,88 \times 10^3$	0,07
3	$2703,76 \times 10^3$	0,0049	$26523,88 \times 10^3$	0,07
4	$1290,40 \times 10^3$	0,0049	$12658,82 \times 10^3$	0,07
Σ	$\Sigma m_i u_i^2 = 39,14 \times 10^3$		$\Sigma F_i u_i = 5485,58 \times 10^3$	

Tableau XIII.2 : Paramètre de la période horizontale

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma m_i u_i^2}{\Sigma F_i u_i}} = 2 \times 3,14 \sqrt{\frac{39,14 \times 10^3}{5485,58 \times 10^3}} \quad T = 0,530 \text{ s}$$

XIII-5-2-2- Calcul des forces :**a- Calcul élastique:**

$$F_y = \frac{4\pi^2}{T^2} * \frac{Sae^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

$$F_1=F_4=51,394 \times 90,328 \times 10^3 = 4642,317 \text{ KN}$$

$$F_2=F_3=51,394 \times 189,26 \times 10^3 = 9726,992 \text{ KN}$$

b- Calcul en capacité:

$$F_y = \frac{4\pi^2}{T^2} * \frac{Sad(T, \xi)}{g} v_i m_i$$

$$F_1=F_4=76,339 \times 0,07 \times 1388,37 \times 10^3 = 7419,074 \text{ KN}$$

$$F_2=F_3=76,339 \times 0,07 \times 2703,76 \times 10^3 = 14448,163 \text{ KN}$$

XIII-5-2-3-calcul des déplacements :

$$d_1=d_2=d_3=d_4$$

a-Calcul élastique :

$$d_r = \frac{u_r}{\Sigma m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae^h(T, \xi)$$

$$d_r = \frac{0,07}{559,18} \times 7654,0265 \left(\frac{0,53}{2 \times 3,14} \right)^2 3,591$$

$$d^T = 24,50 \text{ mm}$$

b-Calcul en capacité :

$$d_r = \frac{u_r}{\Sigma m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sad(T, \xi)$$

$$d = 36,40 \text{ mm}$$

XIII-5-3- Effet de torsion dans le sens transversal:

$$M_t = \sum F_i \cdot e \quad ; \quad F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = (4642,317) \times 2 + (9726,992) \times 2 = 28738,618 \text{ KN}$$

$$e_o = m = 0,05 \times 220 = 11,00 \text{ m}$$

$$e_a = 0,03 \times 220 = 6,60 \text{ m}$$

$$e_d = 0,03 \times 220 \sqrt{1 + \frac{e_o}{e_a}} = 0,03 \times 220 \sqrt{1 + \frac{6,25}{3,75}} = 10,77 \text{ m}$$

$$e = e_o + e_a + e_d = 11,00 + 6,60 + 10,77 = 28,37 \text{ m}$$

$$M_t = 28738,618 \times 28,37 = 815314,5927 \text{ KN.m}$$

XIII-5-3-1- séisme vertical:

Dans les tabliers en béton précontraint, les effets de la composante sismique verticale ascendante doivent être examinés systématiquement.

$$F_i = \frac{4 \times \pi^2}{T^2} \times \frac{S_a^v(T)}{g} \times v_i m_i$$

Avec :

- $S_a^v(T, \xi) = 2,394 \text{ m/s}^2$
- $V_i = 0,06 \text{ m}$ (du tableau 3.5 page 22 : valeur des déplacements absolus)
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i v_i^2}{\sum F_i v_i}}$

XIII-5-3-2- Calcul des masses

$$m_1 = m_4 = 1/2 M_{\text{culée}} + 1/6 M_{\text{tablier}}$$

$$m_2 = m_3 = 1/2 M_{\text{pile}} + 1/3 M_{\text{tablier}}$$

$$m_1 = 0,5 \times 675,987 + 1/6 (6302,28) = 1388,37 \times 10^3 \text{ Kg}$$

$$m_2 = 0,5 \times 1102,5 + 1/3 (6302,28) = 2652,01 \times 10^3 \text{ Kg}$$

Masses	m_i	v_i^2	$F_i = m_i \times g$	v_i
1	$1290,40 \times 10^3$	0,0036	$12658,82 \times 10^3$	0,06
2	$2703,76 \times 10^3$	0,0036	$26523,88 \times 10^3$	0,06
3	$2703,76 \times 10^3$	0,0036	$26523,88 \times 10^3$	0,06
4	$1290,40 \times 10^3$	0,0036	$12658,82 \times 10^3$	0,06
Σ	$\Sigma m_i v_i^2 = 28,76 \times 10^3$		$\Sigma F_i v_i = 4701,92 \times 10^3$	

Tableau XIII.3 : Paramètre de la période verticale

XIII-5-3-3- Calcul de la période :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i v_i^2}{\sum F_i v_i}} = 2 \times 3,14 \sqrt{\frac{29,46 \times 10^3}{4817,26 \times 10^3}} \quad T = 0,491 \text{ s}$$

XIII-5-3-4- Calcul des forces :

$$F_1=F_4=\frac{4 \times 3,14^2}{0,491^2} \times \frac{2,394}{9,81} \times 77424 = \mathbf{3090,914 \text{ KN}}$$

$$F_2=F_3=\frac{4 \times 3,14^2}{0,491^2} \times \frac{2,394}{9,81} \times 162225,6 = \mathbf{6476,208 \text{ KN}}$$

Est donné par l'expression suivante:

$$dz = \frac{vr}{\Sigma M_{ivi}} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ae}^v(T, \xi)$$

$$dz = \frac{0,06}{479,299} \times 7654026,5 \times \left(\frac{0,491}{2 \times 3,14} \right)^2 \times 2,65$$

$$\mathbf{d^V = 14,02 \text{ mm}}$$

XIII-6- Combinaison des réponses modales :

On a l'expression suivante :

$$E = \sqrt{\Sigma E_i^2}$$

E : la valeur maximale probable de l'effort d'une action (force, déplacement)

Donc :
$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

Tel que :

$$d^L = E_x = 0,244 \text{ m} ; d^T = E_y = 0,0245 \text{ m} ; d^V = E_z = 0,01402 \text{ m}$$

La valeur de E est :

$$E = \sqrt{0,0244^2 + 0,02085^2 + 0,00882^2}$$

$$\mathbf{E = 0,245 \text{ m}}$$

XIII-6-1- Combinaison des composantes de l'action sismique :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

XIII-6-2- La combinaison la plus défavorable :

$$E = E_y + 0.3E_x + 0.3E_z \longrightarrow E = 0.101906m$$

Conclusion

Après notre étude du pont, on conclue que celle-ci doit être redimensionnement au niveau des piles pour supporte tous les efforts sismiques, cela est confirmer par le déplacement maximal qui est un peu élève : **$E = 0.101906m$**

Conclusion général

A travers ce travail, nous avons illustré la méthodologie de calcul d'un pont construit en encorbellement successif.

Initialement proposée en poutre multiples, nous avons proposé cette nouvelle variante afin de voir quelle est la variante la plus adéquate. En effet, nous avons montré que cette variante est la plus intéressante en terme :

- d'esthétique,
- d'économie (nombre de pile réduit de 6 à 2 piles en caissons),
- entretien
- exécution (technique très bien maitrisée en Algérie)

Il y a lieu d'indiquer que lors de l'analyse statique le pré dimensionnement est vérifié. Cependant, lors de l'étude sismique (analyse dynamique), un problème d'instabilité nous a obligé à redimensionner les piles.

L'analyse de la structure a été réalisée avec le logiciel Robot ce qui constitue un élément essentiel de notre travail en terme de temps d'analyse et de précision des résultats en prenant toutes les précautions nécessaires lors de la modélisation.

Bibliographie :

Ouvrage :

- **Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants :** J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000 ».
- **Conception des ponts :** A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 ».
- **Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts :** J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 ».
- **Guide de conception de la SETRA :** « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 ».
- **Guide de conception de la SETRA :** « Appuis des tabliers PP73, 1984 ».
- **Le béton précontraint aux états limites :** HENRY THONIER « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 ».
- **Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint :** J.MATHIVAT « Seyroles, Paris, 1979 ».
- **Document technique règlementaire :** "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) .
- **Fascicule n° 6I titre II du CPC :** "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;
- **B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés :** J.P MOUGIN « Eyrolles, 2000 » .
- **Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) :** Collectif Eyrolles « Eyrolles, 1993 ».

Sites Internet :

www.setra.fr
www.freyssinet.com
www.techniques-ingenieur.fr
logiciel

- Autocade 2009
- Robot structural 2010

Thèses :

- « Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par Mr : D. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).
- « Étude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs »; proposé par Mr : L.AKKOU, S. CHALAL; encadré par Mr : K.AIT TAHAR soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2010).
- « Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par la DTP ; encadré par Mr : ADJRAD.A soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).
- « Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par la DTP ; encadré par Mr : MERAKEB.S soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juillet 2016).

