

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



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

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

Thème

*Etude d'un viaduc en encorbellements successifs
sur Oued SEBAOU RN12. Tizi ouzou*

Proposé par :

Mr. MEZIANE IBRAHIM

Présenté par :

**BELABED RAMDANE
BENSALEM ABDELLAH**

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciement :

Nous remercions en premier lieu notre dieu qui nous à donner la volonté et la force pour effectuer ce travail.

En second lieu nos parents qui nous ont soutenus durant la préparation de ce travail.

Nous remercions aussi notre encadreur pour son orientation.

Nous remercions également nos enseignants ainsi que les responsables de la bibliothèque.

Dédicace :

Je dédie Ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon père pour

leurs sacrifices, sans jamais oublier

mes très Cher frères.

Mes grands parents

Mes oncles et tantes

A mes cousins et cousines.

Enfin à tous mes amis et collègues de l'ENTP.

BELABED RAMDANE

Dédicace :

Je dédie Ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon père pour

leurs sacrifices, sans jamais oublier

mes très Cher frères.

Mes grands parents

Mes oncles et tantes

A mes cousins et cousines.

Enfin à tous mes amis et collègues de l'ENTP.

BENSALEM ABDELLAH

Résumé :

Ce modeste travail consiste à faire l'étude d'un viaduc afin de franchir l'Oued de SEBAOU pour relier SIDI NAAMANE à TADMAIT au niveau de la wilaya de TIZI-OUZOU.

Cela comprend le pré dimensionnement, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi que le dimensionnement de l'infrastructure.

SOMMAIRE :

Chapitre I : Introduction générale

I-1. Introduction	2
I-2. Définition d'un pont	2
I-3. Les différents types du pont	3
I-3-a. Les ponts cadre	3
I-3-b. Les ponts à poutres	3
I-3-c. Les ponts dalles	4
I-3-d. Les ponts à caisson ou voussoir	5
I-3-e. Les ponts en arc	5
I-3-f. Les ponts à câbles	6
I-4. Différentes parties d'un pont	7
I-5. Présentation de l'ouvrage	8
I-5-a. But de l'étude	8
I-5-b. Données fonctionnelles	8
I-5-c. Données topographique	9
I-5-d. Données sismologiques	9
I-5-e. Données Climatiques	10

Chapitre II : Conception de l'ouvrage

II-1. Conception	12
II-2. Historique de la construction par encorbellement.....	12
II-3. Principe de la construction par encorbellement	12
II-4. Avantage du procédé et domaine d'application	13
II-5. Pré-dimensionnement	14
II-5-a. Portée de l'ouvrage.....	14

II-5-b. Choix du type de caisson	15
II-5-c. Loi de variation des différents paramètres	16
II-5-d. Section transversale	20
II-5-e. Caractéristiques géométriques des sections	21
II-5-f. Caractéristiques mécaniques des voussoirs	23

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

III-1. Le béton	26
III-2. Les aciers	29
III-2-a. Les aciers passifs	29
III-2-b. Les aciers actifs	31
III-3. Logiciel de calcul	32

Chapitre IV : Charges et sur charges

IV-1. Introduction.....	34
IV-2. Les caractéristiques du pont sont	34
IV-2-a. Largeur chargeable et roulant	34
IV-2-b. Nombre de voies	34
IV-2-c. Classe du pont	34
IV-3. Les charges permanentes	35
IV-3-a. Les charges permanentes (CP)	35
IV-3-b. Les charges complémentaires permanentes (CCP)	35
IV-4. Les surcharges routières	36
IV- 5. Combinaison de charges	44

Chapitre V : Etude de fléau

V-1. Phases de réalisation	46
V-2. Charges appliquées au fléau (phase de construction)	48
V-2-a. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique.....	49
V-2-b. Effets due à la surcharge de l'équipage mobile Q_c1 dans le demi-fléau isostatique	50

V-2-c. Effets dues aux surcharges de chantier Q_c dans le demi-fléau isostatique	50
V-2-d. Effets du au vent Q_w dans le demi-fléau isostatique.....	50
V-2-e. Effets due à la force accidentelle F_a dans le demi-fléau isostatique.....	50
V-3. Combinaisons des Charges	52
V-4. Etude de l'encastrement provisoire	53
V-5. Clavage de la travée.....	55

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI-1. Introduction	57
VI-2. Etude de la précontrainte de fléau	57
VI-2-a. Détermination de la précontrainte du fléau	57
VI-2-b. Détermination de la précontrainte de continuité	67

Chapitre VII : Calcul des pertes de précontrainte

VII. Pertes de tension dans les câbles.....	72
VII-1. Pertes de tension instantanées	72
VII-1-a. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.....	72
VII-1-b. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages	73
VII-1-c. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton	75
VII-2. Pertes de tension différées	76
VII-2-a. Pertes dues au retrait du béton.....	76
VII-2-b. Pertes dues au fluage du béton.....	76
VII-2-c. Pertes dues à la relaxation des aciers.....	77
VII-3. Conclusion	78

Chapitre VIII : vérification des contraintes

VIII-1. Vérification des contraintes	80
VIII-1-a. phase de construction	80
VIII-1-b. phase de service	81

Chapitre IX : Résistance à l'effort tranchant

IX-1. Vérification de l'effort tranchant	87
IX-1-a. Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte.....	87
IX-1-b. Effet RESAL	88
IX-1-c. Vérification de l'effort tranchant	88

Chapitre X : Etude transversale

IX-1. Introduction.....	93
IX-2. Définition des charges	93
IX-2-a. Les charges permanentes	93
IX-2-b. Les charges d'exploitations.....	94
IX-3. Calcul du ferrailage.....	95
IX-3-a. Ferrailage des Hourdis.....	96
IX-3-b. Ferrailage des âmes.....	96

Chapitre XI : Equipement du pont

XI-1. Introduction.....	98
XI-2. Le revêtement du tablier.....	98
XI-3. Drainage.....	98
XI-4. Sécurité.....	99
XI-5. Appareil d'appui.....	99
XI-6. Joint de chaussée.....	104

Chapitre XII : Etude de la pile

XII-1. Généralité.....	111
XII-2. Choix du type de pile.....	111
XII-3. Fondation.....	112
XII-3-a. Choix du type de fondation.....	112
XII-3-b. Nombre de files de pieux.....	112
XII-3-c. La semelle.....	113

XII-4. Ferrailage.....	115
XII-4-a. Ferrailage de la pile.....	115
XII-4-b. Ferrailage de chevêtre.....	119
XII-4-c. Ferrailage de la semelle (méthode de bielles).....	120
XII-4-d. Ferrailage des pieux.....	123

Chapitre XIII : Etude de la culée

XIII-1. Introduction.....	128
XIII-2. Choix du type de culée.....	128
XIII-3. Implantation des culées.....	128
XIII-4. Pré dimensionnement de la culée.....	130
XIII-5. Calcul de la stabilité de la culée.....	134
XIII-6. Ferrailage de la culée.....	139

Chapitre I

Introduction générale

I-1. Introduction :

Le développement économique d'un pays se traduit par une augmentation du pouvoir d'achat et accéder à un certain confort grâce aux biens de consommation. L'augmentation du nombre de véhicule se traduit par une insuffisance du réseau routier. Satisfaire la circulation automobile et sur tout dans le secteur du transport urbain qui est privatisé à 90%. Ce qui ne facilite guère le déplacement. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construction des trémies et des ponts.

Dans ce secteur, l'Algérie a fait un grand pas et ce là en collaborant avec plusieurs entreprises étrangères, celles-ci apportent un savoir-faire dans ce domaine, la nouveauté est la construction par encorbellement de voussoir en béton précontraint.

I-2. Définition d'un pont :

De façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal)

La désignation du pont s'adapte à son utilisation :

Passage de :	Désignation du pont :
Une route	Pont-route
Une voie piétonne	Passerelle
Une voie ferrée	Pont-rail
Un canal	Pont-canal
Eau d'addiction	Aqueduc

On distingue en outre les différents types d'ouvrages suivants :

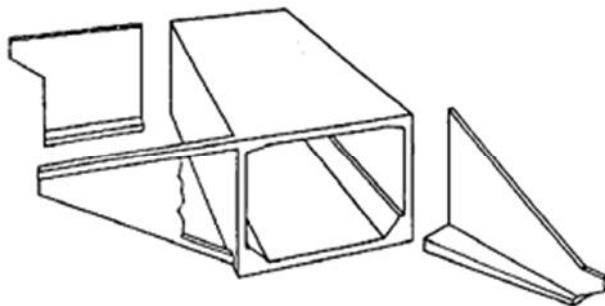
- ❖ **ponceau ou dalot**: pont de petites dimensions (quelques mètres).
- ❖ **viaduc** : ouvrage généralement de grande hauteur, ou à nombreuses travées comme les ouvrages d'accès aux grands ponts ; terme plutôt réservé aux franchissements en site terrestre.
- ❖ **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou augibier.

I-3. Les différents types de pont :

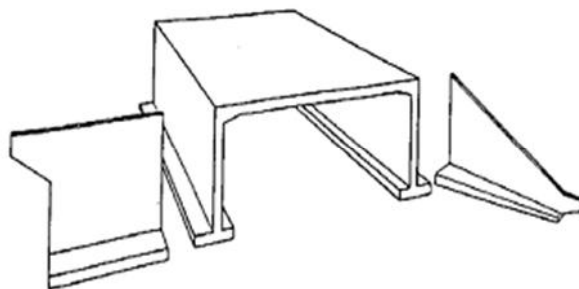
Il existe plusieurs types de ponts en fonction de leur utilisation et de leur époque de construction, et pour cela nous distinguons :

I-3-a. Les ponts cadre :

Ils sont apparus vers les années 1960, lorsque le programme de construction des autoroutes françaises s'accéléra, et que de nouvelles contraintes apparaissent (qualité de tracé engendrant la réalisation de ponts biais ou courbes, sécurité, nouvelles techniques...). Ils sont de deux types :



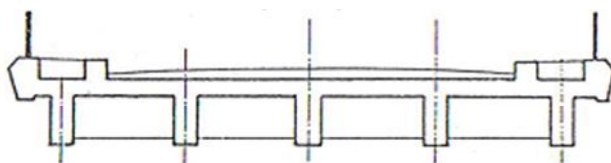
Passage inférieur à cadre fermé (PICF)



Passage inférieur à portique ouvert (PIPO)

I-3-b. Les ponts à poutres :

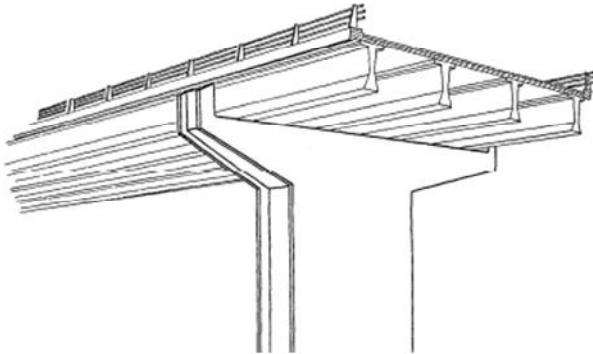
Ouvrages dont la structure reprend les charges par son aptitude à résister à la flexion, les réactions d'appui étant verticales. La section transversale est constante.



Passage supérieur ou inférieur à poutres armées (PSIPA)



Passage supérieur ou inférieur à poutres précontraintes (PSIPP)



I-3-c. Les ponts dalles :

Ils sont différenciés par la forme de la dalle.

	Passage supérieur ou inférieur à dalle armée (PSIDA)
	Passage supérieur ou inférieur à dalle précontrainte à encorbellement (PSIDP)
	Passage supérieur ou inférieur à dalle élégie (PSIDE)
	Passage supérieur ou inférieur à dalle nervurée (PSIDN)

I-3-d. Les ponts à caisson ou voussoir :

Le tablier est composé de voussoirs de section continue ou non, en béton armé ou en construction mixte acier- béton.

**I-3-e. Les ponts en arc :**

Pour ces ouvrages, la structure fonctionne essentiellement en compression. Les réactions d'appui sont inclinées (la composante horizontale s'appelle la poussée). Ces structures ne peuvent être envisagées que si elles peuvent prendre appui sur un rocher existant, leur portée peut alors aller jusqu'à 500 m. Les ponts à béquilles sont rattachés à la famille des arcs



- Pont en arc à tablier supérieur-



- Pont en arc à tablier inférieur-



-Pont en arc à tablier intermédiaire-



-Pont à béquille -

I-3-f. Les ponts à câbles :

Le tablier est alors supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples adaptées au franchissement des grandes portées.

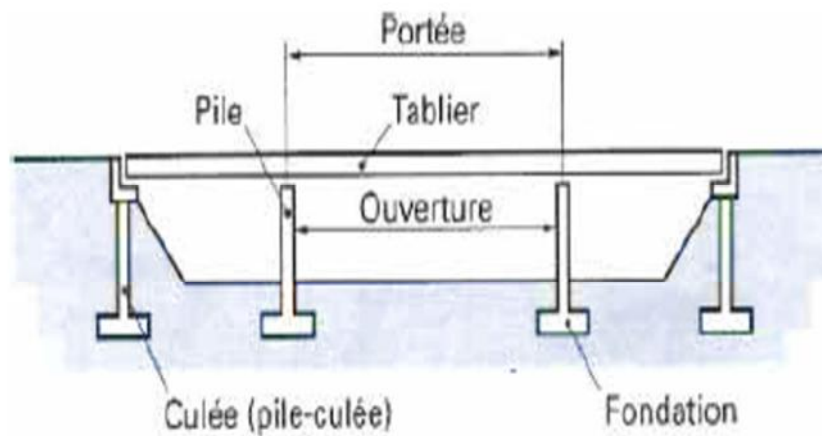
On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique est très différent :

❖ les ponts suspendus (portée jusqu'à 2000 m)**❖ les ponts à haubans (portée jusqu'à 900 m)**

I-4. Différentes parties d'un pont :

Un pont comprend trois parties distinctes :

- ❖ **Le tablier:** élément résistant portant la voie.
- ❖ **Les appuis:** appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.).
- ❖ **Les fondations:** elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol. La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une **travée** et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'**ouverture** qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la **longueur** du pont.



-Les différentes parties du pont-

I-5. Présentation de l'ouvrage :

Dans chaque cas, le choix du type d'ouvrage dépend des contraintes imposées, qui sont de deux sortes :

- **Données naturelles** : qu'il faut absolument respecter, et qu'il n'est pas possible de modifier.
- **Données fonctionnelles et dimensionnelles** : fixées par le maître de l'ouvrage, en fonction des contraintes de la voie portée et de l'obstacle à franchir.

I-5-a. But de l'étude :

Le projet de fin d'étude consiste à étudier un ouvrage d'art construit par encorbellement Successif, cet ouvrage d'art est implanté sur **CW224A** franchissant **Oued SEBAOU** pour relier **SIDI NAAMANE** à **TADMAIT** au niveau de la wilaya de **TIZI-OUZOU**.

L'ouvrage d'art est un viaduc d'une largeur totale de **10.08m** ayant deux voies de **3.50m** pour chaque sens de circulation.

Le tracé s'étant sur une longueur totale de **412m**, avec **5 travées** continues de portée respectivement de **(56m+100m+100m+100m+56m)**.

I-5-b. Données fonctionnelles :

❖ Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage est droite et a une longueur de **412 m**.

❖ Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de **1.652%** en partant du niveau **502.85m** au niveau **509.90m**.

❖ Profil en travers :

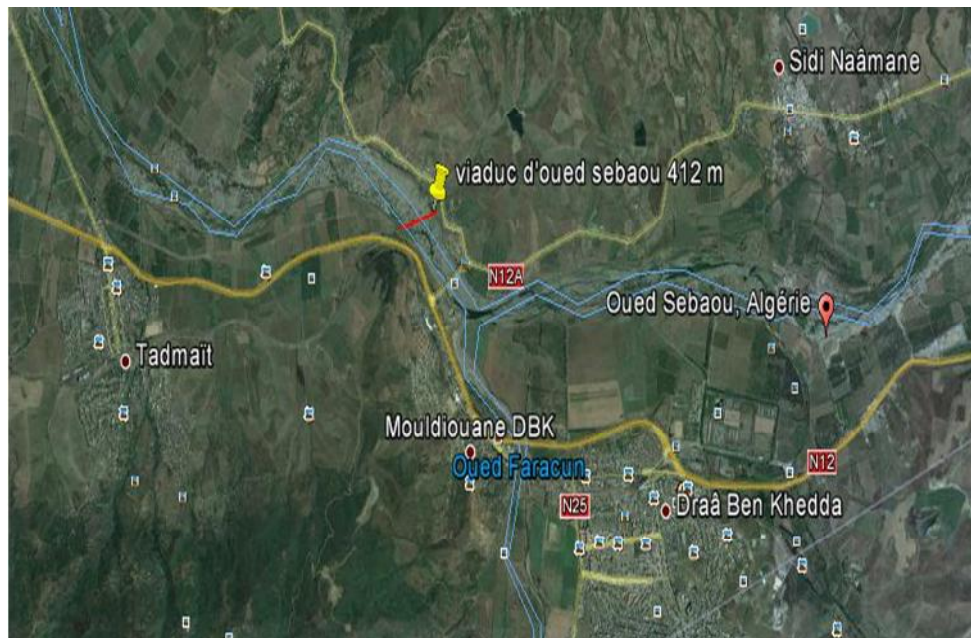
Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Les composantes du profil en travers de notre chaussée sont :

- Largeur roulable : **lr = 7m**
- Largeur utile : **lu = 10.08m**
- Largeur de trottoir : **l = 1.5m**
- Nombre de voies : **2voies**

I-5-c. Données topographique :

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-5-d. Données sismologiques :**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En générale, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

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.

Selon **RPOA 2008**, la région de TIZI-OUZAOU est classée en zone **II-a** après le séisme du 21/05/2003.

I-5-e. Données climatiques :**❖ 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 appareilles d'appui ($\pm 30^{\circ}\text{C}$).

❖ 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).

❖ Le vent :

L'application de l'article 14 du **titre II fascicule 61** amène à prendre en compte la valeur de pression de vent suivante **2KN/m²**.

Chapitre II

Conception de l'ouvrage

II-1. Conception :

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur 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.

II-2. Historique de la construction par encorbellement :

L'idée de construire un ouvrage en porte-à-faux à partir de ses appuis n'est pas nouvelle et a germé très tôt dans l'esprit des constructeurs.

Les premiers ponts en encorbellement furent en effet édifiés en bois. César parle dans ses écrits d'ouvrages Gaulois construit avec des troncs d'arbres posés orthogonalement par rangées horizontales, entre les quelle étaient placés des blocs de rocher formant contrepoids. On trouve encore des ouvrages de ce type en Chine, aux Indes et au Tibet. On peut citer le projet d'un pont en bois de 550m de portée établi en 1811 par l'ingénieur américain THOMAS POPE. Il s'agissait d'un arc très surbaissé, encastré sur deux culées en maçonnerie à partir desquelles il était construit en encorbellement par assemblage d'éléments préfabriqués.

Avec l'avènement du pont métallique au début du XIXème siècle, on retrouve cette idée dans certains ponts construits par voussoirs avec haubanage provisoire ou définitif. Elle fût également utilisée dans le domaine du béton armé : ce type d'ouvrage ne connut pas un grand développement vue l'encombrement des armatures et fissuration de l'extrados des consoles.

L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930) allait donner à la construction des ponts par encorbellement successifs une place de choix dans le domaine de portées allant de 70m à 250m.

C'est en 1950 que le docteur FUTERENRALDER qui a conçu le pont sur la LAHN inaugure véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

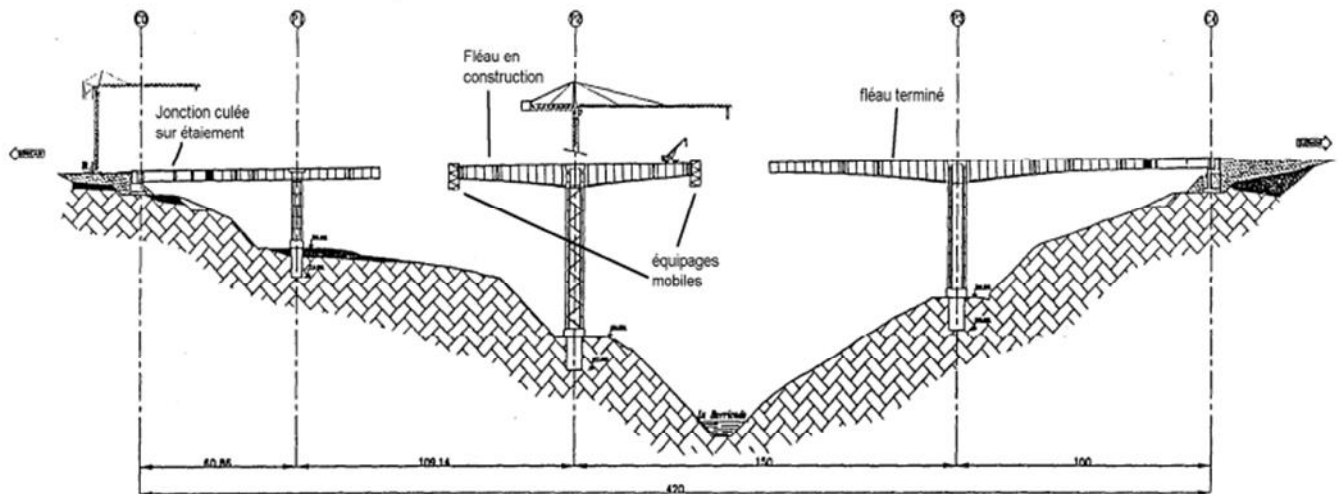
En Algérie le premier pont construit par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs est le pont de MASCARA constitué de 03 travées de (55m + 100m + 55m).

En fin l'utilisation de la préfabrication a marqué une nouvelle étape dans l'évolution du procédé d'exécution qui c'est très vite généralisé et a entraîné à l'étranger la réalisation d'ouvrages spectaculaires.

II-3. Principe de la construction par encorbellement :

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

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



-principe de la construction par encorbellement-

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

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

II-4. Avantage du procédé et domaine d'application :

❖ Avantage du procédé :

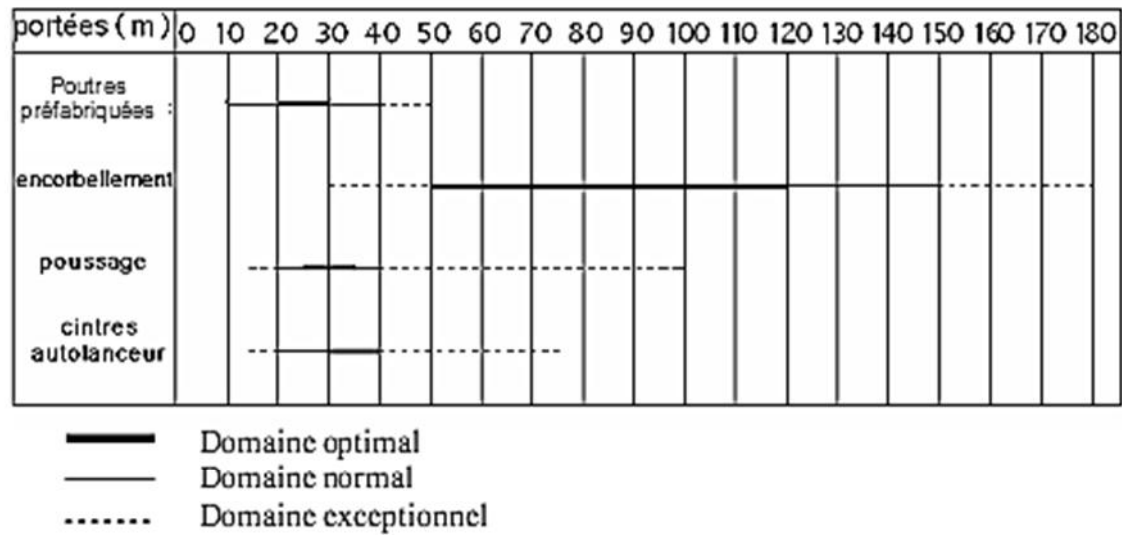
Cette méthode, aujourd'hui universellement répandue, offre de nombreux avantages :

- Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage.
- 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 rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

❖ **Domaine d'application :**

Le domaine d'application couvre couramment les portées de 60m à 150m.

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint :

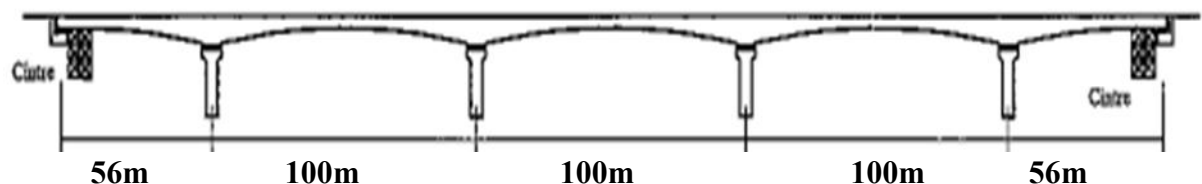


II-5. Pré-dimensionnement :

II-5-a. Portée de l'ouvrage :

La portée de l'ouvrage est de **412m** suffisante pour franchir **Oued SEBAOU**. Le tablier est simplement appuyé sur **4 piles**, de ce fait il est constitué de **5 travées** réparties de la façon suivante:

- $LT = 56m + 100m + 100m + 100m + 56m = 412m$
- $L = 100\text{ m}$
- $\beta L = 56m$ tel que : $\beta = 0.56$

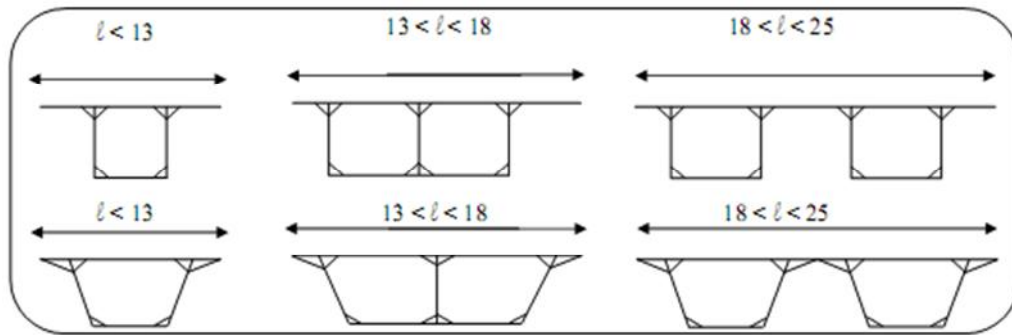


II-5-b. Choix du type de caisson :

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson à deux âmes, de grande largeur, la poutre caisson à trois âmes semble théoriquement la mieux adaptée, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

Au-delà de 18m, l'association des deux poutres caisson simples, reliées par l'hourdis supérieur, permet de réaliser des tabliers jusqu'à 25m de largeur.



Pour notre projet : $l=10,08m < 13m$, donc on choisit une poutre caisson à double âme.

- **Hauteur du voussoir sur pile :**

La hauteur **hp** sur pile est généralement : $\frac{l}{20} \leq hp \leq \frac{l}{16}$

Tel que : **l** désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

On prend : **hp=6m**

- **Hauteur du voussoir à la clé :**

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 1,6m afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

En pratique, la hauteur à mi travée **hc** demeure : $\frac{l}{60} \leq hc \leq \frac{l}{30}$

On prend : **hc=2,5m**

II-5-c. Loi de variation des différents paramètres :

- l'extrados à une pente de **2.5%**.
- 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 7.25 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 la hauteur.
- Aspect satisfaisant.

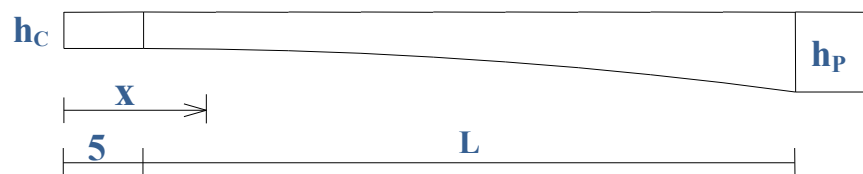
- **Au niveau de la travée de rive :**

- **La variation de la hauteur $h(x)$:**

L'intrados suit une variation parabolique (partie proche de la pile), puis une partie du tablier a une hauteur constante égale à **hc** :

$$0 \leq x \leq 1 \quad h(x) = h_p - 2 \cdot (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{1}\right) + (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^2$$

$$1 \leq x \leq 1 + 5 \text{ m} \quad h(x) = h_c$$



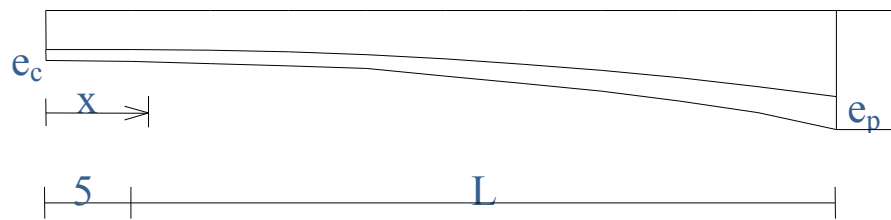
-La variation de la hauteur -

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

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de $h(x)$.

$$0 \leq x \leq 1 \quad e(x) = e_p - 2 \cdot (e_p - e_c) \cdot \left(\frac{x}{1}\right) + (e_p - e_c) \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^2$$

$$1 \leq x \leq 1 + 5 \text{ m} \quad e(x) = e_c$$



-La variation d'épaisseur du hourdis inférieur-

➤ **La variation de l'inertie:**

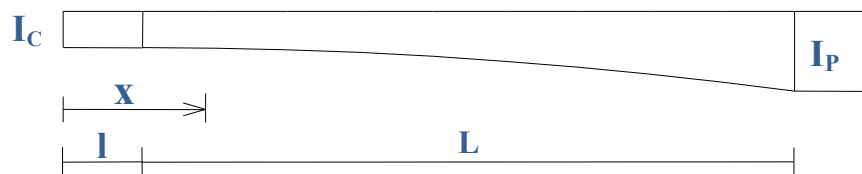
La loi de variation d'inertie est en fonction de la hauteur qu'a été retenue :

$$I = k \cdot h^{5/2}$$

Elle est comprise entre la loi limite $I = k \cdot h^2$ et la loi de variation des sections rectangulaires $I = k \cdot h^3$. Hypothèse des tables de GULDAN, elle correspond bien aux sections en T et en caisson.

0 x l $I(x) = I_c$

l x L $I(x) = I_c \left[1 + k \left(\frac{x-l}{l-l} \right)^2 \right]^{5/2}$ Avec: $K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$



-La variation de l'inertie-

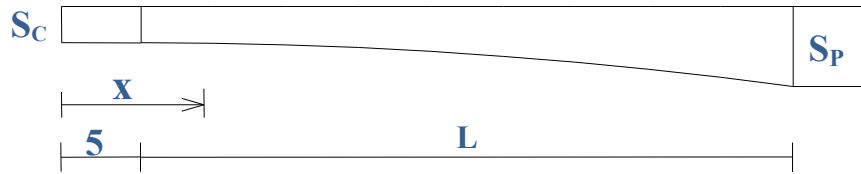
➤ **La variation de l'aire de la section :**

0 x l $S(x) = S_p - 2 \cdot (S_p - S_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right) + (S_p - S_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^2$

l x l + 5m $S(x) = S_c$

S_p: La section au niveau de pile.

S_c: La section au niveau de culée.



-La variation de l'aire de la section -

- La variation de centre de gravité de la section du voussoir :

$$Y_G = Y_{Gc} \left[1 + \left(\frac{Y_{Gp}}{Y_{Gc}} - 1 \right) \cdot \left(1 - \frac{x}{l} \right)^2 \right]$$

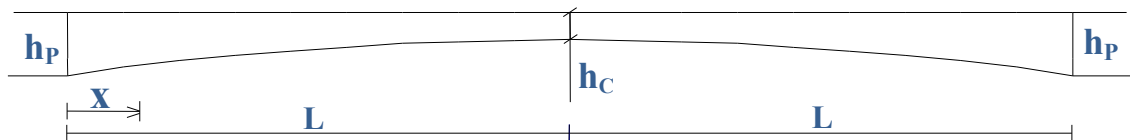
Y_{Gp} : centre de gravité du voussoir sur culée.

Y_{Gc} : centre de gravité du voussoir sur pile.

- Au niveau de la travée intermédiaire:

- La variation de la hauteur :

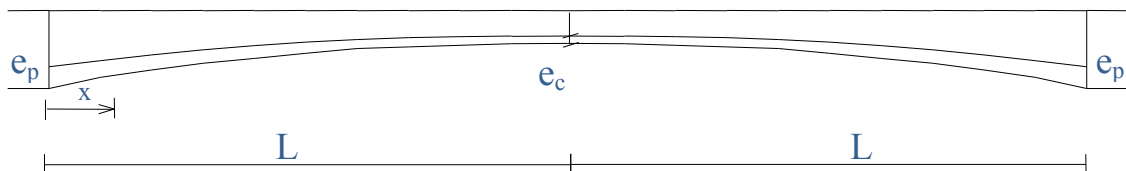
$$0 \leq x \leq l \quad h(x) = h_p - 2 \cdot (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right) + (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^2$$



-La variation de la hauteur-

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

$$0 \leq x \leq l \quad e(x) = e_p - 2 \cdot (e_p - e_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right) + (e_p - e_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

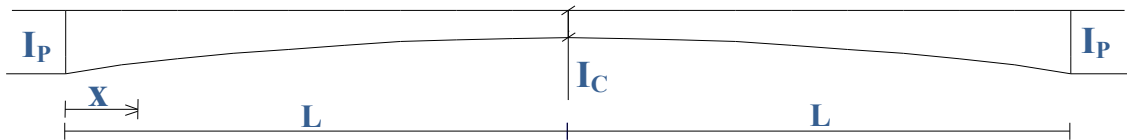


-La variation d'épaisseur du hourdis

➤ La variation d'inertie :

La loi de variation de l'inertie est comme suite :

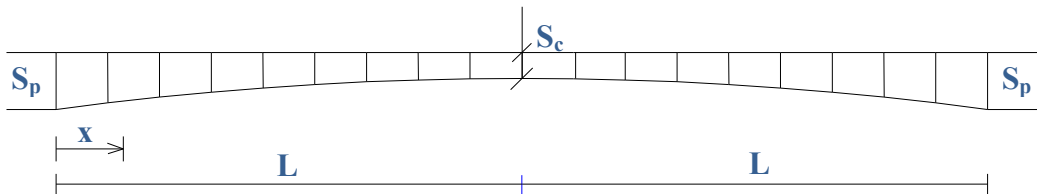
$$0 \leq x \leq l \quad I(x) = I_c \left[1 + k \left(1 - \frac{2x}{l} \right)^2 \right]^{5/2} \text{ Avec: } K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$$



-La variation d'inertie-

➤ La variation de la section :

$$0 \leq x \leq l \quad S(x) = S_p - 2 \cdot (S_p - S_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right) + (S_p - S_c) \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^2$$



-La variation de la section-

➤ La variation du centre de gravité :

$$0 \leq x \leq l \quad Y_G(x) = Y_{Gp} - 2 \cdot (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \cdot \left(\frac{x}{l} \right) + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

Y_{Gp} : centre de gravité du voussoir sur culée.

Y_{Gc} : centre de gravité du voussoir sur pile.

II-5-d. Section transversale :

- **Epaisseur des âmes :**

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permet la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte. L'épaisseur minimale est de 30cm. GUYON propose une formule empirique :

$$a \geq \frac{h}{36} + 5 + \Phi \quad (\text{cm})$$

Sachant que :

Φ : Diamètre de gaine

h : Hauteur de l'âme

Pour le voussoir sur pile : $a \geq \frac{600}{36} + 5 + 8,8 = 30,46 \text{ cm}$

On prend **a = 1m** pour des raisons de sécurité.

Pour le voussoir à la clé : $a \geq \frac{250}{36} + 5 + 8,8 = 20,74 \text{ cm}$

On prend **a = 0.5m** pour des raisons de sécurité.

- **Epaisseur du hourdis supérieur :**

L'hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes. GUYON indique la formule d'épaisseur e_0 du hourdis suivante :

$$e_0 = \frac{l}{36} + 10 = \frac{412}{36} + 10 = 21,44 \text{ cm}. \quad \text{l: étant la portée de l'ouvrage.}$$

On prend l'épaisseur de l'hourdis supérieur **$e_0=25\text{cm}$** constante sur toute la portée.

- **Epaisseur du hourdis inférieur :**

L'épaisseur du hourdis inférieur en travée est généralement fixée par la condition d'enrobage des câbles de solidarisation qui s'y trouvent placés.

Au voisinage des appuis intermédiaires, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charges de service sur la fibre inférieure.

On prend :

L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile : **$e_{ip} = 100\text{cm}$** .

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé : **$e_{ic} = 30\text{cm}$** .

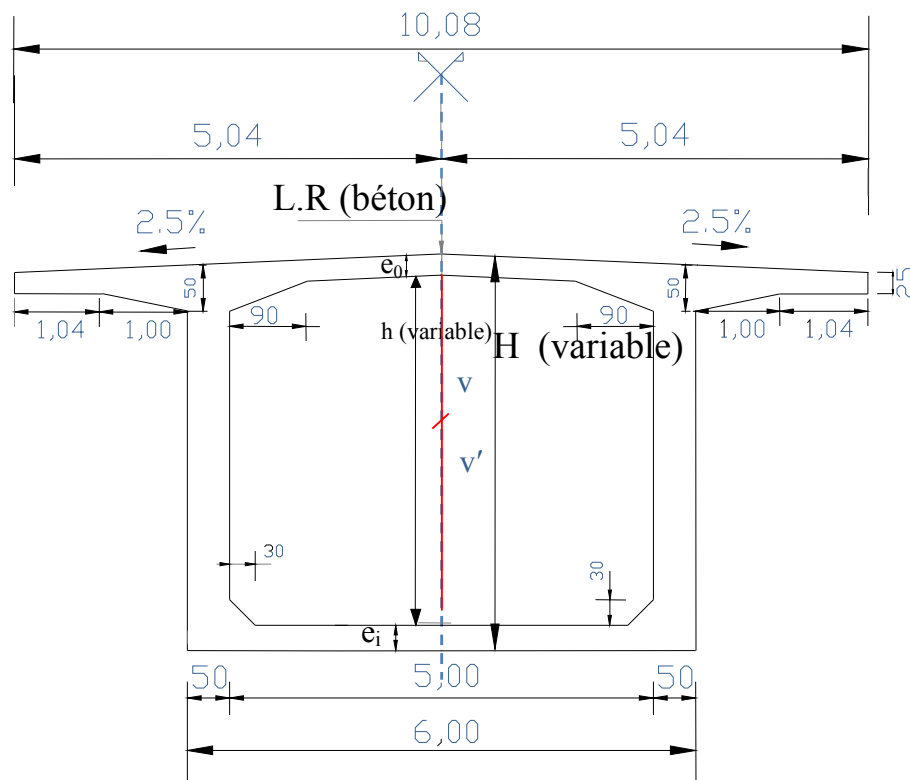
- Goussets :

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

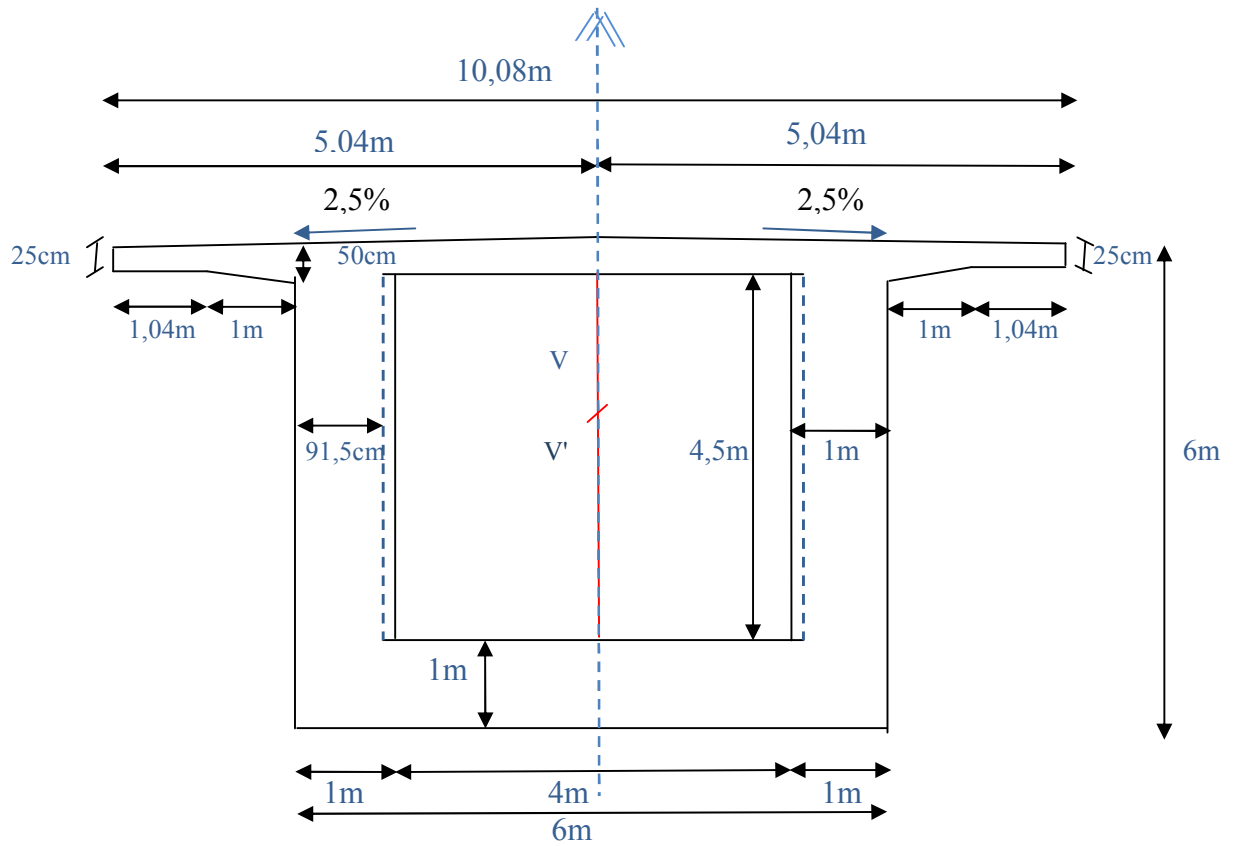
Les goussets du hourdis inférieur trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles de fléaux soit pour y disposer tout ou une partie des câbles de continuité.

II-5-e. Caractéristiques géométriques des sections :

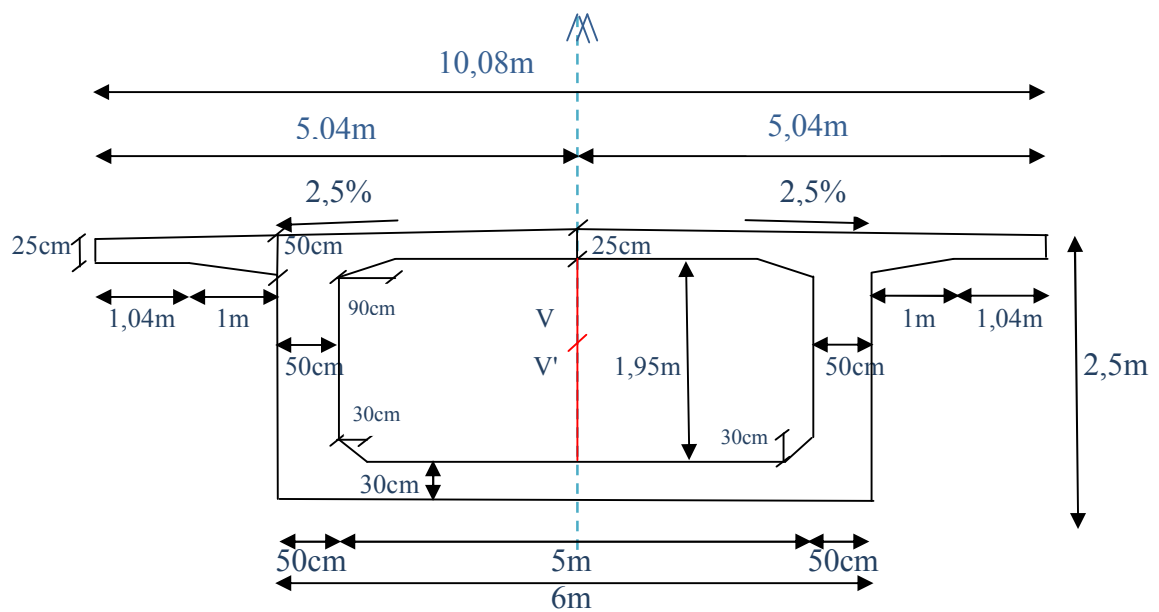
- Courant :



- Sur pile :



- Sur clé :



II-5-f. Caractéristiques mécaniques des voussoirs :

La figure ci-dessous montre une section de poutre – caisson symétrique à deux âmes dont les dimensions ont été choisies de façon à simplifier les calculs.

Les caractéristiques mécaniques sont les suivants :

G : Le centre de gravité de la section ;

V : La distance de **G** à la fibre supérieure ;

V' : La distance de **G** à la fibre inférieure ;

h = V + V' : la hauteur totale de la section ;

B : L'aire de la section ;

I_y : Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par **G**) ;

I_z : Son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par **G**) ;

Le rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I_y}{B \cdot v \cdot v'}$$

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 ;

Voussoirs	x (m)	h (m)	e (m)	aire (m ²)	Volume (m ³)	Poids(t)	Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)	v'(m)	v(m)	$\rho = \frac{Iy}{B.v.v'}$	C= ρ v	C'= ρ v'
1/2vsp	0	6	1	19,10	57,30	143,25	84,27	103,48	2,92	3,08	0,490	1,509	1,431
	0,75	5,88	0,97	18,71	14,03	35,08	80,04	101,40	2,87	3,01	0,493	1,489	1,417
v1	5,75	5,19	0,84	16,28	81,40	203,52	56,10	88,02	2,57	2,62	0,511	1,340	1,312
v2	10,75	4,58	0,71	14,13	70,64	176,61	39,01	77,11	2,30	2,28	0,526	1,198	1,212
v3	15,75	4,05	0,60	12,25	61,27	153,18	27,05	68,30	2,07	1,97	0,539	1,065	1,117
v4	20,75	3,60	0,52	10,66	53,28	133,22	18,85	61,30	1,87	1,71	0,549	0,944	1,030
v5	25,75	3,21	0,44	9,34	46,69	116,73	13,37	55,85	1,71	1,50	0,556	0,837	0,952
v6	30,75	2,92	0,38	8,30	41,48	103,71	9,82	51,77	1,58	1,33	0,560	0,748	0,885
v7	35,75	2,70	0,34	7,53	37,66	94,16	7,62	48,89	1,48	1,21	0,561	0,680	0,834
v8	40,75	2,56	0,31	7,05	35,23	88,08	6,39	47,11	1,42	1,13	0,560	0,636	0,799
v9	45,75	2,50	0,30	6,83	34,19	85,48	5,91	46,36	1,40	1,10	0,560	0,616	0,784
clavage	47	2,50	0,30	6,83	8,53	21,34	5,89	46,33	1,40	1,10	0,559	0,616	0,784

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux

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 (SIKA). 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.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenés par les charges.

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, afin de réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de **400 à 450 Kg/m³**, et ces valeurs peuvent atteindre **500 kg/m³** (c.-à-d. 500 Kg de Ciment pour 1 m³ de béton).

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les Ciments portland artificiels C.P.A 325.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5$ t/m³

Caractéristiques mécaniques du béton :

❖ Résistance du béton :

➤ Résistance Caractéristique à la compression :

Le béton utilisé pour **les caissons** se caractérise par une résistance à la compression au 28 jours qui est de 35 MPa. (**fc28=35MPa**).

Le béton utilisé pour **les appuis** et **les fondations** se caractérise par une résistance à la compression au 28 jours qui est de 27 MPa (**fc28=27MPa**).

➤ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée « **ftj** » est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$ftj = 0,6 + 0,06fcj$$

Le béton utilisé pour **les caissons** se caractérise par une résistance à la traction à 28 jours qui est de 2.7 MPa. (**ft28=2.7MPa**).

Le béton utilisé pour **les appuis** et **les fondations** se caractérise par une résistance à la traction à 28 jours qui est de 2.22 MPa (**ft28=2.22MPa**).

❖ Déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinal pour le béton (E_{ij}), définit par les règles B.P.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

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

$$E_i = \begin{cases} 35981.73 \text{ MPa} & \text{pour les caissons.} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis et les fondations.} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

$$E_v = \begin{cases} 12102.94 \text{ MPa} & \text{pour les caissons.} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis et les fondations.} \end{cases}$$

❖ Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

▪ Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative Longitudinale et transversale.

$$= \frac{a/a}{L/L}$$

Avec :

a : cote de l'élément considéré.

L : longueur de l'élément considéré.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. **(E.L.S)**.
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré. **(E.L.U)**.

❖ Contrainte admissible de compression :

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

▪ Etat limite ultime (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{b}$$

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

θ : coefficient dépendant de la durée probable (t) d'application de la combinaison d'action considérée.

$\theta = 1$ pour $t > 24$ h.

$\theta = 0,9$ pour $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$.

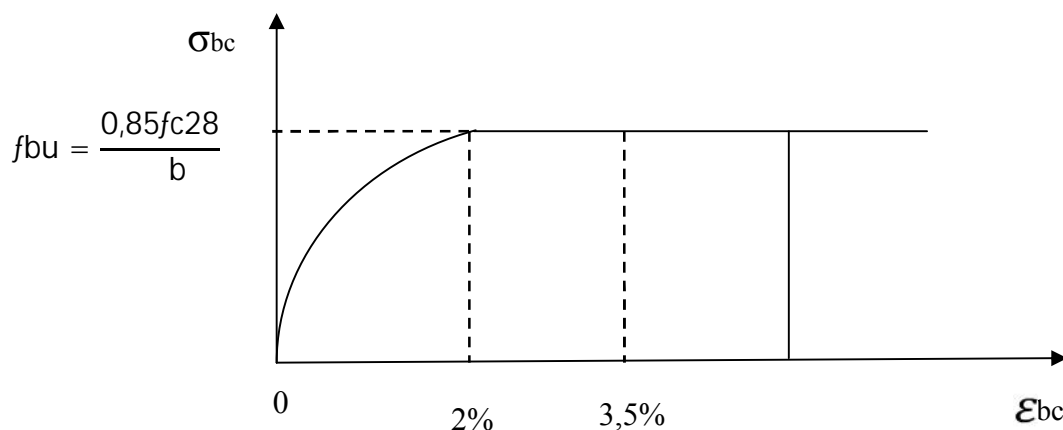
$\theta = 0,85$ pour $t < 1 \text{ h}$.

✓ Pour le béton des caissons :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa} & \text{En situation durable ou transitoire.} \\ 25,86 \text{ MPa} & \text{En situation accidentelle.} \end{cases}$$

✓ Pour le béton des appuis et fondations :

$$f_{bu} = \begin{cases} 15,30 \text{ MPa} & \text{En situation durable ou transitoire.} \\ 19,96 \text{ MPa} & \text{En situation accidentelle.} \end{cases}$$



-Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU-

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ En construction.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{c28} \text{ En service.}$$

✓ Pour le béton des caissons :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \quad \text{en construction.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 17,5 \text{ MPa} \quad \text{en service.}$$

✓ Pour le béton des appuis et les fondations :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa} \quad \text{en construction.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 13,5 \text{ MPa} \quad \text{en service.}$$

III-2. Les aciers :

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

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs.

III-2-a. Les aciers passifs :

Elles sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en absence d'étirés précontraints) et pour limiter les fissurations, les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE40 type 1** avec une limite d'élasticité **$f_e = 400 \text{ Mpa}$** , la contrainte de rupture **$f_r = 480 \text{ Mpa}$** .

Le module d'élasticité **$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$**

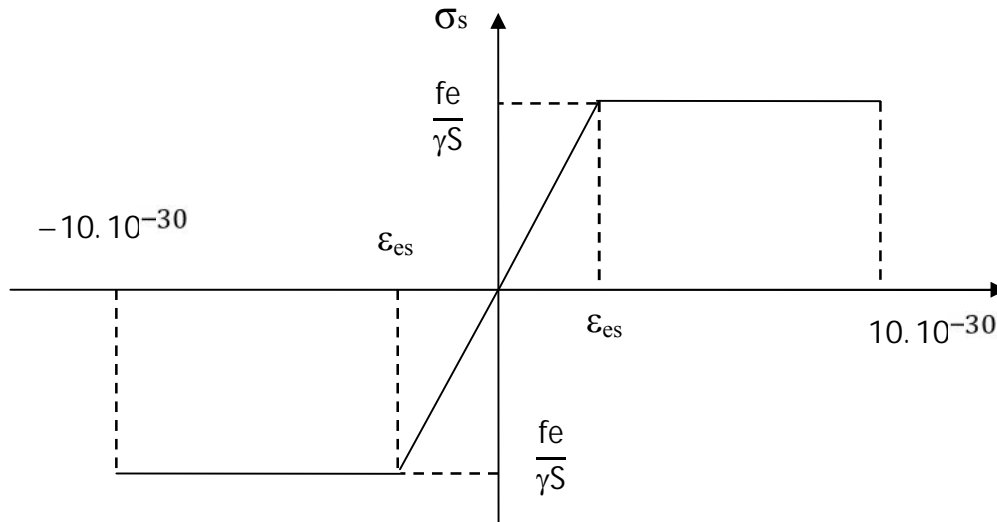
❖ **Contrainte limite :**

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

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

$$f_{su} = \frac{400}{\gamma_s} \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \text{pour une situation accidentelle.} \\ 347.83 \text{ MPa} & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$



-Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier-

▪ **Etat limite de service (ELS) :**

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right]$

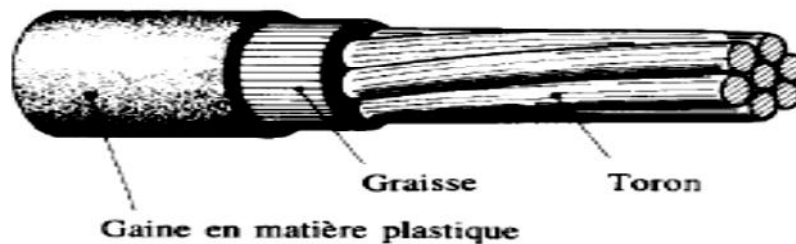
III-2-b. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post tension.

❖ Câbles de précontrainte :

Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts dans les caissons provoqués par son poids propre et les surcharges d'exploitations et maintenir les voussoirs et les solidarités en phase de construction pour les aciers actifs (précontraints).

On utilise des câbles **12T15** standard.



▪ Caractéristiques des câbles :

Les caractéristiques du câble de précontrainte **12T15** sont mentionnées dans le tableau suivant :

Caractéristiques :		Valeur :	Unités :
Coefficient de frottement	Φ	0,002	m^{-1}
Coefficient de frottement angulaire (gaine-câble courbure)	f	0,18	rd^{-1}
Recul d'ancrage	g	0,006	m
Relaxation a 1000h	ρ	2,5	%
La limite de la rupture garantie	f_{prg}	1770	Mpa
La limite d'élasticité	f_{peg}	1583	Mpa
Section nominale d'un toron	1T15	139	mm^2
Section nominale d'un câble	12T15	1668	mm^2
Resistance caractéristique d'un toron	1T15	245	KN
Resistance caractéristique d'un câble	12T15	2940	KN
Module d'élasticité (module de Yong)	E_p	19.10^5	Mpa

La contrainte de calcul est donnée dans le BPEL par la formule suivante :

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg}) = 1416 \text{ MPa.}$$

- Diamètres des gaines :

$$\text{Øgaine} \begin{cases} \text{extérieur} = 8\text{cm.} \\ \text{intérieur} = 8,8\text{cm.} \end{cases}$$

III-3. Logiciel de calcul :

Le logiciel Autodesk® **Robot Structural Analysis** (nommé **Robot**) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Chapitre IV

Charges et surcharges

IV-1. Introduction :

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

IV-2. Les caractéristiques du pont sont :

IV-2-a. Largeur chargeable et roulable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures ; elle comprend donc toute la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

- ✓ Largeur roulable : $L_r = 7\text{m}$.
- ✓ Largeur chargeable : $L_c = 7\text{m}$.

IV-2-b. Nombre de voies :

Lorsqu'un même tablier supporte deux chaussées distinctes, séparées par des éléments solidaires de l'ossature, la détermination du nombre et de la largeur des voies doit être conduite séparément pour chaque chaussée à partir de la largeur chargeable de chacune d'entre elles. Cependant, si la structure des éléments de séparation est telle qu'ils puissent être considérés comme amovibles, il y a lieu de considérer la chaussée unique obtenue en supprimant les éléments de séparation dont l'emplacement fait alors partie de la largeur roulable.

- ✓ Le nombre de voies $n_0 = L_c/3 = 7/3 = 2$ voies.
- ✓ La largeur de chaque voie : $L_v = L_c/n_0 = 7/2 = 3,5\text{m}$.

IV-2-c. Classe du pont :

Les ponts-routiers sont rangés en 3 classes en fonction de la largeur roulable et de leur destination :

- **première classe :**
 - tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m.
 - tous les ponts supportant des bretelles d'accès de telles chaussées.
 - les ponts de largeur roulable inférieure à 7m qui sont désignés par le C.P.S.
- **deuxième classe :**

Les autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à 2 voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m valeurs limites exclues.

- **troisième classe :**

Les autres que ceux énumérés ci-dessus supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.5m.

Pour notre cas il s'agit d'un pont de première classe car : $L_r = 7m$.

IV-3. Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs (charges des trottoirs, revêtement et dispositif de sécurité).

IV-3-a. Les charges permanentes (CP) :

C'est le poids propre des caissons, il est calculé en utilisant la formule suivante :

$$P(x) = \gamma \int_0^L S(x) dx$$

Avec $S(x)$ c'est la variation de la section : $S(x) = S_p - 2(S_p - S_c)(x/L) + (S_p - S_c)(x/L)^2$

Leurs poids sont calculés dans le tableau suivant :

Type de voussoirs	Abscisse (m)	Poids volumique (t/m3)	Poids (t)
1/2Vsp	3	2.5	143.25
	3.75	2.5	35.45
V1	8.75	2.5	218.5
V2	13.75	2.5	190
V3	18.75	2.5	165
V4	23.75	2.5	143.37
V5	28.75	2.5	125.27
V6	33.75	2.5	110.65
V7	38.75	2.5	99.45
V8	43.75	2.5	91.77
V9	48.75	2.5	87.55
1/2V de clavage	50	2.5	21.62
Poids total			1431.88

IV-3-b. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants :

- Le revêtement.
- Trottoirs + corniche.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.

- **Le revêtement :**

On a une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 8cm d'épaisseur.

$$P_{BB} = 0.08 \times 7 \times 2,2 = 1.23 \text{ t/ml.}$$

- **Trottoirs + corniche :**

$$P (\text{trottoirs}) = 2,5 \times 1.34 \times 0.2 \times 2 = 1,34 \text{ t/m.}$$

$$P (\text{corniches}) = 1 \text{ t/m}$$

$$P (\text{trottoirs} + \text{corniches}) = 2.34 \text{ t/m}$$

- **Garde-corps :**

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

$$\text{Donc : } P_{gc} = 0,2 \text{ t/ml}$$

- **Glissière de sécurité :**

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0.06 t/m

$$\text{Donc : } P_{gli} = 0.12 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = P_{BB} + P (\text{trottoirs} + \text{corniche}) + P_{gc} + P_{gli}$$

$$CCP = 1,23 + 2.34 + 0,20 + 0,12$$

$$CCP = 3.89 \text{ t/ml.}$$

IV-4. Les surcharges routières :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système de charge Bc, Bt.
- La surcharge militaire Mc120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges dues au vent, au séisme, au freinage et à la température.

- **La surcharge de type A (L) :**

D'après le fascicule 61 titre II:

A (l): est une masse donnée en fonction de la largeur chargée L. Exprimée en mètre par la formule suivante:

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

La largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies de manière à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage dont on a en vues la justification.

La valeur de A(l) est majorée par deux coefficients a1, a2 qui sont définies comme suit :

- Le coefficient a_1 : donné par le tableau suivant :

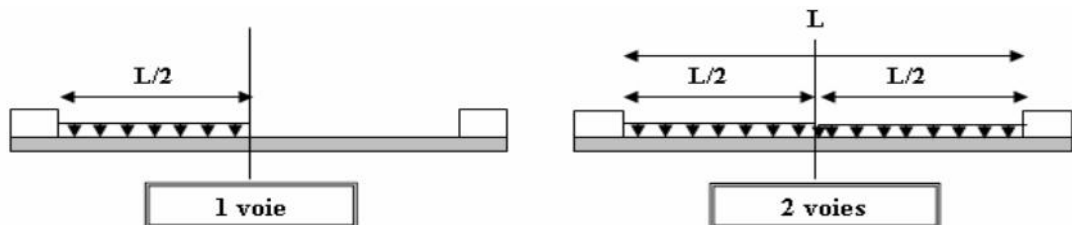
Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe de pont	1 ^{ère}	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{ème}	1	0,8	/	/	/
	3 ^{ème}	0,9	0,8	/	/	/

Pour notre cas : $a_1 = 1$

- Le coefficient a_2 : $a_2 = \frac{v_0}{v}$

(v_0 Dépend de la classe du pont et v la largeur d'une voie 3,5 m).

Avec $v_0 = 3.5$ m (pont de 1^{ère} classe)



-Répartition de la charge A(l)-

Pour notre cas : $a_2 = 1$

$A_1(l) = a_1 \cdot A(l)$.

$A_2(l) = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$.

Les résultats sont sur les tableaux suivants :

- Pour une voie chargée :

Travées chargées l(m)	A(l) (t/m²)	a1	a2	Lc (m)	A2 (l) (t/m)
56	0,759	1	1	3,5	2,657
100	0,551	1	1	3,5	1,930
156	0,444	1	1	3,5	1,555
200	0,399	1	1	3,5	1,399
256	0,364	1	1	3,5	1,275
300	0,345	1	1	3,5	1,208
356	0,327	1	1	3,5	1,147
412	0,315	1	1	3,5	1,102

- Pour deux voies chargées :

Travées chargées l(m)	A(l) (t/m ²)	a1	a2	Lc(m)	A2(l) (t/m)
56	0,759	1	1	7	5,315
100	0,551	1	1	7	3,860
156	0,444	1	1	7	3,110
200	0,399	1	1	7	2,798
256	0,364	1	1	7	2,550
300	0,345	1	1	7	2,417
356	0,327	1	1	7	2,294
412	0,315	1	1	7	2,204

- Système de charge Bc:

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

Masse totale des essieux	30t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12t
Masse portée par l'essieu avant.....	6 t
Longueur d'encombrement	10,5 m
Largeur d'encombrement	2,5 m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2m

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, et en place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

Dans le sens longitudinal, le nombre des camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Nota : les charges du système Bc sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Tel que :

L : longueur de la travée.

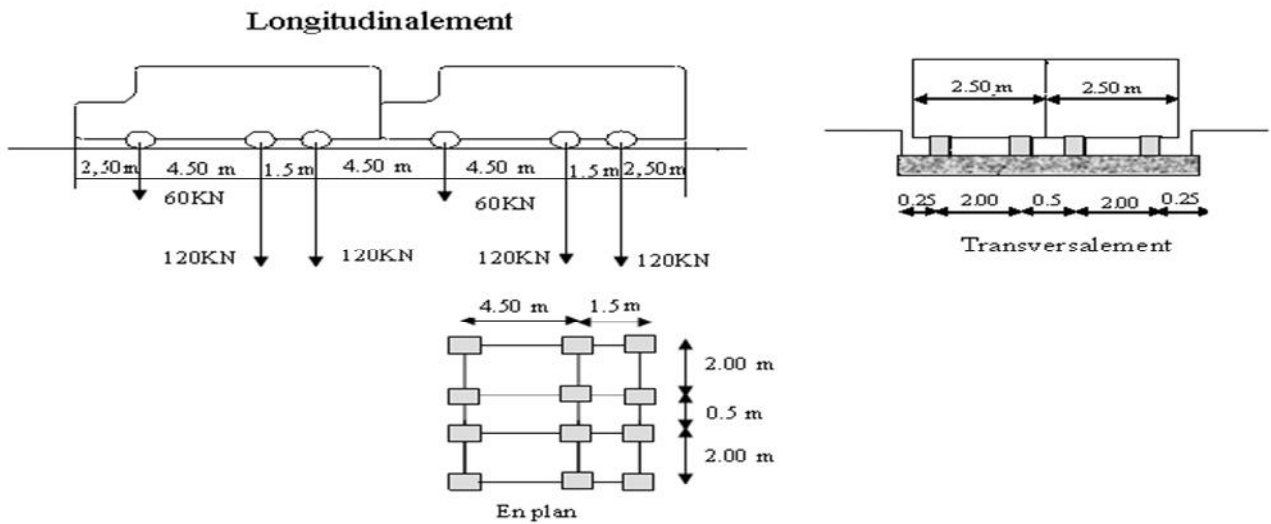
G : la charge permanente de l'ouvrage.

S : la charge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées.

Suivant le fascicule 61 titre II :

$$bc = \begin{matrix} 1,2 & \dots\dots & \text{pour 1 file.} \\ 1,1 & \dots\dots & \text{pour 2 files.} \\ 0,95 & \dots\dots & \text{pour 3 files.} \end{matrix}$$



Les valeurs du coefficient de majoration dynamique :

Travée chargée (m)	Bc (1 file)	Bc (2 files)	δ (1 file)	δ (2 files)
56	1,2	1,1	1,03	1,04
100	1,2	1,1	1,02	1,02
156	1,2	1,1	1,01	1,01
200	1,2	1,1	1,01	1,01
256	1,2	1,1	1,00	1,01
300	1,2	1,1	1,00	1,00
356	1,2	1,1	1,00	1,00
412	1,2	1,1	1,00	1,00

• **Système de charge Bt:**

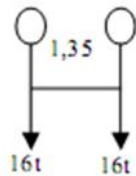
Un tandem du système B t comporte deux essieux, tous deux à rouessimples répondent aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

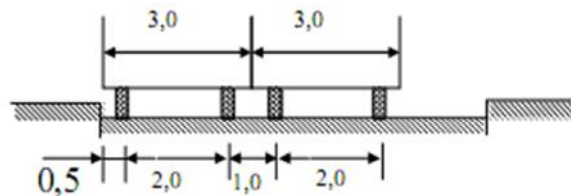
Le système est applicable seulement pour les ponts de 1 èreet 2èmeclasse.
Le système B t doit être multiplié par un coefficient b t qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient b t sont données par le tableau suivant :

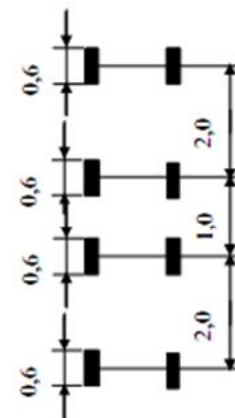
Classe du pont	1	2
Coefficient b t	1	0.9



-Longitudinalement-



-Transversalement-



- En plan-

Les valeurs du coefficient de majoration dynamique :

Travée chargée (m)	Bt (1 file)	Bt (2 files)	δ (1 file)	δ (2 files)
56	1	1	1,03	1,03
100	1	1	1,02	1,02
156	1	1	1,01	1,01
200	1	1	1,01	1,01
256	1	1	1,00	1,00
300	1	1	1,00	1,00
356	1	1	1,00	1,00
412	1	1	1,00	1,00

• La surcharge militaire Mc120:

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 systèmes de charge A et B. sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge (Fascicule 61-II).

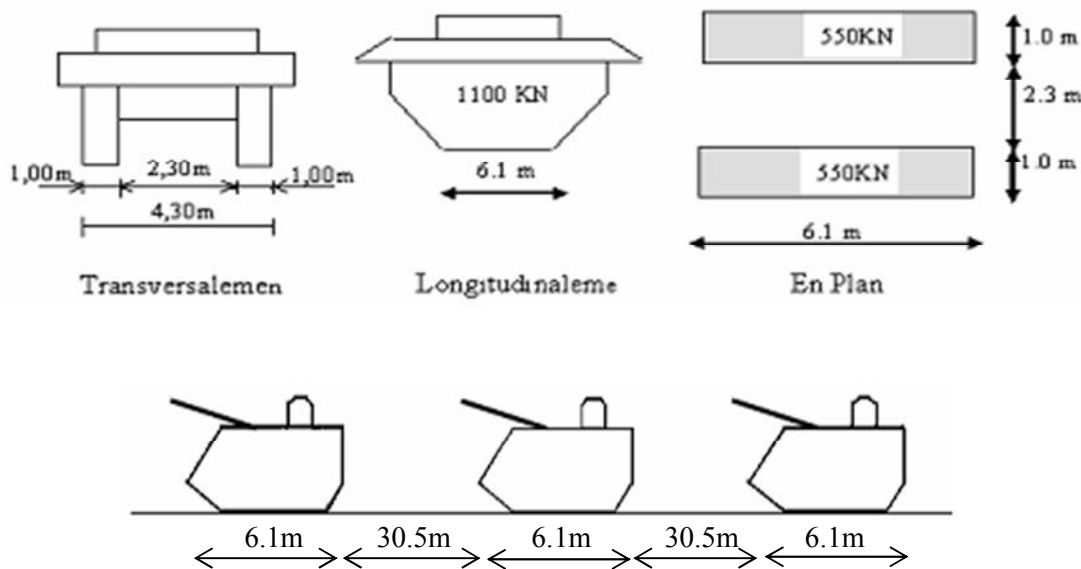
Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système Bc.

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité (distance minimale entre deux véhicules militaires est de 30.5 m).

Poids totale 110 t
 Longueur d'une chenille 6,10 m
 Largeur d'une chenille 1,00 m

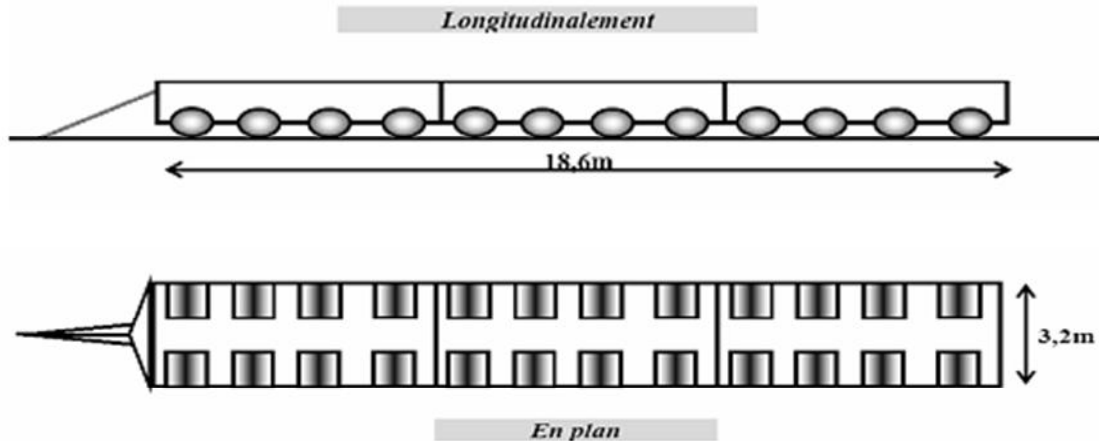


Les valeurs du coefficient de majoration dynamique :

Travée chargée (m)	δ
56	1,05
100	1,03
156	1,02
200	1,02
256	1,02
300	1,02
356	1,02
412	1,02

- **Le convoi exceptionnel D240 :**

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12.9 t/ml.



- **Les surcharges sur trottoirs :**

La surcharge de trottoir c'est une charge uniformément répartie, il y a deux cas de surcharges de trottoirs :

- Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m².
- Surcharge globale : de 150 kg/m².

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m² (selon le fascicule 61 titre II).

premier trottoir chargé	$P=0.15 \times 1.5=0.225\text{t/m}$
Deuxième trottoir chargé	$P=0.15 \times 1.5=0.225\text{t/m}$
Les deux trottoirs chargés	$P=0.225 \times 2=0.45\text{t/m}$

- **Les surcharges dues au vent, au séisme, au freinage et à la température:**

- **surcharge du au vent :**

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

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 0,2 t/m² (Selon le fascicule 61-titre II).

- $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

Dans notre ouvrage, nous appliquons une pression dynamique de vent $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$ (selon le fascicule 61 titre II).

- **Surcharge du au séisme :**

Un séisme est une succession des déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage, sur lequel les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme représentant une composante horizontale et une composante verticale.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inerties ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage du fut des piles.

Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone 1 : sismicité faible.

Zone 2 : sismicité moyenne IIa et IIb.

Zone 3 : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé en zone IIa

- **Forces de freinage :**

Effort de freinage correspondant à la charge A (I) :

$$F_a = \frac{1}{20 + 0.0035 S} A(I)$$

S : La surface chargée (m²)

A (I) = 5.315 t/m

F_a = 14 t

Effort de freinage correspondant au système de charge Bc :

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc est égale au poids du véhicule lui-même.

F_{bc} = 30 t

- **La température :**

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de TIZI OUZOU $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$.

IV- 5. Combinaison de charges :

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

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1.2
Système Bc	1,6	1.2
MC120	1,35	1
D240	1,35	1
Surcharge sur Trottoirs	1,6	1.2
Température (ΔT)	0	0,5
Vent (w)	1.5	0

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives.

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'ELU	$1,35G + 1,6 (A (L) + ST)$	1
	$1,35G + 1,6(B_C + ST)$	2
	$1,35G + 1,35M_{C120}$	3
	$1,35G + 1,35D_{240}$	4
A L'ELS	$G + 1.2 (A (L) + ST)$	5
	$G + 1.2 (B_C + ST)$	6
	$G + MC120$	7
	$G + D240$	8
	$G + 1.2 (A (L) + ST) + 0,5\Delta T$	9
	$G + 1.2 (B_C + ST) + 0,5\Delta T$	10
	$G + MC120 + 0,5\Delta T$	11
	$G + D240 + 0,5\Delta T$	12

Chapitre V

Etude de fléau

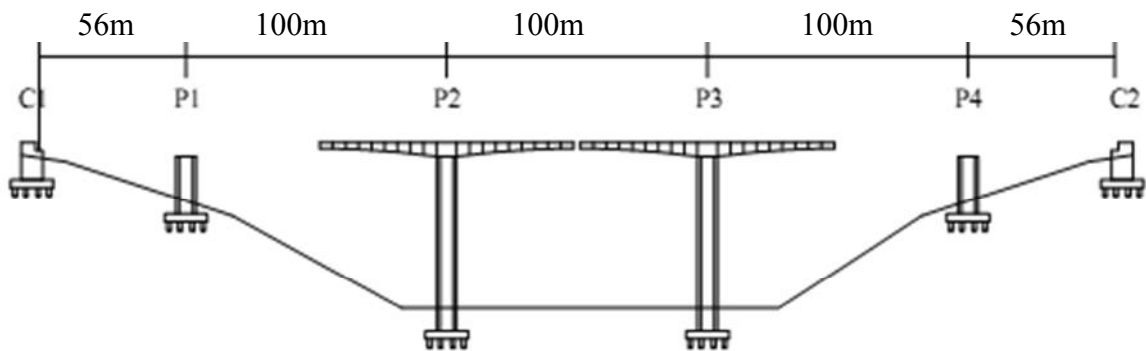
V-1. Phases de réalisation :

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles.

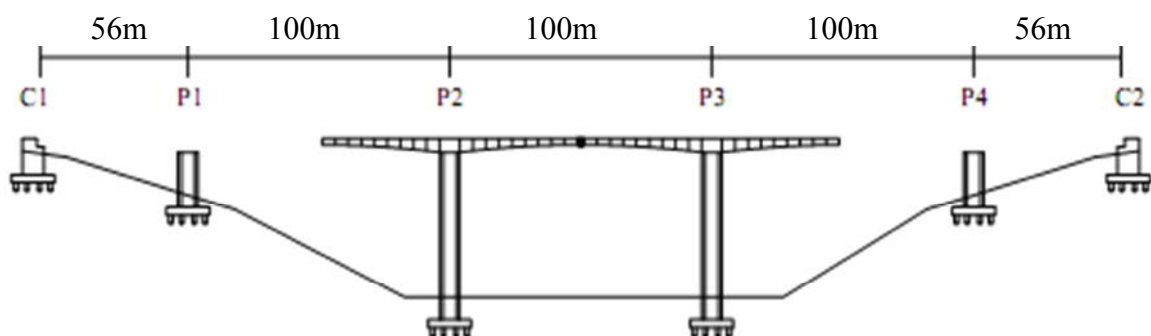
Ces voussoirs sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construit.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit qu'on a construit un fléau.

Les schémas ci-dessous expliquent les phases de construction :

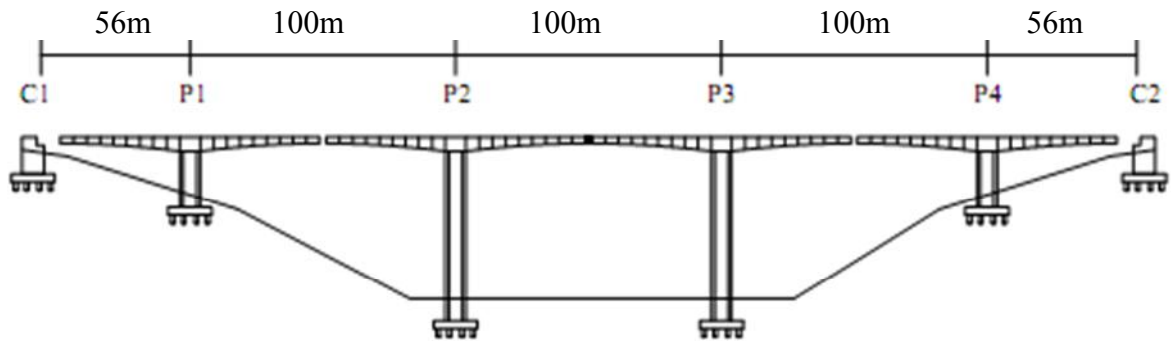
❖ Phase 1 :

-Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P2 et P3)-

❖ Phase 2 :

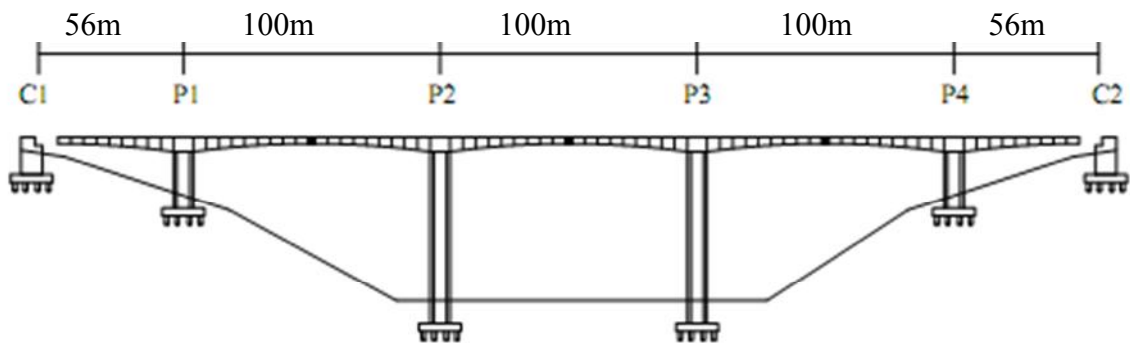
-Clavage à la clé des deux fléaux réalisés-

❖ Phase 3 :



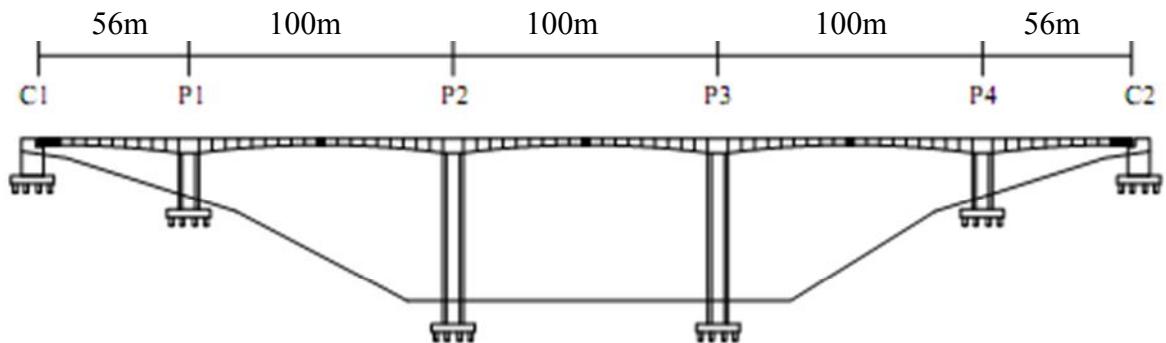
-Réalisation des fléaux sur les piles de rive (P1 et P4)-

❖ Phase 4 :



-Clavage à la clé des deux nouveaux fléaux avec les fléaux déjà réalisés-

❖ Phase 5 :



-Clavage des deux fléaux de rive avec les culées-

V-2. Charges appliquées au fléau (phase de construction) :

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

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

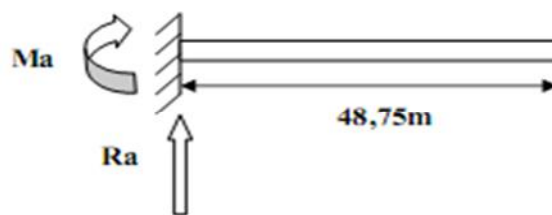
➤ une situation temporaire de construction:

Alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, des charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux.

➤ une situation accidentelle :

Qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué

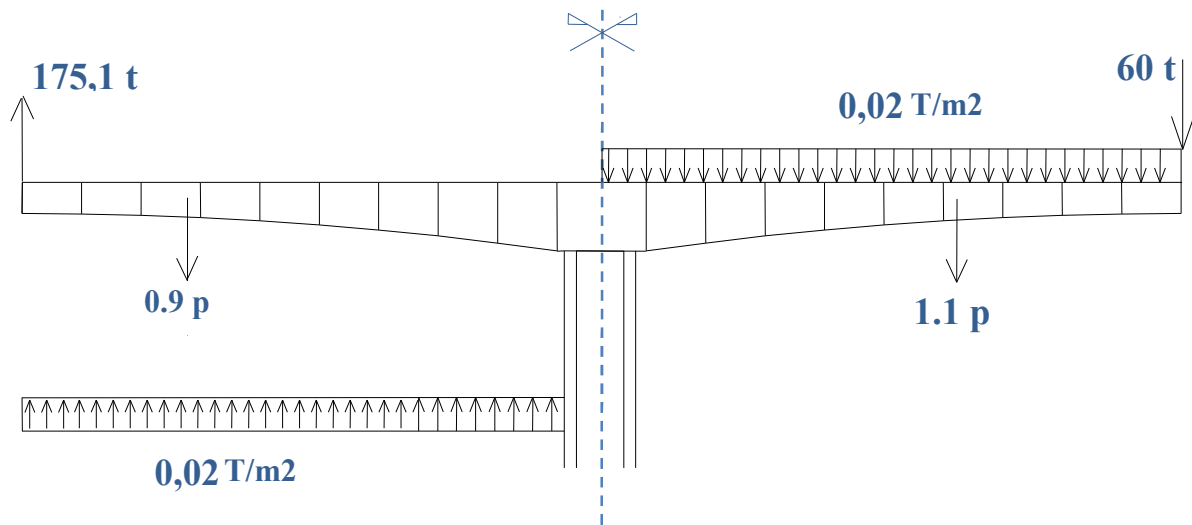
Pour cela on va modéliser les fléaux comme suit :



-Schéma statique du demi-fléau-

Les charges à prendre en compte durant la réalisation sont :

- **Le poids propre des voussoirs.**
- **Equipage mobile :** On prend le poids de l'équipage mobile $Qc1=50 \text{ KN}$ concentrée au bout du dernier voussoir.
- **Les surcharges de chantier:** est représentée par une surcharge uniformément répartie $Qc2=200 \text{ N/m}^2$ et une force ponctuelle concentrée placée en extrémité de fléau $Qc3= (50+5b) =100 \text{ KN}$.
- **Le vent :** L'effet du vent est équivalent à une charge uniforme d'une intensité de 100 à 200 N/m² suivant les caractéristiques du site.
Pour notre ouvrage : on prend 200 N/ m² soit **0.02 t/m²**.
- **Surcharges accidentelles :** Il Ya lieu de considérer une situation accidentelle correspondant soit à la chute d'un équipage mobile en cours de manœuvre, soit à la chute d'un voussoir préfabriqué en cours de fixation.
l'action accidentelle Fa correspond au poids de l'équipage mobile ou du voussoir affecté d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2.



-Charges sollicitant le fléau en cours de construction-

V-2-a. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :

Le tablier possède une hauteur qui varie paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. Considérons alors le demi- fléau représenté sur la figure suivante :

$$0 \leq x \leq 3\text{m} :$$

Le poids propre : $g(x) = 47.75\text{t/ml}$.

$$3 \leq x \leq 48.75 \text{ m} :$$

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

La variation du poids propre :

$$G(x) = \gamma_b S(x) = \gamma_b \left(S_P - 2(S_P - S_C) \frac{x}{L} + (S_P - S_C) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right)$$

L'effort tranchant :

$$V(x) = \gamma_b \left(S_P(L-x) - (S_P - S_C) \frac{(L^2 - x^2)}{L} + (S_P - S_C) \frac{(L^3 - x^3)}{3L^2} \right)$$

Moment fléchissant:

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

V-2-b. Effets due à la surcharge de l'équipage mobile Qc1 dans le demi-fléau isostatique :

$$V = 50t.$$

$$M(x) = 50(x-L) \text{ (t.m.)}$$

V-2-c. Effets dues aux surcharges de chantier Qc dans le demi-fléau isostatique :

▪ **Qc2 :**

$$V(x) = 0.2(L - x) \text{ (t)}$$

$$M(x) = 0.2\left(-\frac{x^2}{2} + xL - \frac{L^2}{2}\right) \text{ (t.m)}$$

▪ **Qc3 :**

$$V = 10 \text{ t.}$$

$$M(x) = 10(x-L) \text{ (t.m.)}$$

V-2-d. Effets du au vent Qw dans le demi-fléau isostatique :

$$V(x) = 0.2(L - x) \text{ (t)}$$

$$M(x) = 0.2\left(\frac{x^2}{2} - xL + \frac{L^2}{2}\right) \text{ (t.m)}$$

V-2-e. Effets due à la force accidentelle Fa dans le demi-fléau isostatique :

$$V = 175,1 \text{ (t)}$$

$$M(x) = 175,1(L-x) \text{ (t.m.)}$$

L'abscisse (m)	Poids propre des voussoirs		Qc1		Qc2		Qc3		Qw		Fa	
	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)
0	1410.19	-27749.83	50	-2437,5	9,75	-237,66	10	-487,5	9,75	237,66	175.1	8536,12
3	1266.90	-23729.33	50	-2287,5	9,15	-209,31	10	-457,5	9,15	209,31	175.1	8010,82
3.75	1232.20	-22792.70	50	-2250	9	-202,5	10	-450	9	202,5	175.1	7879,5
8.75	1013.63	-17194.08	50	-2000	8	-160	10	-400	8	160	175.1	7004
13.75	823.54	-12585.33	50	-1750	7	-122,5	10	-350	7	122,5	175.1	6128,5
18.75	658.46	-8892.62	50	-1500	6	-90	10	-300	6	90	175.1	5253
23.75	515.04	-5967.17	50	-1250	5	-62,5	10	-250	5	62,5	175.1	4377,5
28.75	390.07	-3703.90	50	-1000	4	-40	10	-200	4	40	175.1	3502
33.75	279.41	-2031.57	50	-750	3	-22,5	10	-150	3	22,5	175.1	2626,5
38.75	179.96	-885.46	50	-500	2	-10	10	-100	2	10	175.1	1751
43.75	87.30	--218.21	50	-250	1	-2,5	10	-50	1	2,5	175.1	875,5
48.75	0	0	50	0	0	0	10	0	0	0	175.1	0

V-3. Combinaisons des Charges :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la vérification de la stabilité des fléaux et le dimensionnement des dispositifs de stabilisation sont les suivantes :

➤ **Combinaisons fondamentales de construction :**

$$0.9 (G \text{ max} + G \text{ min}) + 1.25 (Qc1 + Qc2 + Qc3 + Qw).$$

$$1.1 (G \text{ max} + G \text{ min}) + 1.25 (Qc1 + Qc2 + Qc3 + Qw).$$

Vis-à-vis de ce type de combinaison, le critère à vérifier est le non-décollement du tablier au droit d'une cale de construction ou d'une palée provisoire.

➤ **Combinaisons accidentelles :**

$$0.9 (G \text{ max} + G \text{ min}) + (Qc1 + Qc2 + Qc3 + Qw) + Fa.$$

$$1.1 (G \text{ max} + G \text{ min}) + (Qc1 + Qc2 + Qc3 + Qw) + Fa.$$

Ce type de combinaison permet de dimensionner le système de stabilisation.

Les résultats des combinaisons sont sur le tableau suivant :

L'abscisse (m)	Combinaisons fondamentales de construction		Combinaisons accidentelles	
	V(t)	M (t.m)	V(t)	M (t.m)
0	1669,42	-35088,63	1651,98	-34297,96
3	1507,90	-30317,19	1490,61	-29578,61
3,75	1468,78	-29201,53	1451,53	-28475,91
8,75	1222,29	-22491,76	1205,29	-21851,76
13,75	1007,76	-16898,86	991,01	-16343,24
18,75	821,29	-12340,02	804,79	-11867,52
23,75	659,12	-8648,30	642,87	-8257,67
28,75	517,66	-5705,77	501,65	-5395,77
33,75	392,25	-3432,55	376,50	-3201,92
38,75	279,41	-1755,98	263,91	-1603,49
43,75	174,20	-622,97	158,95	-547,33
48,75	75	0	60	0

V-4. Etude de l'encastrement provisoire :

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

Le système d'appui définitif et la conception des piles jouent évidemment un rôle déterminant au moment du choix de ce dispositif.

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire. C'est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres et dont les piles, relativement massives, offrent une surface de chevêtre importante.

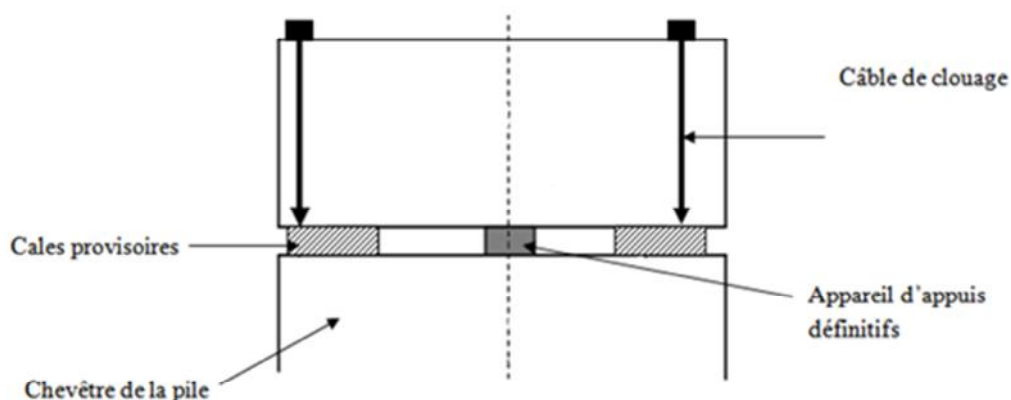
Elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.

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.

On a : $M = 5471.38 \text{ t.m}$
 $V = 161.43 \text{ t}$



On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : $M/N = 33.89 \text{ m}$

On remarque que $M/N > e/2$

$$n.s = \frac{M/e - N/2}{(1 - P) \rho_0}$$

$$n.s = \frac{5471.38/4 - 161.43/2}{(1 - 0.2) 1416.100}$$

$$n.s = 0.0113 \text{ m}^2.$$

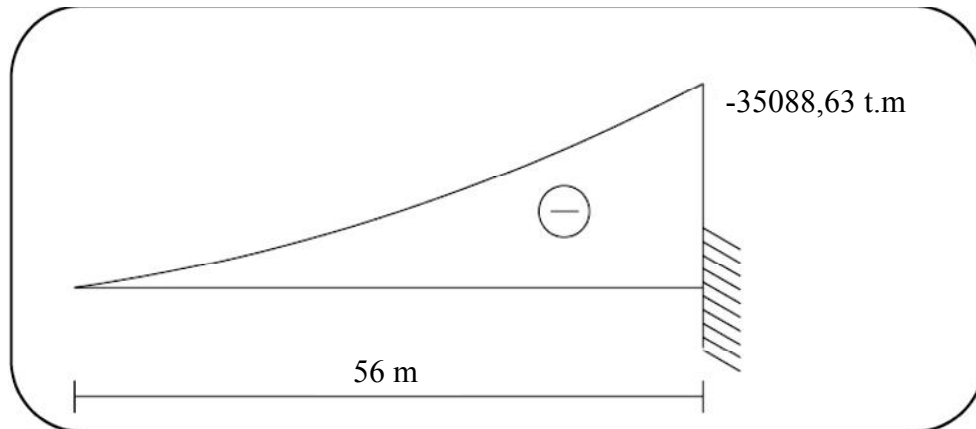
On prend des câbles de 12T15. Donc $n = 8$ câbles.

V-5. Clavage de la travée :

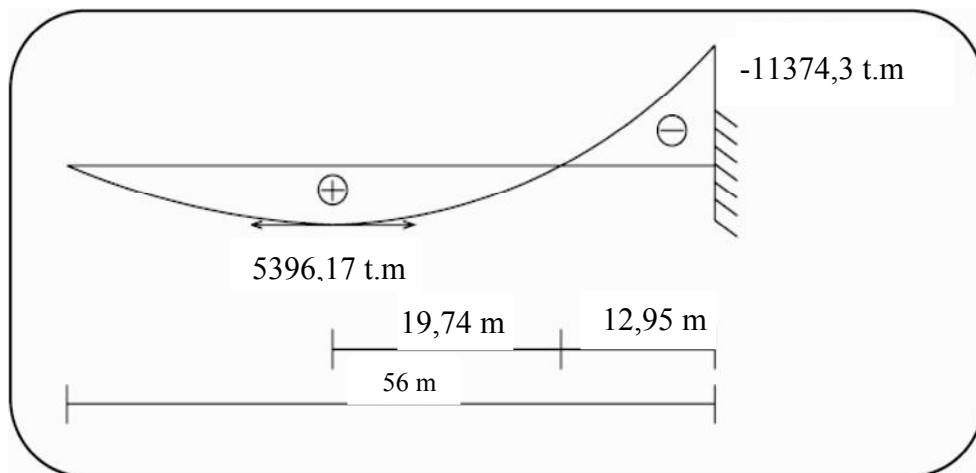
Dans cette phase de construction, on a deux types de clavage :

- Clavage dans la travée de rive.
- Clavage dans la travée intermédiaire.

Pour le premier cas on considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est devenue alors « hyperstatique », et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre.



-Moments due au poids propre avant le clavage-



-Moments due au poids propre après le clavage-

Chapitre VI

Etude de la précontrainte

VI-1. Introduction :

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire à la traction.

Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge.

VI-2. Etude de la précontrainte de fléau :

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

❖ 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.

❖ 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.

Nota : 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.

VI-2-a. Détermination de la précontrainte du fléau :

Les câbles du fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales, ces dernières créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$$\begin{aligned} \text{➤ les fibres supérieures : } & \sigma_{p\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \\ \text{➤ les fibres inférieures : } & \sigma_{p\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} \end{aligned}$$

Avec :

σ_{psup} : Contrainte de compression générée au niveau fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

σ_{pinf} : Contrainte de traction au niveau fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la précontrainte.

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

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

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

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

Trois classes de précontrainte sont déterminées selon le degré d'agressivité atmosphérique auquel notre ouvrage est exposé.

À la limite :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = -\frac{M.V}{I} \Rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I} \right) = -\frac{M.V}{I} \Rightarrow P = -\frac{M.V/I}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

M : Le moment fléchissant du au poids propre et les surcharges (en phase de construction).

S : Section droite du voussoir.

Dans cette dernière expression **P** et **e** sont des inconnus, pour cela on fixe **e** et on détermine **P**.

- **Détermination du nombre des câbles de fléau:**

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0,8.p_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15s peut créer et P_0 est estimé à 20% de perte.

$F_{prg} = 1770\text{Mpa}$ pour un câble de 1 T15 s.

$F_{peg} = 1583\text{Mpa}$ pour un câble de 1 T15 s.

La tension d'origine :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8F_{prg}, 0.9F_{peg}) = \text{Min} (1416, 1424.7) = 1416\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{p0} \times S$$

$$P_0 = 1416 \times 1668 \times 10^{-6} = 2.362 \text{ MN}$$

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

- Section : $S = 19.10 \text{ m}^2$
- Inertie : $I = 84.27 \text{ m}^4$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 3.08 \text{ m}$.
- $e = V - d$ On prend l'enrobage $d = 0.15\text{m} \Rightarrow e = 3.08 - 0.15 = 2.93 \text{ m}$

Pour $M = -35088,63 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow P = 8043.27 \text{ t}$$

On prend $N = 44$ câbles.

• Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter au moins 3 câbles dans chaque voussoir, pour éviter le phénomène de torsion.

Soit le nombre des câbles dans chaque voussoir :

$$N = \frac{P_i}{0.8P_0} \quad \text{avec :} \quad P_i = - \frac{M_i \frac{V_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i V_i}{I_i}}$$

L'abscisse (m)	M (t.m)	I (m4)	S(m²)	V(m)	e (m)	P (t)	N (câbles)	N (câbles par âme)	N (câbles arrêtés par âme)
0	-35088,63	84,27	19,10	3,08	2,93	8043,27	44	22	0
3.75	-29201,53	80,04	18,71	3,01	2,86	6814,60	38	19	3
8.75	-22491,76	56,10	16,28	2,62	2,47	5937,83	34	17	2
13.75	-16898,86	39,01	14,12	2,27	2,12	5059,56	28	14	3
18.75	-12340,02	27,04	12,25	1,97	1,82	4193,40	24	12	2
23.75	-8648,30	18,85	10,65	1,71	1,56	3329,26	20	10	2
28.75	-5705,77	13,37	9,33	1,50	1,35	2473,43	16	8	2
33.75	-3432,55	9,82	8,29	1,33	1,18	1656,14	10	5	3
38.75	-1755,98	7,62	7,53	1,21	1,06	925,30	6	3	2
43.75	-622,97	6,39	7,04	1,13	0,98	349,04	2	1	2
48.75	0	5,90	6,83	1,10	0,95	0	0	0	1

• Position et enrobage des câbles :

En se référant à l'article 10.2.2 du BPEL 91 révisé 99

On a :

L'espacement horizontal entre deux câbles $eh = 1.5\varnothing$.

L'espacement vertical entre deux câbles $ev = 1.2\varnothing$.

L'enrobage $c = \max(3/4a, \varnothing, d)$.

a désigne la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

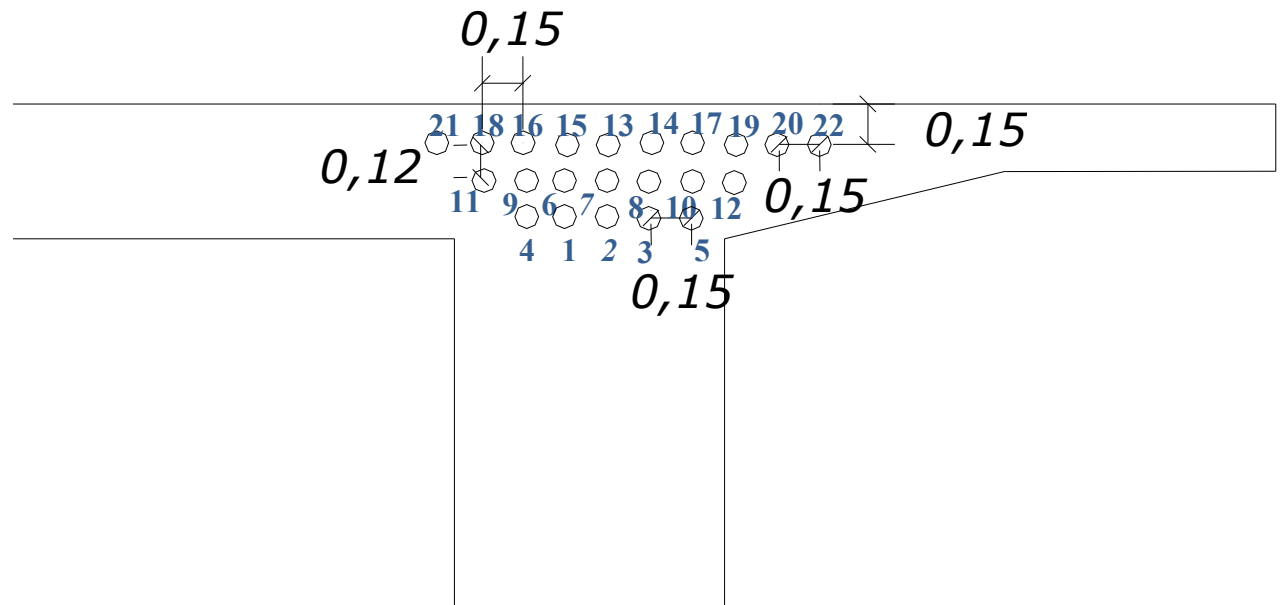
Pour les ouvrages courants d est égal à 4 cm.

Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive, d est supérieur ou égal à 5 cm

On prend : $eh = 15\text{cm}$.

$ev = 12\text{cm}$.

$c = 10\text{ cm}$.



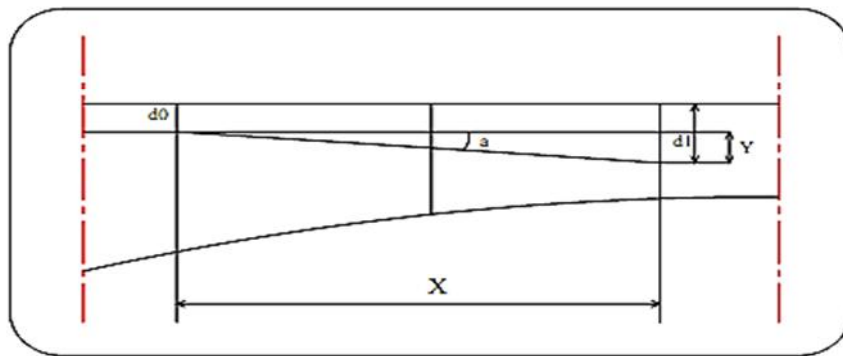
• Etude du tracé des câbles:

➤ Tracé en élévation :

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

Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

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



Le rayon minimal de courbure R_{min} est de 6m, ce dernier sera calculé selon la formule suivante :

$$R = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 6m$$

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontal :

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

Exemple de calcul : Etude de câble n°1 de voussoir 1

On calcule le rayon de courbure :

$$R(x) \geq 6 \Rightarrow \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 6 \quad d_1 \quad d_0 + x^2/12$$

$$\left. \begin{array}{l} d_0 = 0.39 \\ d_1 = 1.5 \\ Y = d_1 - d \end{array} \right\} \Rightarrow Y = 1.11 m.$$

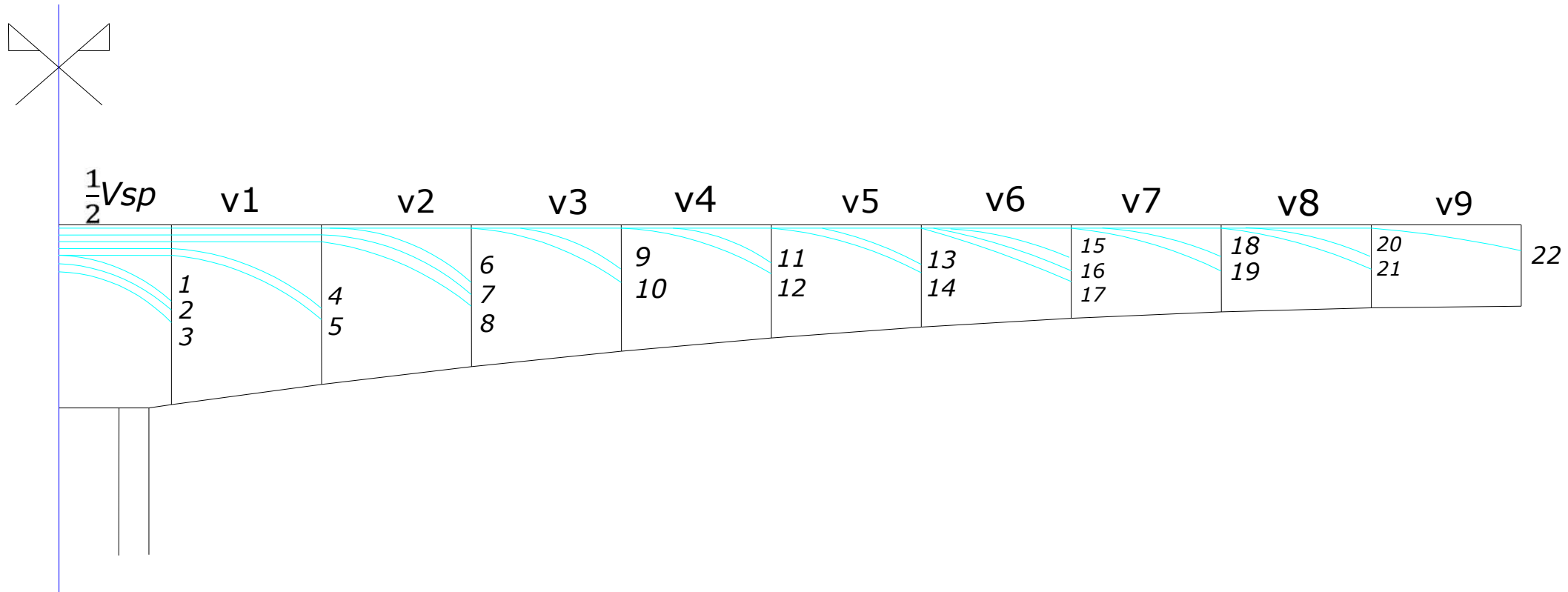
Donc : $R = 6.33 m$

On calcule L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontal :

$$\operatorname{tg} \alpha = 2 (d_1 - d_0) / l \quad \alpha = 0.53 \text{ rad.}$$

Les résultats sont sur le tableau suivant :

câbles	L(m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	Rc (m)	tg α	(rad)	équation
c1	3,75	0,39	1,5	6,33	0,592	0,534	0.39+0,079x ²
c2	3,75	0,39	1,25	8,17	0,458	0,430	0.39+0,061x ²
c3	3,75	0,39	1	11,52	0,325	0,314	0.39+0,043x ²
c4	8,75	0,39	2,375	19,28	0,453	0,425	0.39+0,080x ²
c5	8,75	0,39	2,875	15,40	0,568	0,516	0.39+0,070x ²
c6	13,75	0,27	2,027	53,80	0,255	0,250	0.27+0,081x ²
c7	13,75	0,27	2,277	47,10	0,292	0,284	0.27+0,071x ²
c8	13,75	0,27	2,527	41,88	0,328	0,317	0.27+0,061x ²
c9	18,75	0,27	1,725	120,81	0,155	0,153	0.27+0,058x ²
c10	18,75	0,27	2,225	89,91	0,208	0,205	0.27+0,078x ²
c11	23,75	0,27	1,467	235,61	0,100	0,100	0.27+0,048x ²
c12	23,75	0,27	1,967	166,19	0,142	0,141	0.27+0,067x ²
c13	28,75	0,15	1,25	375,71	0,076	0,076	0.15+0,044x ²
c14	28,75	0,15	1,75	258,30	0,111	0,110	0.15+0,064x ²
c15	33,75	0,15	1,086	608,47	0,055	0,055	0.15+0,037x ²
c16	33,75	0,15	1,336	480,21	0,070	0,070	0.15+0,047x ²
c17	33,75	0,15	1,586	396,61	0,085	0,085	0.15+0,057x ²
c18	38,75	0,15	0,885	1021,47	0,037	0,038	0.15+0,029x ²
c19	38,75	0,15	1,385	607,92	0,064	0,063	0.15+0,049x ²
c20	43,75	0,15	0,851	1365,23	0,032	0,032	0.15+0,028x ²
c21	43,75	0,15	1,351	796,86	0,054	0,054	0.15+0,048x ²
c22	48,75	0,15	1,1	1250,82	0,039	0,033	0.15+0,038x ²

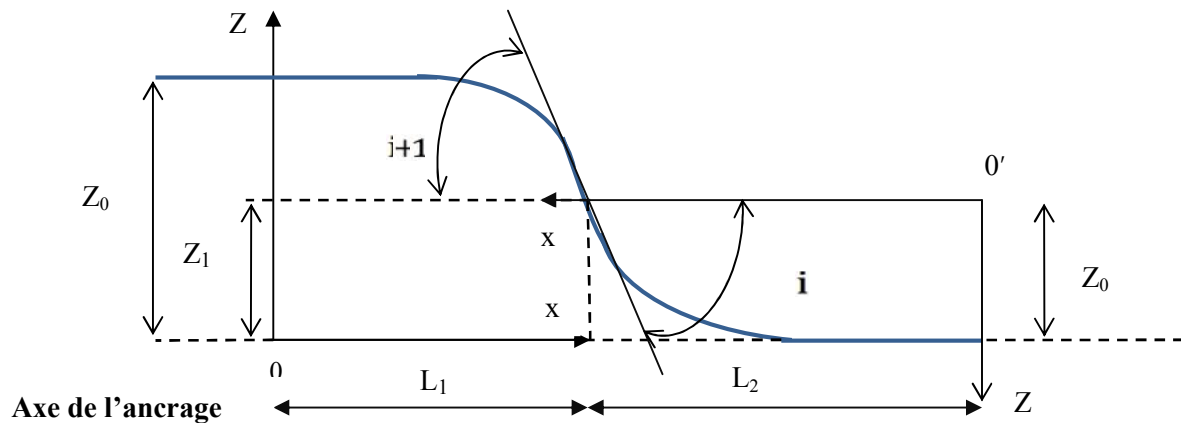


-tracé en élévation des câbles de fléau -

➤ **Tracé en plan :**

Le tracé en plan suit aussi 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 courbures ; en plan et en élévation, ce qui pose des problèmes au niveau de l'exécution bien que théoriquement il est conseillé de donner au câble une forme en S plus ou moins prononcée pour diminuer au maximum la composante V de la précontrainte dans le plan, il est difficile de le réaliser en pratique.

Ceci du point de vue pratique, et du point de vue perte de précontrainte celle-ci est très important lorsque les courbures augmentent en tenant compte de ces remarque son a choisi le tracé suivant :



-Tracé en plan du câble de fléau-

Equation de la courbure :

$$Z(X) = ax^2 + bx + C$$

Avec les conditions aux limites :

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

Le rayon de courbure :

$$R(X) = ax^2 + bx + C$$

Avec les conditions aux limites :

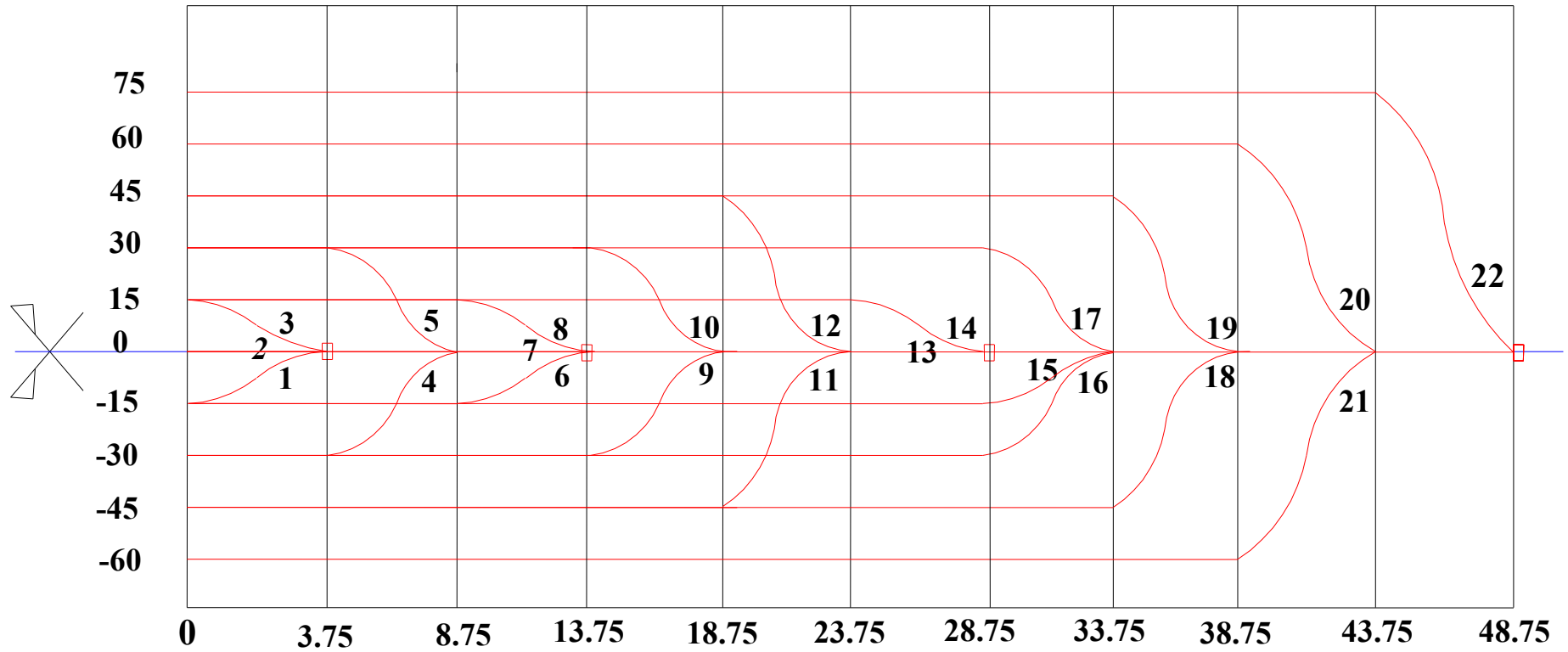
$$R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \text{ et } R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\text{Tg}(\mathbf{i}) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \text{ et } \text{Tg}(\mathbf{i}_{i+1}) = \frac{2 \cdot Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

Les résultats sont sur le tableau suivant :

câbles	L(m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R (m)	Tg β	β (rad)	équation
c1	3,75	1,875	1,875	-0,15	-0,075	-23,43	-0,08	-0.08	-0.15+0.02x ²
c2	3,75	1,875	1,875	0	0	/	0	0	/
c3	3,75	1,875	1,875	0,15	0,075	23,43	0,08	0.08	0.15-0.02x ²
c4	5	2,5	2,5	-0,3	-0,15	-20,83	-0,12	-0.12	-0.30+0.024x ²
c5	5	2,5	2,5	0,3	0,15	20,83	0,12	0.12	0.30-0.024x ²
c6	5	2,5	2,5	-0,15	-0,075	-41,66	-0,06	-0.06	-0.15+0.012x ²
c7	5	2,5	2,5	0	0	/	0	0	/
c8	5	2,5	2,5	0,15	0,075	41,66	0,06	0.06	0.15-0.012x ²
c9	5	2,5	2,5	-0,3	-0,15	-20,83	-0,12	-0.12	-0.30+0.024x ²
c10	5	2,5	2,5	0,3	0,15	20,83	0,12	0.12	0.30-0.024x ²
c11	5	2,5	2,5	-0,45	-0,225	-13,88	-0,18	-0.18	-0.45+0.036x ²
c12	5	2,5	2,5	0,45	0,225	13,88	0,18	0.18	0.45-0.036x ²
c13	5	2,5	2,5	0	0	/	0	0	/
c14	5	2,5	2,5	0,15	0,075	41,66	0,06	0.06	0.15-0.012x ²
c15	5	2,5	2,5	-0,15	-0,075	-41,66	-0,06	-0.06	-0.15+0.012x ²
c16	5	2,5	2,5	-0,3	-0,15	-20,83	-0,12	-0.12	-0.30+0.024x ²
c17	5	2,5	2,5	0,3	0,15	20,83	0,12	0.12	0.30-0.024x ²
c18	5	2,5	2,5	-0,45	-0,225	-13,88	-0,18	-0.18	0.40-0.012x ²
c19	5	2,5	2,5	0,45	0,225	13,88	0,18	0.18	0.45-0.012x ²
c20	5	2,5	2,5	0,6	0,3	10,41	0,24	0.23	0.60-0.048x ²
c21	5	2,5	2,5	-0,6	-0,3	-10,41	-0,24	-0.23	-0.60+0.048x ²
c22	5	2,5	2,5	0,75	0,375	8,33	0,3	0.29	0.75-0.06x ²



-tracé en plan des câbles de fléau-

VI-2-b. Détermination de la précontrainte de continuité :

Le dimensionnement de la précontrainte suppose qu'on connaisse l'enveloppe des sollicitations dans les sections, or ces sollicitations contiennent les effets hyperstatiques de la précontrainte, qui ne sont pas connues puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première détermination de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte sont nuls. Après avoir déterminé les forces des nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte. L'ensemble des câbles de la précontrainte ne devra pas être surdimensionné, car en absence de surcharge ou en état de repos de l'ouvrage, on risque d'obtenir des moments négatifs à mi-travée.

Les câbles de continuité sont divisés en deux groupes :

- Câbles disposés au niveau de la membrure inférieure (généralement les plus nombreux). ils sont soit relevés dans les âmes ou bien ancrés dans l'hourdis inférieur.
- Câbles disposés au niveau de la membrure supérieure des voussoirs pour prolonger les câbles de fléaux plus long.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

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

• Combinaisons des efforts :

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

Selon le BPEL 91 la combinaison suivante nous donne le moment max (bien sur après analyse des autres combinaisons) :

$$G + 1.2 Q + 0.5\Delta T (10^\circ)$$

G : Poids propre + superstructure.

Q : L'effet de A(l) + ST.

ΔT : Effet dû au gradient thermique.

- **Détermination du nombre de câbles :**

L'effort N développé par les câbles de continuité dans la section du voussoir satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} = \frac{MV'}{I}$$

P : effort de précontrainte.

S : section droite du voussoir.

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

I : inertie du voussoir.

e₀ : excentricité du câble de continuité

M : moment fléchissant dû à la combinaison la plus défavorable.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} - \frac{e_0 V'}{I}}$$

Donc : $n = \frac{P}{0,8E\sigma_0}$

➤ **Calcul des câbles de continuité de travée de rive :**

Les résultats sont sur le tableau suivant :

L'abscisse (m)	M (t.m)	S (m ²)	V' (m)	e ₀ (m)	I (m ⁴)	P (t)	P ₀ (t)	n	n (câbles)
0	0	6,83	1,4	-1,25	5,89	0	236,2	0	0
5	1710,1	6,83	1,4	-1,25	5,89	916.46	236,2	4.85	6
7.25	2308,82	6,83	1,4	-1,25	5,91	1235.24	236,2	6.54	8
12.25	3230,08	7,04	1,42	-1,27	6,397	1758.52	236,2	9.30	10
17.25	3592,61	7,53	1,48	-1,33	7,626	1995.03	236,2	10.54	12
22.25	3367,26	8,3	1,58	-1,43	9,825	1918.73	236,2	10.15	12
27.25	2505,56	9,34	1,71	-1,56	13,378	1691.12	236,2	8.95	10
32.25	942,32	10,65	1,87	-1,72	18,85	1222.90	236,2	6.47	8
37.25	-1391,43	12,25	2,072	-1,92	27,048	679.34	236,2	3.60	4
42.25	-4628,26	14,13	2,3	-2,15	39,011	70.84	236,2	0.38	2
47.25	-8847,37	16,28	2,57	-2,42	56,107	-423.81	236,2	-2.24	0
52.25	-14194,26	18,71	2,87	-2,72	80,048	-1035.96	236,2	-5.48	0
56	-19037,9	19,1	2,92	-2,77	84,27	-1691.15	236,2	-8.95	0

➤ Calcul des câbles de continuité de travée intermédiaire :

Les résultats sont sur le tableau suivant :

L'abscisse (m)	M (t.m)	S (m ²)	V' (m)	e ₀ (m)	I (m ⁴)	P (t)	P ₀ (t)	n	n (câbles)
0	-21047,46	19,1	2,92	-2,77	84,27	-2160,56	236,2	-11,43	0
3,75	-14887,85	18,71	2,87	-2,72	80,048	-1200,68	236,2	-6,35	0
8,75	-7808,91	16,28	2,57	-2,42	56,107	-147,70	236,2	-0,78	0
13,75	-1970,08	14,13	2,3	-2,15	39,011	864,24	236,2	4,57	6
18,75	2808,01	12,25	2,072	-1,922	27,048	2084,95	236,2	11,03	12
23,75	6606,78	10,65	1,87	-1,72	18,85	3347,20	236,2	17,71	20
28,75	9542,72	9,34	1,71	-1,56	13,378	4626,17	236,2	24,48	26
33,75	11696,91	8,3	1,58	-1,43	9,825	5741,07	236,2	30,38	32
38,75	13125,09	7,53	1,48	-1,33	7,626	6727,46	236,2	35,60	36
43,75	13885,69	7,04	1,42	-1,27	6,397	7337,65	236,2	38,83	40
48,75	14000,45	6,83	1,4	-1,25	5,91	7494,60	236,2	39,66	42
50	14031,53	6,83	1,4	-1,25	5,89	7519,65	236,2	39,79	42
51,25	13822,23	6,83	1,4	-1,25	5,91	7399,19	236,2	39,15	42
56,25	12992,26	7,04	1,42	-1,27	6,397	6869,86	236,2	36,35	38
61,25	11521,06	7,53	1,48	-1,33	7,626	5931,13	236,2	31,38	32
66,25	9366,23	8,3	1,58	-1,43	9,825	4671,56	236,2	24,72	26
71,25	6497,8	9,34	1,71	-1,56	13,378	3356,20	236,2	17,76	20
76,25	2801,53	10,65	1,87	-1,72	18,855	1919,61	236,2	10,15	12
81,25	-1675,92	12,25	2,072	-1,922	27,048	584,12	236,2	3,091	6
86,25	-7162,53	14,13	2,3	-2,15	39,011	-685,56	236,2	-3,628	0
91,25	-13732,21	16,28	2,57	-2,42	56,107	-1722,62	236,2	-9,116	0
96,25	-21518,86	18,71	2,87	-2,72	80,048	-2775,47	236,2	-14,68	0
100	-28202,03	19,1	2,92	-2,77	84,27	-3831,81	236,2	-20,27	0

- **Tracé des câbles de continuité :**

Les câbles de continuité sont destinés à assurer la continuité entre les différents fléaux et à s'opposer aux moments extrêmes de signes opposés provoqués par les surcharges.

Le tracé des câbles doit être conforme aux calculs statiques. Il faut éviter en général des déviations brusques de courbures. Les câbles doivent être correctement posés et fixés sur l'armature passive afin de garder leurs positions lors du bétonnage.

Une pose incorrecte peut créer des courbures parasites, et par conséquent d'augmenter les pertes de tension par frottement.

L'injection par un coulis de ciment suit la pose des câbles afin de garantir la protection des aciers contre la corrosion et assurer une homogénéité de l'ensemble acier, gaine et béton.

Chapitre VII

Calcul des pertes de précontrainte

VII. Pertes de tension dans les câbles:

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

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

VII-1. Pertes de tension instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension, elles sont de trois sortes :

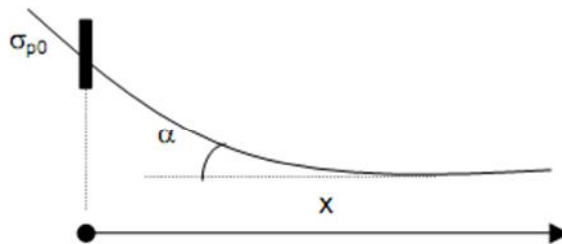
- ❖ Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- ❖ Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- ❖ Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

VII-1-a. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Selon les règles **BPEL91**, la tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et point d'abscisse (x), sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \theta x)}$$



Tel que :

x (m) : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

e : est la base des logarithmes népériens.

α (rad) : est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x , indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace ($\alpha = \alpha$ élévation + α plan).

f (rd⁻¹) = 0,18 : est le coefficient de frottement en courbe.

θ (m⁻¹) = 0,002 : est le coefficient de perte de tension par unité de longueur.

σ_{p0} = 1416 Mpa.

Donc on aura : $\sigma_p(x) = 1416 e^{-(0.18\alpha+0.002x)}$

Les résultats sont sur le tableau suivant :

câbles	x (m)	α (rad)	$\sigma_p(x)$ (Mpa)	$\sigma_{p0}-\sigma_p(x)$ (Mpa)
c1	3,75	0,61	1245,87	170,12
c2	3,75	0,43	1300,74	115,25
c3	3,75	0,39	1310,14	105,85
c4	8,75	0,54	1262,55	153,44
c5	8,75	0,64	1240,0	175,97
c6	13,75	0,3	1305,17	110,82
c7	13,75	0,28	1309,88	106,12
c8	13,75	0,38	1286,51	129,48
c9	18,75	0,27	1299,18	116,81
c10	18,75	0,32	1287,54	128,45
c11	23,75	0,28	1283,94	132,05
c12	23,75	0,32	1274,73	141,26
c13	28,75	0,07	1320,13	95,86
c14	28,75	0,17	1296,58	119,41
c15	33,75	0,11	1297,62	118,37
c16	33,75	0,19	1279,07	136,92
c17	33,75	0,2	1276,77	139,22
c18	38,75	0,21	1261,79	154,20
c19	38,75	0,24	1255,00	160,99
c20	43,75	0,26	1238,05	177,95
c21	43,75	0,28	1233,60	182,40
c22	48,75	0,33	1210,38	205,62

La somme des pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine est : **3076,66Mpa.**

VII-1-b. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages :

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage.

Cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$d = \sqrt{\frac{q}{k} \frac{E_p}{p_0}}$$

Avec :

$K = (f \cdot \alpha / L) + \emptyset$

L : Longueur horizontale d'un demi-câble.

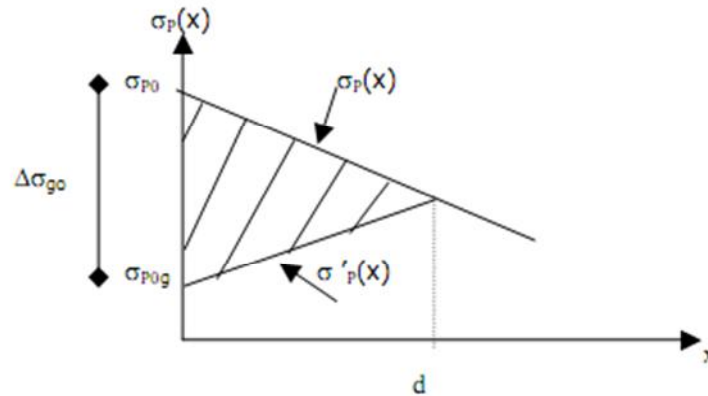
g : Intensité du recul d'ancrage estimée à 0.006m (donnée par le fournisseur).

E_p : Module d'élasticité des aciers : $E_p = 1,9 \cdot 10^5$ Mpa (selon **BPEL 91**).

Les pertes dues au recul d'ancrage sont : $\Delta\sigma = 2.d.k.\sigma_{p0}$.

Nota :

- si $d < x$ (les pertes existent).
- si $d > x$ (les pertes sont nulles).



Les résultats sont sur le tableau suivant :

câbles	x (m)	α (rad)	K (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma$ (Mpa)
c1	3,75	0,61	0,060	3,78	Non
c2	3,75	0,43	0,043	4,31	Non
c3	3,75	0,39	0,039	4,51	Non
c4	8,75	0,54	0,024	5,76	395,43
c5	8,75	0,64	0,028	5,33	427,70
c6	13,75	0,3	0,009	9,03	252,25
c7	13,75	0,28	0,009	9,28	245,45
c8	13,75	0,38	0,012	8,20	277,76
c9	18,75	0,27	0,007	10,58	215,37
c10	18,75	0,22	0,006	11,37	200,47
c11	23,75	0,28	0,006	11,35	200,79
c12	23,75	0,32	0,006	10,84	210,31
c13	28,75	0,07	0,002	16,73	136,28
c14	28,75	0,17	0,004	13,96	163,27
c15	33,75	0,11	0,003	15,93	143,14
c16	33,75	0,19	0,004	14,14	161,24
c17	33,75	0,2	0,004	13,95	163,36
c18	38,75	0,21	0,004	14,27	159,72
c19	38,75	0,24	0,004	13,79	165,25
c20	43,75	0,26	0,004	13,94	163,48
c21	43,75	0,28	0,004	13,67	166,70
c22	48,75	0,33	0,004	13,47	169,26

La somme des pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages est : **4017,33 Mpa.**

VII-1-c. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

La perte de tension qui résulte du raccourcissement élastique du béton due à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$\sigma_p = E_p \gamma \frac{k \sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

Avec :

E_p : module de young des armatures.

E_{ij} : module longitudinale instantanée du béton au jour j.

$\Delta\sigma_{bj}$: variation de la contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue en la prenant égale à :

$$\sigma_p = k \sigma_b$$

Tel que :

σ_b : désigne la contrainte finale du béton (35Mpa).

$$k = \frac{r-1}{2n}, n : \text{nombre des câbles.}$$

Application numérique :

On a 22 câbles par âme, donc $K = 0.47$

La somme des Pertes dues au raccourcissement élastique du béton : **$\sigma_p = 98.7 \text{ Mpa}$.**

❖ La somme des pertes instantanées sont égales à :

$$\sigma_{ins(0)} = 4116.03 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{ins(l)} = 3175.36 \text{ Mpa.}$$

VII-2. Pertes de tension différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets suivants :

- ❖ Pertes dues au retrait du béton.
- ❖ Pertes dues au fluage du béton.
- ❖ Pertes dues à la relaxation des aciers.

VII-2-a. Pertes dues 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 :

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

Avec :

ε_r : est le retrait totale du béton. ($3 \cdot 10^{-4}$ en climat tempéré sec selon **BPEL91**).

$r(t)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en 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.

Application numérique :

$$\Delta\sigma_r = 1,9 \cdot 10^5 \cdot 3 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 57 \text{ Mpa.}$$

VII-2-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 :

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

Avec :

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

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

σ_{max} et σ_b : sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

$$\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$$

Application numérique :

$$f_l = 2,5 \cdot b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$f_l = 2,5 \cdot 35 \cdot 6$$

Donc : $\sigma_{fl} = 525 \text{ Mpa}$.

VII-2-c. Pertes dues à la relaxation des aciers:

Selon le **BPEL 91** la perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = (6/100) \cdot \rho_{1000} \cdot [(\sigma_{pi} / F_{prg}) - \mu_0] \cdot \sigma_{pi}$$

Avec :

ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000h (2.5%).

σ_{pi} : contrainte initiale $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.

μ_0 : un coefficient pris égal à 0,43.

Les résultats sont sur le tableau suivant :

câbles	σ_{pi} (Mpa)	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	câbles	σ_{pi} (Mpa)	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)
c1	1411,52	77,80	c11	1210,72	46,13
c2	1411,52	77,80	c12	1201,20	44,80
c3	1411,52	77,80	c13	1275,23	55,56
c4	1016,08	21,95	c14	1248,24	51,53
c5	983,81	18,56	c15	1268,37	54,52
c6	1159,27	39,11	c16	1250,27	51,83
c7	1166,06	40,02	c17	1248,15	51,52
c8	1133,75	35,80	c18	1251,79	52,05
c9	1196,14	44,10	c19	1246,26	51,24
c10	1211,05	46,18	c20	1248,03	51,50
c11	1210,72	46,13	c21	1244,81	51,03

La somme des Pertes dues à la relaxation des aciers est : $\Delta\sigma_p = 1091,53 \text{ Mpa}$

❖ La somme des pertes différées sont égales à :

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer les pertes dues à la relaxation des aciers par le coefficient (5/6).

$$\begin{aligned}\sigma_{diff} &= 57 + 525 + (5/6) \cdot 1091,53 \\ \sigma_{diff} &= 1491,60 \text{Mpa}\end{aligned}$$

VII-3. Conclusion :

Les pertes totales dues aux pertes instantanées et pertes différées sont égale à :

$$\Delta\sigma_{(totale)} = 4116,03 + 1491,60 = 5607,63 \text{Mpa}$$

Donc on a un pourcentage de perte égale à :

$$100 \cdot \frac{5585}{22.1416} = \mathbf{18\%}$$

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 20% (qu'on a supposé lors du calcul), donc les 22 câbles reprennent largement les charges considérées. Pour notre projet on maintient le nombre de câbles précédent (**22 câbles de 12T15 par âme**).

Chapitre VIII

vérification des contraintes

VIII-1. 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 inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

On distingue deux phases :

VIII-1-a. phase de construction :

Dans cette phase on doit vérifier :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{M \cdot V}{I} + \frac{P \cdot e \cdot V}{I} - \sigma_{\text{tr}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{M \cdot V'}{I} - \frac{P \cdot e \cdot V}{I} \quad \sigma_{\text{cp}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par application de l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment fléchissant dû au poids propre et surcharges (en phase de construction).

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

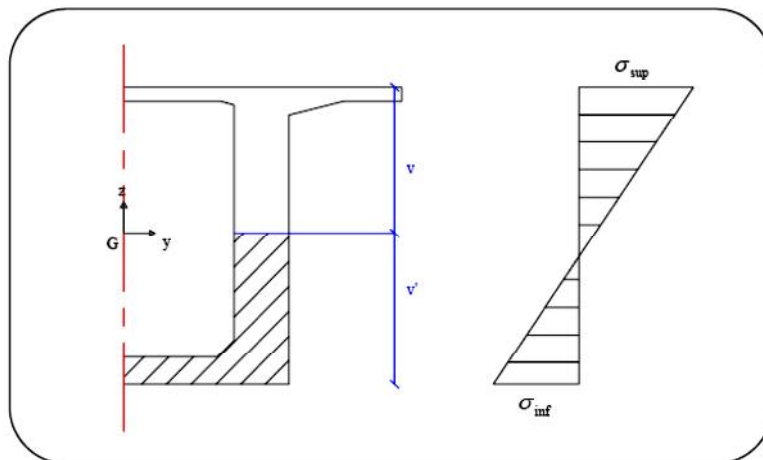
V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

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

σ_{tr} : Contrainte admissible de traction (2,7 MPa).

σ_{cp} : Contrainte admissible de compression ($0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$).



Les résultats sont sur le tableau :

L'abscisse (m)	M (t.m)	P (t)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V'(m)	e (m)	σinf(Mpa)	σsup (Mpa)
0	-35088,63	8314,24	19,10	84,27	3,08	2,98	2,93	8,14	0,43
3.75	-29201,53	7180,48	18,71	80,04	3,01	2,87	2,86	6,92	0,59
8.75	-22491,76	6424,64	16,28	56,10	2,62	2,57	2,47	6,96	0,86
13.75	-16898,86	5290,88	14,12	39,01	2,27	2,30	2,12	7,07	0,45
18.75	-12340,02	4535,04	12,25	27,04	1,97	2,07	1,82	6,81	0,73
23.75	-8648,30	3779,2	10,65	18,85	1,71	1,87	1,56	6,25	1,06
28.75	-5705,77	3023,36	9,33	13,37	1,50	1,71	1,35	5,29	1,42
33.75	-3432,55	1889,6	8,29	9,82	1,33	1,58	1,18	4,19	0,65
38.75	-1755,98	1133,76	7,53	7,62	1,21	1,48	1,06	2,57	0,62
43.75	-622,97	377,92	7,04	6,39	1,13	1,42	0,98	1,09	0,09
48.75	0	0	6,83	5,90	1,10	1,40	0,95	0	0

VIII-1-b. phase de service :

Dans cette phase il y a deux vérifications à faire :

- ❖ **vérification à vide :** Cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge il est calculé sous l'effet des charges permanentes.
- ❖ **vérification en charge :** Cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitations

Dans cette phase on doit vérifier :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_{sup}}{S} + \frac{P_{sup} \cdot e \cdot V}{I} + \frac{P_{inf}}{S} + \frac{P_{inf} \cdot e \cdot 0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P_{sup}}{S} - \frac{P_{sup} \cdot e \cdot V}{I} + \frac{P_{inf}}{S} - \frac{P_{inf} \cdot e \cdot 0 \cdot V}{I} - \frac{M \cdot V}{I} \quad -\sigma_{tr}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par application de l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par application de l'effort de précontrainte.

P_{sup} : Effort de précontrainte de fléau.

P_{inf} : Effort de précontrainte de continuité.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment fléchissant.

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

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

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

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

σ_{tr} : Contrainte admissible de traction (2,7 MPa).

σ_{cp} : Contrainte admissible de compression (0,6 f_{c28} = 21 MPa).

❖ vérification à vide :

➤ Travée de rive :

L'abscisse (m)	M (t.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V'(m)	e (m)	e ₀ (m)	P _{inf} (t)	P _{sup} (t)	σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)
0	-19108,75	19,1	84,27	3,08	2,92	2,93	-2,77	0	8314,24	2,53	6,27
3,75	-14328,06	18,71	80,04	3,01	2,87	2,86	-2,72	0	7180,48	1,61	6,17
8,75	-8996,47	16,28	56,10	2,62	2,57	2,47	-2,42	0	6424,64	0,79	7,15
13,75	-4839,96	14,13	39,01	2,27	2,30	2,12	-2,15	377,92	5290,88	0,73	7,25
18,75	-1639,32	12,25	27,04	1,97	2,07	1,82	-1,92	755,84	4535,04	0,36	8,07
23,75	705,15	10,65	18,85	1,71	1,87	1,56	-1,72	1511,68	3779,2	0,99	8,59
28,75	2257,8	9,34	13,37	1,5	1,71	1,35	-1,56	1889,6	3023,36	0,92	9,06
33,75	3135,32	8,3	9,82	1,33	1,58	1,18	-1,43	2267,52	1889,6	1,59	7,88
38,75	3390,27	7,53	7,62	1,21	1,48	1,06	-1,33	2267,52	1133,76	1,45	7,01
43,75	3067,08	7,04	6,39	1,13	1,42	0,98	-1,27	1889,6	377,92	0,91	5,05
48,75	2205,63	6,83	5,91	1,1	1,40	0,95	-1,25	1511,68	0	1,46	2,80
51	1636,17	6,83	5,91	1,1	1,40	0,95	-1,25	1133,76	0	1,13	2,06
56	0	6,83	5,91	1,1	1,40	0,95	-1,25	0	0	0	0

➤ Travée intermédiaire :

L'abscisse (m)	M (t.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V'(m)	e (m)	e ₀ (m)	P _{inf} (t)	P _{sup} (t)	σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)
0	-24263,74	19,1	84,27	3,08	2,92	2,93	-2,77	0	8314,24	4,31	4,38
3,75	-18287,13	18,71	80,04	3,01	2,87	2,86	-2,72	0	7180,48	3,03	4,68
8,75	-11520,89	16,28	56,10	2,62	2,57	2,47	-2,42	0	6424,64	1,95	5,97
13,75	-5768,38	14,13	39,01	2,27	2,3	2,12	-2,15	1133,76	5290,88	2,77	6,29
18,75	-1085,75	12,25	27,04	1,97	2,07	1,82	-1,92	2267,52	4535,04	3,40	7,59
23,75	2800,5	10,65	18,85	1,71	1,87	1,56	-1,72	3779,2	3779,2	4,91	9,08
28,75	5861,35	9,34	13,37	1,5	1,71	1,35	-1,56	4912,96	3023,36	5,58	11,05
33,75	8281,16	8,3	9,82	1,33	1,58	1,18	-1,43	6046,72	1889,6	6,56	12,08
38,75	10044,46	7,53	7,62	1,21	1,48	1,06	-1,33	6802,56	1133,76	6,27	14,02
43,75	11257,62	7,04	6,39	1,13	1,42	0,98	-1,27	7558,4	377,92	6,76	14,85
48,75	11910,35	6,83	5,91	1,1	1,4	0,95	-1,25	7936,32	0	6,90	15,32
50	11995,8	6,83	5,89	1,1	1,4	0,95	-1,25	7936,32	0	6,68	15,49
51,25	12042,29	6,83	5,91	1,1	1,4	0,95	-1,25	7936,32	0	6,59	15,56
56,25	11900,26	7,04	6,39	1,13	1,42	0,98	-1,27	7180,48	377,92	3,74	16,30
61,25	11206,3	7,53	7,62	1,21	1,48	1,06	-1,33	6046,72	1133,76	1,06	16,46
66,25	9953,67	8,3	9,82	1,33	1,58	1,18	-1,43	4912,96	1889,6	-0,09	15,17
71,25	8053,02	9,34	13,37	1,5	1,71	1,35	-1,56	3779,2	3023,36	-0,69	14,27
76,25	5502,76	10,65	18,85	1,71	1,87	1,56	-1,72	2267,52	3779,2	-1,75	12,47
81,25	2135,57	12,25	27,04	1,97	2,07	1,82	-1,92	1133,76	4535,04	-1,66	10,60
86,25	-2036,57	14,13	39,01	2,27	2,3	2,12	-2,15	0	5290,88	-1,66	9,08
91,25	-7270,17	16,28	56,10	2,62	2,57	2,47	-2,42	0	6424,64	0,01	7,96
96,25	-13526,07	18,71	80,04	3,01	2,87	2,86	-2,72	0	7180,48	1,32	6,47
100	-19108,75	19,1	84,27	3,08	2,92	2,93	-2,77	0	8314,24	2,53	6,27

❖ vérification en charge :

➤ Travée de rive :

L'abscisse (m)	M (t.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V'(m)	e (m)	e ₀ (m)	Pinf (t)	Psup (t)	σinf (Mpa)	σsup (Mpa)
0	-19037,9	19,1	84,27	3,08	2,92	2,93	-2,77	0	8314,24	2,50	6,29
3,75	-14194,26	18,71	80,04	3,01	2,87	2,86	-2,72	0	7180,48	1,56	6,22
8,75	-8847,37	16,28	56,10	2,62	2,57	2,47	-2,42	0	6424,64	0,73	7,22
13,75	-4628,26	14,13	39,01	2,27	2,30	2,12	-2,15	377,92	5290,88	0,60	7,37
18,75	-1391,43	12,25	27,04	1,97	2,07	1,82	-1,92	755,84	4535,04	0,17	8,25
23,75	942,32	10,65	18,85	1,71	1,87	1,56	-1,72	1511,68	3779,2	0,76	8,81
28,75	2505,56	9,34	13,37	1,5	1,71	1,35	-1,56	1889,6	3023,36	0,60	9,34
33,75	3367,26	8,3	9,82	1,33	1,58	1,18	-1,43	2267,52	1889,6	1,22	8,19
38,75	3592,61	7,53	7,62	1,21	1,48	1,06	-1,33	2267,52	1133,76	1,06	7,33
43,75	3230,08	7,04	6,39	1,13	1,42	0,98	-1,27	1889,6	377,92	0,55	5,34
48,75	2308,82	6,83	5,91	1,1	1,40	0,95	-1,25	1511,68	0	1,22	2,99
51	1710,1	6,83	5,91	1,1	1,40	0,95	-1,25	1133,76	0	0,96	2,20
56	0	6,83	5,91	1,1	1,40	0,95	-1,25	0	0	0	0

➤ Travée intermédiaire :

L'abscisse (m)	M (t.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V'(m)	e (m)	e ₀ (m)	P _{inf} (t)	P _{sup} (t)	σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)
0	-21047,46	19,1	84,27	3,08	2,92	2,93	-2,77	0	8314,24	3,20	5,56
3,75	-14887,85	18,71	80,04	3,01	2,87	2,86	-2,72	0	7180,48	1,81	5,96
8,75	-7808,91	16,28	56,10	2,62	2,57	2,47	-2,42	0	6424,64	0,25	7,71
13,75	-1970,08	14,13	39,01	2,27	2,3	2,12	-2,15	1133,76	5290,88	0,53	8,50
18,75	2808,01	12,25	27,04	1,97	2,07	1,82	-1,92	2267,52	4535,04	0,41	10,43
23,75	6606,78	10,65	18,85	1,71	1,87	1,56	-1,72	3779,2	3779,2	1,14	12,54
28,75	9542,72	9,34	13,37	1,5	1,71	1,35	-1,56	4912,96	3023,36	0,87	15,17
33,75	11696,91	8,3	9,82	1,33	1,58	1,18	-1,43	6046,72	1889,6	1,07	16,70
38,75	13125,09	7,53	7,62	1,21	1,48	1,06	-1,33	6802,56	1133,76	0,29	18,91
43,75	13885,69	7,04	6,39	1,13	1,42	0,98	-1,27	7558,4	377,92	0,93	19,49
48,75	14000,45	6,83	5,91	1,1	1,4	0,95	-1,25	7936,32	0	1,95	19,21
50	14031,53	6,83	5,89	1,1	1,4	0,95	-1,25	7936,32	0	1,84	19,29
51,25	13822,23	6,83	5,91	1,1	1,4	0,95	-1,25	7936,32	0	2,37	18,88
56,25	12992,26	7,04	6,39	1,13	1,42	0,98	-1,27	7180,48	377,92	1,316	18,23
61,25	11521,06	7,53	7,62	1,21	1,48	1,06	-1,33	6046,72	1133,76	0,45	16,96
66,25	9366,23	8,3	9,82	1,33	1,58	1,18	-1,43	4912,96	1889,6	0,84	14,38
71,25	6497,8	9,34	13,37	1,5	1,71	1,35	-1,56	3779,2	3023,36	1,29	12,53
76,25	2801,53	10,65	18,85	1,71	1,87	1,56	-1,72	2267,52	3779,2	0,92	10,02
81,25	-1675,92	12,25	27,04	1,97	2,07	1,82	-1,92	1133,76	4535,04	1,25	7,83
86,25	-7162,53	14,13	39,01	2,27	2,3	2,12	-2,15	0	5290,88	1,35	6,10
91,25	-13732,21	16,28	56,10	2,62	2,57	2,47	-2,42	0	6424,64	2,96	4,94
96,25	-21518,86	18,71	80,04	3,01	2,87	2,86	-2,72	0	7180,48	4,19	3,46
100	-28202,03	19,1	84,27	3,08	2,92	2,93	-2,77	0	8314,24	5,68	2,94

Chapitre IX

Résistance à l'effort tranchant

IX-1. Vérification de l'effort tranchant :

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 centre de gravité 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.

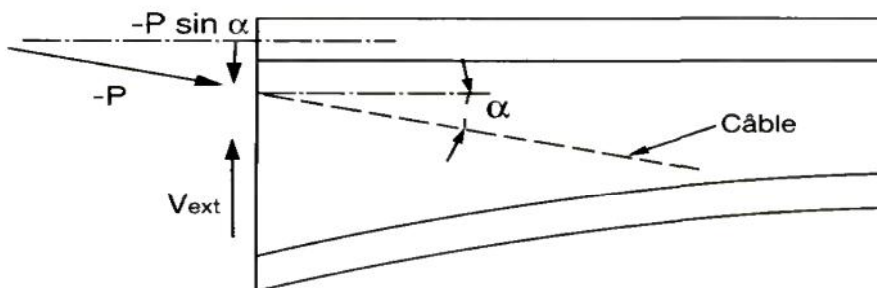
IX-1-a. Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :

➤ Effet isostatique :

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

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

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



➤ Effet hyperstatique :

À cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment :

$$V = \frac{dM}{dX}$$

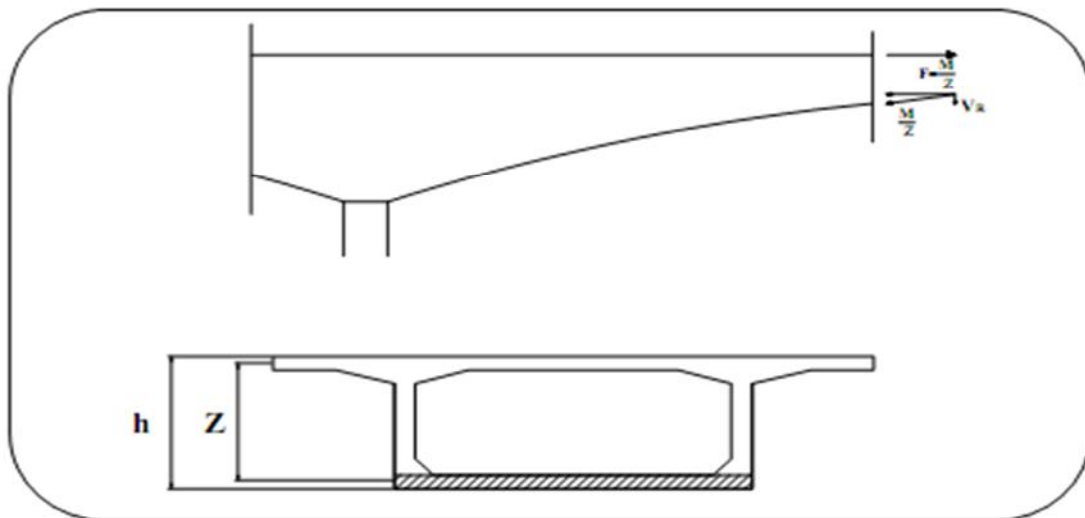
IX-1-b. Effet RESAL :

Dans notre cas la hauteur de la poutre est variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée.

En respectant un extradós horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : $\frac{dh}{dx}$

Près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{resal} = \frac{Mdh}{Zdx}$$



IX-1-c. Vérification de l'effort tranchant :

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V = V_{ELS} - P \sin \alpha - V_{RESAL}$$

Correction de RESAL :

Elle est due à la variation de hauteur de la poutre et nous avons vu qu'il y avait lieu de prendre en compte la composante verticale de la force de compression qui s'exerce sur la membrure inférieure. Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte normale à mi-hauteur de ce hourdis.

$$V_{RESAL} = \sigma_i (L_{iaison} - 2e_{ame}) \cdot \varepsilon \cdot \tan \varphi$$

Tel que :

$$i = x + \frac{M}{I} \left(V' - \frac{\varepsilon}{2} \right)$$

$$x = \frac{P}{S}$$

$$M = M_{ELS} + P_{SUP} (V-d) + P_{INF} (V'-d)$$

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

Selon le **BPEL91**, le cisaillement en un point de cote y , est donné par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V}{Z \cdot b_n}$$

Tel que :

V : effort tranchant.

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme.

Z : bras de levier (Selon le **BPEL 91** le bras de levier d'une section quelconque $Z = \frac{1+\rho}{2}h$)

Selon le **BPEL 91 révisé 99**, on doit vérifier : $\tau < \tau_{adm}$ Tel que :

$$\tau_{adm} = \min(\tau_1, \tau_2)$$

$$\tau_1 = 0.4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} x \right]$$

$$\tau_2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0.6 f_{cj} - x \right] \left[f_{tj} + \frac{2}{3} x \right]$$

❖ Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive :

L'abscisse (m)	M (MN.m)	σ_x (Mpa)	σ_i (Mpa)	$\text{tg}\varphi$ (rad)	$P\sin\alpha$	V_{RESAL} (MN)	V_{ELS} (MN)	V (MN)	Z (m)	τ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_{min} (Mpa)
5	2,92	1,66	2,28	0	0	0	2,88	2,84	1,94	1,45	2,02	3,36	2,02
7.25	4,19	2,21	3,09	0,01	0	0,03	2,39	2,31	1,95	1,18	2,12	3,46	2,12
12.25	12,00	3,21	5,59	0,02	0,12	0,19	1,29	0,93	1,99	0,56	2,28	3,63	2,28
17.25	17,78	4,51	7,57	0,03	0,32	0,47	0,15	-0,66	2,10	-0,38	2,48	3,79	2,48
22.25	23,54	5,00	8,33	0,05	0,68	0,83	-1,05	-2,51	2,26	-1,34	2,55	3,84	2,55
27.25	36,39	5,26	9,31	0,06	1,15	1,38	-2,38	-4,76	2,49	-2,31	2,58	3,86	2,58
32.25	42,37	4,96	8,59	0,08	2,03	1,81	-3,86	-7,47	2,78	-3,26	2,54	3,84	2,54
37.25	54,09	4,31	7,86	0,09	2,85	2,31	-5,51	-10,32	3,10	-4,03	2,45	3,77	2,45
42.25	57,75	4,01	6,89	0,11	4,57	2,76	-7,38	-14,26	3,49	-4,95	2,40	3,74	2,40
47.25	70,21	3,94	6,64	0,12	7,75	3,53	-9,5	-20,14	3,92	-6,23	2,39	3,73	2,39
52.25	63,41	3,83	5,72	0,14	11,17	3,32	-11,91	-25,77	4,39	-3,54	2,38	3,71	2,38
56	53,22	4,35	5,88	0	15,84	0	-13,86	-32,64	4,47	-4,00	2,45	3,78	2,45

❖ Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée intermédiaire :

L'abscisse (m)	M (MN.m)	σ_x (Mpa)	σ_i (Mpa)	$\text{tg}\varphi$ (rad)	$\text{Psin}\alpha$	V_{RESAL} (MN)	V_{ELS} (MN)	V (MN)	Z (m)	τ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_{min} (Mpa)
0	33,13	4,35	5,30	0	15,84	0	-17,49	-33,33	4,47	-4,08	2,45	3,77	2,45
3,75	56,48	3,83	5,52	0,14	11,17	3,92	-15,41	-30,50	4,39	-4,20	2,38	3,71	2,38
8,75	80,59	3,94	7,04	0,13	7,75	3,82	-12,85	-24,42	3,92	-7,56	2,39	3,73	2,39
13,75	68,09	4,54	7,94	0,11	4,57	3,23	-10,55	-18,36	3,49	-6,37	2,48	3,80	2,48
18,75	67,03	5,55	9,94	0,09	2,85	2,95	-8,52	-14,33	3,10	-5,59	2,62	3,89	2,62
23,75	60,02	7,09	12,23	0,08	2,03	2,59	-6,69	-11,32	2,78	-4,94	2,83	3,97	2,83
28,75	59,60	8,49	15,13	0,06	1,15	2,24	-5,05	-8,44	2,49	-4,10	3,00	3,99	3,00
33,75	52,79	9,56	17,02	0,05	0,68	1,67	-3,55	-5,91	2,26	-3,16	3,13	3,98	3,13
38,75	52,79	10,53	19,60	0,03	0,32	1,18	-2,17	-3,68	2,10	-2,12	3,24	3,94	3,24
43,75	46,56	11,27	20,48	0,02	0,12	0,62	-0,86	-1,61	1,99	-0,98	3,32	3,89	3,32
48,75	40,80	11,61	20,24	0,01	0	0,12	3,9	3,77	1,95	1,93	3,35	3,87	3,35
50	41,11	11,61	20,34	0	0	0	0	0	1,94	0	3,35	3,87	3,35
51,25	39,01	11,61	19,87	0,01	0	0,11	1,03	0,91	1,94	0,46	3,35	3,87	3,35
56,25	42,43	10,73	19,12	0,02	0,12	0,58	2,29	1,57	1,99	0,96	3,26	3,93	3,26
61,25	46,80	9,53	17,57	0,03	0,32	1,06	3,6	2,20	2,10	1,27	3,12	3,98	3,12
66,25	45,70	8,19	14,65	0,05	0,68	1,44	4,98	2,84	2,27	1,52	2,96	3,99	2,96
71,25	46,83	7,28	12,49	0,06	1,15	1,85	6,48	3,47	2,49	1,68	2,85	3,98	2,85
76,25	47,96	5,67	9,78	0,08	2,03	2,07	8,12	4,00	2,78	1,74	2,64	3,90	2,64
81,25	43,98	4,62	7,50	0,10	2,83	2,23	9,94	4,85	3,10	1,89	2,49	3,80	2,49
86,25	40,54	3,74	5,76	0,11	4,57	2,35	11,98	5,04	3,49	1,75	2,36	3,70	2,36
91,25	21,36	3,94	4,76	0,13	7,75	2,58	14,27	3,93	3,92	1,21	2,39	3,73	2,39
96,25	-9,82	3,83	3,54	0,14	11,17	2,51	16,85	3,15	4,39	0,43	2,38	3,71	2,38
100	-38,41	4,35	3,24	0	15,84	0	18,92	3,07	4,47	0,37	2,46	3,78	2,45

Chapitre X

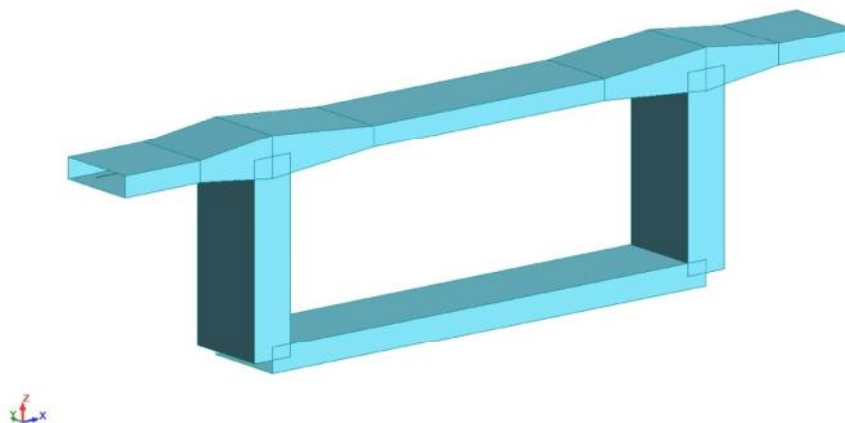
Etude transversale

IX-1. Introduction :

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis ...).

À cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Pour cette raison on choisit deux sections (une au niveau de la pile et l'autre au niveau du clavage).

Les calculs de sollicitations sont faits par le logiciel ROBOT Millenium. Le modèle numérique est pris par mètre linéaire de longueur.



IX-2. Définition des charges :

IX-2-a. Les charges permanentes :

❖ Le poids propre des caissons :

Le voussoir sur pile : $P = 357.4 \text{ t}$

Le voussoir de clavage : $P = 43.24 \text{ t}$

❖ Le revêtement :

On a une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 8cm d'épaisseur.

Sur pile : $P_{BB} = 0.08 \times 1 \times 2,2 = 0.176 \text{ t/ml}$

Sur clé : $P_{BB} = 0.08 \times 1 \times 2,2 = 0.176 \text{ t/ml}$

❖ Le garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

Sur pile : $P_{gc} = 0.1 \text{ t}$

Sur clé : $P_{gc} = 0.1 \text{ t}$

❖ **Poids des trottoirs :**

Sur pile : $P(\text{trottoirs}) = 0.5 \text{ t/ml}$.

Sur clé : $P(\text{trottoirs}) = 0.5 \text{ t/ml}$.

❖ **Poids des corniches :**

Sur pile : $P(\text{corniches}) = 1 \text{ t}$.

Sur clé : $P(\text{corniches}) = 1 \text{ t}$.

❖ **Glissière de sécurité :**

Le poids d'une glissière de sécurité est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0.06 t/ml .

Sur pile : $P_{\text{gli}} = 0.06 \text{ t}$.

Sur clé : $P_{\text{gli}} = 0.06 \text{ t}$.

IX-2-b. Les charges d'exploitations :❖ **Système de charge A(L) :**

Sur pile : $A(l) = 0.76 \text{ t/ml}$.

Sur clé : $A(l) = 0.76 \text{ t/ml}$.

❖ **Système de charge Bc :**

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,04$.

❖ **Système de charge Bt :**

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,03$.

❖ **Charges militaires Mc120 :**

Dans le sens transversal : un seul convoi peut circuler quel que soit la largeur de la chaussée.

Poids totale 110 t

Longueur d'une chenille 6,10 m

Largeur d'une chenille 1,00 m

Les surcharges Mc120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,05$.

❖ **Charges exceptionnelles D240 :**

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6m de long. Linéaire égale à 12.9 t/ml .

❖ **Surcharges des trottoirs :**

La charge est uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61, titre II : 0,15 t/m² par trottoir.

Sur pile : ST = 0.15 t/ml.

Sur clé : ST= 0.15 t/ml.

IX-3. Calcul du ferrailage :

Selon le règlement du BAEL 91 révisé en 99, la vérification de la section d'armatures calculée par la condition de non fragilité, est indispensable.

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e}$$

Vu que notre ouvrage traverse un oued (situation préjudiciable), on prend $d = 5\text{cm}$ et le calcul de la section d'armature se fera à l'ELS à l'aide de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot s}$$

$$s = \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{nftj}) \right\} = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21\text{Mpa}$$

$$x = \frac{15 \cdot bc}{15 \cdot bc + s} d$$

$$Z = d - \frac{x}{3}$$

$$\text{Dans le sens longitudinal : } A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

IX-3-a. Ferrailage des Hourdis:

			M _{ELS} (t.m)	As min (cm ²)	Ast (cm ²)	Choix des barres/ml	Asl (cm ²)	Choix des barres/ml
Voussoir sur pile	Hourdis supérieure	M max	15.52	4,02	42.1	9HA25	14.72	8HA16
		M min	-20.81		57.8	12HA25	19.63	7HA20
	Hourdis inférieure	M max	18.03	19,12	19,12	7HA20	7,33	5HA14
		M min	-27.81		19,12	7HA20	7,33	5HA14
Voussoir de clavage	Hourdis supérieure	M max	9.04	4,02	24.1	8HA20	8.37	6HA14
		M min	-23.29		66.4	9HA32	24.12	8HA20
	Hourdis inférieure	M max	22.25	5,03	47.9	10HA25	16.36	9HA16
		M min	-10.42		21.3	7HA20	7.33	5HA14

IX-3-b. Ferrailage des âmes :

			M _{ELS} (t.m)	As min (cm ²)	Ast (cm ²)	Choix des barres/ml	Asl (cm ²)	Choix des barres/ml
Voussoir sur pile	âme droit	M max	18.03	19,12	19,12	7HA20	7,33	5HA14
		M min	15.97		19,12	7HA20	7,33	5HA14
	âme gauche	M max	-15.68	19,12	19,12	7HA20	7,33	5HA14
		M min	-17.73		19,12	7HA20	7,33	5HA14
Voussoir de clavage	âme droit	M max	14.79	9,05	19,5	7HA20	7.33	5HA14
		M min	11		9,05	7HA14	3,59	5HA10
	âme gauche	M max	-18.46	9,05	9,05	7HA14	3,59	5HA10
		M min	-22.25		24,3	8HA20	8.37	6HA14

Chapitre XI

Equipement du pont

XI-1. Introduction :

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

XI-2. Le revêtement du tablier :

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier entraîne des risques de corrosion des armatures en acier et doivent donc être évitées.

Pour cela, on a recours à une chape d'étanchéité (à base d'asphalte ou de feuilles bituminées) disposée sur la dalle en béton ou un complexe étanche sur les platelages métalliques.

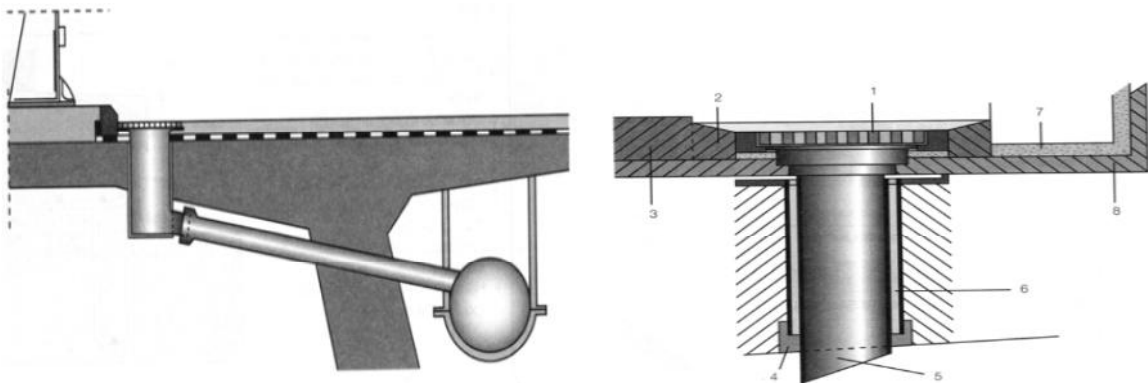
Cette étanchéité est surmontée d'une couche de roulement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur servant de couche d'usure.



XI-3. Drainage :

Il est de plus indispensable de prévoir un système d'évacuation des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

Celui-ci est généralement constitué de gargouilles disposées tous les 20 m environ. Elles recueillent l'eau de surface et l'évacue par des chéneaux vers les descentes d'eau situées au niveau des piles ou des culées.



XI-4. Sécurité :

Les dispositifs de sécurités des usagers comprennent :

- **Les gardes corps** : protection des piétons.
- **Les glissières** : destinées à retenir les véhicules, généralement des profilés en acier montés sur poteaux qui absorbent les chocs en se déformant.



-Les gardes corps-



- Les glissières-

XI-5. Appareil d'appui :

Ils ont pour fonction de transmettre les charges verticales du tablier aux appuis, mais aussi de permettre les mouvements de rotation et les petites déformations horizontales.

On trouve 3 grandes familles d'appareil d'appui :

- **Appareil en acier pour les ponts métalliques :**



- **Appareil en élastomère fretté** : sandwich de plaques d'acier et de résines élastomères.



- **Appareil à pot** : pour les grands ponts qui peuvent être fixes, mobiles dans une direction ou dans toutes les directions.



La réaction maximale est obtenue sous la combinaison : $1,35G + 1,6(A(L) + ST)$

$$R_{\max} = 5035,72 \text{ t}$$

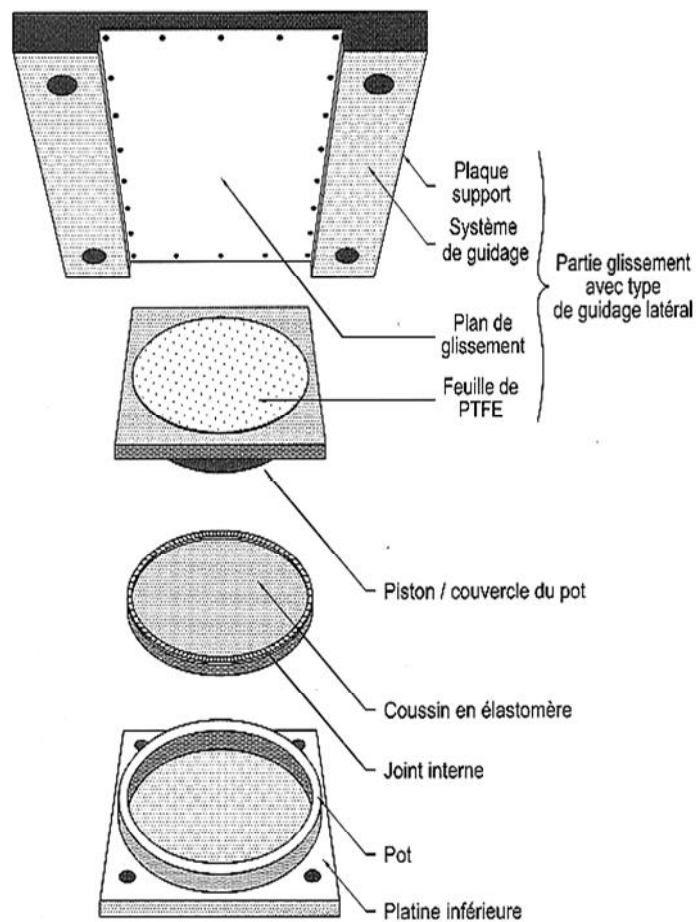
On prend deux appareils d'appuis au niveau de la culée :

$$R_{\text{app}} = \frac{5035,72}{2} \quad R_{\text{app}} = 2517,86 \text{ t}$$

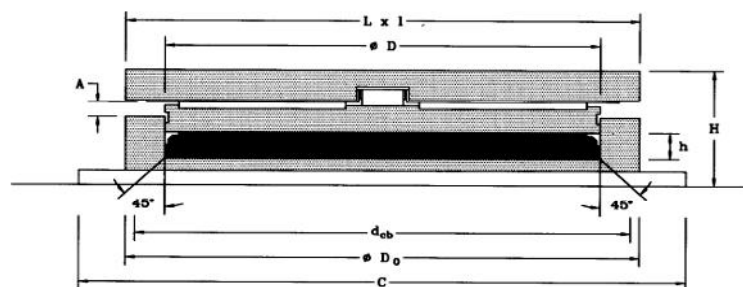
On prend quatre appareils d'appuis au niveau de la pile :

$$R_{\text{app}} = \frac{5035,72}{4} \quad R_{\text{app}} = 1258,93 \text{ t}$$

Pour cet ouvrage on a choisi des appareils d'appuis à pot, car la réaction est très élevée.



Dimensionnement des appareils :



Pour les appareils d'appui au niveau de la pile « unidirectionnelles » :

On a : $R = 1258,93 \text{ t}$ donc : $V_{max} = 1400 \text{ t}$

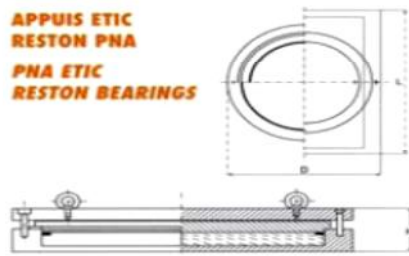
$L = 98 \text{ cm}$ $D = 88 \text{ cm}$ $H = 18 \text{ cm}$

Pour les appareils d'appui au niveau de la culée « multidirectionnelles » :

On a : $R = 2517,86 \text{ t}$ donc : $V_{max} = 3000 \text{ t}$

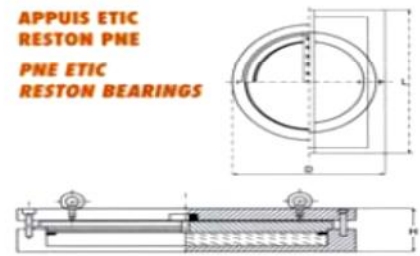
$L = 140 \text{ cm}$ $D = 130 \text{ cm}$ $H = 25 \text{ cm}$

Multidirectionnelles



Vmax	Poids	L	D	H
T	KG	Cm	Cm	Cm
100	70	35	25	9
200	120	51	38	9
300	180	58	45	10
400	240	65	52	10
500	295	67	54	12
600	345	68	58	13
700	400	73	63	14
800	500	77	67	15
900	550	81	71	15
1000	620	85	75	16
1200	750	92	82	16
1400	950	98	88	17
1600	1060	105	95	18
1800	1210	110	100	19
2000	1410	116	106	20
2500	1780	128	118	22
3000	2100	140	130	24
3500	2480	150	140	26
4000	2900	160	150	27
4500	3320	170	160	28
5000	3770	190	180	30
6000	4520	210	200	32

Unidirectionnelles



Vmax	Hmax	Poids	L	D	H
T	T	KG	Cm	Cm	Cm
100	10	85	35	25	10
200	20	140	51	36	10
300	30	210	59	44	10
400	40	280	66	51	11
500	50	350	67	52	13
600	50	410	68	58	15
700	50	470	73	63	16
800	50	580	77	67	16
900	60	640	81	71	16
1000	70	720	85	75	17
1200	85	840	92	82	17
1400	100	1020	98	88	18
1600	100	1140	105	95	19
1800	100	1270	110	100	20
2000	100	1580	116	106	21
2500	125	1890	128	118	23
3000	150	2280	140	130	25
3500	175	2690	150	140	27
4000	200	3170	160	150	28
4500	225	3580	170	160	29
5000	250	4030	190	180	31
6000	300	4780	210	200	34

Vérification des contraintes :

- Au niveau de la pile :

Pression maximale dans le PTFE :

$$0,85 \frac{fk}{m} = 0,85 \frac{90}{1,40} = 54,64 \text{ Mpa}$$

$$fk \frac{Rapp}{Sp} \Rightarrow Sp \frac{Rapp}{fk} \Rightarrow Sp \frac{12,5893}{54,64} \Rightarrow Sp \quad 0,23m^2 \quad Sp = L^2$$

L 48 cm satisfaite.

Pression moyenne dans le PTFE :

La pression moyenne sous combinaisons fondamentales à $f_{k\text{moy}} = 40,00 \text{ Mpa}$.
On peut donc déduire la surface minimum S_p du pot pour chaque appui :

$$f_{k\text{moy}} \frac{R_{\text{app}}}{S_p} \Rightarrow S_p \frac{R_{\text{app}}}{f_k} \Rightarrow S_p \frac{12,5893}{40} \Rightarrow S_p = 0,31\text{m}^2 \Rightarrow L = 56,10 \text{ cm}$$

$L = 56,10 \text{ cm}$ satisfaite

Pression dans l'élastomère :

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée à f_u/m sous combinaisons fondamentales.

$f_u = 60,00 \text{ Mpa}$ et $m = 1,30$

$f_{e,d} = 46,15 \text{ Mpa}$

La contrainte limite $f_{e,d}$ donne la surface S_c du coussin pour les différents appuis :

$$f_{e,d} \frac{R_{\text{app}}}{S_c} \Rightarrow S_c \frac{R_{\text{app}}}{f_{e,d}} \Rightarrow S_c \frac{12,5893}{46,15} \Rightarrow S_c = 0,27\text{m}^2$$

$S_c = \pi D^2$ $D = 29,32 \text{ cm}$ Satisfaite.

- **Au niveau de la culée :**

Pression maximale dans le PTFE :

$$0,85 \frac{f_k}{m} = 0,85 \frac{90}{1,40} = 54,64 \text{ Mpa}$$

$$f_k \frac{R_{\text{app}}}{S_p} \Rightarrow S_p \frac{R_{\text{app}}}{f_k} \Rightarrow S_p \frac{25,1786}{54,64} \Rightarrow S_p = 0,46\text{m}^2 \Rightarrow L = 67,88 \text{ cm}$$

$L = 67,88 \text{ cm}$ satisfaite

Pression moyenne dans le PTFE :

La pression moyenne sous combinaisons fondamentales à $f_{k\text{moy}} = 40,00 \text{ Mpa}$.

On peut donc déduire la surface minimum S_p du pot pour chaque appui :

$$f_{k\text{moy}} \frac{R_{\text{app}}}{S_p} \Rightarrow S_p \frac{R_{\text{app}}}{f_k} \Rightarrow S_p \frac{25,1786}{40} \Rightarrow S_p = 0,62\text{m}^2 \Rightarrow L = 79,33 \text{ cm}$$

$L = 79,33 \text{ cm}$ satisfaite.

Pression dans l'élastomère :

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée à f_u / m sous combinaisons fondamentales.

$$f_u = 60,00 \text{ Mpa} \text{ et } m = 1,30$$

$$f_{e,d} = 46,15 \text{ Mpa}$$

La contrainte limite $f_{e,d}$ donne la surface S_c du coussin pour les différents appuis :

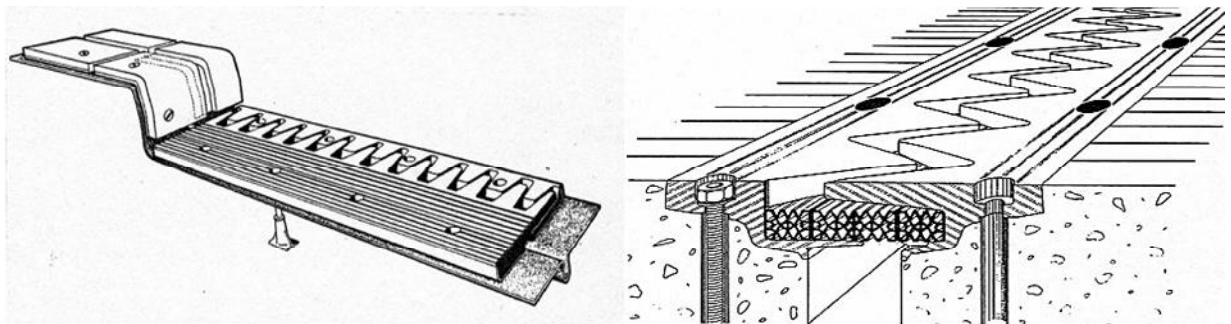
$$f_{e,d} \frac{R_{app}}{S_c} \quad S_c \quad \frac{R_{app}}{f_{e,d}} \quad S_c \quad \frac{25,1786}{46,15} \quad S_c \quad 0,54 \text{ m}^2$$

$$S_c = \pi D^2 \quad D \quad 41,47 \text{ cm Satisfaite.}$$

XI-6. Joint de chaussée :**Définition:**

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarifiés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, il est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.



Il existe plusieurs types de joint de chaussée :

- **Joints de faibles souffles :** tel que

Joint de chaussée JEP :

Il est de la famille des joints à hiatus. Il est composé de deux profilés en acier filé, livrés en longueur de trois mètres et disposés face à face.

Ces joints sont équipés de deux aciers sinusoïdaux de scellement ; qui sont noyés dans une longrine en mortier de résine adhérent à l'ouvrage.

Joint de chaussée WR:

Il est de la famille des joints à hiatus. il est composé de deux profilés extrudés en alliage d'aluminium, livrés en longueur de trois mètres et disposés face à face.

Ces joints sont scellés par une série de fixations légèrement inclinée ; dans des longrines en micro béton armé et fixés à la structure par des armatures de couture .une succession des couples de profilés installés bout à bout forme la ligne de joint.

Joint de chaussée WOSD:

Ils appartiennent à la famille des joints à hiatus, il est composé de deux profils extrudés en alliage d'aluminium, livrés en longueur de trois ou six mètres et disposés face à face.

Une succession des couples de profilés installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

- **Joints de souffles moyens :** tel que

Joint de chaussée WD:

Ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

Ils se composent des couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession des couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

- **Joints de grands souffles :** tel que

Joint de chaussée WP:

Ces joints sont de la famille des joints à peigne en console. Ils se composent des couples d'éléments indépendants (peignes) à dents parallèles livrés en Longueur d'un mètre et disposés face à face.

Répartition des efforts horizontaux sur les appuis :

Le tablier étant supposé infiniment rigide, l'effort horizontal sera reparti entre les différents appuis en fonction de leurs rigidités.

Calcul des rigidités :

La rigidité d'un appui est donnée par : $R_i = \frac{1}{U_i}$ avec $\sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$

U: déplacement d'un élément d'appui sous effort horizontal unitaire.

U_1 : déplacement de l'appareil d'appui.

U_2 : déplacement du voile.

U_3 : déplacement des fondations.

Déplacement en tête d'appareil d'appui :

$$U_1 = \frac{T \times H}{n \times G \times a \times b}$$

a x b : dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la pile = 98 x 98 cm².

a x b : dimensions de l'appareil d'appui au niveau de la culée = 140 x 140 cm².

T = 18 cm au niveau de la pile.

T = 25 cm au niveau de la culée.

n : nombre d'appareils d'appuis.

H = 1 Kg.

G = 8 Kg/cm².

Pile :

nombre d'appareils d'appuis = 4

$$U_1 = \frac{18 \times 1}{4 \times 98 \times 98 \times 8} = 5,85 \cdot 10^{-5} \text{cm}$$

Culée :

nombre d'appareils d'appuis = 2

$$U_1 = \frac{25 \times 1}{2 \times 140 \times 140 \times 8} = 7,97 \cdot 10^{-5} \text{cm}$$

Déplacement des corps d'appuis :

$$U_2 = \frac{h^3}{3m EI}$$

Tel que :

h : hauteur du voile

m: nombre des fûts

$$E \text{ module de Young} = \begin{cases} \text{Estatique} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{27} = 11000 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Edynamique} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{MPa}$$

Déplacement des fondations :

$U_3 = 0$ (on considère la semelle très rigide).

Tableau récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis :

Appuis	Culée gauche	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Culée droite
U_1	$7,97.10^{-5}$	$5,85.10^{-5}$	$5,85.10^{-5}$	$5,85.10^{-5}$	$5,85.10^{-5}$	$7,97.10^{-5}$
U_2	$1,38.10^{-5}$	$8,56.10^{-6}$	$5,89.10^{-6}$	$4,73.10^{-6}$	$4,25.10^{-6}$	$4,31.10^{-6}$
U_3	0	0	0	0	0	0
ΣU_i	$9,35.10^{-5}$	$6,70.10^{-5}$	$6,43.10^{-5}$	$6,32.10^{-5}$	$6,27.10^{-5}$	$8,40.10^{-5}$
R_i	10^4	$1,5.10^4$	$1,5.10^4$	$1,6.10^4$	$1,6.10^4$	$1,2.10^4$

Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions:

L'effort dynamique en tête de chaque appui est donnée par la formule suivante :

$$H_{dyn} = f_{hi} \frac{R_{i \text{ dyn}}}{R_i}$$

Tel que :

f_{hi} :effort horizontal sur le tablier développé par la charge dynamique .

Surcharge Bc :

un seul camion est supposé freiner :

$F_{bc}=30t$.

Effet de séisme :

$F_s = 0,2 G$

$F_s = 0,2 \times 11455,04$

$F_s = 2291 t$

Tableau récapitulatif des efforts dynamiques :

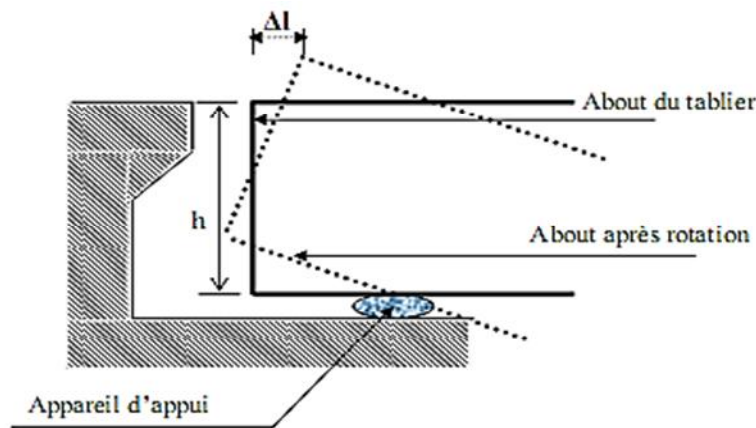
	Culée gauche	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Culée droite
R_i	10^4	$1,5.10^4$	$1,5.10^4$	$1,6.10^4$	$1,6.10^4$	$1,2.10^4$
$\frac{R_{i \text{ dyn}}}{\Sigma R_i}$	0,12	0,18	0,18	0,19	0,19	0,14
F_{bc}	3,6	5,4	5,4	5,7	5,7	4,2
F_s	274,92	412,38	412,38	435,29	435,29	320,74

Calcul du joint de chaussée :

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 de ces derniers.

- **Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h.tg\alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5cm**.



- **Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif :

$$\frac{l}{l/2} = 30.10^{-5}$$

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas : $l/2 = 206m$ $\Delta l = 6.18 \text{ cm}$

- **Retrait :**

Dans les zones où la température est considérable (cas de TIZI OUAZOU). $\frac{l}{l/2} = 3,5.10^{-5}$

Pour notre cas: $l/2 = 206m$ $\Delta l = 7.21 \text{ cm}$

- **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation :

$$\frac{l}{l/2} = Kfl.10^{-4}$$

Kfl : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\frac{l}{l/2} = 3.10^{-4} \quad l = 6.18 \text{ cm}$$

▪ Freinage :

$$Fbc = \frac{TXH}{GXS}$$

$$Fbc = \frac{25 \times 1800}{16 \times 140 \times 140}$$

$$Fbc = 0,15 \text{ cm}$$

▪ Seisme :

$$Fbc = \frac{TXH}{GXS}$$

$$Fbc = \frac{25 \times 160370}{16 \times 140 \times 140}$$

$$Fbc = 12,78 \text{ cm}$$

Combinaison :

$$\Delta t + \epsilon f = 24,57 + 0,15 = 24,72 \text{ cm.}$$

$$\Delta t + \epsilon s = 24,57 + 12,78 = 37,35 \text{ cm.}$$

souffle	S < 50	50 S 60	60 S 80	80 S 110	110 S 160	160 S 230	230 S 250	S > 250
WP	-	-	-	-	-	-	Wp250	Wp*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	Wosd50	Wosd75	Wosd110	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Dimensions en mm

On choisira par conséquent un joint de type Wp*.

Cotes en mm.

WP	WP simple		WP avec semelle				WP en alliage d'aluminium		
	180	200	250	300	350	400 *	200	250	300
A	50 / 230	50 / 250	50 / 300	50 / 350	50 / 400	50 / 450	50 / 250	50 / 300	50 / 350
B	280	310	270	310	340	390	230	300	330
L	350	390	380	445	500	570	315	410	460
E1	50	55	50	50	60	65	52	75	75
E2	/	/	64	64	74	79	/	/	/
D	190	210	260	320	360	410	210	260	310

* Au delà, consulter le fabricant installateur.
Toutes les cotes intermédiaires sont possibles

Chapitre XII

Etude de la pile

XII-1. Généralité :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Toutefois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, on connaît la longueur totale de la brèche à franchir et on peut élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on retouche l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

XII-2. 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.

	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
H (m)	15,36	18,51	20,66	21,81

XII-3.Fondation :

Fonder une construction est une des plus anciennes activités des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter, les fondations de l'ouvrage peuvent être superficielles ou profondes.

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. 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.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

XII-3-a. Choix du type de fondation :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond (pieux de 23m de longueur, et de diamètre $\Phi=1,2\text{m}$).

La semelle transmet à la fondation des efforts qui 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 encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

XII-3-b. Nombre de files de pieux :

Le nombre de files 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 ; car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N_{\max}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{76388,78}{5000} = 15,27$$

Pour des raisons de sécurité on prend 20 pieux (Soit quatre files de cinq pieux).

XII-3-c. La semelle :

Les semelles sont toujours considérées comme étant infiniment rigides, il convient donc de les dimensionner de la manière suivante :

➤ La largeur :

$$B = (N_y - 1) \cdot L + 2\Phi = 12 \text{ m.}$$

Tel que :

N_y : nombre des files des pieux (4).

L : la distance entre deux files ($L=3,2\text{m}$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

➤ La longueur :

$$L = (N_x - 1) \cdot L + 2\Phi = 15,2 \text{ m.}$$

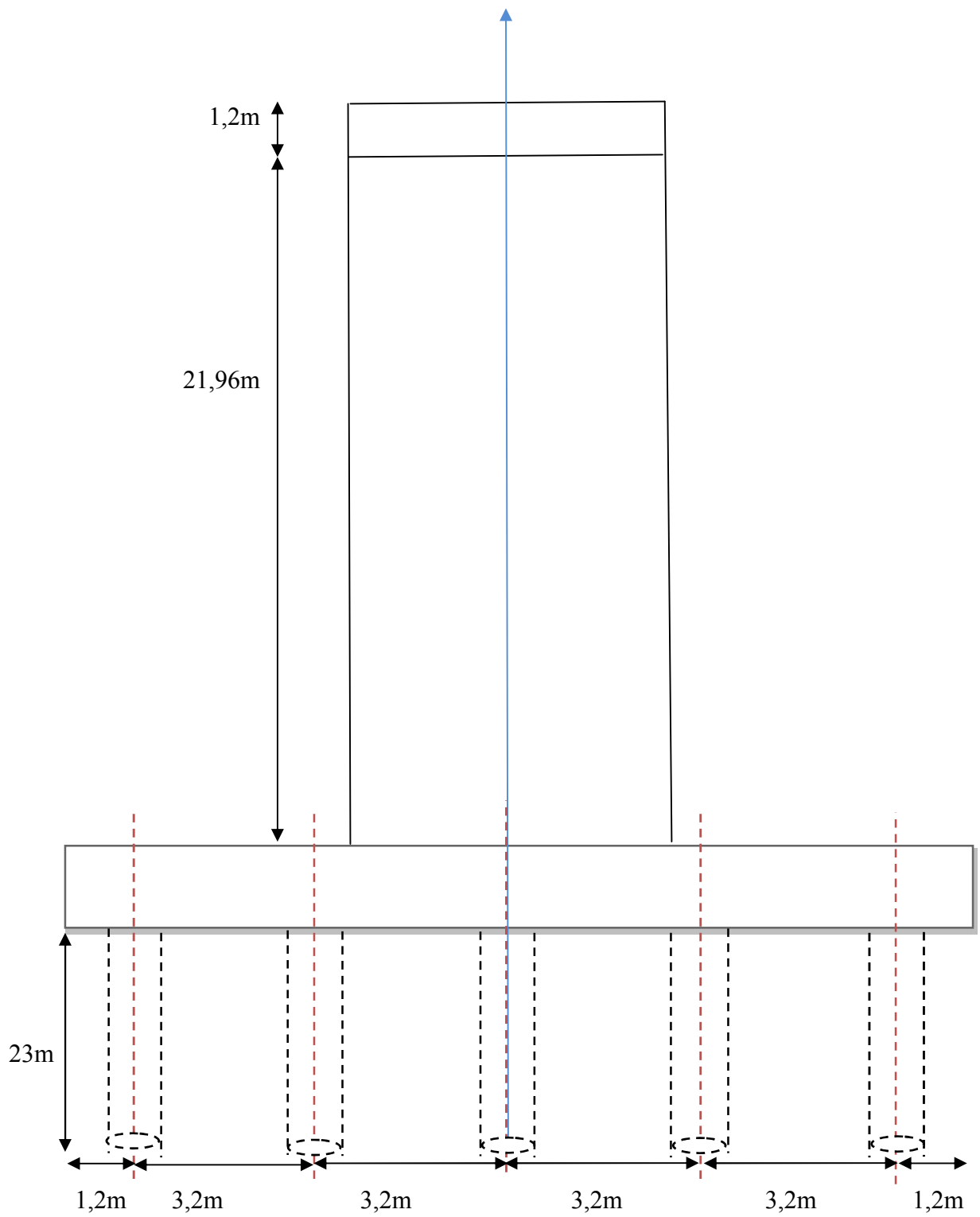
Tel que :

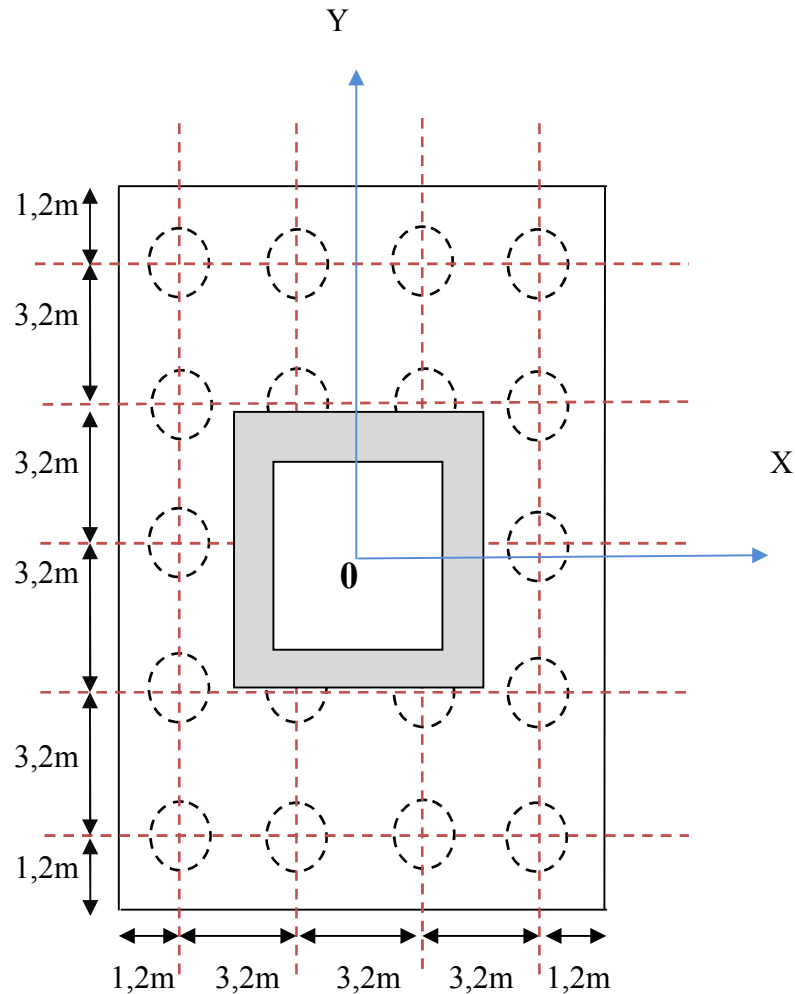
N_x : nombre des files des pieux (5).

➤ La hauteur :

$$H = \frac{L}{2.5} = 1,28$$

On prend : **B=12m, L=15,2m, H=2.6m.**





-Disposition des pieux au niveau des piles-

XII-4. Ferrailage :

XII-4-a. 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 N°4 de hauteur $H=23,16$ m la plus élancée.

Les charges appliquées sont :

G : La charge permanente.

V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile)

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.

Les combinaisons sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \text{E.L.S: } & G+V+W+FF \\ \text{E.L.U: } & 1,35(G+V) +1,5(W+FF) \\ \text{E.L.A: } & G+V\pm EX \\ & G+V\pm EY \end{aligned}$$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

	ELS	ELU	ELA
N (KN)	47802,06	64532,78	47802,06
My(KN.m)	4094,04	6141,06	94893,22

Détermination des armatures longitudinales :

On détermine la section d'armature de la pile selon les abaques de Walther, pour cela on aura à appliquer les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{t_y}{h} = \frac{1}{6} = 0.16 \\ \frac{t_x}{b} = \frac{1}{6} = 0.16 \end{array} \right.$$

Soit :

$$\frac{N}{b \cdot H \cdot B_w} = \frac{47,802}{6 \cdot 6 \cdot 27} = 0.05$$

$$\frac{My}{H \cdot b^2 \cdot B_w} = \frac{94,89322}{6 \cdot 6^2 \cdot 27} = 0.016$$

Avec :

b : largeur de la pile = 6m

H : longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 6m

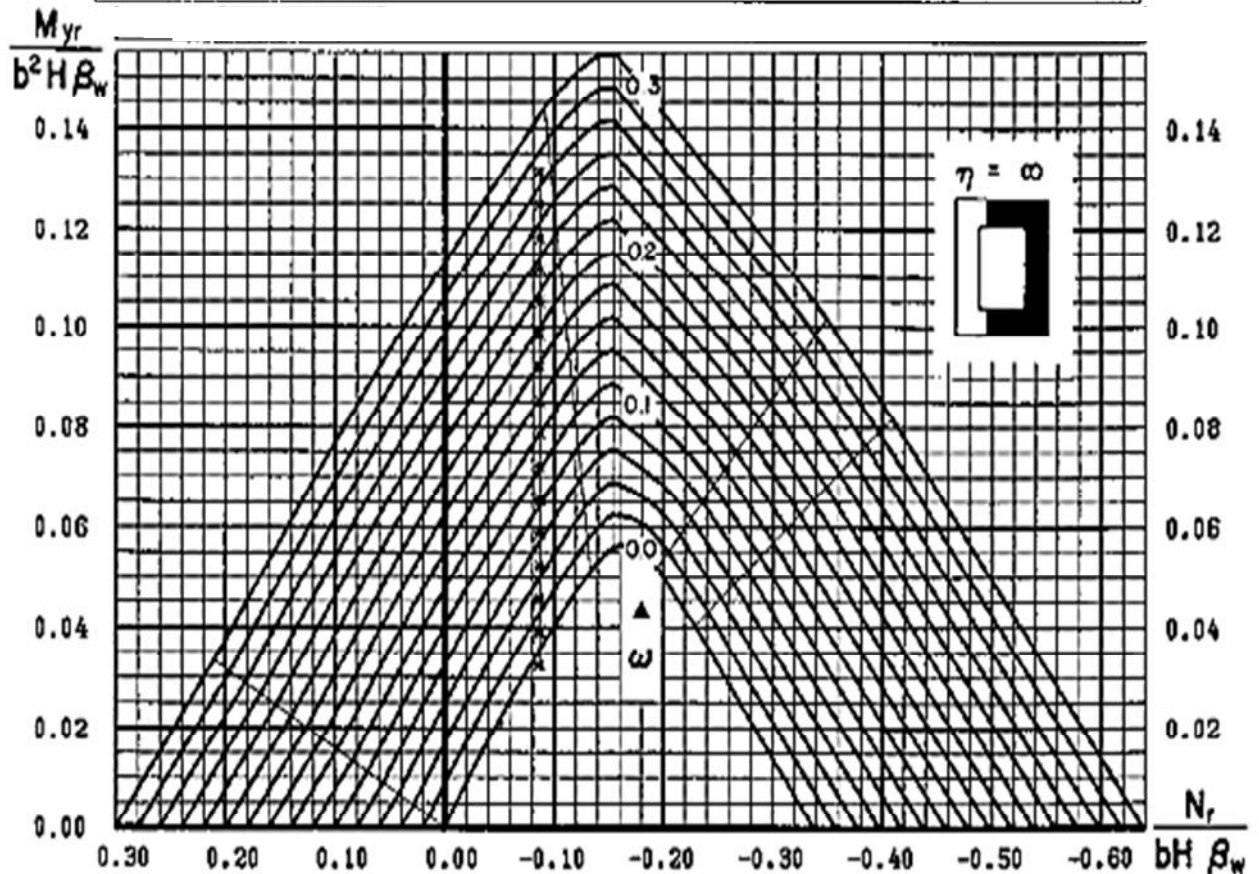
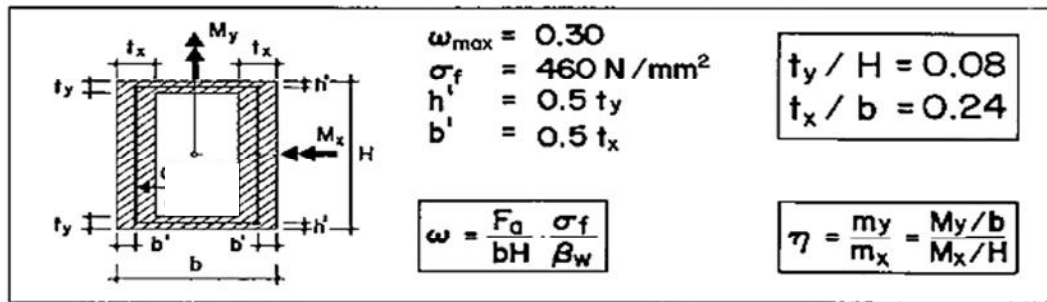
$\beta_w = \beta_{w28} = 27$ Mpa : résistance du béton sur cube à 28 jours

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} =$$

ω : Degré mécanique d'armature totale.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f}{bH\beta_w}$$

$\sigma_f = 400$ Mpa.



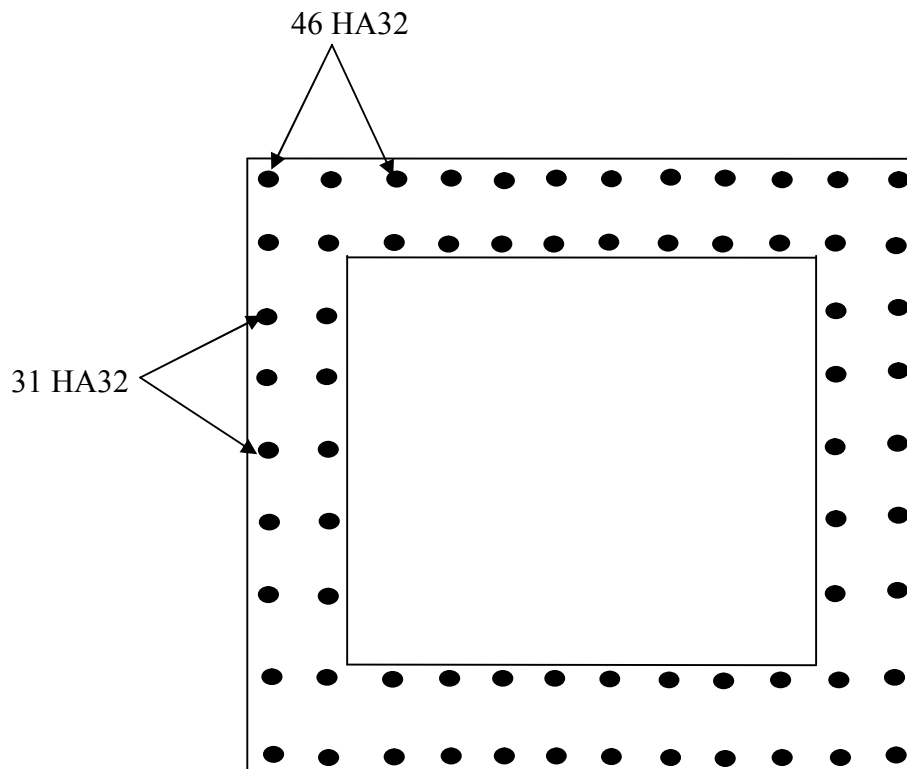
-abaque de Walther-

On a d'après l'abaque : $\omega = 0,10$

Donc : $A_s = 2430 \text{ cm}^2$

$A_{s1} = 0,3 \times 0,5 \times 2430 = 364,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 46 \text{ HA32}$.

$A_{s2} = 0,2 \times 0,5 \times 2430 = 243 \text{ cm}^2 \Rightarrow 31 \text{ HA32}$.



Détermination des armatures transversales :

Espacement des armatures transversales :

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures transversales devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \text{Min} [24\varnothing_t, 8\varnothing_l, 0,25d]$$

Avec:

d: hauteur utile.

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$St = \text{Min} [(24 \times 1.6), (8 \times 3.2), (0,25 \times 0.9 \times 600)].$$

On prend: **St = 25cm.**

Section minimale des armatures transversales :

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 :

$$A_t \geq \frac{A_l \cdot f_{el}}{16 \cdot f_{et}} \times \frac{St \text{ (mm)}}{100}$$

Avec :

St : l'espacement des armatures transversales (mm).

A_l : est la section totale des armatures longitudinales.

f_{el} : caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales.

f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures transversales.

$$A_t = \frac{2430 \cdot 400}{16 \cdot 400} \times \frac{250}{100} = 379,68 \text{ cm}^2$$

Soit : 189HA16

Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

On doit vérifier la condition suivante :

$$= \frac{L_f}{i} \leq 50$$

L_f : la longueur de flambement.

i : le rayon giratoire ($i=2,08$).

Donc :

$$= \frac{2 \cdot 21,81}{2,08} = 20,97 \leq 50 \text{ (vérifier)}$$

Nota :

Toutes les piles de notre ouvrage ont des hauteurs inférieures à celle de la pile n°4 et les mêmes rayons de girations, donc on peut constater qu'elles sont aussi vérifiées vis-à-vis du flambement.

Si la condition du flambement n'est pas vérifiée, on propose comme solution d'ajouter des barres longitudinales dans la pile.

XII-4-b. Ferrailage de cheville :

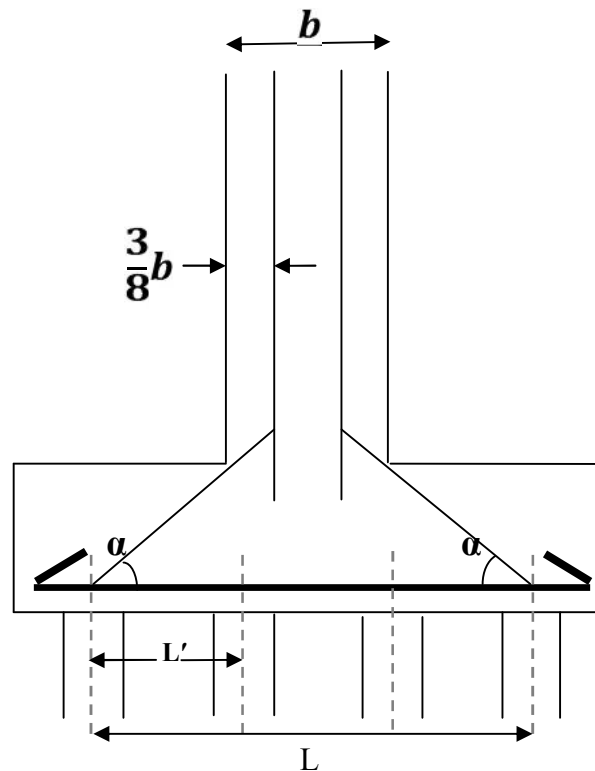
	Moment (KN.m/ml)	As (cm ²)	Choix des barres/ml
Nappe supérieure	-2795.27	79.7	7HA40
Nappe inférieure	1542.42	42.2	6HA32

Pour les armatures transversales de la nappe supérieure on prend 7HA40.

Pour les armatures transversales de la nappe inférieure on prend 6HA32.

Pour les armatures latérales on prend $A_s/10 \Rightarrow 5HA16/ml$

XII-4-c. Ferrailage de la semelle (méthode de bielles) :

**Armatures inférieures transversales :**

Selon le document SETRA 132 (calculs complémentaires ferrailages types)

$$A_{ti} = \frac{R}{h \cdot a} \left[\frac{(N-1)L}{2} - \frac{(N-1)b'}{2N} \right]$$

Tel que : R est la réaction max d'un pieu

Application numérique :**Condition normale :**

$$A_{ti} = \frac{3,91539}{2,55 \cdot \frac{2}{3} \cdot 400} \left| \frac{(4-1)3,2}{2} - \frac{(4-1)6}{2 \cdot 4} \right| \cdot 10^4$$

$$A_{ti} = 146,83 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$A_{ti} = \frac{4,46561}{2,55 \cdot 400} \left| \frac{(4-1)3,2}{2} - \frac{(4-1)6}{2 \cdot 4} \right| \cdot 10^4$$

$$A_{ti} = 111,64 \text{ cm}^2$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : $A_{ti} = 146,38\text{cm}^2$

Les armatures transversales sont placées sur des bandes axées sur les pieux est de largeur :

$$L = H + \frac{1}{2}\varnothing_{\text{pieu}} = 2,6 + 0,6 = 3,2\text{m}$$

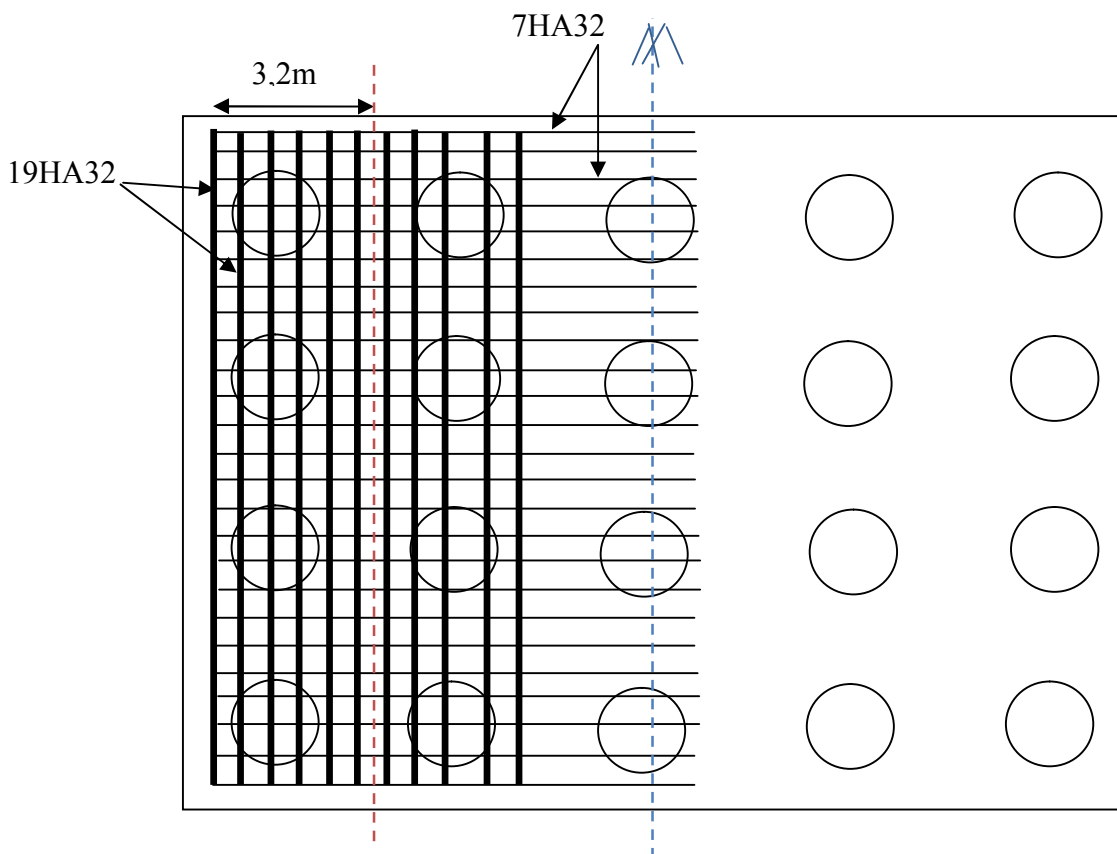
On prend 19HA32 d'un espacement $S_t=17,5\text{cm}$.

Armatures inférieures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{li} = \frac{A_{ti}}{3} = 50,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 7HA32 d'un espacement $S_t=15\text{cm}$



-Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)-

Armatures supérieures transversales :

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = 15,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5HA20 d'un espacement $S_t=22,5\text{cm}$

Armatures supérieures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

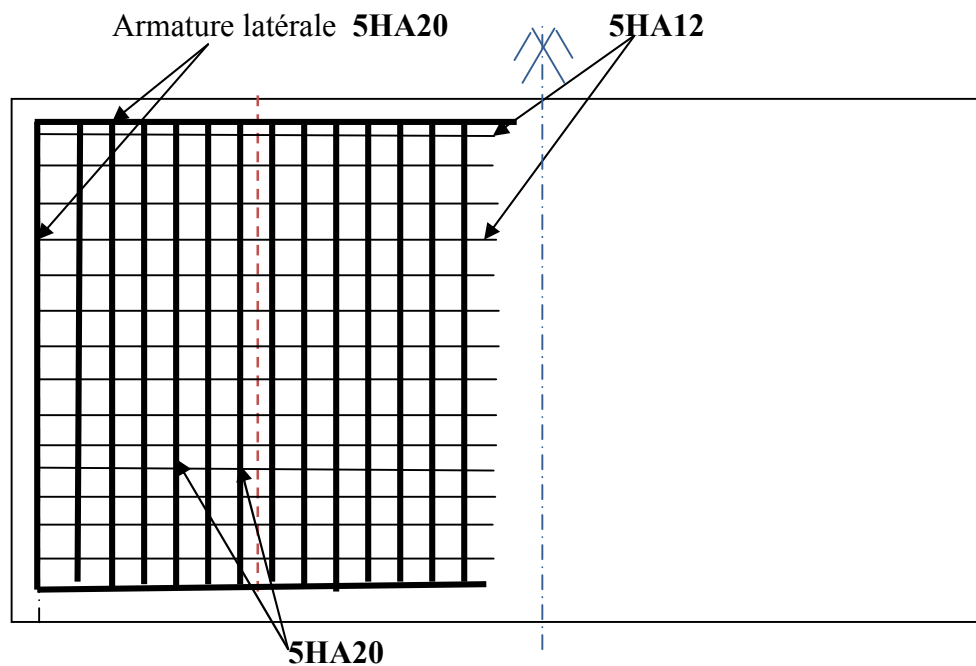
$$A_{ls} = \frac{A_{li}}{10} = 5,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5HA12 d'un espacement $S_t=22,5\text{cm}$

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A_{ti}}{10} = 15,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5HA20 d'un espacement $S_t=22,5\text{cm}$



-Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)-

XII-4-d. Ferrailage des pieux :**Effort revenant à chaque pieu :**

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{Y_i^2} Y_i \pm \frac{M_y}{X_i^2} X_i$$

Avec, les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale :

$$N_1 = \frac{76388,78}{20} + \frac{6141,06}{64} = 3915,39 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{76388,78}{20} - \frac{6141,06}{64} = 3723,48 \text{ KN}$$

Condition sismique :

$$N_1 = \frac{59658,06}{20} + \frac{94893,22}{64} = 4465,61 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{59658,06}{20} - \frac{94893,22}{64} = 1500,20 \text{ KN}$$

On constate que : $R_{\max} = 4465,61 < 5000 \text{ KN}$ (condition de poinçonnement vérifiée).

$R_{\min} = 1500,20 \text{ KN} > 0$ (Condition de non soulèvement vérifiée).

On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment grande pour s'y opposer.

Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

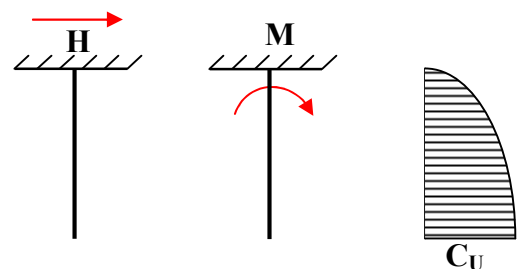
$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u \cdot b \cdot y = 0$$

Avec :

b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



-Système statique des pieux-

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

Tel que :

α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

α : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$b = \varnothing_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

$C_U = 4,8 \text{ kg/cm}^3$.

E : module d'élasticité du béton = $11000^3 \overline{27} = 33000 \text{ Mpa}$.

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi(120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0,256 \text{ m}^{-1} \text{ D'où : } l = 0,256 \cdot 23 = 5,88$$

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

$$H = FF+W = 57+261,60$$

$$H = 318,6 \text{ KN}$$

$$P_{\square} = 318,6 / 20$$

$$P_{\square} = 15,93 \text{ KN}$$

Condition sismique :

$$H = FF+W+E_x = 57+261,60+4352,90$$

$$H = 4671,5 \text{ KN}$$

$$P_{\square} = 4671,5 / 20$$

$$P_{\square} = 233,575 \text{ KN}$$

Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\overline{M}}{\lambda} + \frac{\overline{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec une rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0$$

$$\Rightarrow M_{\square}(z) = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,68 \Rightarrow \chi_{\theta M} = 1,26 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 2,09 \Rightarrow \chi_{\theta M} = 1,45 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \lambda L = 5,88 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \chi_{\theta M} = 1,435 \\ \chi_{\theta P} = 2,06 \end{array} \right.$$

Condition normale : $M_{\square} = -89,21 \text{ KN.m}$

Condition sismique : $M_{\square} = -1302,02 \text{ KN.m}$

Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage est déterminé à l'aide des abaques de Walter. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

La condition sismique est la plus défavorable : $\left. \begin{array}{l} N = 4465,61 \text{ KN} \\ M = -1308,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$

$$\frac{N}{R^2 \cdot B_w} = \frac{4,46561}{3,14 \cdot 0,6^2 \cdot 27} = 0,146$$

$$\frac{M_y}{R^2 \cdot D \cdot B_w} = \frac{1,30802}{3,14 \cdot 0,6^2 \cdot 1,2 \cdot 27} = 0,036$$

$$A_s = \frac{R^2 \cdot B_w \cdot \sigma_s}{f_e} = 183,12 \text{ cm}^2$$

On prend 23HA32 d'un espacement $S_t = 17 \text{ cm}$

150. FLEXION COMPOSEE
EFFORTS DE RUPTURE M_r ET N_r

$\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$
 $\omega_{max} = 0.3$

$\frac{h'}{D} = 0.02$

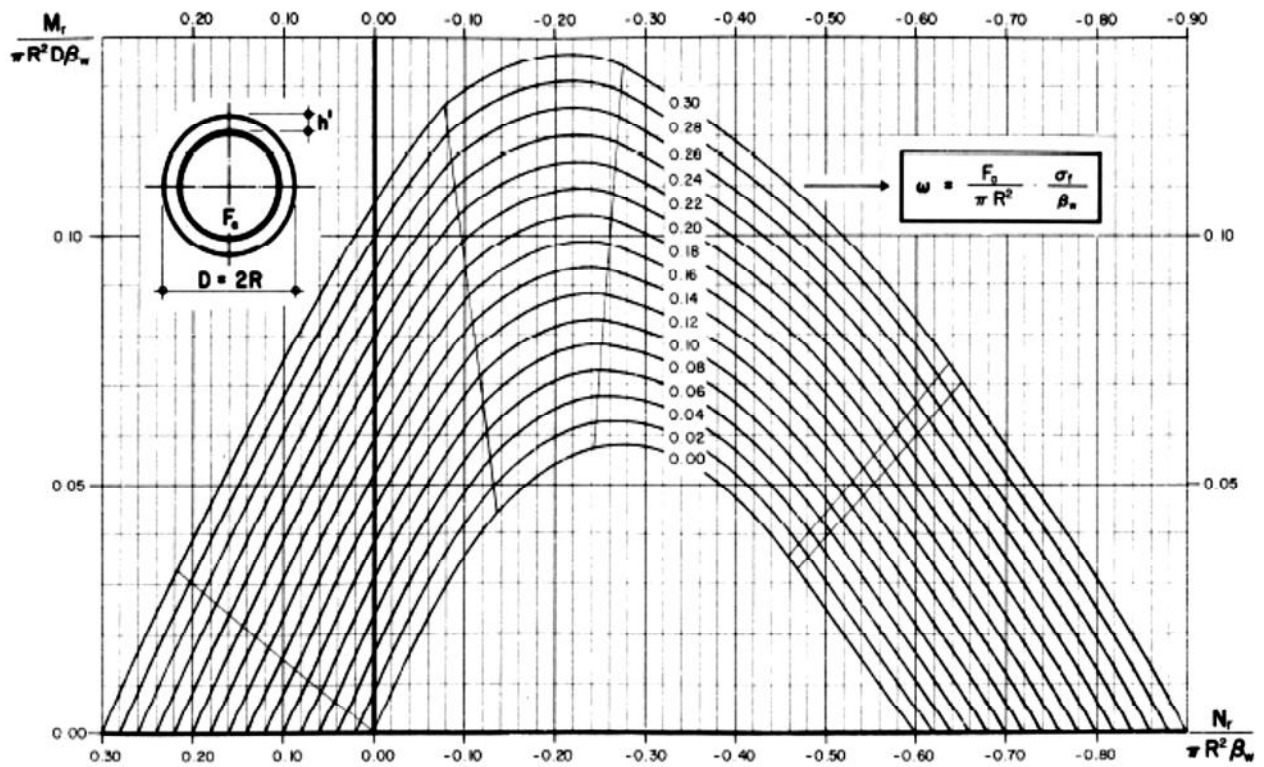


Fig 4.16 : abaque walther.

Ferrailage transversal :

On prendra des cercles de HA12 et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

Chapitre XIII

Etude de la culée

XIII-1. Introduction :

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.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XIII-2. Choix du type de culée :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours 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 assurée le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

XIII-3. Implantation des culées :

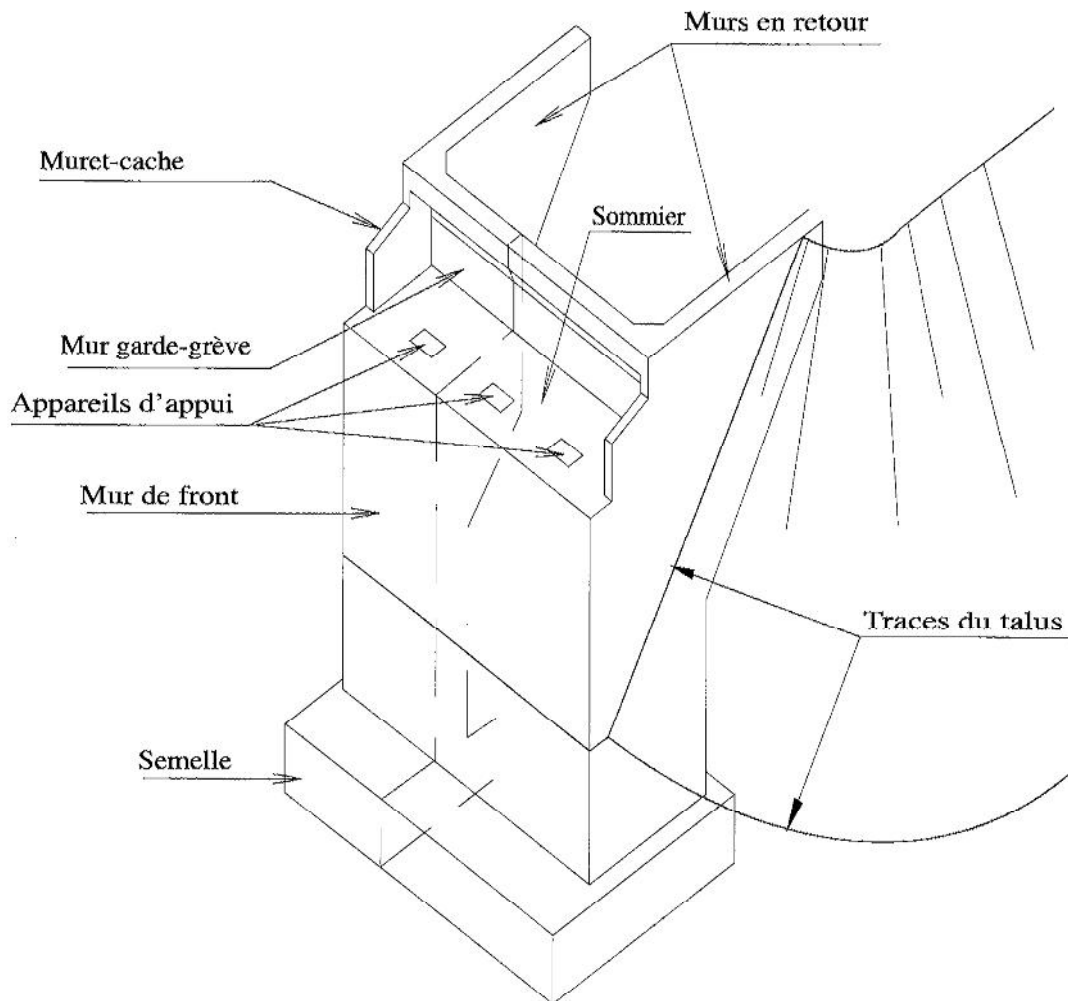
La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Côte projet (m)	509.9	502.92
Côte TN (m)	494.90	492.11
Côte de la fondation (m)	491.7	496.07
Hauteur de la culée (m)	18.2	10.81

LA CULEE REMBLAYEE



XIII-4. Pré dimensionnement de la culée :

On s'intéresse au dimensionnement de la culée la plus haute (culée 1).

- **Mur garde grève :**

Hauteur :

$H = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{hauteur du dé d'appui}$
 $H = 2,5 + 0,25 = 2,75\text{m.}$

Epaisseur :

Selon SETRA : $e = \max(0,3\text{m} ; h/8)$ $e = 60\text{cm.}$

Longueur : est celle du tablier = **10.08m.**

- **Mur frontal :**

Hauteur :

$H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur du mur garde grève}$
 $H = 16,7 - 2,75 = 13,95\text{m.}$

Epaisseur : $e = 2,80\text{m.}$

Longueur : $L = 10.08\text{m.}$

- **Dalle de transition :**

Longueur :

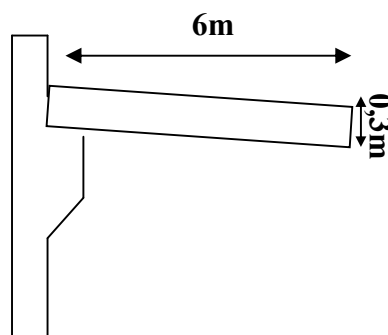
Elle est dimensionnée par la formule suivante :

$L = \text{Min} [6\text{m} ; \text{Max} (3\text{m} ; 0,6H)]$ Tel que H est la hauteur du remblai = 16,7m.

$L = \text{Min} [6\text{m} ; \text{Max} (3\text{m} ; 10,02\text{m})].$

L = 6 m.

Elle est coulée sur une épaisseur constante de **30cm**, et ancrée dans le corbeau d'appui par l'intermédiaire des goujons, avec une largeur de **8,08m**, et elle est mise en place avec une pente de **10%**.



- **Sommier d'appuis :**

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.

Longueur du sommier : $L = 10,08 \text{ m}$.

Largeur du sommier : $l = 2,20 \text{ m}$.

L'appareil d'appui ne doit pas être implanté trop près du bord extérieur du sommier, $d \geq 20 \text{ cm}$, on prend $d = 30 \text{ cm}$.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien. Pour les grands ouvrages, il est couramment de 50 à 60, donc on prend **50 cm**.

- **Semelle :**

On prend

Epaisseur : **1,50 m**.

Largeur : **8,2 m**.

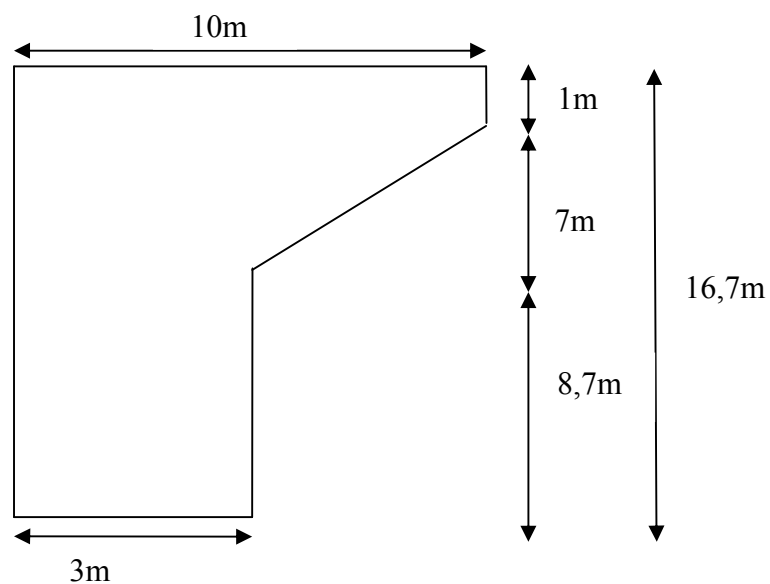
Longueur : **11,4 m**.

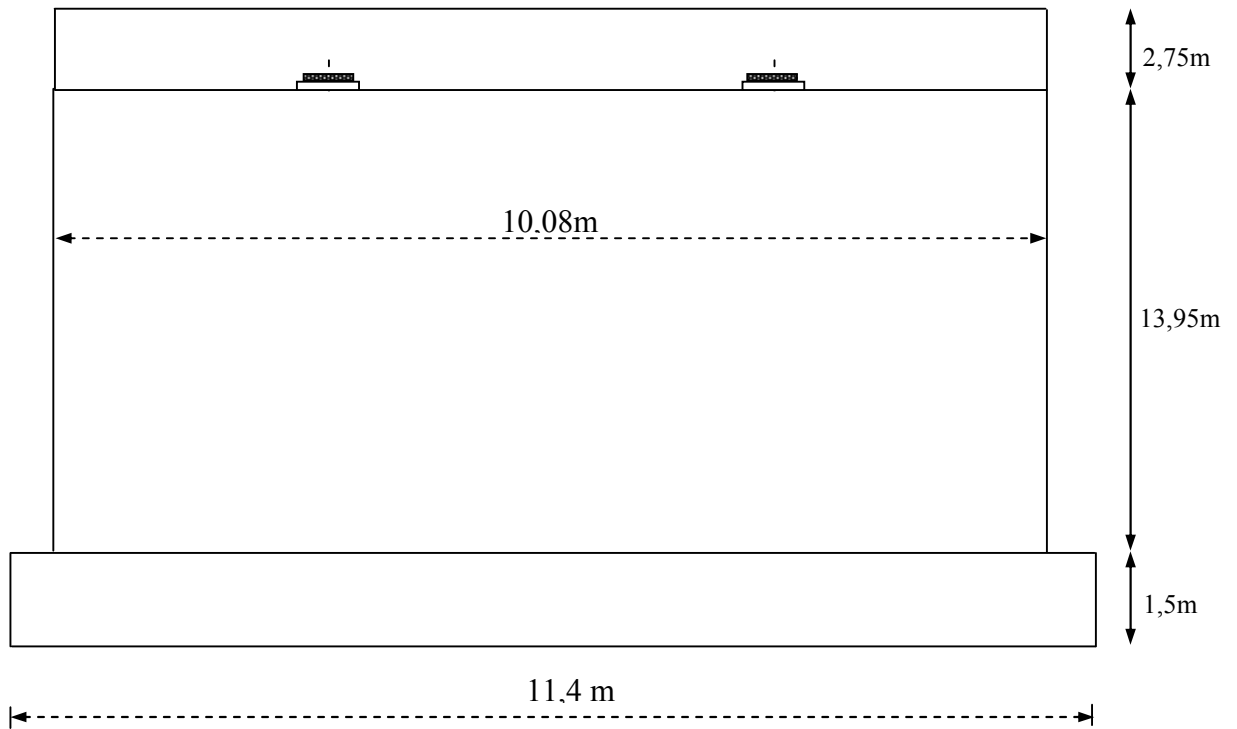
On utilise des pieux de diamètre $\Phi = 1,2 \text{ m}$ (Fondations profondes).

- **Mur en retour :**

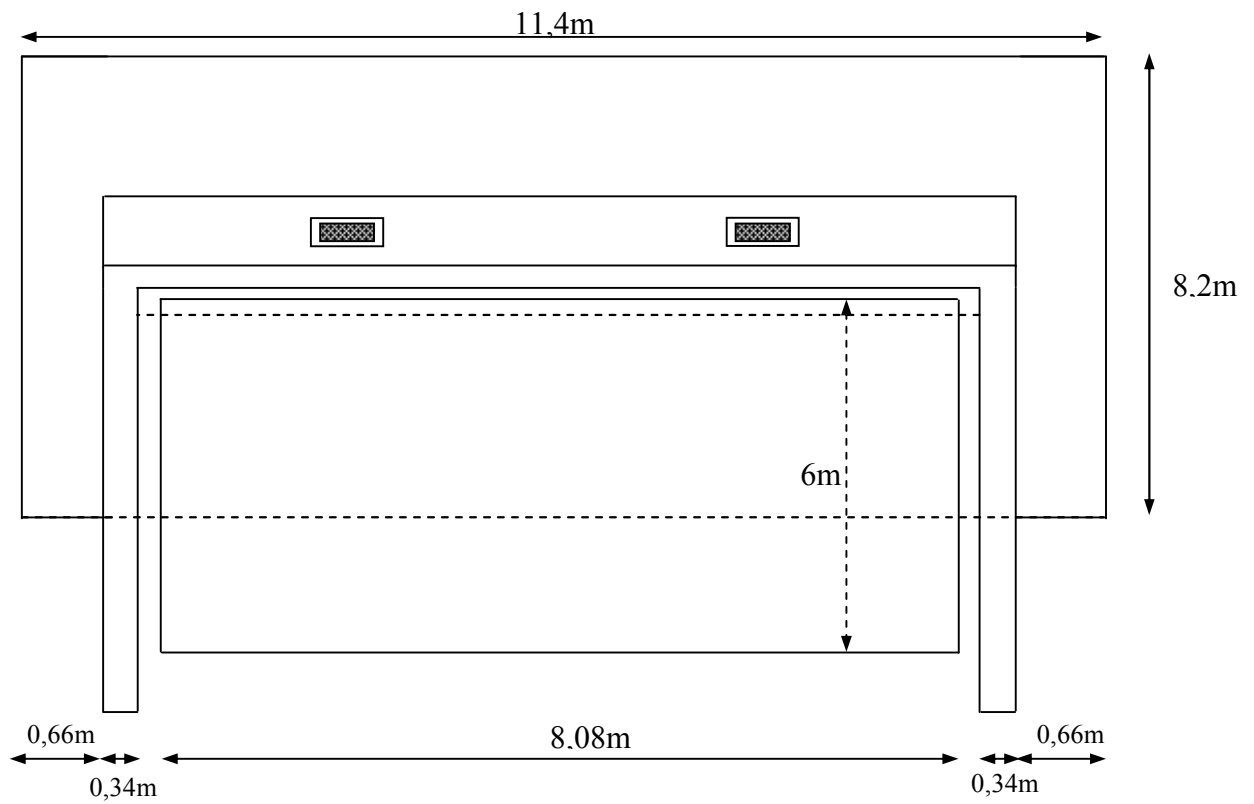
Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante de **1m** pour un bon ferrailage et un bon bétonnage.

Il a une longueur de **10m** et hauteur de **16,7m** celle de la culée.





-Vue en élévation-



- Vue en plan-

XIII-5. Calcul de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée en service, aussi bien dans les conditions normales et dans les conditions sismiques.

❖ **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 MONOBE- OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \left[1 + \left| \frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha - \beta) \cos(\alpha + \beta)} \right| \right]} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

φ : angle de frottement interne du remblai ($\varphi = 36^\circ$).

α : Angle de talus avec l'horizontal ($\alpha = 0$).

β : inclinaison de la culée ($\beta = 0$).

δ : angle de frottement remblai – culée ($\delta = 0$).

θ : angle entre la direction du séisme et la verticale

$$= \operatorname{arctg}\left(\frac{\xi_h}{1 \pm \xi_v}\right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme ($K^2 = \xi_h^2 + (1 \pm \xi_v)^2$).

$\xi_h = 0.2$ accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\xi_v = 0.14$ accélération du séisme dans le sens vertical.

Effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon_H \cdot G$.

Effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon_v) \cdot G$

Le coefficient de poussée des terres varie d'un cas de chargement à l'autre, selon les conditions sismiques ou normales.

En conditions sismiques on prend :

$$\xi_h = 0,2 \text{ et } \xi_v = 0,14.$$

$$\xi_h = 0,2 \text{ et } \xi_v = 0.$$

$$\xi_h = 0,2 \text{ et } \xi_v = -0,14.$$

En condition normale on prend

$$\xi_h = 0 \text{ et } \xi_v = 0.$$

Le coefficient de poussée pour les différents cas est présenté dans le tableau ci-dessous :

Action sismique	Notation	ξ_h	ξ_v	θ°	K	Kah
Conditions normales	Cas 1	0	0	0	1	0,26
horizontale Verticale+	Cas 2	0,2	0,14	9,95	1,15	0,93
Horizontale	Cas 3	0,2	0	11,31	1,02	0,86
horizontale Verticale-	Cas 4	0,2	-0,14	13,09	0,88	0,76

❖ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants :

Designation	notation	P (KN)	P ξ_h (KN)	(1+ ξ_v)P (KN)	V (m)	H (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
Poids propre du tablier	Cas 1	3805,3	0	3805,30	15,7	3,2	0	12176,96
	Cas 2	3805,3	761,06	4338,04	15,7	3,2	11948,64	13881,73
	Cas 3	3805,3	761,06	3805,30	15,7	3,2	11948,64	12176,96
	Cas 4	3805,3	761,06	3272,55	15,7	3,2	11948,64	10472,18
Mur garde grève	Cas 1	415,8	0	415,80	16,825	4,7	0	1954,26
	Cas 2	415,8	83,16	474,01	16,825	4,7	1399,16	2227,85
	Cas 3	415,8	83,16	415,80	16,825	4,7	1399,16	1954,26
	Cas 4	415,8	83,16	357,58	16,825	4,7	1399,16	1680,66
Mur frontal	Cas 1	9843,12	0	9843,12	8,475	3,6	0	35435,23
	Cas 2	9843,12	1968,62	11221,15	8,475	3,6	16684,08	40396,16
	Cas 3	9843,12	1968,62	9843,12	8,475	3,6	16684,08	35435,23
	Cas 4	9843,12	1968,62	8465,08	8,475	3,6	16684,08	30474,29
Corbeau	Cas 1	101	0	101	16,7	5,2	0	525,20
	Cas 2	101	20,20	115,14	16,7	5,2	337,34	598,72
	Cas 3	101	20,20	101	16,7	5,2	337,34	525,20
	Cas 4	101	20,20	86,86	16,7	5,2	337,34	451,67
Semelle	Cas 1	3505,5	701,10	3996,27	0,75	4,1	0	14372,55
	Cas 2	3505,5	701,10	3505,50	0,75	4,1	525,82	16384,70
	Cas 3	3505,5	701,10	3014,73	0,75	4,1	525,82	14372,55
	Cas 4	3505,5	701,10	3996,27	0,75	4,1	525,82	12360,39
Les deux Mur en retour 1	Cas 1	500	0	500	17,7	10	0	5000
	Cas 2	500	100	570	17,7	10	1770	5700
	Cas 3	500	100	500	17,7	10	1770	5000
	Cas 4	500	100	430	17,7	10	1770	4300
Les deux Mur en retour 2	Cas 1	2275	0	2275	14,32	8,6	0	19565
	Cas 2	2275	455	2593,50	14,32	8,6	6515,60	22304,10
	Cas 3	2275	455	2275	14,32	8,6	6515,60	19565
	Cas 4	2275	455	1956,50	14,32	8,6	6515,60	16825,90

Les deux Mur en retour 3	Cas 1	1305	0	1305	5,85	6,5	0	8482,50
	Cas 2	1305	261	1487,70	5,85	6,5	1526,85	9670,05
	Cas 3	1305	261	1305	5,85	6,5	1526,85	8482,50
	Cas 4	1305	261	1122,30	5,85	6,5	1526,85	7294,95
Poids de trottoirs	Cas 1	142,04	0	142,04	18,3	9,7	0	1377,78
	Cas 2	142,04	28,40	161,92	18,3	9,7	519,86	1570,67
	Cas 3	142,04	28,40	142,04	18,3	9,7	519,86	1377,78
	Cas 4	142,04	28,40	122,15	18,3	9,7	519,86	1184,89
Dalle de transition	Cas 1	316,58	0	316,58	17,55	9,7	0	3070,82
	Cas 2	316,58	63,31	360,90	17,55	8	1111,19	2887,20
	Cas 3	316,58	63,31	316,58	17,55	8	1111,19	2532,64
	Cas 4	316,58	63,31	272,25	17,55	8	1111,19	2178,07
Poids des terres sur dalle de transition	Cas 1	501,12	0	501,12	17,95	8	0	4008,96
	Cas 2	501,12	100,22	571,27	17,95	8	1799,02	4570,21
	Cas 3	501,12	100,22	501,12	17,95	8	1799,02	4008,96
	Cas 4	501,12	100,22	430,96	17,95	8	1799,02	3447,70
Remblai sur semelle	Cas 1	8499	0	8499	9,35	6,6	0	56093,40
	Cas 2	8499	1699,80	9688,86	9,35	6,6	15893,13	63946,47
	Cas 3	8499	1699,80	8499	9,35	6,6	15893,13	56093,40
	Cas 4	8499	1699,80	7309,14	9,35	6,6	15893,13	48240,32
surcharge de remblais	Cas 1	356,35	0	356,35	18,2	6,6	0	2351,91
	Cas 2	356,35	71,27	406,23	18,2	6,6	1297,11	2681,17
	Cas 3	356,35	71,27	356,35	18,2	6,6	1297,11	2351,91
	Cas 4	356,35	71,27	306,46	18,2	6,6	1297,11	2022,64
Surcharge de trottoir sur culée	Cas 1	51,13	0	51,13	18,4	9,7	0	495,96
	Cas 2	51,13	10,22	58,28	18,4	9,7	188,15	565,39
	Cas 3	51,13	10,22	51,13	18,4	9,7	188,15	495,96
	Cas 4	51,13	10,22	43,97	18,4	9,7	188,15	426,52
Freinage Bc	Cas 1	42	42	/	15,575	3,2	654,15	0
	Cas 2	/	/	/	/	/	0	0
	Cas 3	/	/	/	/	/	0	0
	Cas 4	/	/	/	/	/	0	0
Surcharges max roulantes sur tablier	Cas 1	241,7	0	241,7	15,7	3,2	773,44	0
	Cas 2	241,7	48,34	275,53	15,7	3,2	881,72	758,93
	Cas 3	241,7	48,34	241,7	15,7	3,2	773,44	758,93
	Cas 4	241,7	48,34	207,86	15,7	3,2	665,15	758,93

❖ Calculs des poussées dues aux terres:

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L ; \text{ tel que: } \gamma = 18 \text{ KN / m}^3 : \text{ Poids volumique des terres.}$$

Designation	notation	P(KN)	Pξh(KN)	(1+ξv)P(KN)	V(m)	Mr(KN.m)
Mur GG + Mur Front	Cas 1	5273,02	5273,03	0	7,06	37262,73
	Cas 2	18861,21	3772,24	0	7,06	26657,18
	Cas 3	17441,55	3488,31	0	7,06	24650,73
	Cas 4	15413,46	3082,69	0	7,06	21784,37
Semelle	Cas 1	60,02	60,02	0	0,5	30,01
	Cas 2	214,69	42,93	0	0,5	21,46
	Cas 3	198,53	39,70	0	0,5	19,85
	Cas 4	175,44	35,08	0	0,5	17,54

❖ Calculs des poussées dues aux surcharges de remblais :

La poussée due au surcharge de remblais agissant sur une hauteur h et une largeur l est :

$$P = 1,2 K_{ah} q h l ; \text{ tel que } q = 10 \text{ KN / m}^2.$$

Designation	notation	P(KN)	Pξh(KN)	(1+ξv)P(KN)	V(m)	Mr(KN.m)
Mur GG + Mur Front	Cas 1	421,00	421,000	0	9,85	4146,85
	Cas 2	1505,88	301,17	0	9,85	2966,59
	Cas 3	1392,53	278,50	0	9,85	2743,30
	Cas 4	1230,61	246,12	0	9,85	2424,31
Semelle	Cas 1	53,35	53,35	0	0,75	40,01
	Cas 2	159,03	31,80	0	0,75	23,85
	Cas 3	147,06	29,41	0	0,75	22,06
	Cas 4	129,96	25,99	0	0,75	19,49

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts globaux agissants sur la culée pour les quatre cas existants :

Designation	notation	Pξh(KN)	(1+ξv)P (KN)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)
Totaux	Cas 1	5957,40	31375,24	44589,30	164910,54
	Cas 2	6308,41	35767,77	91878,66	188143,43
	Cas 3	6308,41	31375,24	89725,38	165131,29
	Cas 4	6308,41	26982,70	86426,87	142119,16

❖ Vérification de la stabilité de la culée :

• Vérification du tiers central : E_{max} e

$$E_{max} = \frac{B}{6} = \frac{8,1}{6} = 1,35 \text{ m condition normale .}$$

$$E_{max} = \frac{B}{4} = \frac{8,2}{4} = 2,05 \text{ m condition sismique}$$

$$e = \frac{B}{2} - x'; \quad \text{avec } x = \frac{M_r - M_s}{(1 + \nu)P}$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

notation	$\Sigma(1+\xi\nu)P$	ΣM_r	ΣM_s	x'	e	E_{max}	vérification
Cas 1	31375,24	44589,30	164910,54	3,83	0,16	1,366	vérifie
Cas 2	35767,77	91878,66	188143,43	2,69	1,30	2,05	vérifie
Cas 3	31375,24	89725,38	165131,29	2,40	1,59	2,05	vérifie
Cas 4	26982,70	86426,87	142119,16	2,06	1,93	2,05	vérifie

• Vérification au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5 \quad \text{condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} > 1 \quad \text{condition sismique}$$

Ou :

M_S : moment stabilisant.

M_R : moment renversant.

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

notation	ΣM_r	ΣM_s	$\Sigma M_s / \Sigma M_r$	CSR	vérification
Cas 1	44589,30	164910,54	3,69	1,5	vérifie
Cas 2	91878,66	188143,43	2,04	1	vérifie
Cas 3	89725,38	165131,29	1,84	1	vérifie
Cas 4	86426,87	142119,16	1,64	1	vérifie

• **Vérification au glissement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{(1 + v)P}{P h} \cdot \mu \quad 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{(1 + v)P}{P h} \cdot \mu \quad 1 \quad \text{Condition sismique}$$

Ou :

$$\mu : \text{Coefficient de frottement de terre ou ; } \mu = \text{tg}\left(\frac{2}{3}\right) \approx 0,44.$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

notation	$\Sigma(1+\xi v)P$	$\Sigma P \xi h$	μ	$\frac{\Sigma(1 + \xi v)P}{\Sigma P \xi h} \cdot \mu$	CSG	vérification
Cas 1	31375,24	5957,40	0,44	2,31	1,5	vérifie
Cas 2	35767,77	6308,41	0,44	2,49	1	vérifie
Cas 3	31375,24	6308,41	0,44	2,18	1	vérifie
Cas 4	26982,70	6308,41	0,44	1,88	1	vérifie

XIII-6. Ferrailage de la culée:

❖ **Mur garde grève:**

D'après le document SETRA PP73 appuis des tabliers. Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de terres.
- Poussée de la surcharge de remblais.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastrier dans le chevêtre.

➤ **évaluation des efforts agissant sur le MGG:**

❖ **Poussée des terres:**

Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = p \cdot \frac{h}{3} \quad \text{avec } p = \frac{1}{2} K a h \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

Les moments de poussée des terres sont résumés dans ce tableau :

Notation	Kah	γ	H	L	p	Mp
Cas 1	0,26	18	2,75	1	17,69	16,22
Cas 2	0,93	18	2,75	1	63,37	58,09

❖ **Moment due à la force de freinage B_c:**

$$M_f = \frac{2 \cdot p \cdot h}{0,25 + 2 \cdot h}$$

Nous considérons un essieu d'un camion B_c au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

$$M_f = \frac{2 \cdot 6 \cdot 0,275}{0,25 + 2 \cdot 2,75} = 57,39 \text{ Knm}$$

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève.

Les rectangles sont de dimension $0,25 \times 0,75\text{m}^2$ (voir figure si dessous)

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par :

$$\Phi = \frac{120}{0,75 \cdot 0,25} = 640 \text{ KN/m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale:

$$M'_p = \frac{12K}{0,75 + 2 \cdot h} \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx.$$

Avec :

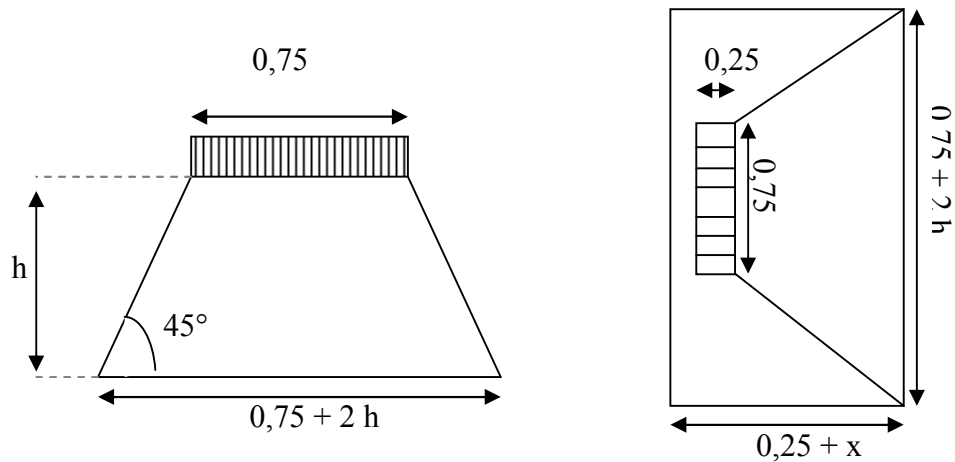
$$K = K_{ah} \times b_c \times \delta.$$

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique

$b_c = 1.1$ pour deux voies chargées.

$$K_{ah} = \begin{cases} 0,26 & \text{cas normal} \\ 0,93 & \text{cas sismique} \end{cases}$$

Donc : $K = \begin{cases} 0,286 & \text{cas normal} \\ 1,023 & \text{cas sismique} \end{cases}$



-Schéma d'étalement de la surcharge-

La valeur M'_p / K est explicitée ci-dessous pour différentes valeurs de h :

h (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
M'_p / K (t.m/ml)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Dans notre cas : $h = 2,75$ par interpolation, on obtient :

$$\frac{9,49 - 8,56}{3 - 2,5} = \frac{\frac{M'_p}{k} - 8,56}{2,75 - 2,5} \quad \frac{M'_p}{k} = 9,025$$

Donc : $M'_p = \begin{cases} 25,81 \text{ KN.m} & \text{cas normal} \\ 23,32 \text{ KN.m} & \text{cas sismique} \end{cases}$

❖ **Charge accidentelle :**

Les efforts sismiques sont :

L'effort sismique horizontal : $H_s = \xi h G$.

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \xi_v) G$

L'effort sismique horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1ml du mur ;

$$G = 2,75 \times 0,6 \times 1 \times 25 = 41,25 \text{ KN/ml}$$

$$H_s = 0,2G = 0,2 \times 41,25 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_{hs} = H_s \times \frac{h}{2} = 11,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Combinaison d'action:**

$$\text{ELU} : 1,35 M_g + 1,6 M_q$$

$$\text{ELS} : M_g + 1,2 M_q$$

$$\text{ELA} : M_g + F_a + M_q$$

$$M_g = M_p$$

$$\text{Ou: } \left\{ \begin{array}{l} M_q = M'_p + M_f \\ F_a = M_{hs} \end{array} \right.$$

$$F_a = M_{hs}$$

Les moments sont résumés dans ce tableau :

Charges	ELU	ELS	ELA
Poussée des terres	21,89	16,22	58,57
Moment due à la force de freinage B_c	91,82	68,87	57,39
Poussée d'une charge locale située en arrière du mur	41,30	30,97	92,32
Charge accidentelle	/	/	11,34
Moment sous combinaison	155,01	116,06	219,62

➤ **Ferraillage:**

Ferraillage vertical :

En considère des bandes d'un mètre de largeur encastées dans le mur chevron.

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,54 \text{ m.}$$

Le ferraillage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : $A_s = 19,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 54 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{smin} = 6,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $A_s > A_{s,min}$ CNF vérifiée.

On prend : **7HA20 /ml** avec $A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armature de construction on prend :

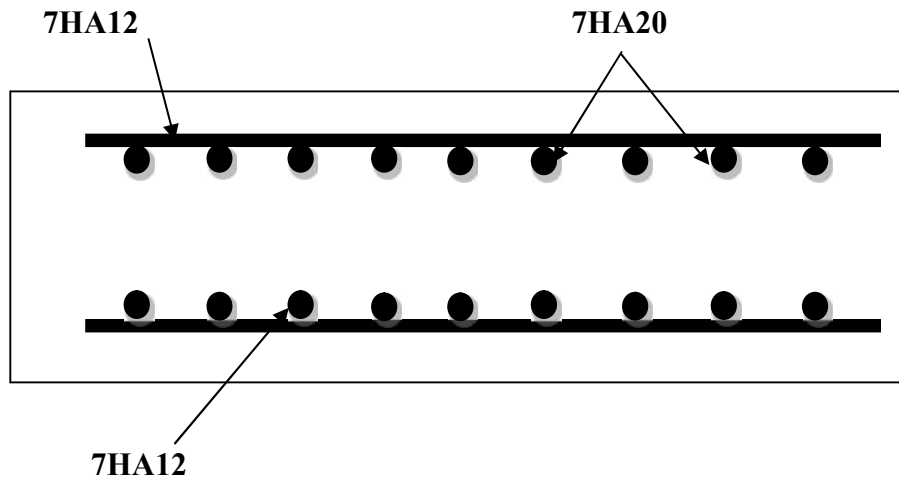
$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A'_s = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7HA12** pour $A'_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{3} = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_h = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7HA12** pour $A_h = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

**-Ferrailage du mur garde grève -**❖ **La dalle de transition:**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (Contacte directe avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au dessus de la dalle.

❖ **Evaluation des efforts :**

Remblai :	$\gamma_r \times 0,5 = 9 \text{ KN/m}^2$.
Poids propre de la dalle :	$0,3 \times 25 = 7,5 \text{ KN/m}^2$
Revêtement :	$22 \times 0,08 = 1,76 \text{ t/m}^2$
Surcharges :	12 KN/m^2 (surcharges sur remblai)

charge	Q (t/ ml)	Moment (t.m/ m ²)	Effort tranchant (t)
Poids propre	7,50	33,75	22,5
Revêtement	1,76	7,92	5,28
Remblai	9,0	40,5	27
Surcharges	12,0	54	36

Notons que :

$$\begin{aligned} M_G &= 82,17 \text{ KN.m} & V_G &= 54,78 \text{ KN/ml} \\ M_Q &= 54 \text{ KN.m} & V_S &= 36 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

❖ **Combinaison d'action:**

$$\begin{aligned} \text{A l'EL.S} : M_G + 1,2 M_Q & & V_{\text{ser}} &= V_G + 1,2 V_Q \\ \text{A l'EL.U} : 1,35 M_G + 1,6 M_Q & & V_u &= 1,35 V_G + 1,6 V \\ \text{A l'EL.A} : (1 \pm 0,14) M_G + M_Q & & V_u &= (1 \pm 0,14) M_G V_G + V_Q \end{aligned}$$

/	ELU	ELS	ELA
M	197,33	146,97	147,67
V	131,55	97,98	98,45

❖ **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$.

le ferrailage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : $A_s = 23,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 3,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $A_s > A_{\text{min}}$ **CNF** vérifiée.

donc : **5HA25** pour $A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A's = \frac{A_s}{3} = 8,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A's = 8,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA14** pour $A's = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_c; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 207,3 \text{ MPa}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 13,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa. Vérifié.} \\ \sigma_{st} = 145,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207,3 \text{ MPa. vérifié.} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :** (fissuration très préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,131}{1,00 \times 0,27} = \mathbf{0,487 \text{ MPa.}}$$

Pour les armatures droites :

$$\bar{\tau}_u = \min(4 \text{ MPa}, 0,10 f_{c28}) = 2,7 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e} = (0,131 \times 1) / (0,8 \times 400) = \mathbf{0,41 \text{ cm.}}$$

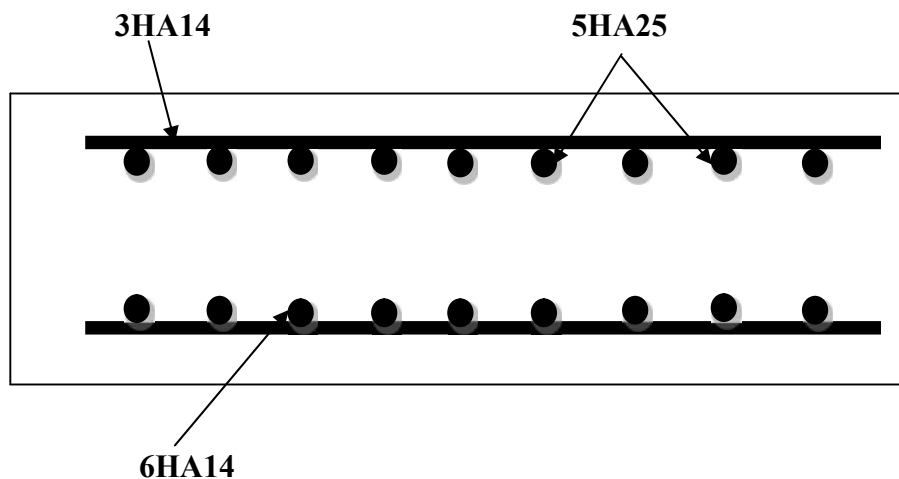
$$S_t \leq \min[0,9d; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm. Soit } S_t = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

$$A_t \geq 20 \times 0,41 = \mathbf{8,18 \text{ cm}^2.}$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = \mathbf{0,10 \text{ cm.}} \text{ Avec } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}} \text{ et } A_t > \mathbf{4,2 \text{ cm}^2.}$$

Soit 2 cadres de 3 HA14/ml pour $A_s = 9,42 \text{ cm}^2$.



-Ferrailage de la dalle de transition -

❖ **Corbeau :**

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il se présente comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux suivants :

Réaction de la dalle de transition :

$$R_1 = 22,5 \text{ KN/ml}$$

Réaction des poids des terres :

$$R_2 = 27 \text{ KN/ml}$$

Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_3 = 0,5 \times 25 = 12,5 \text{ KN/ml.}$$

Réaction due au revêtement :

$$R_4 = 5,28 \text{ KN/ml}$$

Réaction due aux surcharges de remblai :

$$R_5 = 36 \text{ KN/ml.}$$

Les charges permanentes donnent $R_G = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 = 67,28 \text{ KN/ml.}$

$$M_{RG} = 67,28 \times 0,25 = 16,82 \text{ KN.ml.}$$

Les charges non permanent donnent : $R_S = R_5 = 36 \text{ KN/ml.}$

$$M_{RS} = 36 \times 0,25 = 9 \text{ KN.ml.}$$

➤ Combinaison d'action:

$$\text{A l'E.L.S: } M_G + 1,2 M_Q$$

$$\text{A l'E.L.U: } 1,35 M_G + 1,6 M_Q$$

$$\text{A l'E.L.A: } (1 \pm 0,14) M_G + M_Q$$

/	ELU	ELS	ELA
M	37,11	27,62	28,17

Ferraillage du Corbeau:

Nous utilisons le logiciel de calcul Robot Expert pour le ferraillage du Corbeau arrière en flexion simple

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } A_s = 10,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 11,48 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{s,min} > A_s$ CNF n'est pas vérifiée.

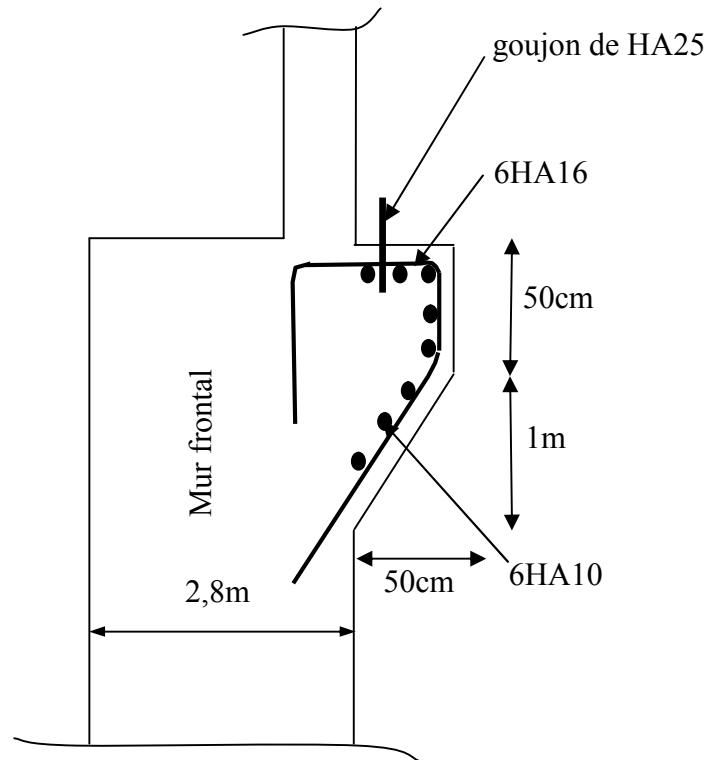
Donc : $A_s = 11,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : **6HA16** , $A_s = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Ferraillage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{3} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ah = 4,02 cm²/ml. Soit : **6HA10** pour **Ah = 4,71 cm²/ml.**

D'après les documents (SETRA), le ferraillage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA25** tous les **2 m**.



- ferrailage du Corbeau-

❖ **Mur frontal:**

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

• **Forces verticales :**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

• **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,2 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	P	ξh	$(1+\xi v)$	$p\xi h$	$(1+\xi v) p$	v	h	MR	MS
Poids propre du tablier	3805,3	0	0	0	3805,3	14,2	1	0	3805,3
	3805,3	0,2	0,14	761,06	4338,04	14,2	1	10807,05	4338,04
Mur garde grève	415,8	0	0	0	415,8	15,32	2,5	0	1039,5
	415,8	0,2	0,14	83,16	474,012	15,32	2,5	1274,42	1185,03
Mur frontal	9843,12	0	0	0	9843,12	6,97	1,4	0	13780,36
	9843,12	0,2	0,14	1968,62	11221,15	6,97	1,4	13731,15	15709,61
Corbeau	101	0	0	0	101	13,24	3,01	0	304,01
	101	0,2	0,14	20,2	115,14	13,24	3,01	267,44	346,57
Les deux Mur en retour 1	500	0	0	0	500	16,2	7,8	0	3900
	500	0,2	0,14	100	570	16,2	7,8	1620	4446
Les deux Mur en retour 2	2275	0	0	0	2275	12,83	6,36	0	14469
	2275	0,2	0,14	455	2593,5	12,83	6,36	5837,65	16494,66
Les deux Mur en retour 3	1305	0	0	0	1305	4,35	4,3	0	5611,5
	1305	0,2	0,14	261	1487,7	4,35	4,3	1135,35	6397,11
Dalle de transition	316,58	0	0	0	316,58	16,05	5,8	0	1836,16
	316,58	0,2	0,14	63,31	360,9012	16,05	5,8	1016,22	2093,22
Poids des terres sur dalle de transition	501,12	0	0	0	501,12	16,05	5,8	0	2906,49
	501,12	0,2	0,14	100,22	571,2768	16,05	5,8	1608,59	3313,40
poussées dues aux terres	5273,02	1	0	5273,02	0	5,56	0	29318,04	0
	18861,2	0,2	0,14	3772,24	0	5,56	0	20973,67	0
poussées dues aux surcharges de remblais	421,00	1	0	421	0	8,35	0	3515,35	0
	1505,88	0,2	0,14	301,17	0	8,35	0	2514,82	0
Surcharges max roulantes	241,7	0	0	0	241,7	14,2	1	0	241,7
	241,7	0,2	0,14	48,34	275,538	14,2	1	686,42	275,53
Freinage Bc	42	1	0	42	0	14,07	0	590,94	0
	42	0	0	0	0	14,07	0	0	0
Moments et Efforts	/	/	/	5844,02	19304,62	/	/	34944,64	47894,03
	/	/	/	7934,34	22007,26	/	/	61472,82	50153,20

Le calcul est fait par mètre linéaire :

L'E.L.S

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (KN. m/ml)	N (KN/ml)	H (KN/ml)	M (KN. m/ml)	N (KN/ml)	H (KN/ml)
1284,66	1915,08	579,76	1122,98	2183,23	787,13

L'E.L.U

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (KN. m/ml)	N (KN/ml)	H (KN/ml)	M (KN. m/ml)	N (KN/ml)	H (KN/ml)
1734,29	2585,35	782,676	1516,02	2947,36	1062,63

➤ **Ferraillage :****Ferraillage vertical :**

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b = 1 \text{ m}$; $h = 2,8 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

Donc : $A_s = 28 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s\min} = 0,23 \times 100 \times 252 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{s\min} = 32,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $A_{s\min} > A_s$ **CNF** n'est pas vérifiée.

donc : **7HA25** pour $A_s = 34,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 11,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A'_s = 11,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA16** pour $A'_s = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,06}{1.2,52} = 0,42 \text{ MPa}$$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa}$. Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e}$$

$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$. Soit $S_t = 30 \text{ cm}$.

$A_t \geq 3,93 \text{ cm}^2$.

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} \text{ . Avec } S_t = 30 \text{ cm et } A_t > 1,8 \text{ cm}^2 \cdot d$$

Soit 1 cadre de 4HA12/ml pour $A_s = 4,526 \text{ cm}^2$.

Ferrailage horizontal:

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 2,8 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

Donc : $A_s = 29,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

.Condition de non fragilité :

$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$

$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 252 \times \frac{2,22}{400}$

$A_{smin} = 32,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

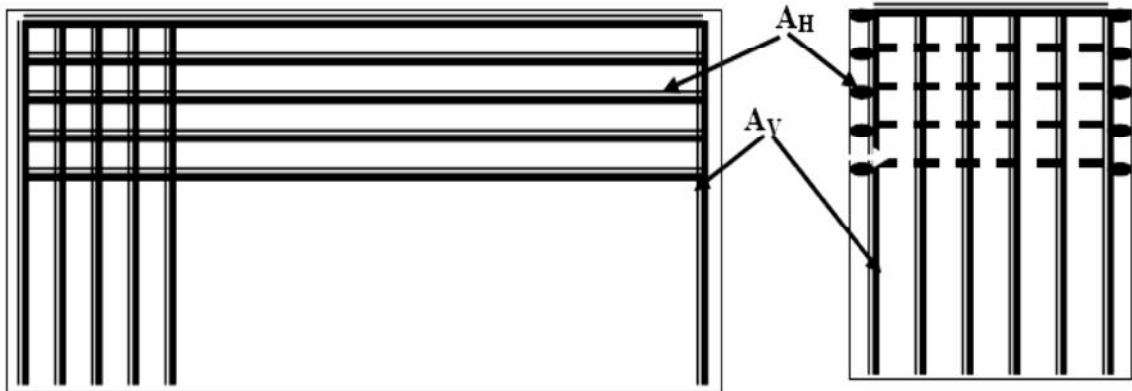
On remarque que $A_{smin} > A_s$ CNF n'est pas vérifiée.

donc : **7HA25** pour $A_s = 34,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armatureur de construction on prend :

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 11,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A'_s = 11,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA16** pour $A'_s = 12,06 \text{ cm}^2/\text{m}$



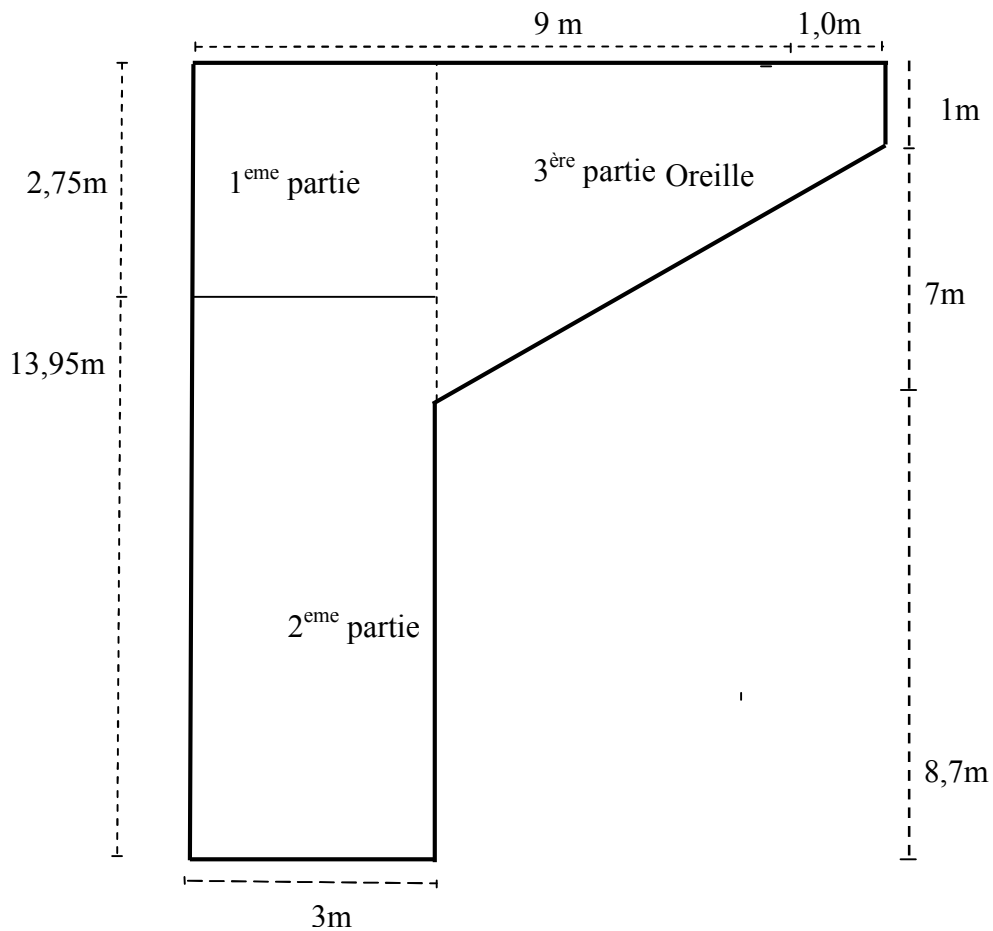
-Ferrailage du mur de front-

❖ **Mur en retour:**

Le mur en retour est supposé encastré au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, Il est sollicité par des charges verticales et horizontales :

1. Poids propres et poids de la superstructure,
2. Poussée horizontale,
3. Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de $4t$ et une charge horizontale de $2t$.

Pour la détermination des efforts s'exerçant sur le mur en retour, on utilise les abaques de «WERNER »,



- Mur en retour-

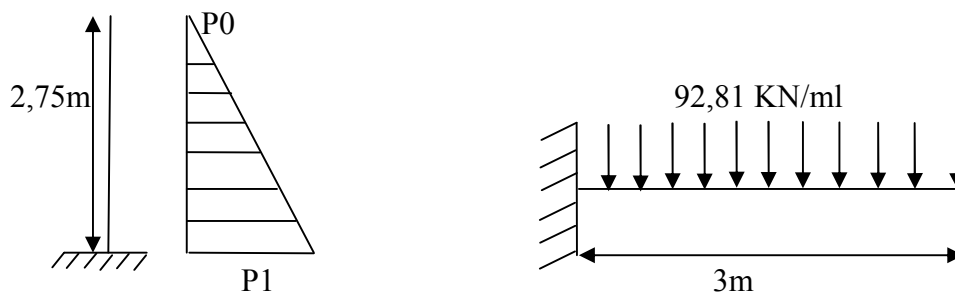
➤ **Ferraillage de la partie 1 :**

Calcul des pressions :

Pression au dessus de la dalle de transition

$$P0 = 1,6.Ka.q = 0$$

$$P1 = 1,35.Ka.(P0+\gamma.h1)$$



Les charges			Les moment	
P ₀ (KN/ml)	P ₁ (KN/ml)	Poids (KN/ml)	M _v (KN.m/ml)	M _h (KN.m/ml)
0	23,88	92,81	21,89	139,218

Ferraillage horizontal :

Caractéristique de la section du béton :

$$h = 1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 139,218 \text{ KN.m/ml}$$

le ferraillage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : **As = 9,5cm²/ml.**

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{smin} = 11,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $A_{smin} > A_s$ **CNF** n'est pas vérifiée.

On prend : **6HA16 /ml** avec **As =12,06 cm²/ml.**

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A's = \frac{A_s}{3} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A's = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{4HA12} \text{ pour } \mathbf{A's = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Ferraillage vertical:

Caractéristique de la section du béton :

$$h = 1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 21,89 \text{ KN.m/ml}$$

le ferraillage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : **As = 9,5cm²/ml.**

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{smin} = 11,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $A_{smin} > A_s \rightarrow$ **CNF** n'est pas vérifiée.

On prend : **6HA16 /ml** avec **As =12,06 cm²/ml.**

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A's = \frac{As}{3} = 4,02\text{cm}^2/\text{ml}$$

$A's = 4,02\text{cm}^2/\text{ml}$. Soit : **4HA12** pour $A's = 4,52\text{ cm}^2/\text{ml}$

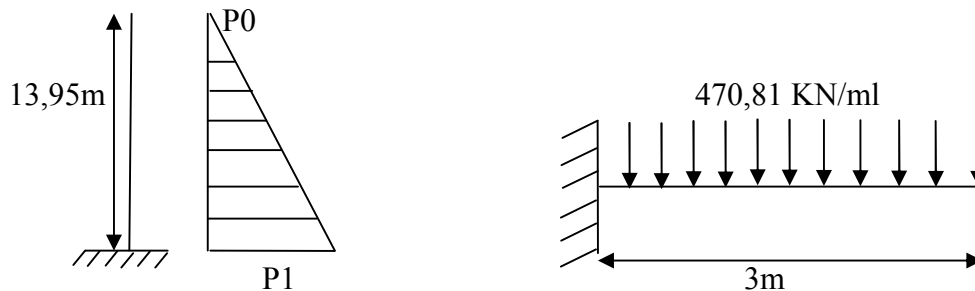
➤ **Ferraillage de la partie 2 :**

Calcul des pressions :

Pression au dessus de la dalle de transition

$$P_0 = 1,6.Ka.q = 0$$

$$P_1 = 1,35.Ka.(P_0 + \gamma.h_1)$$



Les charges			Les moment	
$P_0(\text{KN/ml})$	$P_1(\text{KN/ml})$	Poids (KN/ml)	$M_v(\text{KN.m/ml})$	$M_h(\text{KN.m/ml})$
0	614,75	470,81	2852,58	706,21

Ferraillage horizontal :

Caractéristique de la section du béton :

$$h = 1\text{ m}$$

$$b = 1\text{ m}$$

$$Mu = 706,21\text{KN.m/ml}$$

Le ferraillage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : **$As = 21,9\text{cm}^2/\text{ml}$** .

Condition de non fragilité :

$$As_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$As_{min} = 0,23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,22}{400}$$

$$As_{min} = 11,48\text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $As > As_{min}$ **CNF vérifiée.**

On prend : **7HA20 /ml** avec **$As = 21,99\text{ cm}^2/\text{ml}$** .

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A's = \frac{As}{3} = 7,33\text{cm}^2/\text{ml}$$

$A's = 7,33\text{cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7HA12** pour $A's = 7,92\text{ cm}^2/\text{ml}$

Ferrailage vertical:

Caractéristique de la section du béton :

$$h = 1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 2852,58 \text{ KN.m/ml}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : $A_s = 96.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{smin} = 11,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On remarque que $A_s > A_{smin}$ CNF vérifiée.

On prend 12HA32 /ml avec $A_s = 96,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A's = \frac{A_s}{3} = 32,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

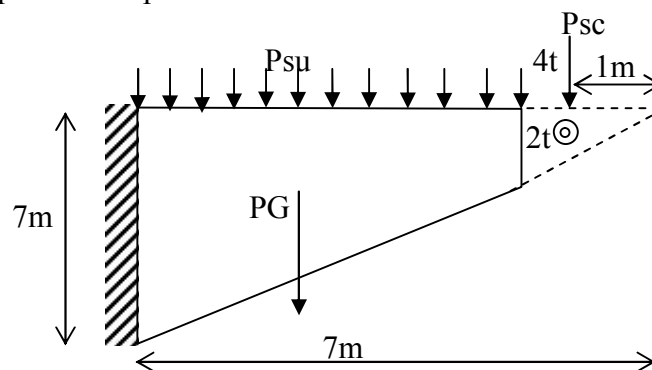
$$A's = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } 7\text{HA}25 \text{ pour } A's = 34,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Ferrailage de la partie 3 :****Charges verticales :**

- Poids propre du mur : $P_G = 4,5 \times 25 = 112,5 \text{ KN/ml}$.

- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ KN}$.

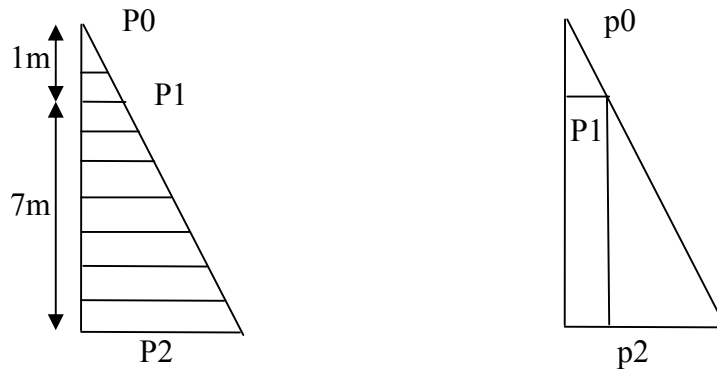
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 3 \text{ KN/ml}$.

**Charges horizontales :**

$$P_0 = 1,6 \cdot K_a \cdot q = 0$$

$$P_1 = 1,35 \cdot K_a \cdot (P_0 + \gamma \cdot h_1)$$

$$P_2 = 1,35 \cdot K_a \cdot (P_0 + \gamma \cdot h_2)$$



Les charges horizontale				Les charges verticales		
P ₀ (KN/ml)	P ₁ (KN/ml)	P ₂ (KN/ml)	P _{sc} (KN/ml)	P _G (KN/ml)	P _{sc} (KN/ml)	P _{su} (KN/ml)
0	44,24	154,80	3(KN/ml)	112,5	8	3
Les moments						
M _{v0} (KN.m/ml)	M _{v1} (KN.m/ml)	M _{v2} (KN.m/ml)	M _{vPsc} (KN.m/ml)	M _{hPG} (KN.m/ml)	M _{hPsc} (KN.m/ml)	M _{hPsu} (KN.m/ml)
23,17	154,84	361,2	24	292,5	48	10,5

• **Ferraillage horizontal :**

Caractéristique de la section du béton :

$h = 1 \text{ m}$

$b = 1 \text{ m}$

$\mu = 485,85 \text{ KN.m/ml}$

le ferraillage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : **$A_s = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

Condition de non fragilité :

$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$

$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,22}{400}$

$A_{smin} = 11,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On remarque que $A_s > A_{smin}$ **CNF vérifiée.**

On prend : **5HA20 /ml** avec **$A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$** .

Pour l'armateur de construction on prend :

$A's = \frac{A_s}{3} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A's = 5,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **4HA14** pour **$A's = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

- **Ferraillage vertical:**

Caractéristique de la section du béton :

$$h = 1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$Mu = 577,61 \text{ KN.m/ml}$$

le ferraillage à l'aide de logiciel **Robot Expert** donne : $A_s = 17,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,22}{400}$$

$$A_{smin} = 11,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

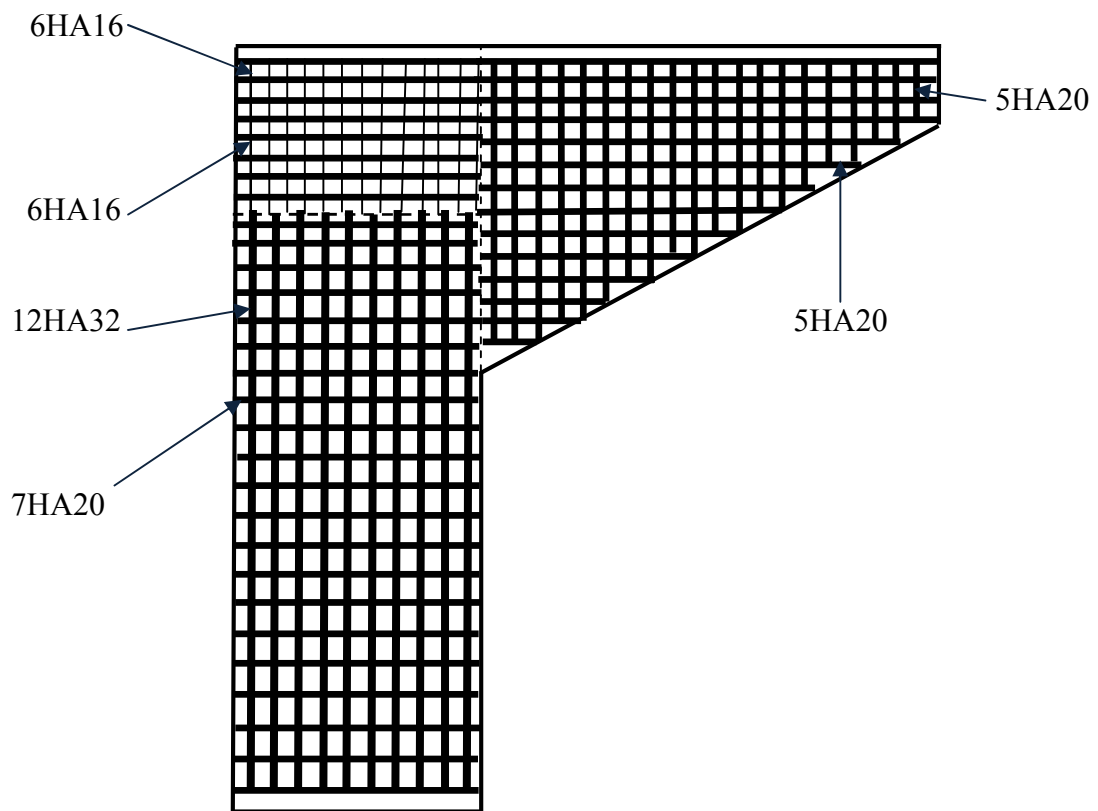
On remarque que $A_s > A_{smin}$ CNF vérifiée.

On prend : **6HA20 /ml** avec $A_s = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armature de construction on prend :

$$A's = \frac{A_s}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A's = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **5HA14** pour $A's = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$



- Ferraillage de mur en retour-

❖ **Semelle :**➤ **Détermination du nombre des pieux :**

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N_{\max}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{35767,77}{5000} = 7,15$$

Pour des raisons de sécurité on prend 16 pieux.

➤ **Effort revenant à chaque pieu :**

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{Y_i^2} Y_i \pm \frac{M_y}{X_i^2} X_i$$

Avec, les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{31375,24}{16} + \frac{120321,24}{39,6} = 4999,36 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{31375,24}{16} - \frac{120321,24}{39,6} = -1077,47 \text{ KN}$$

➤ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{35767,77}{16} + \frac{96264,77}{39,6} = 4666,41 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{35767,77}{16} - \frac{96264,77}{39,6} = -195,44 \text{ KN}$$

On constate que : $R_{\max} = 4999,36 < 5000 \text{ KN}$ (condition de poinçonnement vérifiée).

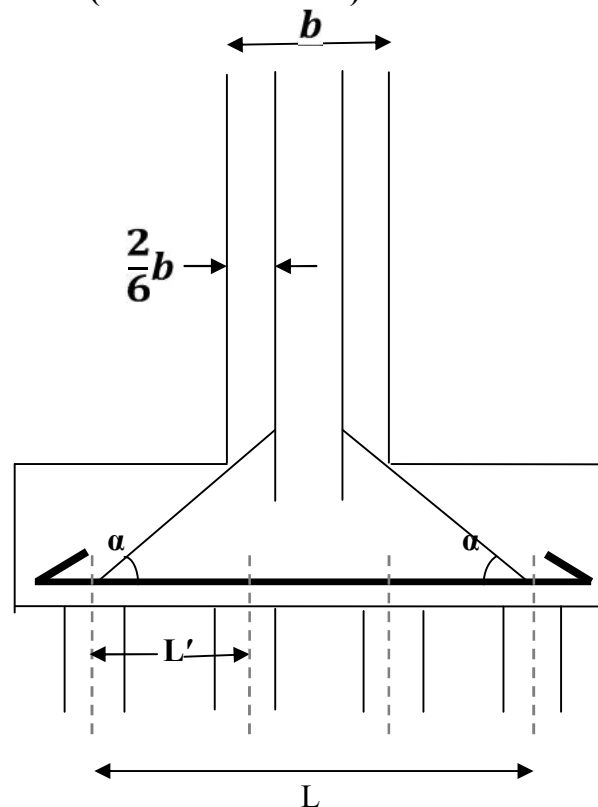
$R_{\min} = -1077,47 > 0$ (Condition de non soulèvement n'est pas vérifiée).

pour ne pas avoir un soulèvement du pieu on compare cet effort avec le poids du pieu.

Le poids du pieu : $P = (\pi \cdot (1,2)^2 \cdot 23 \cdot 25) = 2599,92 \text{ KN}$ donc $P_{\text{pieu}} > N_2$.

(condition de non soulèvement vérifiée).

➤ Ferrailage de la semelle (méthode de bielles) :



Armatures inférieures transversales :

Selon le document SETRA 132 (calculs complémentaires ferrillages types)

$$A_{ti} = \frac{R}{h \cdot \sigma_a} \left[\frac{(N-1)L}{2} - \frac{(N-1)b'}{2N} \right]$$

Avec :

R : réaction max d'un pieu

Application numérique :

Condition normale :

$$A_{ti} = \frac{4,99}{1,45 \cdot \frac{2}{3} \cdot 400} \left[\frac{(3-1)3,3}{2} - \frac{(3-1)5,8}{2 \cdot 3} \right] \cdot 10^4$$

$$A_{ti} = 175,29 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$A_{ti} = \frac{4,66}{1,45 \cdot 400} \left[\frac{(3-1)3,3}{2} - \frac{(3-1)5,8}{2 \cdot 3} \right] \cdot 10^4$$

$$A_{ti} = 109,27 \text{ cm}^2$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : $A_{ti} = 175,29\text{cm}^2$

Les armatures transversales sont placées sur des bandes axées sur les pieux est de largeur : $L = H + \frac{\varnothing_{\text{pieu}}}{2} = 1,5 + 0,6 = 2.1\text{m}$

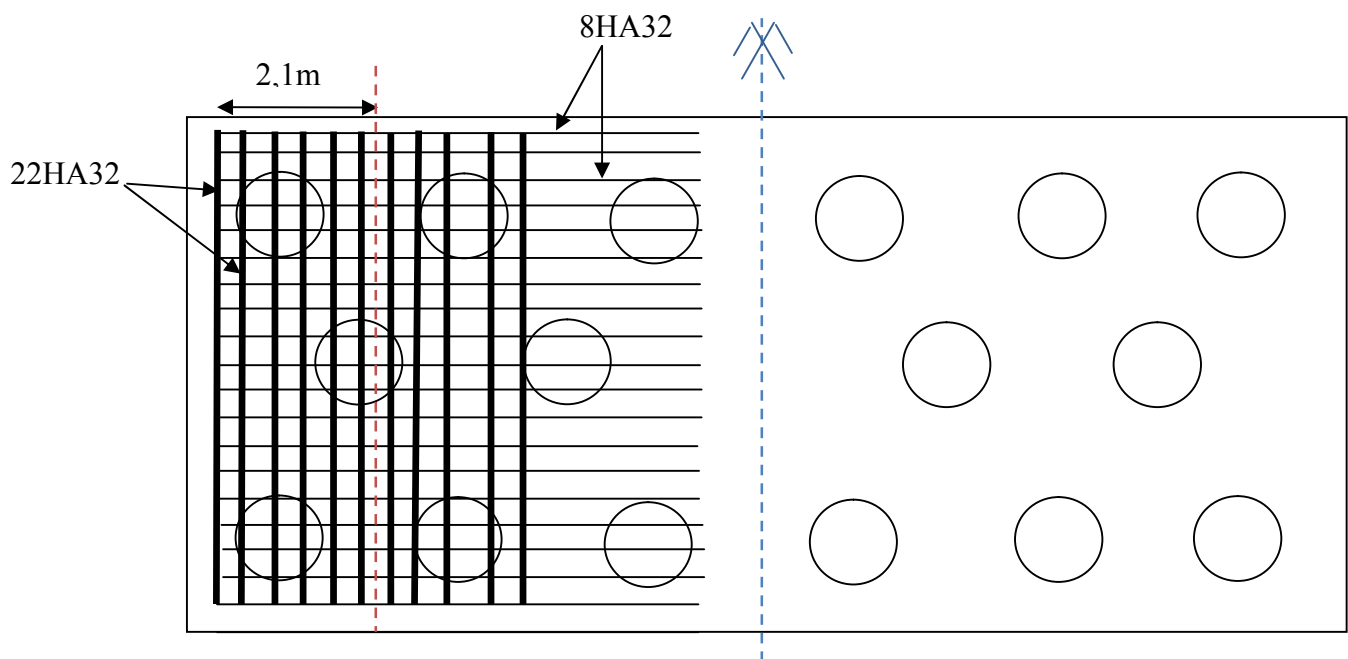
On prend 22HA32 d'un espacement $St=10\text{cm}$

Armatures inférieures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{li} = \frac{A_{ti}}{3} = 58,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 8HA32 d'un espacement $St=12\text{cm}$.



-Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)-

Armatures supérieures transversales :

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = 17,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6HA20 d'un espacement $St=16\text{cm}$

Armatures supérieures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle.
Leur section par mètre de largeur est :

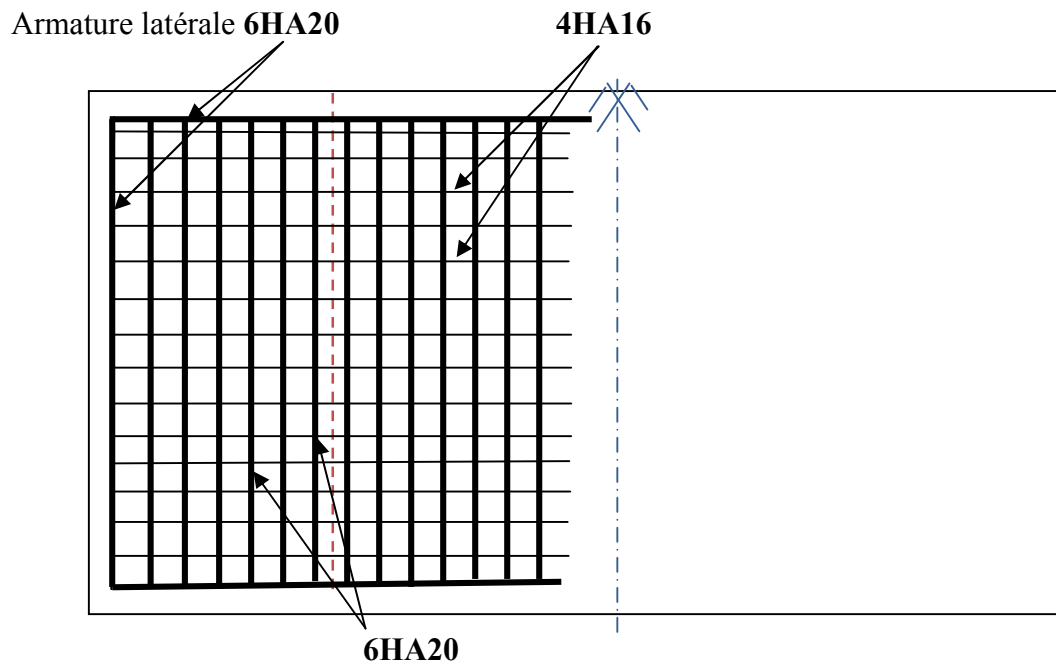
$$A_{ls} = \frac{A_{li}}{10} = 6,43\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA16 d'un espacement $St=25\text{cm}$

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A_{ti}}{10} = 17,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6HA20 d'un espacement $St=17\text{cm}$.



- Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)-

❖ **Ferrailage des pieux :**

On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment grande pour s'y opposer.

➤ **Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u \cdot b \cdot y = 0$$

Avec :

b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

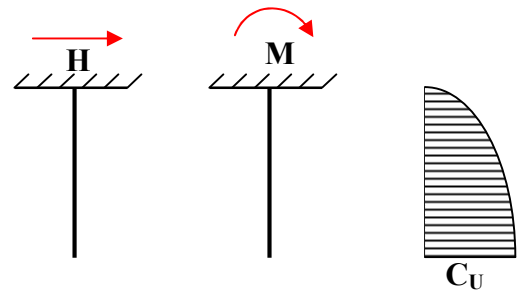
y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Tel que :

α : Longueur élastique du pieu.



-Système statique des pieux-

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$b = \varnothing_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

$C_u = 4,8 \text{ kg/cm}^3$.

E : module d'élasticité du béton = $11000^3 \overline{27} = 33000 \text{ Mpa}$.

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi(120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}} = 0,256 \text{ m}^{-1}$. D'où : $\lambda l = 0,256 \cdot 23 = 5,88$

➤ **Effort tranchant en tête du pieu :****Condition normale :**

$H = 5957,40 \text{ KN}$

$\bar{p} = 5957,40/16$

$\bar{p} = 372,33 \text{ KN}$

Condition sismique :

$H = 6308,41 \text{ KN}$

$\bar{p} = 6308,41/16$

$\bar{p} = 394,27 \text{ KN}$

➤ **Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec une rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0$$

$$\Rightarrow M(z) = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,68 \Rightarrow \chi_{\theta M} = 1,26 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 2,09 \Rightarrow \chi_{\theta M} = 1,45 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \lambda L = 5,88 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \chi_{\theta M} = 1,435 \\ \chi_{\theta P} = 2,06 \end{array} \right.$$

Condition normale : $\bar{M} = -2087,87 \text{ KN.m}$

Condition sismique : $\bar{M} = -2210,89 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage est déterminé à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

La condition sismique est la plus défavorable : $\left. \begin{array}{l} M = 4666,41 \text{ KN} \\ M = -2210,89 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$

D'après l'abaque de Werner on a :

$$\frac{N}{\text{II. R}^2 \cdot B_w} = \frac{4,66641}{3,14 \cdot 0,6^2 \cdot 27} = 0,152$$

$$\frac{M_y}{\text{II. R}^2 \cdot D \cdot B_w} = \frac{2,21089}{3,14 \cdot 0,6^2 \cdot 1,2 \cdot 27} = 0,060$$

$$A_s = \frac{\text{II. R}^2 \cdot B_w \cdot \omega}{f_e} = 228,90 \text{ cm}^2$$

On prend 29HA32 d'un espacement $St=13,5\text{cm}$

➤ **Ferraillage transversal :**

On prendra des cercles de HA12 et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

Conclusion :

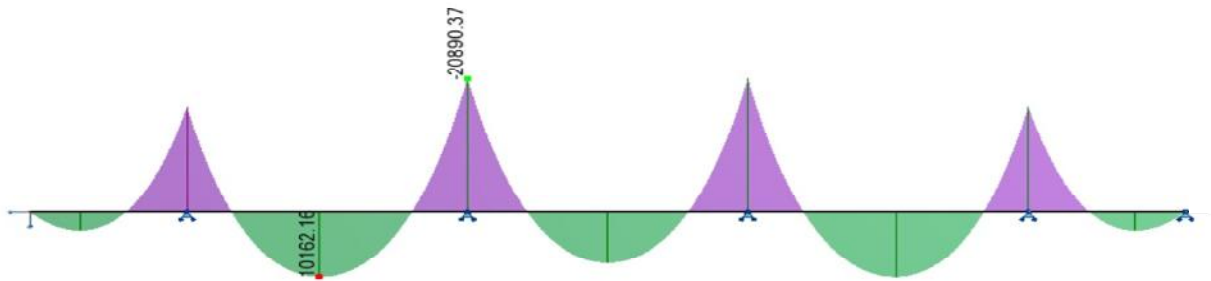
En aval de cette étude, nous sommes arrivés à acquérir la procédure pour faire l'étude détaillée d'un ouvrage d'art, ainsi que nous avons pu sentir les difficultés rencontrées en entamant ce genre de thème (étude d'un pont construit par encorbellement successif).

Nos connaissances se trouvent très enrichies, le fait d'être en contact direct avec l'expert du domaine des ponts construits par encorbellement successif en Algérie (Mr. MEZIANE BRAHIM), qui dispose des compétences qualifiées.

Enfin, l'étude de ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises durant notre formation au sein de l'ENSTP.

Annexe

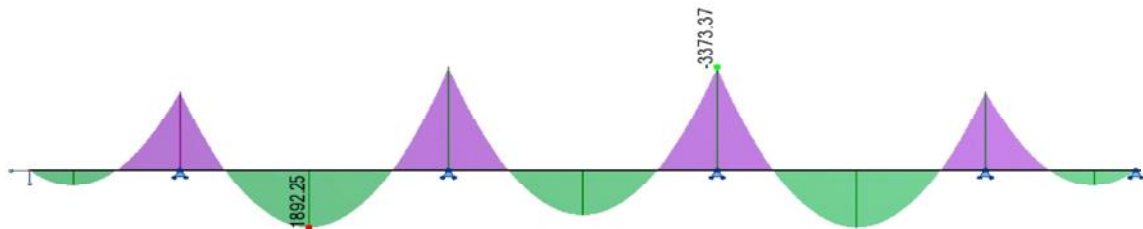
Sous cp :



My 500kNm
Max=10162,16
Min=-20890,37
Cas : 1 (CP)



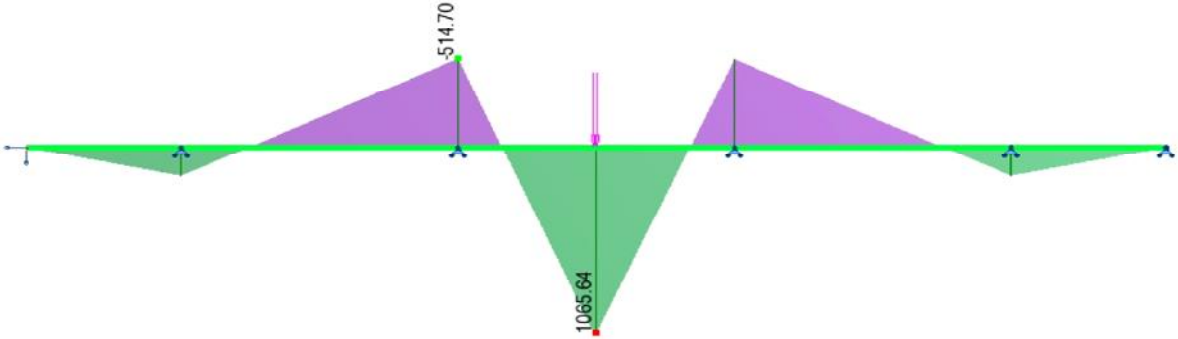
Sous ccp :



My 500kNm
Max=1892,25
Min=-3373,37
Cas : 2 (CCP)



Sous A(l) :

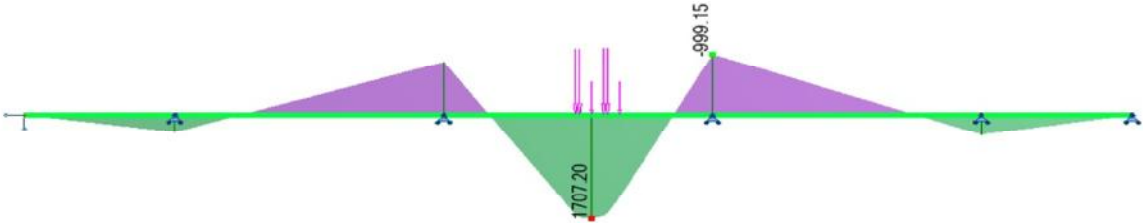


My 100kNm
Max=1065,64
Min=-514,70

kN
Cas : 7 (bt) Composante 206/4 13



Sous Bc :

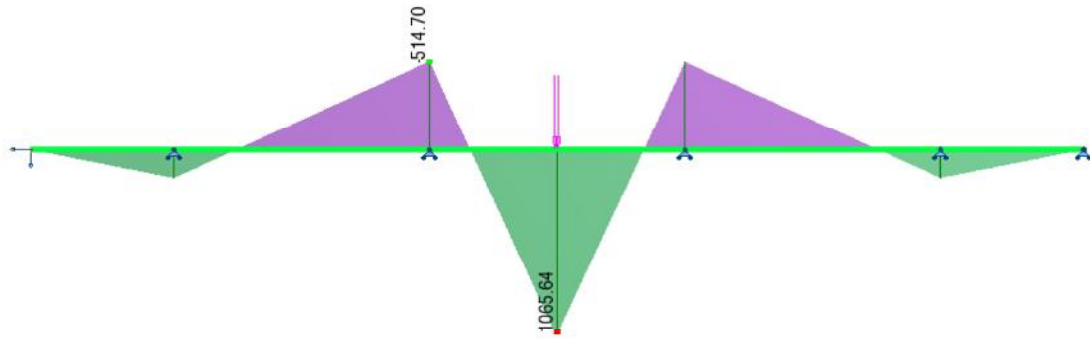


My 500kNm
Max=1707,20
Min=-999,15

kN
Cas : 14 (bc) Composante 206/4 13



Sous Bt :

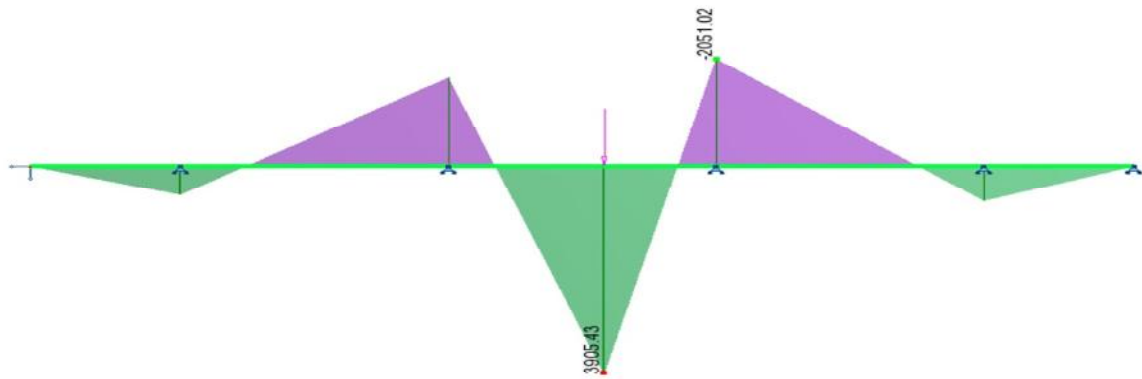


My 100kNm
Max=1065,64
Min=-514,70

kN
Cas : 7 (bt) Composante 206/413



Sous D240 :

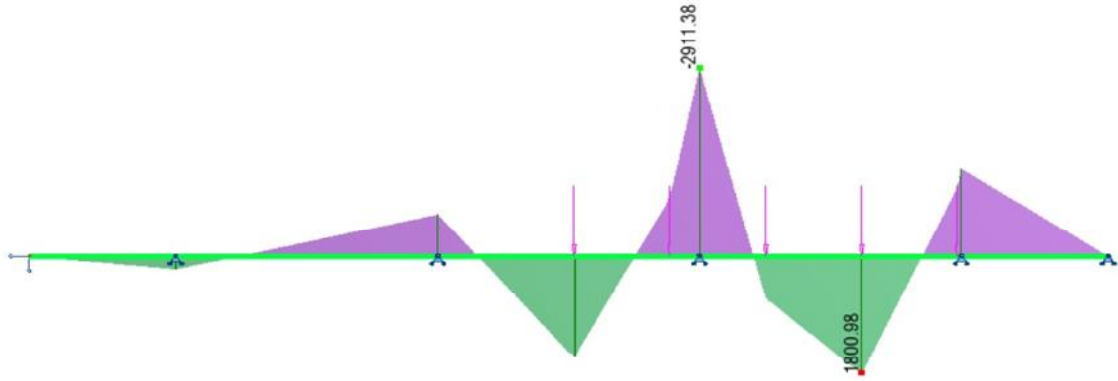


My 500kNm
Max=3905,43
Min=-2051,02

kN
Cas : 16 (d240) Composante 206/403



Sous Mc120 :

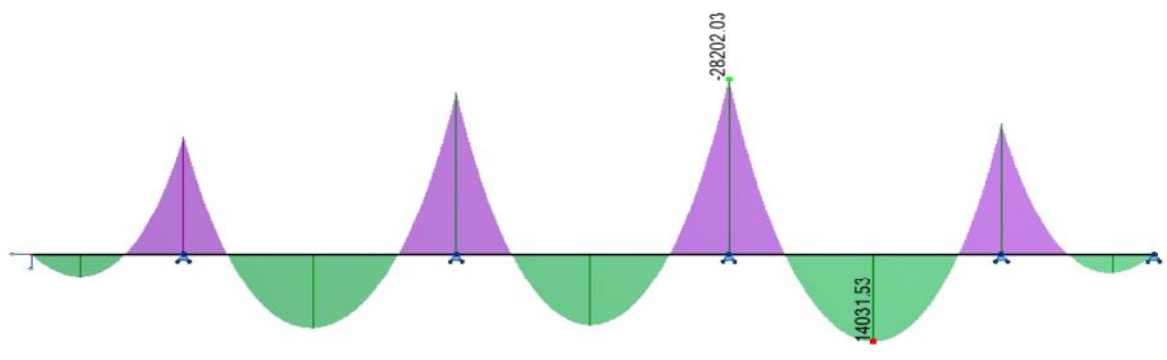


My 500kNm
Max=1800,98
Min=-2911,38

G₂₀₀ kN
Cas : 22 (MC 120) Composante 206/409



Sous combinaison max :

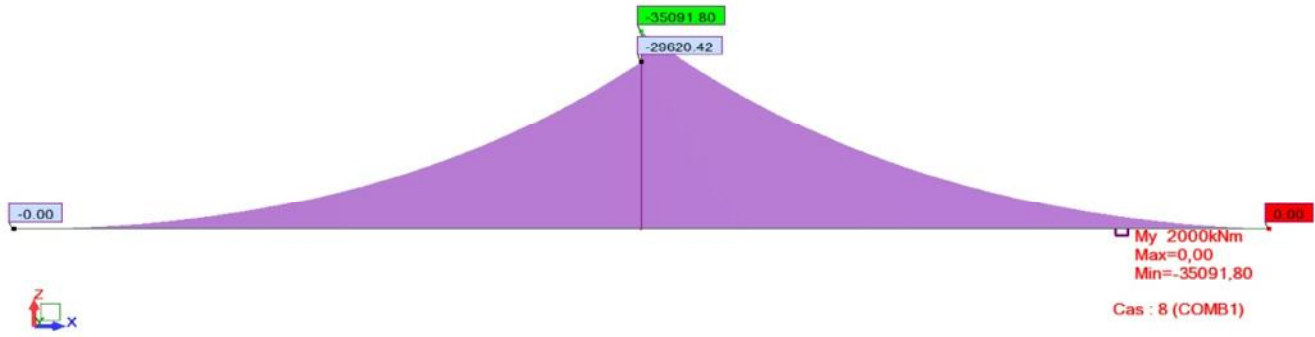


My 5000kNm
Max=14031,53
Min=-28202,03

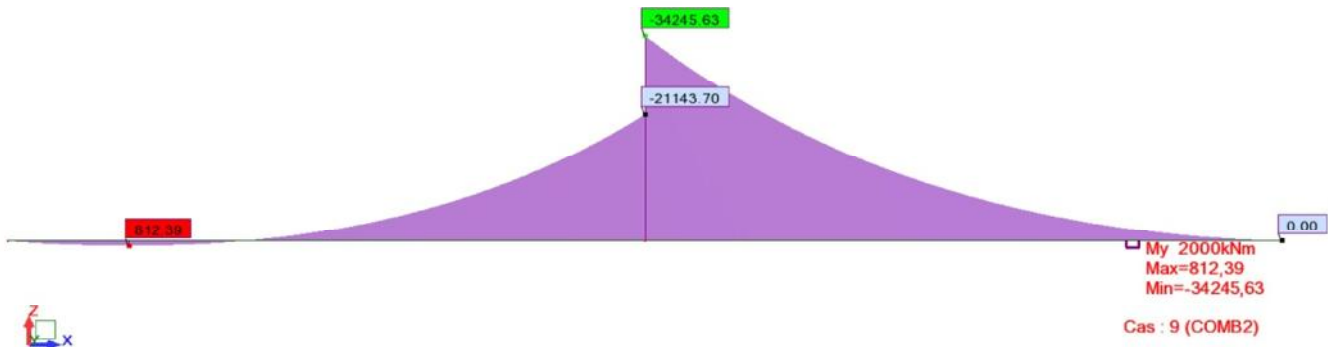
Cas : 27 (5)



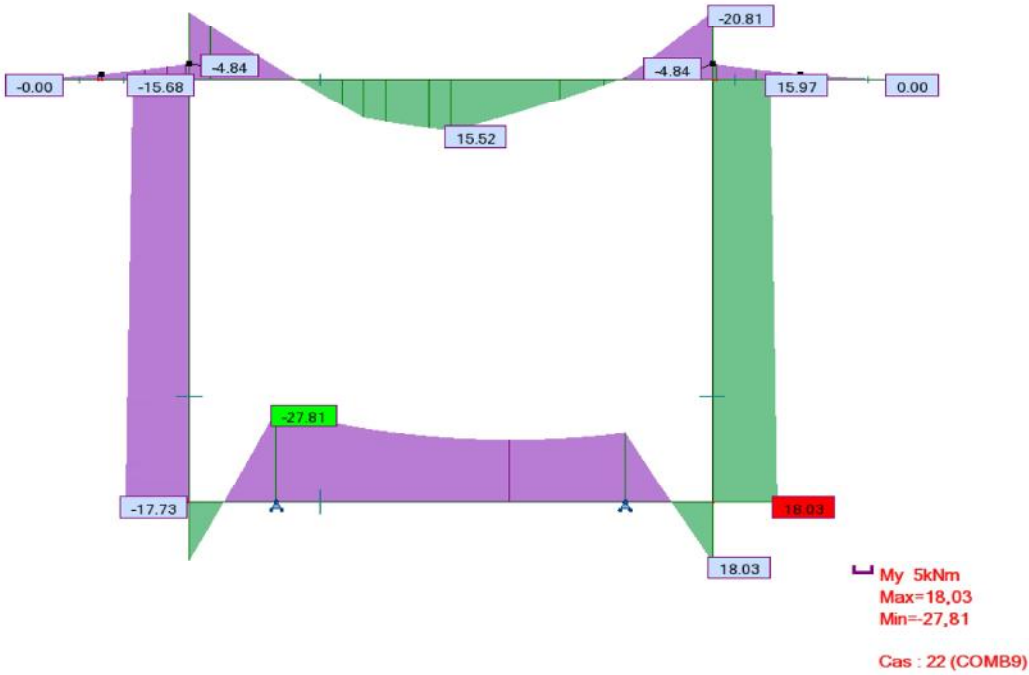
Etude de fléau :
Situation durable :



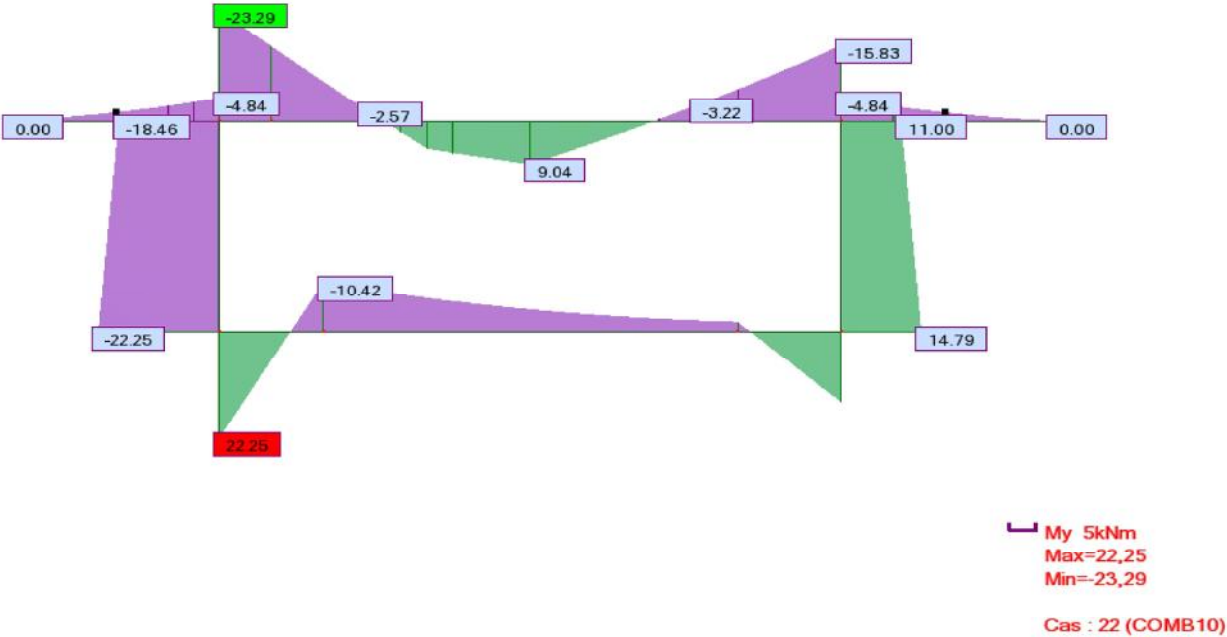
Situation accidentelle :



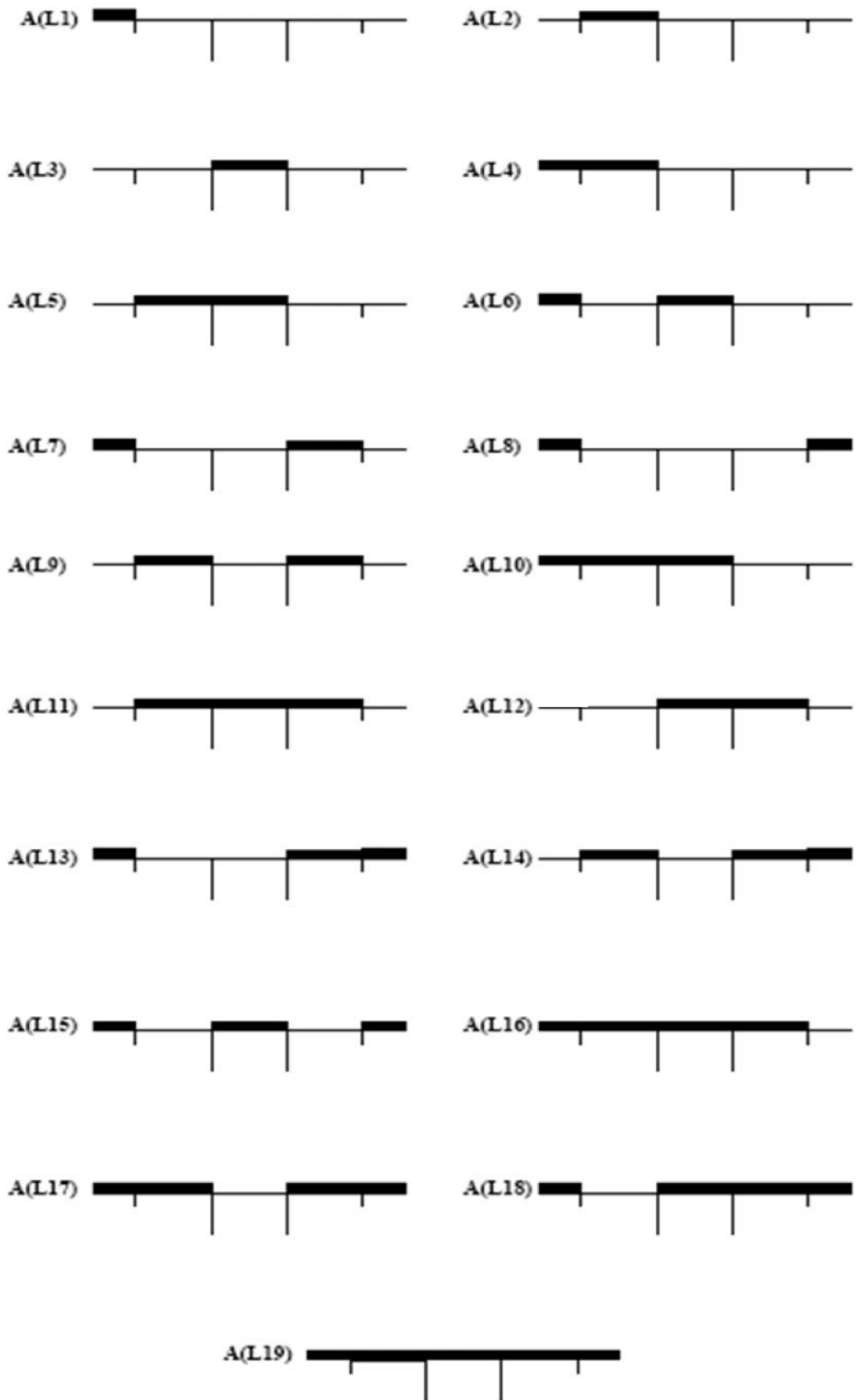
Etude transversale :
Combinaison max :



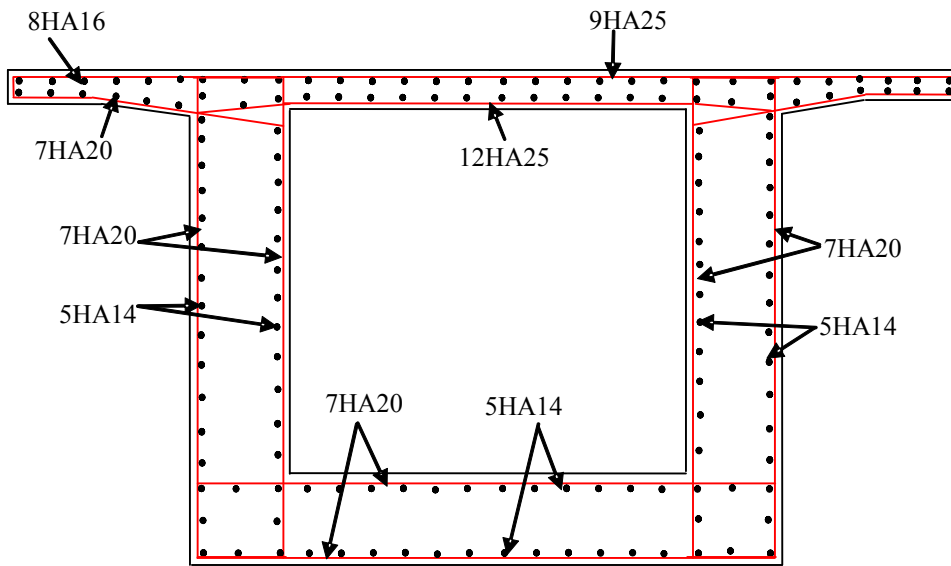
Combinaison max :



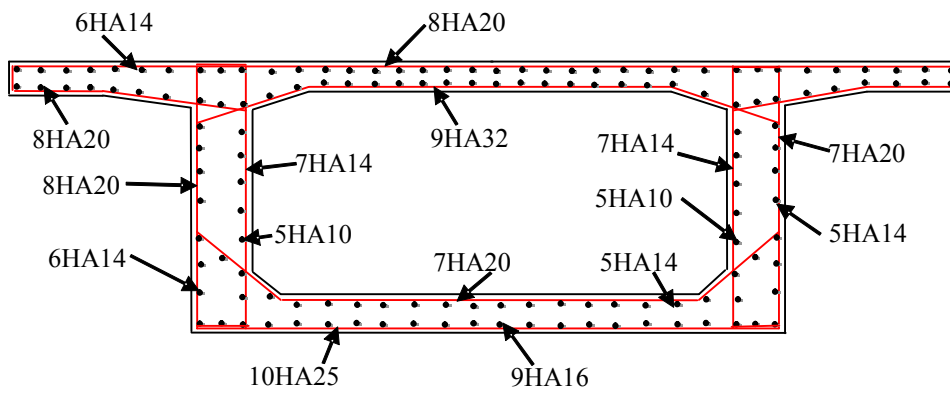
Différents cas de charges pour A (l) :



Le cas de charge le plus défavorable est celui donnée par A (L12).



- Ferrailage de voussoir sur pile-



- Ferrailage de voussoir sur clé-

BIBLIOGRAPHIE:

Conception des ponts. J. A. Calgaro – A. Bernard Gely

Projet et construction des ponts. J. A. Calgaro – M. Virlogeux

Le béton précontraint aux états limites 2ème édition. Henry Thonier

BPEL.

BAEL.

Document de SETRA.

Fascicule 61 titre 2.

Cours de 4ème et 5ème année d'ouvrage d'art.

Cours de béton précontraint de 4ème et 5ème année.

Cours de béton armé de 4ème année.

PFE de L'ENSTP.