

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Aboubekr Belkaid

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du Diplôme

Master en Génie Civil

Option : Infrastructure de Base et Géotechnique -Travaux Publics

Thème :

ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART EN BETON PRECONTRAINTE

Présenté en Octobre 2013 par :

BEKKAL BRIKCI Wissem

DALI YUCEF Wassila

Devant le Jury composé de :

Mr. HAMZAOUI F.

Président

Mr. MAACHOU O.

Examineur

Mme. MEDDANE N.

Examinatrice

Mr. GHENNANI B.

Encadreur

Mr. OUDJEDI F.

Encadreur

Remerciements

Nous remercions tout particulièrement monsieur OUDJEDI pour sa gentillesse, son savoir, sa manière de faire mené à bien notre projet de fin d'étude, de nous avoir accueillis au sein de son service et pour sa précieuse aide.

Nous remercions monsieur GHENNANI pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et surtout pour son dévouement.

Nous remercions monsieur HAMZAoui de nous avoir fait honneur en présidant notre jury mais également en examinant minutieusement notre mémoire.

Nous remercions, également Mme MEDDANE d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps.

Nous remercions, également Mr MAACHOU d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps.

Nous remercions, identiquement l'ensemble des personnes qui ont contribué, de loin ou de près, à la mise en forme de ce travail.

BEKKAL BRIKCI WISSEM & DALI YOUCEF WASSILA

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donnée la force, d'avoir éclairé mon chemin et de m'avoir donnée la chance de pouvoir m'exprimer.

Je dédie mon mémoire à mon adorable père Abd Elghani ; à ma maman la prune de mes yeux ; à mes grands mères;

A mes oncles surtout mon cher Khalou et mes tantes et tontons paternels et maternels et leurs enfants.

A mes frères Salim et Adil et leurs femmes.

Je le dédie à mes cousines : Amel, Nahid, Ghizlene, Linda, Sihem et Hebouba

Je le dédie à mon neveu Nesreddine

Je le dédie également à mes amis, ceux qui m'ont aimé, aidé, supporté, ceux qui ont ne serait-ce qu'essayé de dessiner un sourire sur mon visage : Karam, Amina, Sarah, Réda et Wassil

Mais surtout je remercie Dieu de m'avoir permise de travailler avec des personnes hautement qualifiées telle que Monsieur Oudjedi et Monsieur Ghennani qui m'ont totalement impressionné par leur gentillesse, leur rigueur, leur bonne humeur, leurs bons conseils et surtout par leur savoir.

Et enfin je le dédie à Wassila pour ses quatre ans d'amitié et ses six mois de patience.

Je tiens simplement à citer cette belle phrase de *Virgile* :

Heureux celui qui a pu pénétrer les causes secrètes des choses

Bekkal Briki Wissem

Résumé

Le projet élaboré dans ce mémoire consiste en une étude d'un ouvrage d'art, définie comme un passage supérieur.

L'objectif de ce projet est de créer une liaison assurant un transfert, plus sécurisant, d'une grande partie du trafic de la RN22 qui relie la ville de TLEMCEN à AIN TEMOUCHENT en évitant les problèmes de sécurité et de commodité qui sont recensés sur le carrefour existant à l'entrée de la ville de REMCHI, décongestionnant ainsi cette dernière. Par ailleurs, cet évitement aura des retombées certaines sur l'aspect économique.

L'ouvrage est constitué de cinq travées de 33.4m, de six poutres espacées de 1,5 m en béton précontraint avec l'hourdis d'une épaisseur de 25 cm.

Mots clés :

Les ouvrages d'art, pont à poutre précontraint, sollicitations, poutre, tablier, béton, pile, culée, pieux.

Abstract

The project developed in this dissertation is a study of a contempt of art, defined as an overpass, must be complemented by the study of heat exchangers that connect it with the road crossing.

The objective of this project is to creat a connection for transferring for the large amount of traffic of the RN22 which connects the city of TLEMCEN to AIN TEMOUCHENT avoidance in the crossroads of entry REMCHI, decongestant this latter.

In addition, this avoidance will impact on certain economic aspect.

The book consists of five spans of 33.4m six beams spaced 1.5m prestressed concrete

Slabs with a thickness of 25cm.

1. Introduction générale :

L'étude de trafic constitue un moyen important de saisie des grands flux à travers un pays ou une région, elle représente une partie appréciable des études de transport, et constitue parallèlement une approche essentielle de la conception des réseaux routiers.

Cette conception repose, pour partie « stratégie, planification » sur la prévision des trafics sur les réseaux routiers, qui est nécessaire pour :

- Apprécier la valeur économique des projets.
- Estimer les coûts d'entretiens.
- Définir les caractéristiques techniques des différents tronçons.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toute fois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quelque soit sa dimension, construit in situ.

En second lieu, le dimensionnement et la modélisation du tablier en utilisant les documents réglementaires (SETRA et Fascicule n° 62, section I et section II pour les surcharges roulantes) nécessaires dans les calculs et le logiciel SAP2000 comme moyen de calcul des efforts internes qui utilise le principe des éléments finis.

Ensuite l'étude détaillée des différents éléments résistants du pont (appareil d'appuis, culée et fondation).

Et en dernier lieu nous concluons notre mémoire par une synthèse générale du l'ouvrage d'art projeté.

2. Précontrainte :

2.1. Introduction :

Au 20^{ém} siècle on a connu d'importants développements des réseaux routiers dans de nombreux pays, ainsi que de nombreuses innovations dans les types de ponts. Parmi celles-ci, les ponts en béton précontraint par post-tension ont été progressivement reconnus comme une forme de construction sûre et compétitive qui a permis d'atteindre des portées jusqu'alors inaccessible avec le béton simplement armé.

2.2. Méthodes de précontrainte :

2.2.1. Post-tension :

Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.
- Injection du coulis dans la gaine.

- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

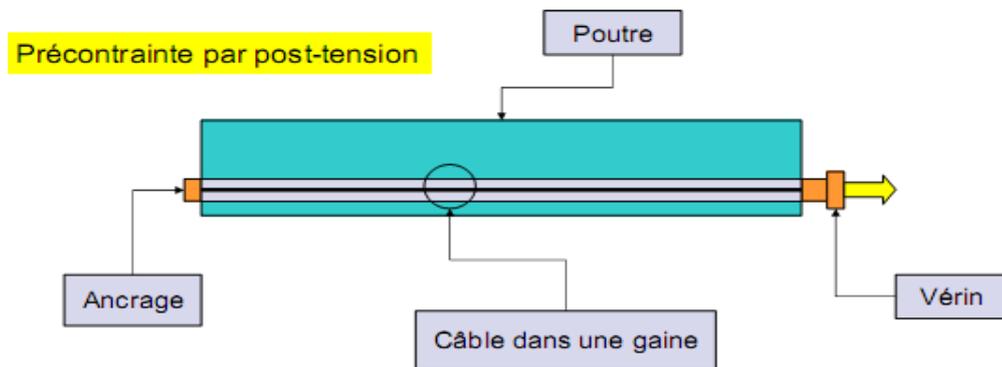


Figure 1-1 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension

2.2.2. Pré-tension :

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

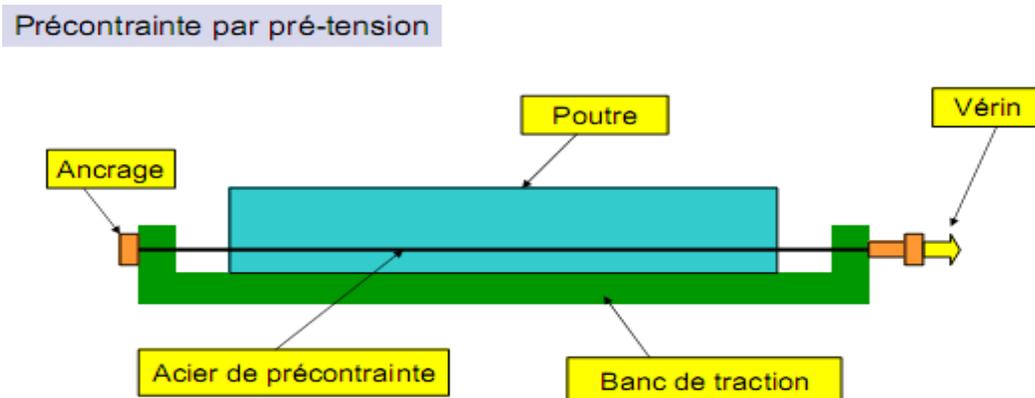


Figure 1-2 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension

3. Définition du projet :

3.1. Situation :

L'expansion de la circulation a nécessité le dédoublement de la RN22 entre Tlemcen et la limite de la Wilaya d'Ain Temouchent.

Au niveau du carrefour de la RN 22/sortie Sud de la ville de Remchi où le caractère express de la RN22 est brisé par le trafic venant et allant vers le centre-ville de Remchi, Plusieurs accidents sont d'ailleurs enregistrés à cet endroit.

De plus ces 02 axes, se rencontrent par l'intermédiaire d'un carrefour non adapté au caractère express de la RN 22 ou le trafic dépasse 40 000 Véhicule /jour.

Suite à cette congestion de la circulation d'importants bouchons de véhicules sont enregistrés durant la journée.

Afin de remédier à cette situation, il est impératif de réaliser un passage supérieur dénivelé (construction d'échangeurs) qui prennent en charge le trafic tout en annulant les points de conflits entre les différents flux de circulation.

L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Largeur rouable : $L_r = 7.50m$.
- Nombre de voies : 2*2 voie (3.75m chacune).
- Les trottoirs : Deux trottoirs de 1,25m de largeur chacun avec un devers de 2.5%, chaque trottoir doit être équipé d'un garde – corps et d'une glissière de sécurité.
- Largeur totale du pont entre les garde corps est de : 9.3m.
- Longueur de la portée : 33.4m.
- Classe du pont : pont de 1^{ème} Classe.

3.2. Conception :

Pour notre ouvrage (c'est-à-dire la portée entre **20** et **50m**), le meilleur type d'ouvrage dans cette gamme de portée est la travée indépendante à poutre en béton précontraint ; le tablier comporte plusieurs poutres de hauteur constante, à âmes relativement minces. Les poutres peuvent être soit préfabriquées soit coulées sur cintre dans le sens transversal. L'hourdis peut être conçu soit en béton armé soit en béton précontraint.

4. Caractéristiques des matériaux :

4.1. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. La masse volumique de béton armé $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Tableau 1-1: Caractéristiques mécaniques de béton

Résistance (MPa)	Eléments
RN35	-Poutres précontraintes. -Pieux de fondation. -Tablier en béton armé coulé en place et le bossage.
RN27	-Culées, dalle de transition -Barrières et support de barrières, trottoir et autres éléments.

4.2. Acier :**Tableau 1-2 : Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Module de déformation élastique (Es)	2,0.10 ⁵ MPa
Poids volumique (γ)	7850 Kg/m ³
Limite élastique : barres lisses(FeE235) (fe)	235 MPa
Limite élastique : aciers tors (FeE500-III) (fe)	500 MPa
Limite élastique : treillis soudé (FeE500-II) (fe)	500 MPa

4.3. Les matériaux précontraints :**Tableau 1-3: Caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte**

Câbles à très basse relaxation	TBR
Résistance à la rupture garantie (f_{prg})	1814 MPa
Résistance élastique garantie (f_{peg})	1623 MPa
Surface nominale d'un toron	1668 mm ²
Module de déformation élastique	1,90.10 ⁵ MPa
Coefficient de relaxation (ρ_{1000})	2,5%
Ancrage et équipements de précontrainte par	Post- tension

5. Charges et surcharges :

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.

5.1. Charge permanente :

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

5.1.1. Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

5.1.2. Les éléments non porteurs :

Telle que (revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde corps, glissières de sécurité...).

5.2. Charges routières :

Il s'agit de deux systèmes de charge 'A' et 'B' qui peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Les ponts route sont rangés en trois (03) classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination :

Largeur roulable L_R : Largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue.

- **Première classe :**

Ponts pour lesquels $L_R \geq 7$ m.

Ponts supportant des bretelles d'accès à des chaussées dont $L_R \geq 7$ m.

Ponts dont L_R peut être < 7 m, mais désignés par les responsables parce que soumis à une accumulation de poids lourd.

- **Deuxième classe :**

Ponts portant des chaussées à deux voies avec $5,5 < L_R < 7$ m.

- **Troisième classe :**

Ponts portant des chaussées à une ou deux voies avec $L_R \leq 5.5$ m.

On distingue aussi la circulation des matériels militaires lourds ou des convois exceptionnels. D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire.
- Le convoi exceptionnel.
- Les surcharges sur trottoirs.
- La surcharge dus au vent et au séisme.

5.2.1. Système de charge A (L) :

Le système A est constitué d'une charge uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m^2) est dégressive suivant la longueur totale chargée L, exprimée en mètres :

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

Avec : L : longueur chargée (portée du pont).

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A (L) donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient a_1 décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont :

Tableau 1-4: Les valeurs du coefficient a_1

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{eme}	1	0,9	/	/	/
	3 ^{eme}	0,9	0,8	/	/	/

Un autre coefficient multiplicateur a_2 permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

$$\text{Avec : } a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V étant la largeur d'une voie et V_0 ayant les valeurs suivantes :

- 3.5m pour les ponts de première classe.
- $V_0 = 3.0\text{m}$ pour les ponts de deuxième classe.
- 2.75 Pour les ponts de troisième classe.

5.2.2. Système de charge B :

Il se compose de trois (03) systèmes distincts :

5.2.2.1. Surcharge B_c :

Les surcharges B_c se composent d'un ensemble de camion types.

Dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux (02) et dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau 1-5: Les valeurs du coefficient b_c

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{er}	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2 ^{eme}	1,20	1,00	/	/	/
	3 ^{eme}	1,00	0,8	/	/	/

5.2.2.2. Surcharge B_t :

Le sous- système B_t se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t :

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux(02) dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération b_t :
-

Tableau 1-6 : Les valeurs du coefficient b_t

Classe du pont	1 ^{er}	2 ^{eme}
coefficient	1	0,9

5.2.2.3. Surcharge B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de $0,6 \times 0,3m$.

Toutes les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique, dont la valeur dépend de la longueur L (en m) de l'élément étudié, de sa charge permanente G et de la charge maximale S du système B, qui lui est appliquée. Ce coefficient est donné par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Remarque : La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c ou b_r correspondant au nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul du coefficient δ .

5.2.3. Surcharges militaires :

5.2.3.1. Surcharge militaire M_{c120} :

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B, on distingue particulièrement le convoi M_{c120} qui comporte deux chenilles, et le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé, sa masse totale est de 110 t. Dans le sens transversal on dispose qu'un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée, et le nombre de convois dans le sens longitudinal est limité.

5.2.3.2. Charge exceptionnelle (convoi type D₂₈₀) :

Le convoi type D280 comporte deux remorques supportant chacune 1400 kilo Newtons, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.30 m de large et 11 mètres de long, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

5.2.4. Surcharges des trottoirs :

Les surcharges du trottoir ne sont pas susceptibles de majoration dynamique. D'après le fascicule 61, on applique une charge uniformément répartie de densité 150 Kg/m² de façon à produire l'effet le plus défavorable.

5.2.5. Effort de freinage :

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

- **Effort de freinage correspondant à la charge A** : L'effort est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière

$$F_{AL} = \frac{1}{20 + 0.0035S} ; \quad S : \text{surface chargée en m}^2$$

Remarque: L'effet le plus défavorable n'est pas forcément obtenu en chargeant la plus grande longueur possible.

- **Effort de freinage correspondant à la charge B_c** :

Un camion au maximum peut freiner sur le pont ; l'effort horizontal correspondant à prendre en compte est égal à son poids soit : 30 t

Remarque :

- Cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique.
- Les coefficients b_c ne s'appliquent pas à cet effort.
- Lorsque le pont est constitué par une série de tabliers successifs; un seul camion B_c peut freiner sur un seul des tabliers.

6. Action sismique :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se superposer, si le pont est assez long ou si les conditions géotechniques sont très variables d'un point à un autre, un système de déplacements différentiels (dans les trois directions) au droit des différents appuis.

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art "RPOA".

- Classification de la zone sismique :

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, la section **W7** est en zone **I** (faible).

- Classification de l'ouvrage :

L'ouvrage est rangé en groupe **I** (groupe des ouvrages stratégiques).

7. Appareils d'appuis :

Le rôle des appareils d'appui est de transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier.

Les appareils d'appuis fixes permettent uniquement les rotations de la section qui repose sur eux, tandis que les appareils d'appuis mobiles permettent à la structure une libre dilatation.

Pour notre projet on va utiliser l'appareil d'appui en caoutchouc fretté.

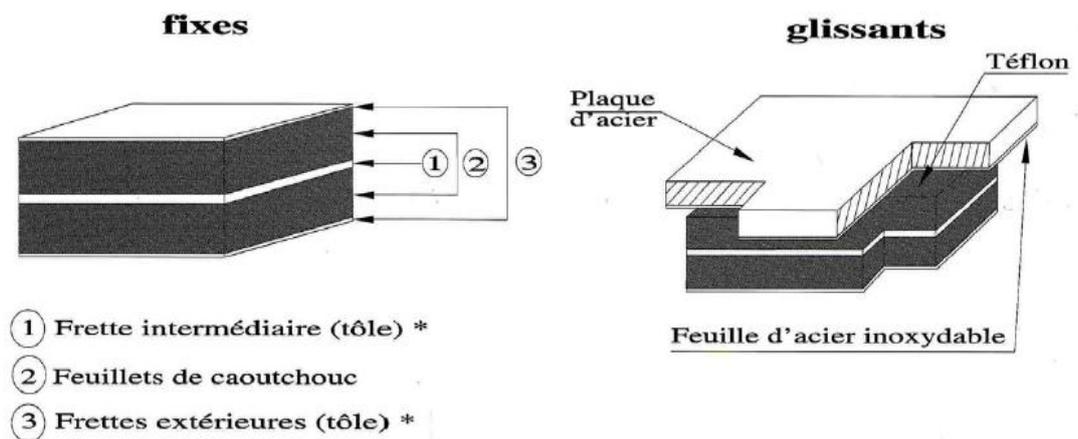


Figure 1-3: Appareil d'appui en caoutchouc fretté

1. CARACTERISTIQUES DU TABLIER :

1.1. Introduction :

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 25 et 50m en précontraint par post-tension.

Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section **I** avec un espacement (en axes des poutres) très réduits pour éviter l'emploi de dalles à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre on va déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps).

Le tablier de notre ouvrage est réalisé par des poutres préfabriquées en béton précontrainte par post-tension, les éléments constituant le tablier sont :

- Les poutres.
- la dalle.
- la superstructure.

1.2. Prédimensionnement des éléments du tablier :

1.2.1. Caractéristiques géométrique du tablier :

1.2.1.1. Largeur des voies :

Le tablier composé de deux voies de 3.75m et deux trottoirs de largeurs de (1.25 m et 0.55m), la largeur totale de tablier est de 9.3m

1.2.1.2. Longueur des Travées :

Chaque travée aura une longueur de **33.40m**, elles sont au nombre de cinq travée.

1.2.2. Les poutres :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en béton précontraint servant de support un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations (cour d'ouvrage d'art).

1.2.2.1. L'espacement entre axes des poutres (**E p**) :

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées.

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section **I** l'épaisseur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir entre 1,5 et 2,5m d'espacement entre axes des poutres donc nous allons fixer l'espacement **E p = 1,5m**.

1.2.2.2. Nombre des Poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et L'espacement :

$$N = (L t / E p) + 1.$$

L t : est la largeur du tablier qui vaut 9.3m.

D : entre axe des poutres : $1,5 < d < 2,5$.

On fixe l'espacement à **E p = 1.5 m**

$N = 5.65$ poutres. → En adopte un nombre des poutres « **N = 6 poutres** ».

1.2.2.3. Hauteur des poutres :

La hauteur des poutres est un paramètre très important car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontraint, et même des sections de béton, et pour un but de limiter la flèche.

C'est pourquoi, on ne considère généralement que l'élançement optimal L/h , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres.

L'élançement est généralement compris entre $L/22$ & $L/18$.

Donc : $1.50 \text{ m} < Ht < 1.85 \text{ m} \rightarrow$ En adopte une Hauteur « **Ht = 1.50m** ».

Avec L : La portée de la poutre qui est 33.40m.

H : la hauteur des poutres (on prend $Ht=1.50\text{m}$).

1.2.3. Talon :

Sa dimension doit être telle qu'elle puisse loger les câbles nécessaire dans l'axe de la travée et que les contrainte de compression à la construction n'excèdent pas les contraintes admissibles.

Alors la largeur est déterminé selon la formule suivante : $b_t = (L_r / K) * (L / H)$
2. (Setra)

Avec :

L_r : La largeur roulable 7,50m.

K : Coefficient sans dimensions $950 < K < 1200 \rightarrow$ En prend $K = 1200$ (plus défavorable) valeur optimum.

L : La portée de la poutre qui est 33.40m.

H : La hauteur de la poutre + La hauteur de l'hourdi qui vaut 1.75m.

Donc $b_t = 0.47\text{m}$.

D'où N : Le nombre des poutres.

- La hauteur du talon est généralement comprise entre 0.1 & 0.25m qui nous permis d'adopter une hauteur de « **e = 0.15m** ».

1.2.4. Ames :

- En travée « b_0 » la largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par les prescriptions réglementaires.

L'épaisseur b_0 peut être calculé par :

$b_0 > (Ht / 40) + 0,09 \rightarrow b_0 > (1,5 / 40) + 0,09 > 0,12\text{m}$.

Puisque le coffrage employé est métallique, donc la vibration est assurée par ce dernier on fixe : **$b_0 = 0,21\text{m}$** → section médiane.

- L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des ancrages des câbles de précontraints, alors et pour cette raison on adopte une épaisseur similaire à l'épaisseur du talon donc On fixe : « **$b_0 = 0,35\text{m}$** » → section d'about.

1.2.5. Membrure Supérieur :

Pour un but d'alléger la poutre, la largeur de ce dernier est comprise entre

$60\%H_t < B < 70\%H_t \rightarrow 0.90m < B < 1.05m \rightarrow$ En adopte une Largeur « **b = 1.00m** ».

Avec H_t : La hauteur de la poutre.

Pour une bonne mise en place des armatures passive, l'épaisseur de la membrure est compris entre

$10 \leq e \leq 15cm$, On fixe : « **e1 = 0.11m** ».

1.2.6. Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. (Ouvrage d'art)

Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$. (Setra)

- *Gousset de la table de compression :*

En travée : $\alpha = 45^\circ \rightarrow e1 = 0.13m$.

- Gousset du talon:

En travée : $\alpha = 57^\circ \rightarrow e2=0.20m$.

1.2.7. L'entretoise :

Pour un fonctionnement Mécanique {Une bonne répartition des charges entre les poutres} et d'autre de Service {Changement des appareils d'appuis}.

Alors pour une bonne mise en œuvre du béton puisqu'il est coulé sur place, en adopte une épaisseur de « **0.30m** » et qui est d'après le dossier pilote).

Suffisante pour la résistance de cet élément. Pour des raisons pratique la hauteur de l'entretoise est déterminée selon la formule : $H_e = H_t - 0.6 = 0.9$ mais on prend « $H_e=1.00m$ ».

1.2.8. L'hourdis:

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres (cour ouvrage d'art).

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier fibres ou en béton armé.

L' hourdis assure la continuité de la surface du tablier, il relie les poutres et les entretoises.

L'épaisseur de l'hourdis dépend de :

- l'espacement entre axe des poutres.
- existence d'entretoise intermédiaire.
- la nature du tablier.

1.2.8.1. Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à longueur des poutres. Donc: « **L d = 33.4m** ».

1.2.8.2. Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs, pour notre cas la voie roulable est de 7.50m Donc :

« **l d= 9.3m** »

1.2.8.3. Epaisseur de la dalle :

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m Alors d'après le document S.E.T.R.A, Mais pour un but d'augmenter légèrement la résistance au poinçonnement de la dalle en adopte une épaisseur de « **e d = 0.25m** ».

1.2.8.4. Les dalletes :

Elles sont appelées prédalles, elles jouent le rôle d'un coffrage perdu mais elles sont amenés à supporter les efforts dus au poids de l'hourdie plus de leur poids propre leur épaisseur est de l'ordre de « **5cm** » et leurs encrages dans les poutres et de 5cm.

Et elles admettent une largeur de « **0.75m** » et une longueur de « **1.5m** ». Puis qu'elles sont préfabriquées.

1.3. Equipements du tablier :

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

En fin par leurs caractéristiques géométriques, ils influent sur la conception même de la structure.

Un certain nombre d'équipements {étanchéité, appareils d'appui, joints de chaussée} conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

1.3.1. Les revêtements des tabliers routiers :

Les revêtements des tabliers comprennent essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement.

1.3.1.1. La couche d'étanchéité des tabliers en béton :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche du fait de l'existence des petites ségrégations locale. Pour protéger les armatures passives et actives vis-à-vis d'une corrosion accélérée, il est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton du pont.

C'est l'un des équipements les plus importants

Il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Etanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique.
- Etanchéité utilisant des résines synthétiques.
- Etanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- Etanchéité par moyens à haute cadence MHC.

Dans notre projet le type d'étanchéité appliqué est pour une étanchéité à base d'asphalte.

➤ **La couche de roulement** : Elle est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courante est **8cm** et dont la masse volumique réelle est de 2.35 t/m^3 , et elle doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

1.3.2. Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules.

En général par simple surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation. La largeur doit être suffisante pour faciliter la circulation des piétons. Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

- Les trottoirs sur caniveau
- Les trottoirs par décrochement de la dalle de couverture

1.3.3. Les appareils d'appui :

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles :

- Les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques.
- Les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts).
- Les appareils d'appui spéciaux ou à pot. Par le passé, il était fréquent de recourir à des appareils d'appui formés par une section rétrécie de béton traversée par des armatures passives (goujons) ils portaient le nom d'appui « Freyssinet » : la section rétrécie de béton se plastifiait sous l'effet des rotations du tablier.

Dans notre cas on a adopté le type *des appareils d'appui en caoutchouc fretté* d'une dimension de 14 mm en hauteur, pour un but d'adsorber les déplacements du tablier par la distorsion des appareils d'appui.

1.3.4. Dispositifs de retenue :

Se sont les équipements placés sur les bords latéraux des ponts, destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition.

1.3.4.1. Les garde-corps :

En plus leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique.

- La hauteur minimale est égale à « $h = \text{Min} \{1.20\text{m}, 0.95 + 0.005h + 0.05\}$ ». Avec $h \rightarrow$ la hauteur du trottoir, on adopte une hauteur de **1.10m**.

1.3.4.2. Les glissières :

C'est un organe destiné à diminuer les conséquences d'un accident de la route en freinant un véhicule qui la heurte. Il est conçu pour les véhicules légers.

Ils sont classés en trois catégories :

- Glissière rigide.
- Glissière Souple.
- Glissière Elastique.

Le choix est tombé sur le type des glissières souple pour une masse de l'ordre de 15 kg/m.

1.3.4.3. Corniche :

Elles ont un rôle essentiellement esthétique, situées à la partie haute du tablier ou bord latéral extérieur d'un ouvrage, permettant d'améliorer l'esthétique des ouvrages, et ceci de plusieurs manières :

- Par des effets de forme et de proportion.
- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En rattrapant les irrégularités éventuelles de la structure porteuse car son exécution est faite dans des meilleures conditions : soins, délais... etc.

La corniche joue également d'autre fonction indépendante de l'esthétique : Scellement de garde-corps, support du relevé d'étanchéité, butée du trottoir, ces fonctions seront appelées fonction habituelle.

2. CARACTERISTIQUES D'INFRASTRUCTURE :

2.1. Introduction :

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 « aquatique ou terrestre » et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet « hauteur de la brèche.. ».

2.2. La pile :

2.2.1. Généralité :

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré.

Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur. On peut classer à deux familles:

- Les piles constituées des éléments larges (voiles).
- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne).

2.2.2. Critères de choix des piles: Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- Critères géométriques.
- Critères mécaniques.
- Critères économiques.
- Critères esthétiques.

Donc on adopte pour les raisons suivantes un type de pile qui est **Pile Voile**.

- Géométrique : L'ouvrage franchit une route nationale dans un site terrestre.
- Mécanique : Ce type est favorable mécaniquement « résistance de la structure elle-même et la bonne résistance aux chocs des véhicules par rapport aux futs ».
- Economique : Cette solution permet de gagner du poids d'armature puisque la section du béton est importante et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par le voile puis la semelle, de plus la hauteur de l'ouvrage est peu haute.
- Esthétique : En adopte une forme de demi-cercle pour les becs.

2.2.3. Dimension du chevêtre :

La présence d'un chevêtre devient obligatoire, car il joue un rôle actif de transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, séisme ...), il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appui, opération qui peut être rendue difficile si l'on ne dispose que de la surface offerte par les colonnes ou poteaux.

L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante :

$$hc \leq 1,25H = 2.1875\text{m (avec } H = 1,75\text{m hauteurs du tablier)}$$

On fixe : « **hc=1,50m** »

La largeur du chevêtre est donc de l'ordre de « **1.50 m** ».

2.2.4. Dimension des voiles :

Les piles sont des voiles rectangulaires, plus résistants aux chocs de véhicules que les colonnes.

Pour des raisons architecturales, on pourra utiliser des piles à voiles multiples ayant des becs sous forme de demi-cercle., or la largeur souhaitable pour 2 voiles est entre 6 et 10 m pour un but d'éviter l'effet de miroir.

Alors pour notre cas on adopte une largeur de « **6.00 m** ».

Dans le sens longitudinal, l'épaisseur des voiles sera normalement de 0,50 m à 0,80 m afin de respecter les proportions entre les divers paramètres c.à.d.

$$\rightarrow E = [(4*H + P) / 100] + 0.1 \text{ [m]}$$

D'où *E → Epaisseur du voile.

- H → Hauteur de tirant d'aire = 8.00 m.
- P → La portée des poutres = 33.40m.

Alors l'épaisseur est de l'ordre de « **E = 1.65m** ».

2.3. La culée :

2.3.1. Généralité :

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pour ça, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

2.3.2. Fonction des culées :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

- **Les fonctions mécaniques** : Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :
 - Une transmission des efforts au sol de fondation.
 - La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
 - La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

- **Les fonctions techniques** : La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :
 - l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
 - L'en peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

2.3.3. Choix du type de culée :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage ou on distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées → Souhaitable pour une hauteur qui ne dépasse pas les 10m.
- Les culées creuses.
- Les culées en terre armée.
- Les culées contrepoids.

Alors le type de culées adopter pour notre ouvrage est les culées enterrées.

➤ **Les culées enterrées** : Qui sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, constituées uniquement par un mur Garde-Grève, un Chevêtre et des poteaux « Futs » et elles sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres.

La hauteur de la culée est de l'ordre de **8.61m**.

2.4. Dimension du chevêtre:

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre :

- l'implantation des appareils d'appui.
- La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réactions d'appui.
- Assurer l'évacuation des eaux, du moins en phase de construction du tablier.

L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante :

$$h_c \leq 1,25H = 2.1875\text{m (avec } H = 1,75\text{m hauteurs du tablier)}$$

On fixe : « **hc=1,50m** »

- La largeur du chevêtre est donc de l'ordre de « **1,50 m** ».

2.5. Dimension du mur Garde-Grève :

Est un mur destinée à isoler le tablier de contact de remblai et il s'agit d'une voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter le

lancement de travées métalliques ou la mise en tension de câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage Sur le sommier. Il doit résister aux efforts de poussée des terres et aux surcharges dues au remblai.

A pour dimension « **largeur = 0.25m** » & « **hauteur = 1.96m** ».

2.6. Dimension des Futs :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques déterminées selon des critères de résistances mécanique et d'esthétiques sont :

- Le diamètre des futs est de l'ordre de **1.20m** comme minimum.
- l'entraxe de rive est de *1.40m*.
- Puisque la valeur de $L1 / L2$ varie de 0,2 à 0,5.
- $L2$ est l'espacement entre les deux axes de fûts est de *3.6m*.
- Tout ça pour un nombre de futs qui est **3**.

2.7. Dalle de transition :

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

Longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai donc on trouve une longueur :

L = 4 m. L'épaisseur:

E = 0,3m

3. LES FONDATIONS :

3.1. Introduction :

Lorsque la capacité du sol de surface est trop faible, les tassements prévus sont préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes.

Les fondations, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

3.2. Classification des fondations :

3.2.1. Fondations superficielle :

Elles sont mises en œuvre lorsqu'il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage. Actuellement, on appelle fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle.

3.2.2. Fondations profonde :

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable un terrain de résistance suffisante pour supporter la structure, il faudra ancrer plus profond, dans la fondation profonde, on a deux types :

- Fondation par puits (semi profonde) :
- Fondation par pieux (profonde) il y a :
 - ❖ Les pieux qui travaillent par frottement et des pieux résistent par pointe.
 - ❖ Les pieux forés et les pieux battus.

Dans notre cas on utilise les fondations profondes avec des pieux profonds forés qui travaillent seulement par la résistance à la pointe à cause de la mauvaise qualité du sol supérieure.

4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DES SECTIONS :

Pour simplifier les calculs, on décomposera ma poutre en éléments (sections simples).

- B_i : Section brute
- Z_i : Distance entre le centre de gravité de la section et la base de la poutre.
- S_i : Moment statique de la section : $S_o = B_i * Z_i$.
- I_i : Moment d'inertie de la section (i) par rapport à la base de la poutre.
- I'_i : Moment d'inertie de la section (i) par rapport a ce centre D.D.G.
- V_i : distance du CDG de la section totale à la fibre inférieure (à vide et en charge).
- V_s : Distance du CDG de la section totale à la fibre supérieure (à vide et en charge).
- I_o : Moment d'inertie total par rapport au C.D.G de la section totale (à vie et en charge).
- W_i : Module d'inertie de la section par rapport à la fibre sur : $W_i = I_o / V_i$.
- W_s : Module d'inertie de la section par rapport à la fibre inf : $W_s = I_o / V_s$.
- i : Rayon de giration de la section $i^2 = I_o / B_i$.
- ρ : Rendement de la section 5meilleur qualité au moindre cout.
 - Si $\rho < 45\%$ ———> Section massive.
 - Si $\rho < 50\%$ ———> Section normale.
 - Si $\rho < 55\%$ ———> Section élancée.

- **Médiane :**

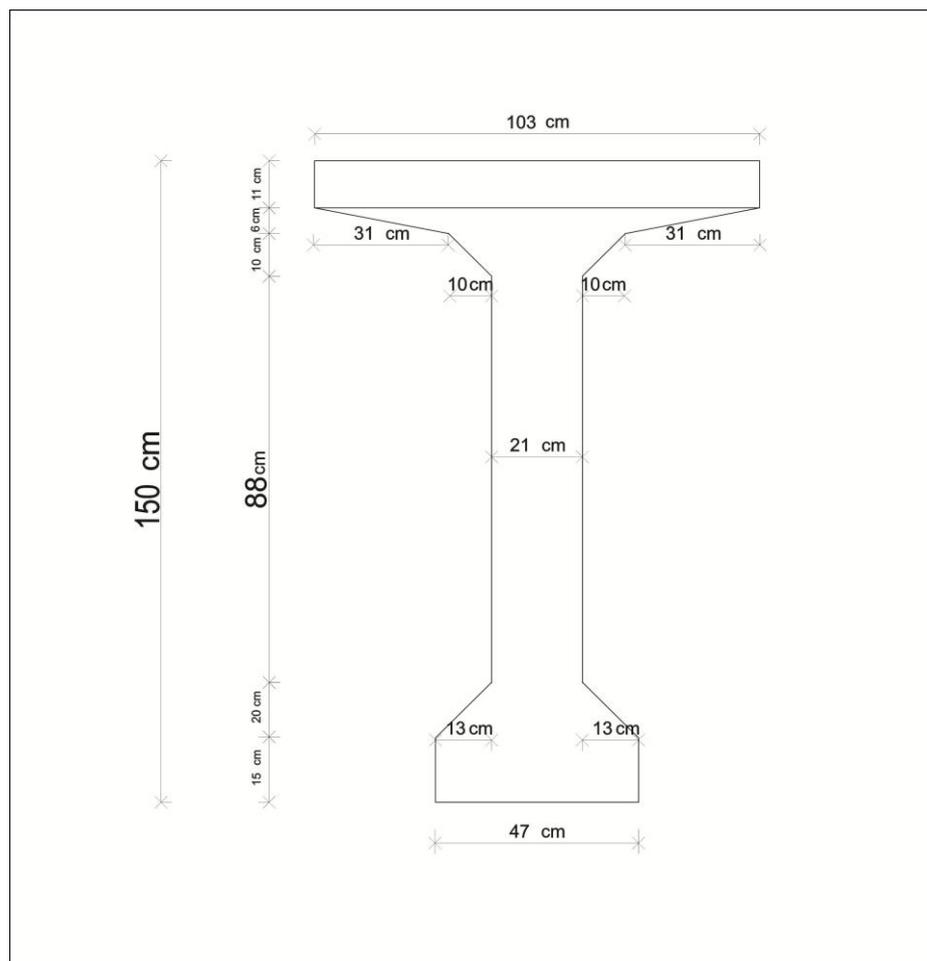


Figure 2-1 : La section médiane sans dalle

Tableau 2-1 : Les caractéristiques de la médiane

Secion	Dimension(cm)	Bi(cm ²)	Zi	Si	l'i	D	li
1		1133	144,5	163718,5	11424,4167	51,70501175	3040395,9
2	$((31*6)/2)*2$	186	274	50964	186	88,41002349	1454023,8
3	41*6	246	136	33456	738	43,20501175	459939,56
4	$((10*10)/2)*2$	100	259,33	25933	277,777778	73,74335683	544086,04
5	21*10	210	128	26880	1750	35,20501175	262022,49
6	108*21	2268	69	156492	2204496	23,79498825	3488640,9
7	$((13*20)/2)*2$	260	43,33	11265,8	2888,88889	142,2599765	5264743,1
8	15*47	705	7,5	5287,5	13218,75	85,29498825	5142259,4
dalle	150*25	3750	162,5	609375	195312,5	40,19566494	6254155,5
total(a vide)	/	5108	/	473996,8	2234979,83	/	13175860,
total(en charge)	/	8858	/	1083371,8	2430292,33	/	27299266,

Tableau 2-2 : Les caractéristiques de la médiane sans dalle

Vi	Vs	Io	Wi	Ws	i	ρ
86,2	63,8	13175860,6	152852,211	206518,191	50,7883439	0,469029499

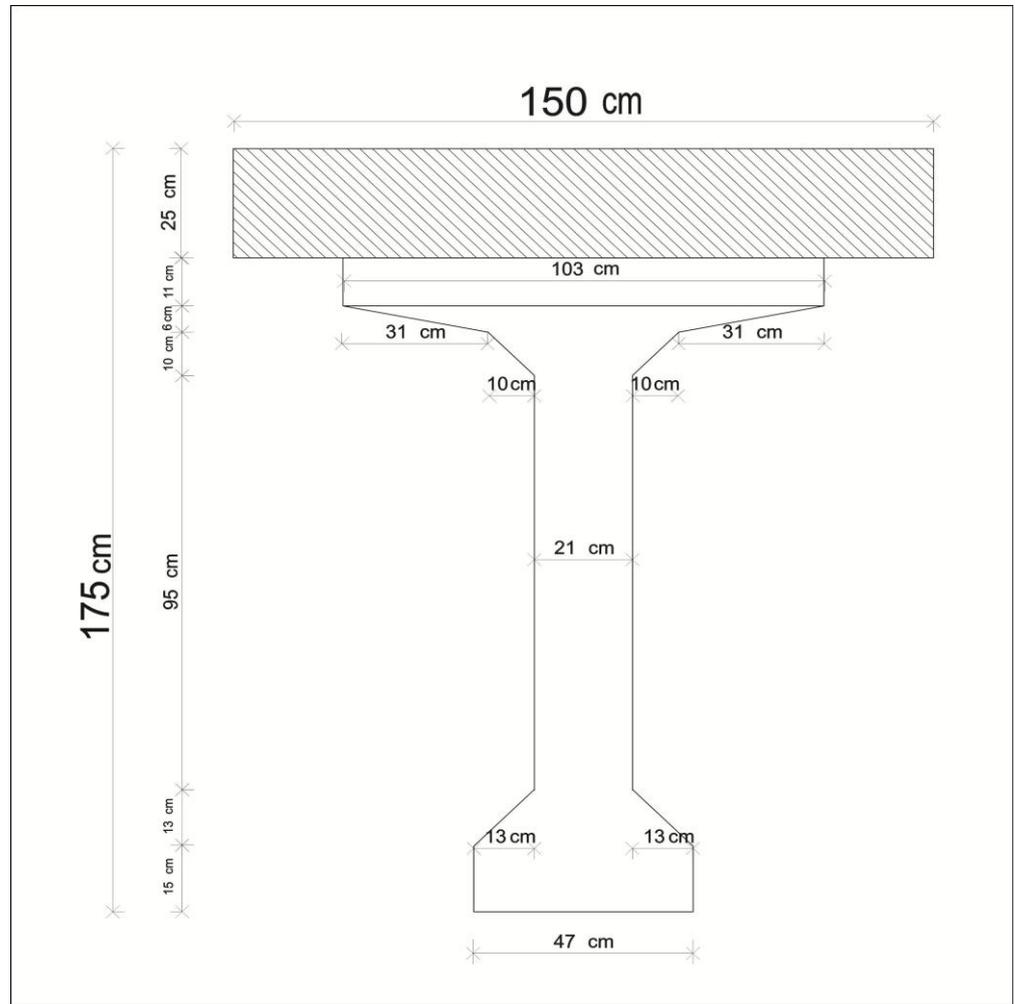


Figure 2-2 : La section médiane avec dalle

Tableau 2-3 : Les caractéristiques de la médiane avec dalle

Vi	Vs	Io	Wi	Ws	i	ρ
117,3	57,7	27299266,9	232730,323	473124,21	55,5146562	0,455345955

- ABOUT :

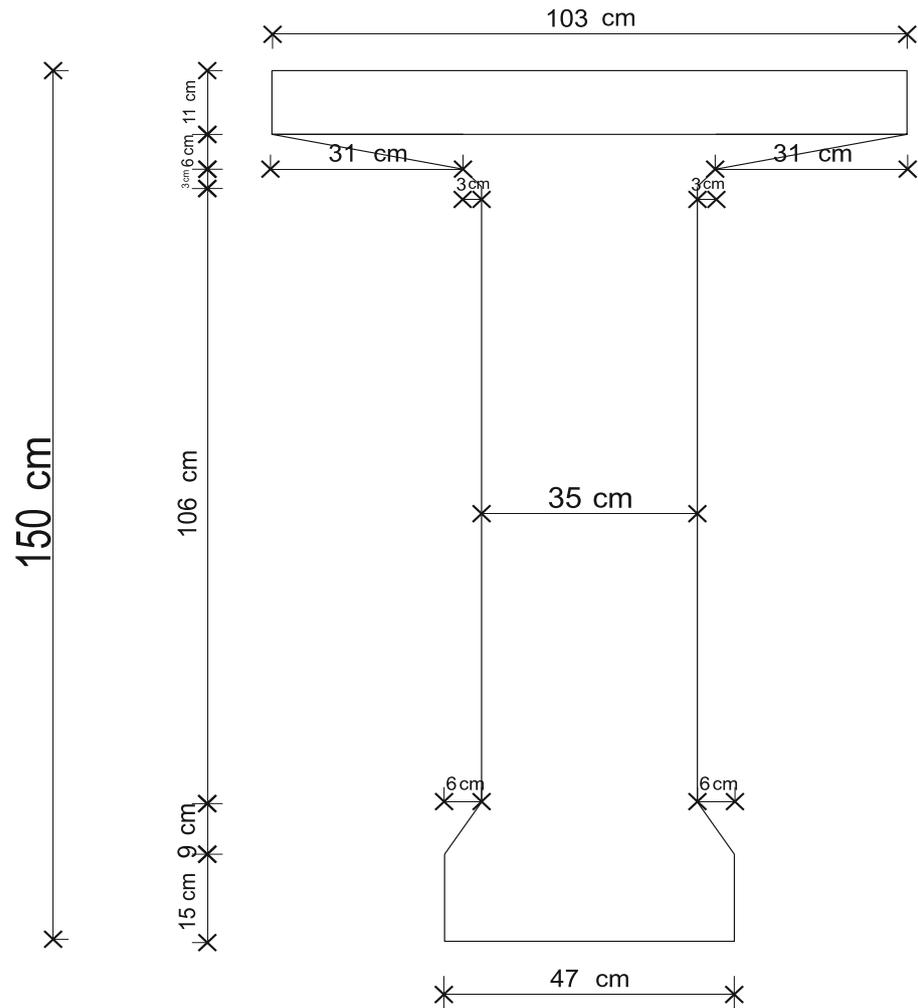


Figure 2-3 : La section about sans dalle

Tableau 2-4 : Les caractéristiques de l'about

Secion	Dimension(cm)	Bi(cm ²)	Zi	Si	l'i	D(sans dalle)	li
1	103*11	1133	144,5	163718,5	11424,4167	57,33212131	373556
2	$((31*6)/2)*2$	186	274	50964	372	99,66424261	184790
3	41*6	246	136	33456	738	48,83212131	587343
4	$((41+35)*3)/2$	9	264	2376	4,5	87,66424261	69169,6
5	115*35	105	131,5	13807,5	78,75	44,33212131	206439
6	$((6*9)/2)*2$	4025	72,5	291812,5	4435885,42	14,66787869	530185
7	47*15	54	36	1944	243	138,3357574	103362
8		705	7,5	5287,5	13218,75	79,66787869	448783
dalle	150*25	3750	162,5	609375	195312,5	47,6717419	871754
total(a vide)	/	6463	/	563366	4461964,83	/	172697
total(en charge)	/	10213	/	1172741	4657277,33	/	25987

Tableau 2-5 : Les caractéristiques de l'about sans dalle

Vi	Vs	lo	Wi	Ws	i	ρ
87,167	62,833	17269732,4	198122,367	274851,31	51,6922844	0,487878361

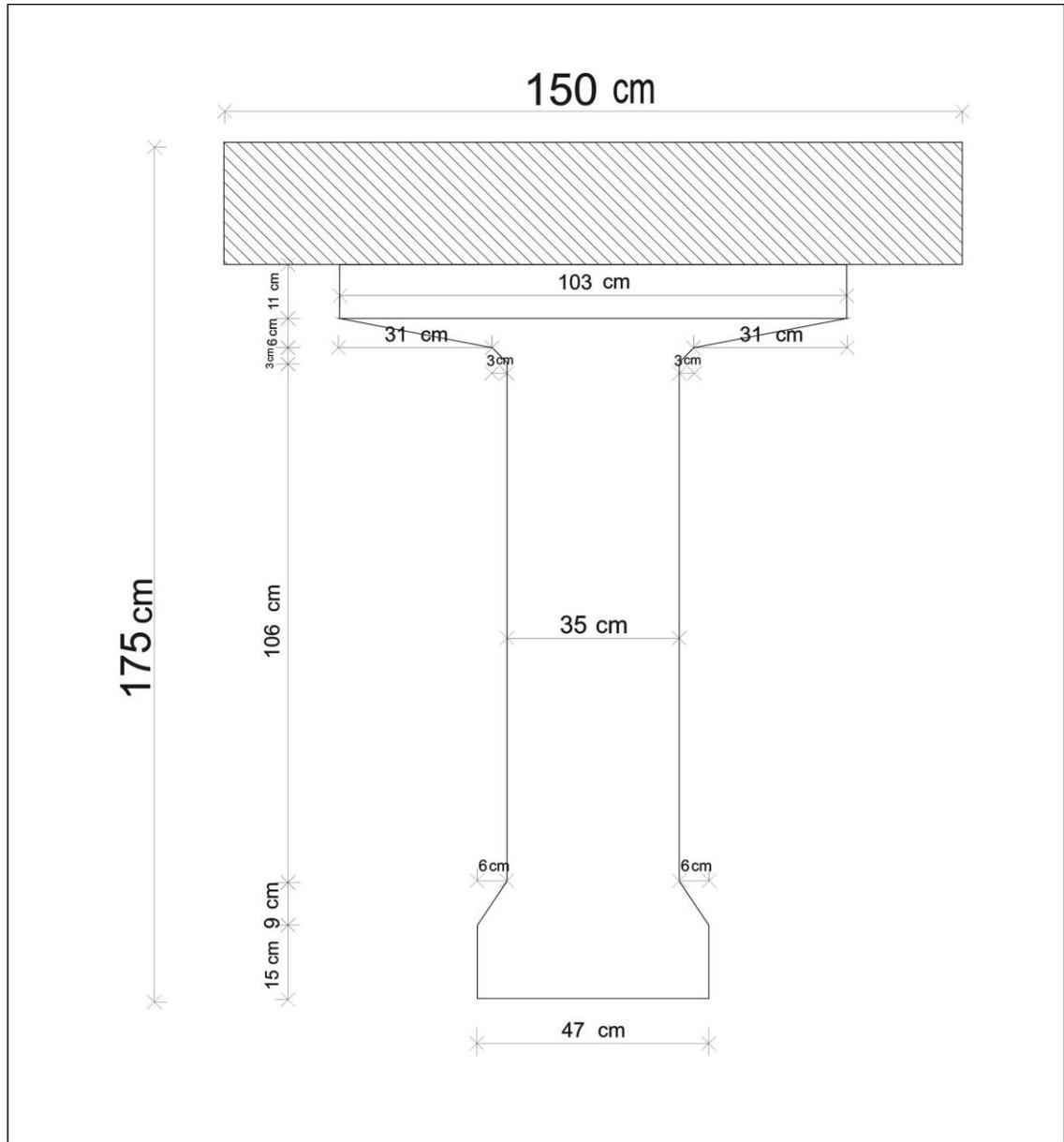


Figure 2-4 : La section about avec dalle

Tableau 2-6 : Les caractéristiques de l'about avec dalle

Vi	Vs	lo	Wi	Ws	i	ρ
114,828	60,172	25987276	226314,801	431883,202	50,4433259	0,368269015

5. LES CHARGES PERMANANTES :

Ces charges sont appelées CP

5.1. Poids propre de la poutre : La poutre étant a section variable, son poids propre sera :

$$G_p = [(B_1 * L_1 + B_2 * L_2 + B_3 * L_3 + B_4 * L_4 + B_5 * L_5) * \gamma_b * N] * N \text{ Avec :}$$

❖ B_i Surfaces des différentes sections « About, Médiane ».

$$B_1 = 0.5017 \text{m}^2 \quad L_1 = 9.18 \text{m}$$

$$B_2 = 0.5740 \text{m}^2 \quad L_2 = 0.07 \text{m}$$

$$B_3 = 0.6463 \text{m}^2 \quad L_3 = 7.065 \text{m}$$

$$B_4 = 0.7148 \text{m}^2 \quad L_4 = 0.06 \text{m}$$

$$B_5 = 0.7834 \text{m}^2 \quad L_5 = 0.325 \text{m}$$

❖ γ_b Le poids volumique du béton armée = 25KN/m³

❖ L la longueur de la poutre = 33.4m

❖ N Le nombre des poutres = 6.

❖ L_i La longueur du changement de section

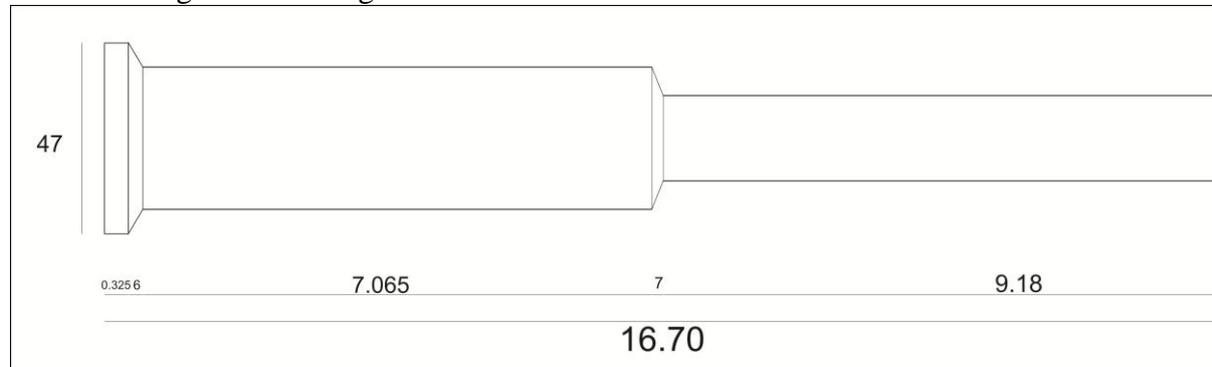


Figure 2-5 : Le reste de la section

5.2. Poids propre de la dalle : Leur poids propre est donné selon la formule

$$.gd = e d * l d * \gamma_b \text{ Avec}$$

❖ $e d$ Epaisseur de la dalle = 0.25m.

❖ $l d$ La largeur de la dalle = 9.18m.

❖ γ_b Le poids volumique du béton armée = 25kN/m³

Donc « $gd = 1916.325 \text{ KN/m}$ ».

5.3. Poids propre des dalletes : Obtenu selon la formule

$$.g' d = e d * L d * \gamma_b * n \text{ Avec :}$$

❖ $e d$ Epaisseur de la dalle = 0.05m.

❖ $l d$ La largeur de la dalle = 0.57m

❖ γ_b Le poids volumique du béton armée = 25kN/m³

❖ n Le nombre des dallâtes = $N - 1 = 5$.

Donc « $Gd = 118.904 \text{ KN/m}$ ».

5.4. Les éléments non porteurs : (compléments des Charges permanentes) Ces charges sont appelées CCP; et concernent :

5.4.1. L'étanchéité: Leur poids propre est donné selon la formule

$$Ge = e * l * \gamma \text{ Avec}$$

- e : Epaisseur = 0.03m.

- l : La largeur de la chaussée = $7.5m$
- γ : Le poids volumique d'asphalte = $24kN/m^3$

Donc « $Gd = 180.36kN/m$ ».

5.4.2. La couche de roulement : Leur poids propre est donné selon la formule.

$G_r = e * l * \gamma$ Avec

- ❖ e Epaisseur = $0.08m$.
- ❖ l La largeur de la chaussée = $7.5m$
- ❖ γ Le poids volumique d'asphalte = $23.5kN/m^3$

Donc « $Gd = 470,94 KN/m$ ».

5.4.3. Le trottoir : Leur charge est donnée selon la formule

$G_t = S * \gamma_b$ avec

- ❖ S La surface du trottoir = $0.2 * 1.25 = 0.25m$.
- ❖ γ_b Le poids volumique du béton = $22kN/m^3$

Donc « $Gt1 = 5.5 KN/m$ ». *75%=137.775kn

$Gt2 = 0.2 * 0.55 * 22 = 80.828kn$

5.4.4. La corniche : Leur charge est donnée selon la formule

$G_c = S * \gamma_b$ avec

- ❖ S La surface de la corniche $0.125 m$.
- ❖ γ_b Le poids volumique du béton armée = $25kN/m^3$

Donc « $Gc = 104.375 KN$ ».

5.4.5. La charge des bordures type « T1 »: qui vaut selon leur type une charge de

« $G_b = 18.704 KN$ ».

5.5. Les diapositives de retenues : pour une charge normalisée selon le type de ses derniers :

5.5.1. Garde-corps :

« $G_g = 33.40 KN$ ».

5.5.2. Glissière Souple : « $G_g l = 8.35kN/m^2$ ».

5.5.3. Entretoise : « $G_e = 583.1kN/m^2$ ».

Finalement la charge permanente reprise par l'ouvrage est $G = \sum G_i = 5079.353 KN$

6. LES SURCHARGES :

6.1. Caractéristiques du pont :

- ❖ Largeur chargeable : $LC = LR = 7.5m$
- ❖ D'après le fascicule 61 titre II : Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale a la partie entier du quotient par 3 de leur Largeur chargeable.

$N = (LC/3) = 7.5/3 = 2.5 \implies$ On a Deux voies.

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieur ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (fascicules 61), Notre pont LR = 7.5 m donc **1ère classe**.

6.2. Calcul des surcharges routières (fascicule 61 titres II):

6.2.1. Le système A : Se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée suivant la loi :

$$A(L) = 2.30 + 360 / (L+12) \text{ [KN]}$$

$$\text{Avec } L = 33.4\text{m} \rightarrow A(L) = 10.22 \text{ KN}$$

En suite on multiplie cette valeur par un coefficient « a1 » obtenu a partir d'un tableau qui dépend de la classe du pont et le nombre de voies chargées, alors pour un pont de classe I et de deux voies chargées en à « a1 = 1 » → a1 * A(L) = 10.22 KN/m2.

Il faut vérifier que $q(L) = \text{Sup. } \{a1 * A(L), (4-0.002L)\} = 3.93$ donc **q(L) = 10 .22 KN/m2.**

Alors la surcharge vaut : $q A = q(L) * a2 * n * v$ D'où

- $a2 = v0 / v = 0.93$ tel que « v » est la largeur de la voie qui vaut 3.75m &
- $v0 = 3.5\text{m}$ pour les ponts de I classe.
- n est le nombre de voies chargées.

Tableau 2-7 : La charges du système A(l)

Nombres de voies chargées	$q A \text{ [KN/m]}$
1	35.64
2	71.28

Finalement, la charge due au système A est multipliée par un coefficient « γQ » qui vaut 1.20 à L'ELS et $\gamma Q = 1.07 * 1.5 = 1.61$ à L'ELU.

- ELS : $q A = 35.64 * 1.2 = 42.76 \text{ [KN/m]}$ (par voie)
- ELU : $q A = 35.77 * 1.61 = 57.38 \text{ [KN/m]}$ (par voie)

6.2.2. Le système B : Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

6.2.2.1. Le sous-système BC : Se compose de camions de poids individuel égal à 300 KN.

Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est limité à deux files, mais dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voies de circulation et l'on place ses fils dans la situation la plus défavorable.

Alors $BC = 2 * 2 * 300 = 1200\text{kN}$ avec

- Le nombre de camions vaut 2.
- Le nombre de voies égale à 2.

Se sous système est multiplier par un coefficient de dégressivité transversale qui dépend de la classe du pont et le nombre des voies chargées, pour obtenir « bc = 1.1 ».

Donc $qBc = bc * BC = 1320 \text{ KN}$.

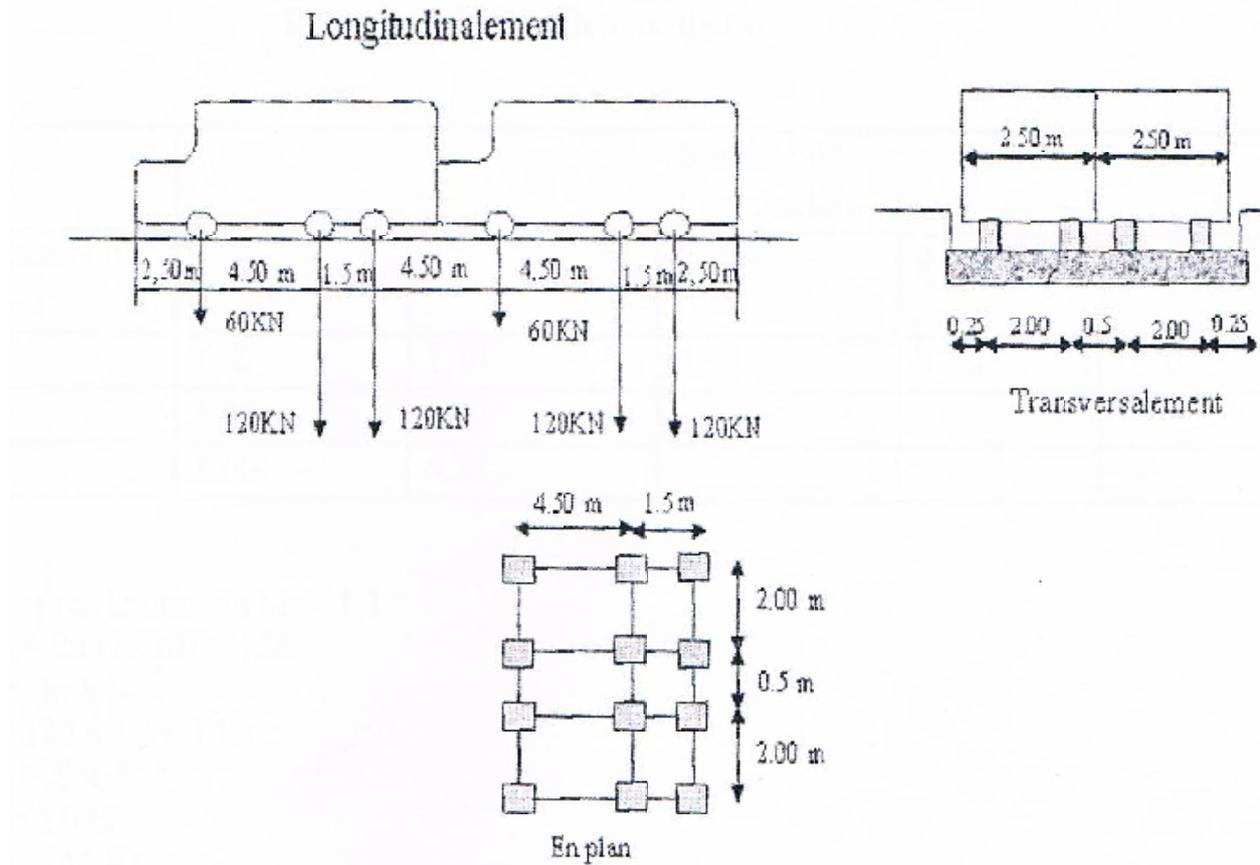


Figure 2-6 : Le système Bc

6.2.2.2. Le sous-système B t : Se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 160 kN.

Alors $B_t = 2 \times 2 \times 160 = 640 \text{ kN}$ avec

- Le nombre des essieux est égal à 2.
- Le nombre des tandems vaut 2.

Se sous système est multiplier par un coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont « $b_t = 1$ » pour les ponts de I classe.

Donc $q_{Bt} = b_t \times B_t = 640 \text{ kN}$.

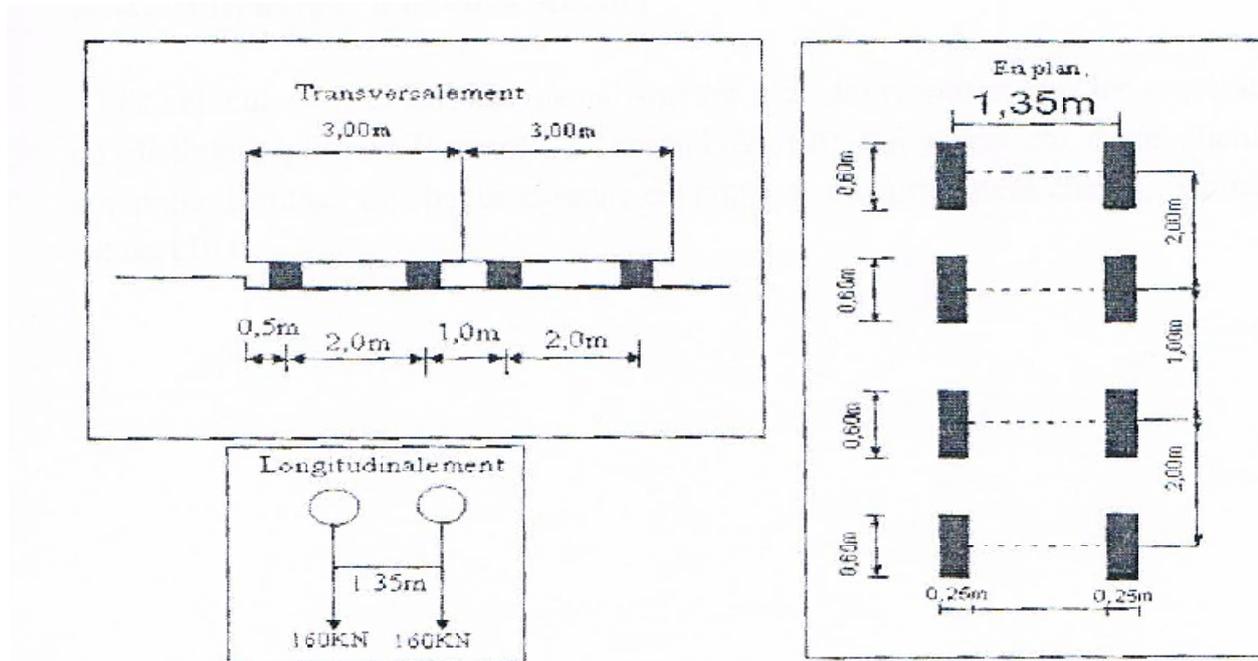


Figure 2-7 : Le système Bt

6.2.2.3. Le sous-système B r : Est un système qui se compose d'une roue isolée transmettant un effort de $100kN$ à travers une surface d'impact rectangulaire de $0.6 \times 0.3m$.

Finalement tous les sous-systèmes B sont frappés par un coefficient de majoration dynamique, qui vaut : $\delta = 1 + [0.4/1+0.2L] + [0.6/1+4(G/S)]$

- **L :** La longueur de la travée étudiée $\rightarrow 33.4m$
- **G :** Poids totale de la dite travée $\rightarrow 5079.353 kN$
- **S :** Poids totale maximale des essieux du système B disposés sur cette travée $\rightarrow 1320kN$.

Donc « $\delta = 1.088$ »

$$QBc = qBc * \delta \quad QBt = qBt * \delta \quad QBr = qBr * \delta$$

Tableau 2-8 : La surcharge du système Br

	$QBc = qBc * \delta$	$QBt = qBt * \delta$	$QBr = qBr * \delta$
Surcharges [KN]	1428.24	692.48	152.5

Le système A et le sous-système Bc sont destinés à l'étude de la flexion générale des tabliers, le système A devenant déterminant pour des portées supérieures à 20 ou 25m.

Les sous-systèmes Bt et Br sont plutôt réservés à l'étude d'effets locaux (notamment la roue Br pour le poinçonnement des dalles).

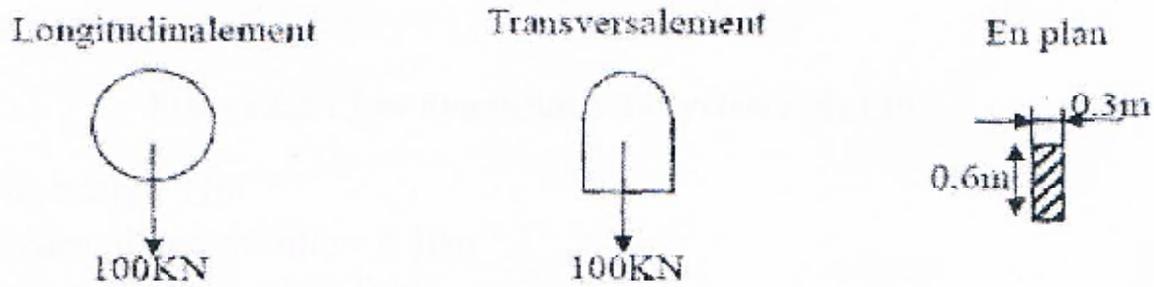


Figure 2-8 : Le système Br

6.2.3. Surcharges Militaire : Pour le type **M120** qui est une surcharge plus défavorable que les systèmes A et B pour les éléments de couverture « dalle » ou l'ossature « entretoise... ».

Ce système se compose de deux types de chargement {Me → essieux & Mc → chenilles}.

6.2.3.1. Mc 120 : Est une véhicule qui se compose de deux chenilles de 550KN chaque une, l'enjeu d'emplacement de ce type de convoi est :

- Transversalement : 1 seul convoi quel que soit la classe du pont.
- Longitudinalement : Il faut les placer pour obtenir le cas le plus défavorable en respectant l'espacement entre deux convois qui est d'environ de 36,6m, alors pour notre projet il y a aussi un seul convoi dans le sens longitudinale.

Donc : $q_{Mc120} = \delta_{Mc120} * 550 = 1.083 * 550 = 596.2 \text{ KN}$.

$Mc120 / 6.1 * 1 = 97.75 \text{ KN/m}^2$.

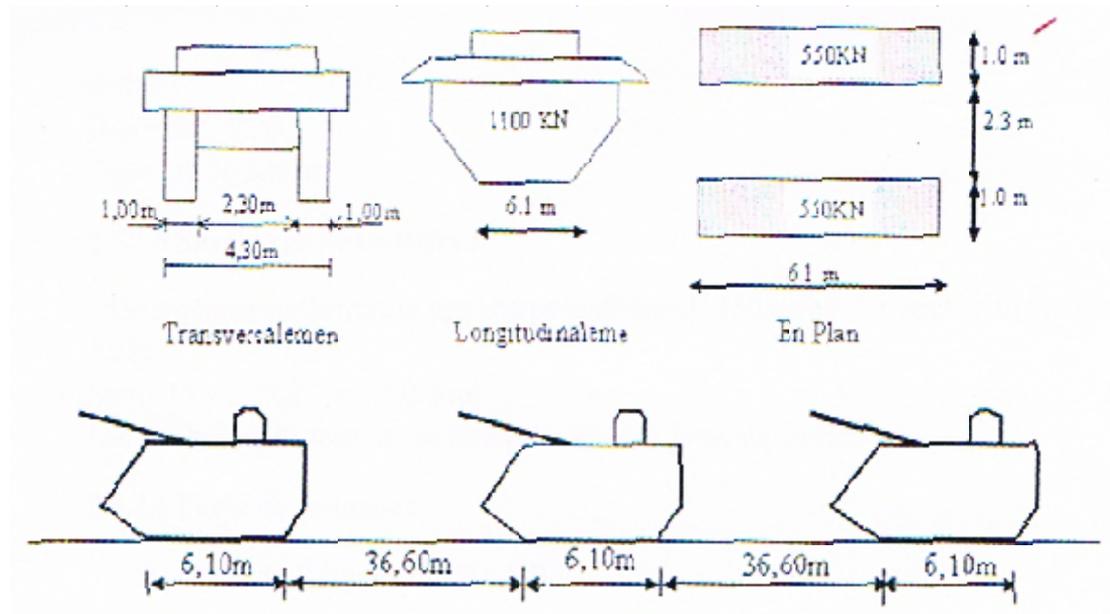


Figure 2-9 : La charge Mc120

6.2.3.2. Charge exceptionnelle D240 : comporte 3 remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18.6 mètres de long ;
 $Q' D240 = 2400\text{kN} / 18.6 * 3.2 = 40.32 \text{ KN/m}^2$

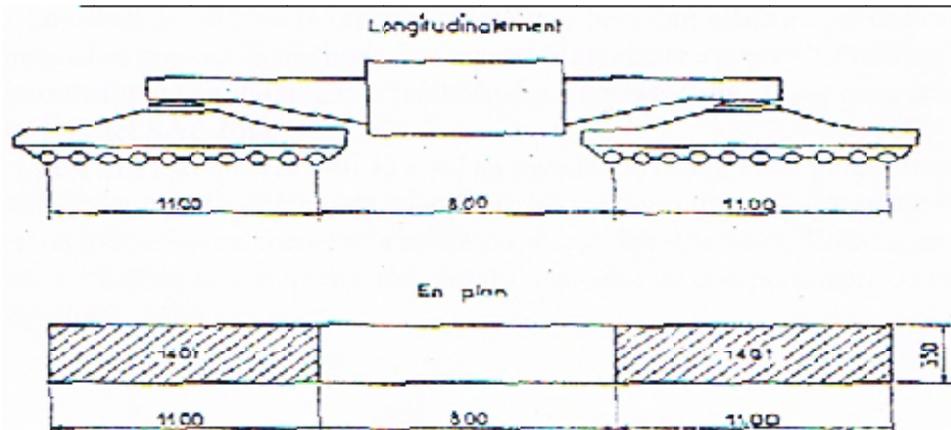


Figure 2-10 : La charge D240

Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge et elles ne sont pas majorées par le coefficient de majoration dynamique.

6.2.4. Surcharge sur trottoirs : Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.5KN/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- un Trottoir chargé : $Q_1 = 1.50 \times 1,25 = 1.87 \text{ KN/ml}$.
- Deux Trottoirs chargés : $Q_2 = 1.87 \times 2 = 3.75 \text{ KN/ml}$.

6.2.5. Surcharge du garde-corps : qui est une surcharge pour un but de déterminée le ferrailage de la corniche et qui vaut

$$Q_{g.c} = 50 * (1 + b) = 12.5 \text{ KN/m} < 25\text{KN/m}$$

Avec $b \rightarrow$ la largeur du trottoir = 1.25m.

6.2.6. Effort de freinage : Pour un but de vérification de la stabilité des appuis « piles, appareil d'appuis... ».

6.2.6.1. Système A : Obtenu par la formule $FA = [1 / (20 + 0.035S)] * A$

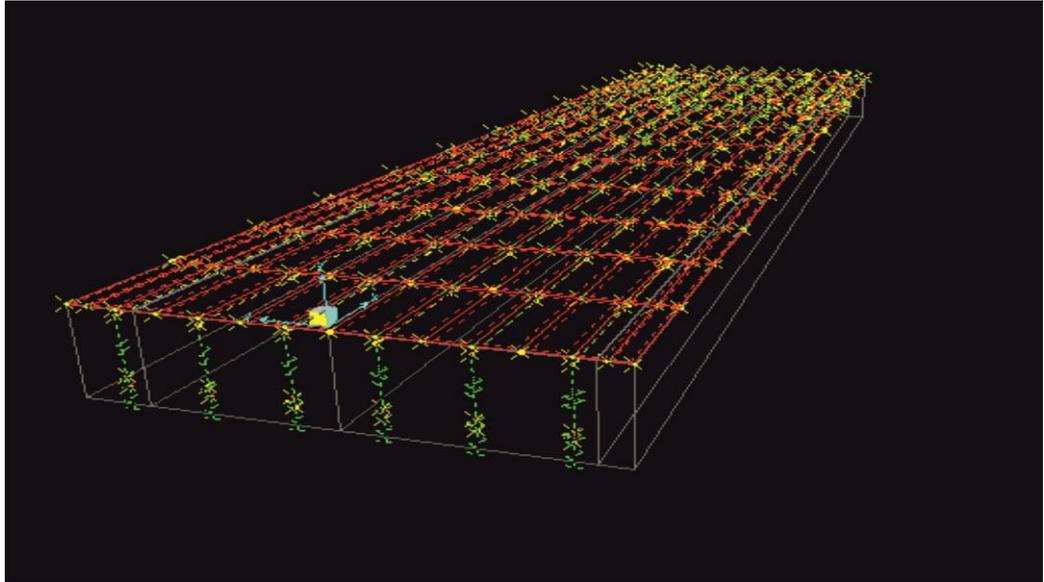
Avec S : Surface chargée = $7 * 32.4 = 246.24\text{m}^2$

$$A = q_{A} * 32.4 = 2360.34 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } FA = 0.48$$

6.2.6.2. Système B : L'effort de farinage le plus défavorable est 300 KN.

7. Modélisation et interprétation des résultats :



7.1. Introduction :

Le calcul des éléments résistants des ponts peut être effectué par des méthodes manuelles comme la méthode de Guyon – Massonnet ou par l'utilisation de l'outil informatique et notamment la méthode des éléments finis. Dans cette étude, on a utilisé le logiciel **SAP200**

Le SAP 200 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en meme environnement la saisie graphique des structures d'ouvrage de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

7.2. Modélisation du tablier :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec cinq travées indépendantes, on modélisera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 6 poutres de section variable). On utilise l'option (bridge wizard) qui consiste à utiliser des modèles de pont prédéfinis avec un choix d'éléments de type (Shell).

7.3. Evaluation des efforts internes du tablier :

7.3.1. Les moments fléchissant :

Tableau 2-9 : Moment fléchissant dans les poutres en (MN.m)

	Poutre gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre droite
G	4,188	3,973	3,898	3,857	3,851	3,978
Q	0,135	0,104	0,082	0,07	0,067	0,072
A(l)	1,404	1,521	1,652	1,738	1,779	1,843
Bc centré	1,301	1,398	1,468	1,468	1,398	1,301
Bc excentré	1,752	1,645	1,564	1,357	1,104	0,893
Mc120 centré	1,431	1,553	1,492	1,492	1,553	1,431
Mc120 excentré	2,012	1,879	1,678	1,493	1,109	0,797
D240	2,246	2,464	2,655	2,655	2,464	2,246

Tableau 2-10 : Moment fléchissant dans les poutres à ELU en (MN.m)

	Poutre gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre droite
1,35 G+1,6A(l)+1,5Q	8,104	7,954	8,03	8,095	8,147	8,429
1,35 G+1,6Bc centré+1,5Q	7,94	7,757	7,726	7,653	7,537	7,562
1,35 G+1,6Bc excentré+1,5Q	8,66	8,152	7,878	7,485	7,067	6,909
1,35 G+1,35 Mc120 entré+1,5Q	7,79	7,617	7,33	7,328	7,397	7,412
1,35 G+1,35 Mc120 excentré+1,5Q	8,579	8,057	7,653	7,33	6,798	6,556
1,35 G+1,35 D240+1,5Q	8,889	8,847	8,972	8,899	8,627	8,512

Tableau 2-11 : Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (MN.m)

	Poutre gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre droite
G+1,2 A(l)+Q	6,009	5,903	5,963	6,014	6,053	6,263
G+1,2Bc centré+Q	5,885	5,755	5,736	5,683	5,593	5,613
G+1,2Bc excentré+Q	6,426	6,051	5,849	5,557	5,243	5,123
G+ Mc120 entré+Q	5,755	5,631	5,473	5,42	5,472	5,482
G+ Mc120 excentré+Q	6,34	5,956	5,659	5,422	5,028	4,848
G+ D240+Q	6,569	6,541	6,637	6,584	6,383	6,297

7.3.2. Les efforts tranchants :**Tableau 2-12 : Les efforts tranchants dans les poutres en (MN)**

	Poutre gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre droite
G	0,526	0,486	0,477	0,473	0,474	0,487
Q	0,021	0,01	0,007	0,006	0,006	0,01
A(l)	0,13	0,191	0,213	0,223	0,221	0,209
Bc centré	0,131	0,209	0,237	0,237	0,209	0,131
Bc excentré	0,221	0,231	0,272	0,203	0,144	0,08
Mc120 centré	0,151	0,266	0,182	0,182	0,266	0,151
Mc120 excentré	0,247	0,279	0,219	0,264	0,13	0,072
D240	0,206	0,29	0,393	0,393	0,29	0,206

Tableau 2-13 : Les efforts tranchants dans les poutres à ELU en (MN)

Poutre gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre droite
---------------	----------	----------	----------	----------	---------------

1,35 G+1,6A(l) +1,5Q	0,952	0,98	0,998	1,006	1,004	1,01
1,35 G+1,6Bc centré+1,5Q	0,953	1,008	1,036	1,029	0,985	0,884
1,35 G+1,6Bc excentré+1,5Q	1,098	1,044	1,092	0,975	0,882	0,801
1,35 G+1,35 Mc120 entré+1,5Q	0,948	1,033	0,903	0,895	1,01	0,879
1,35 G+1,35 Mc120 excntré+1,5Q	1,077	1,051	0,952	1,006	0,827	0,771
1,35 G+1,35 D240+1,5Q	1,022	1,066	1,21	1,18	1,043	0,953

Tableau 2-14 : Les efforts tranchants dans les poutres à ELS en (MN)

	Poutre gauche	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre droite
G+1,2 A(l) +Q	0,705	0,727	0,742	0,748	0,746	0,75
G+1,2Bc centré +Q	0,706	0,749	0,77	0,765	0,732	0,655
G+1,2Bc excentré +Q	0,814	0,776	0,812	0,724	0,655	0,593
G+ Mc120 excentré +Q	0,7	0,764	0,668	0,662	0,747	0,649
G+ Mc120 excentré +Q	0,795	0,777	0,704	0,744	0,612	0,57
G+ D240+Q	0,755	0,788	0,878	0,873	0,772	0,704

1. Introduction :

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance à la compression et par contre une faible résistance à la traction. Il est donc logique de chercher à utiliser à pleine la résistance du béton en le comprimant à l'avance par le jeu de force internes, de façon telle que décomposition du béton précontraint.

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets. Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

1.1. Précontrainte par pré-tension :

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coulage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol, ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

1.2. Précontrainte par post-tension :

A l'opposé, la précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

On distingue différentes possibilités de post-tension :

- Par câbles ou fils adhérents.
- Par câbles glissant dans des conduits (gaine métallique, gaine plastique, tubes métallique).

2. Dimensionnement de la précontrainte :

2.1. Le calcul de la précontrainte :

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P1 et P2 selon que la section est sous critiques (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ou sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est le maximum « P sous » et « P sur ».

La classe de précontrainte est la classe II.

2.1.1. Section sous critique :

$$P_{\text{sous}} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{s}{h} (\sigma'_{ti} \cdot V_s + \sigma'_{ts} \cdot V_i)$$

Avec :

$$\Delta M = M_{\text{max}} - M_{\text{min}} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$$

M_{max} : Moment dû à la charge permanente plus la surcharge.

$M_{\text{min}} = M_G$: Moment dû à la charge permanente.

M_Q : Moment dû à la surcharge.

ρ : Rendement géométrique.

S : Section de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

• **Contraintes admissibles :**

$$\bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 35 = \mathbf{21 \text{ MPa.}}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = 0.5 f_{c28} = 0.5 * 35 = 17.5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06 f_{c28}) = -2.7 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa.}$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La section la plus sollicitée est la section **médiane (poutre+dalle)**.

La poutre la plus sollicitée sous l'effet de la surcharge B_c est **la poutre 7**.

Les valeurs des moments sous la combinaison **ELS3 EX** sont :

$$\begin{cases} M_{\max} = 6.637 \text{ MN.m} \\ M_{\min} = 4.848 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$S = 0.8858 \text{ m}^2; I = 0.2729 \text{ m}^4; V_i = 1.1730 \text{ m}; V_s = 0.577 \text{ m}; h = 1.75 \text{ m.}$$

$$\rho = I / (S \cdot V' \cdot V) = 0.4553$$

$$P_{\text{sous}} = \frac{2.739}{0.4553 * 1.75} + \frac{0.8858}{1.75} ((-2.7) * 0.577 + (-4.05) * 1.1730)$$

$$\Rightarrow P_{\text{sous}} = 0.2444 \text{ MN.}$$

2.1.2. Section sur critique :

$$P_{\text{sur}} = \frac{M_{\max} + \rho S V \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Avec :

d' : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure.

$$d' = h - 0.9 h = 0.2 \text{ cm.}$$

$$P_{\text{sur}} = \frac{6.637 + 0.4553 * 0.8858 * 0.577 * (-2.7)}{0.4553 * 0.577 + (1.1730 - 0.2)}$$

$$\Rightarrow P_{\text{sur}} = 4.6825 \text{ MN.}$$

$$P = \max (P_{\text{sous}} ; P_{\text{sur}})$$

On prend $P = 4.68 \text{ MN}$.

Donc la section est sur critique.

- L'excentricité « e_0 » :

$$e_0 = - (V' - d') = - 0.973 \text{ m}$$

2.1.3. Détermination du nombre de câbles :

Fixons à priori l'intensité des pertes (ΔP) à **25%** de la tension initial P_0 , en tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P}{0,98 - 1,2 \frac{\Delta P}{P_0}}$$

Avec : $\Delta P = 0,25P_0$

donc : $P_0 = 6.93 \text{ MN}$.

- Nombre de câble :

$$n = \frac{P_0}{P}$$

Avec :

P : Précontrainte développées pour un câble $P = \sigma_{P_0} \cdot A_p$

σ_{P_0} : Contrainte à l'origine $\sigma_{P_0} = \min(0,8f_{\text{prg}}, 0,9f_{\text{peg}})$

f_{peg} : Contrainte garantie à la ruine.

f_{prg} : Contrainte garantie élastique.

Dans notre projet, nous avons choisi le type d'acier 12T15 à T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance III, dont ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\text{peg}} = 1623 \text{ MPa.} \\ f_{\text{prg}} = 1814 \text{ MPa.} \\ A_p = 1668 \text{ mm}^2. \end{array} \right. \quad \text{Donc : } \sigma_{P_0} = 1451.2 \text{ MPa.}$$

$$P = 1451.2 \times 1668 \times 10^{-6} = 2.42 \text{ MPa.}$$

$$n = \frac{P_0}{P} = \frac{7.15}{2.42} \quad \Longrightarrow \quad n = 2.95$$

On prend le nombre des câbles est égale à 3.

- **La nouvelle valeur de la précontrainte :**

$$P_0 = n \times P \quad \Longrightarrow \quad P_0 = 3 \times 2.42 \quad \Longrightarrow \quad P_0 = 7.26 \text{ MPa.}$$

Résumé :

Tableau 3-1 : Récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte $P_{\max} = P_{\text{sur}}$ (MN)	L'excentricité « e_0 »	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P_0 (MN)
4.86	-0.975	3 (12T15)	7.26

2.2. Vérification à l'ELS :

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$\begin{cases} P_1 = 1.02P_0 - 0.80\Delta P \\ P_2 = 0.98P_0 - 1.20\Delta P \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_1 = 1.02 (7.26) - 0.80 (0.25 \times 7.26) \\ P_2 = 0.98 (7.26) - 1.20 (0.25 \times 7.26) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_1 = 5.95 \text{ MN.} \\ P_2 = 4.94 \text{ MN.} \end{cases}$$

➤ **Vérification sous combinaison :**

- Quasi-permanente : P+G
- Fréquente : P+G+0.72Q
- Rare : P+G+1.2Q

✓ **Combinaison Quasi-permanente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} > \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa.} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} < \overline{\sigma}_{ci} = 17.5 \text{ MPa.} \end{cases}$$

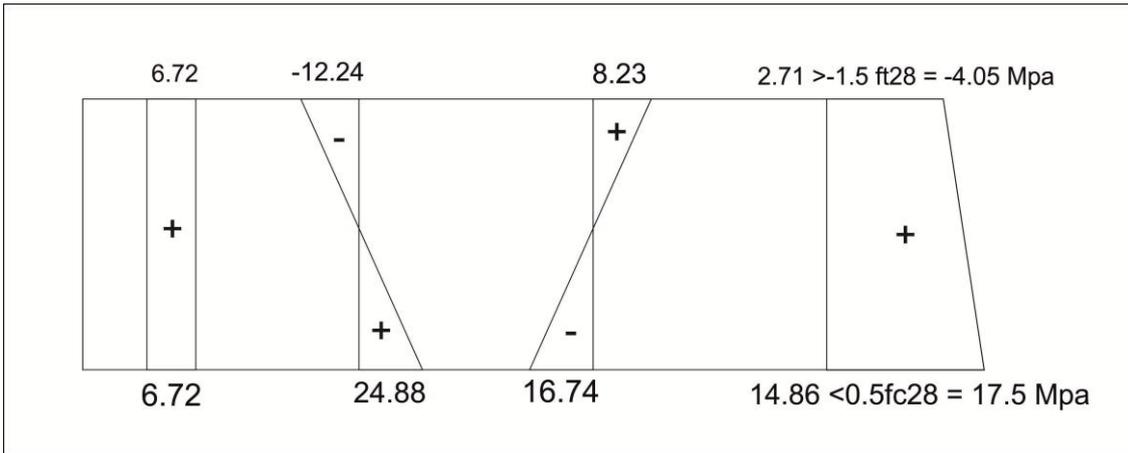


Figure 3-1 : Diagramme de la combinaison quasi permanente de P1

Tableau 3-2 : combinaison quasi permanent de P1

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
P1			
P1/S	P1*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	
6,72070445	-12,2431	8,23893183	2,716508334
P1/S	P1*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	
6,72070445	-24,8894	16,749163	14,86095062

- Sous P₁ :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.71 \text{ MPa.} > \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 14.86 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{cl} = 17.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

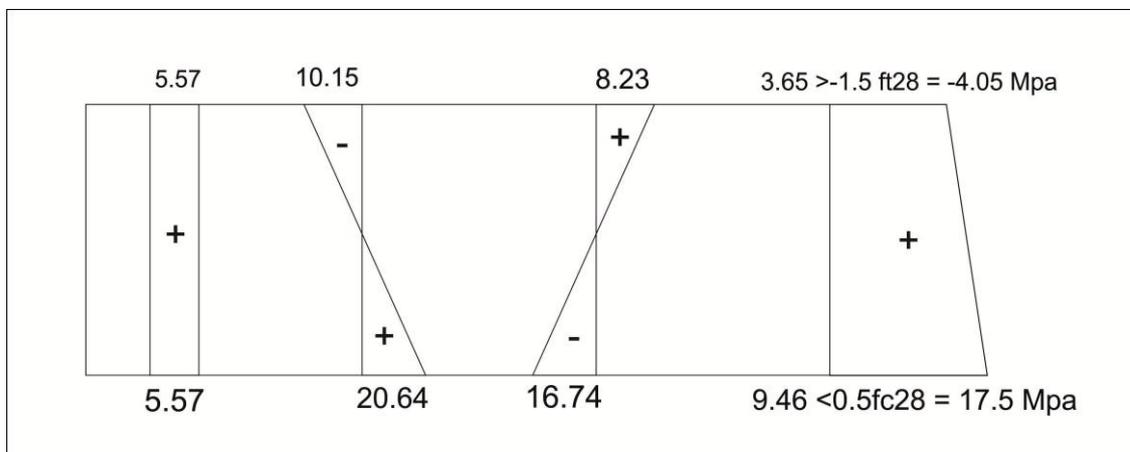


Figure 3-2 : Diagramme de la combinaison quasi permanente de P2

Tableau 3-3 : combinaison quasi permanent de P2

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
P2			
P2/S	P2*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	
5,5732671	-10,15284	8,238931829	3,659361126
P2/S	P2*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	
5,5732671	-20,64	16,74916297	9,464101959

- Sous P₂ :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3.65 \text{ MPa.} > \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 9.46 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{cl} = 17.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ **Combinaison Fréquente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} + \frac{0.72 M_Q \cdot V}{I} > \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa.} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} - \frac{0.72 M_Q \cdot V'}{I} < \overline{\sigma}_{cl} = 17.5 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

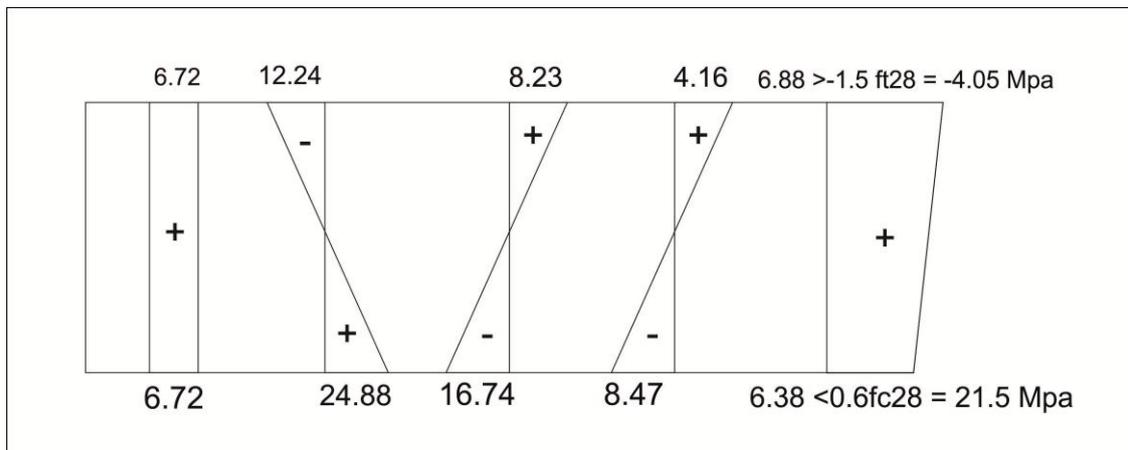


Figure 3-3 : Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P1

Tableau 3-4 : combinaison fréquente de P1

COMBIAISON FREQUENTEE:				
P1				
P1/S	P1*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	0,72Mq*Vs/I	
6,72070445	-12,2431	8,23893183	4,168248507	6,884757
P1/S	P1*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	0,72Mq*Vi/I	
6,72070445	-24,8894	16,749163	8,473753031	6,387198

- Sous P₁ :

$$\left\{ \begin{array}{l} 6.88 \text{ MPa.} > \overline{\sigma_{ts}} = -4.05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 6.38 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{cl}} = 17.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

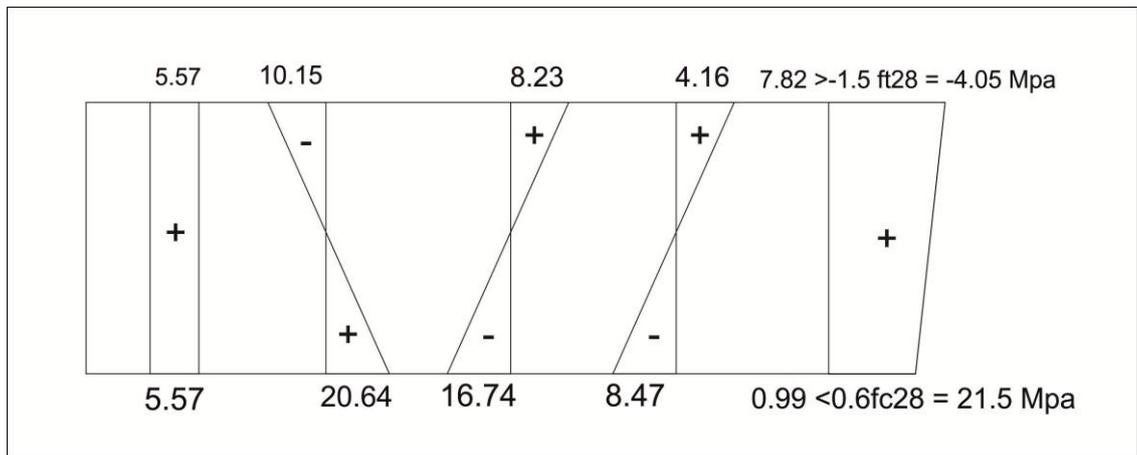


Figure 3-4 : Diagramme de la combinaison quasi fréquente de P2

Tableau 3-5 : Combinaison fréquente de P2

COMBIAISON FREQUENTEE:				
P2				
P2/S	P2*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	0,72Mq*Vs/I	
5,5732671	-10,15284	8,238931829	4,168248507	7,82761
P2/S	P2*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	0,72Mq*Vi/I	
5,5732671	-20,64	16,74916297	8,473753031	0,990349

- Sous P₂:

$$\left\{ \begin{array}{l} 7.82 \text{ MPa.} > \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 0.99 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{cl} = 17.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ **Combinaison Rare :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} + \frac{1.2 M_Q \cdot V}{I} > \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa.} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} - \frac{1.2 M_Q \cdot V'}{I} < \overline{\sigma}_{cl} = 17.5 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

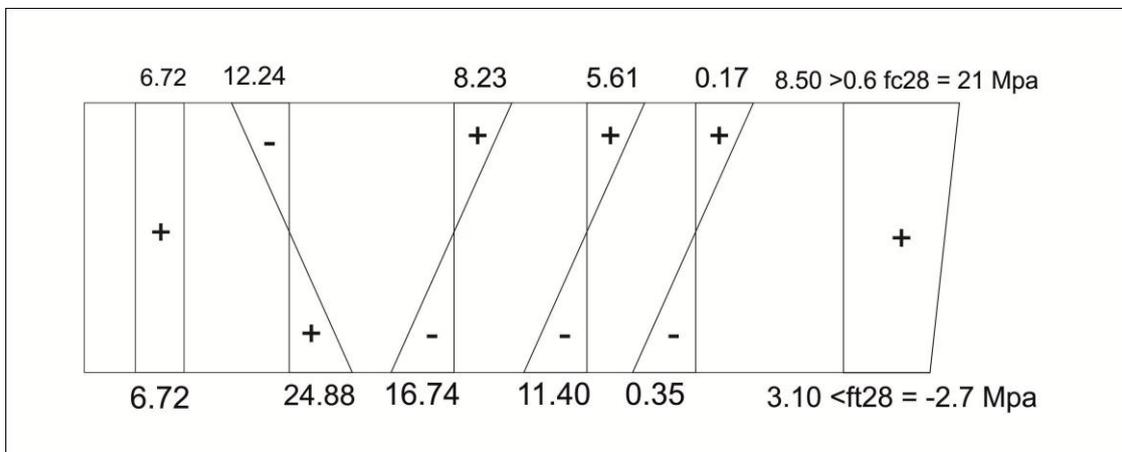


Figure 3-5 : Diagramme de la combinaison rare de P1

Tableau 3-6 : combinaison rare de P1

COMBIAISON RARE:					
P1					
P1/S	P1*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	1,2Mq*Vs/I		
6,7207044	12,243128	8,238932	5,61168907	0,173317704	8,501515
P1/S	P1*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	1,2Mq*Vi/I		
6,7207044	24,889409	16,74916	11,4081651	0,352342577	3,100443

- Sous P₁ :
 - 8.50 MPa. > $\overline{\sigma_{ts}} = - 4.05$ MPa.....condition vérifiée.
 - 3.10 MPa. < $\overline{\sigma_{ci}} = 17.5$ MPa.....condition vérifiée.

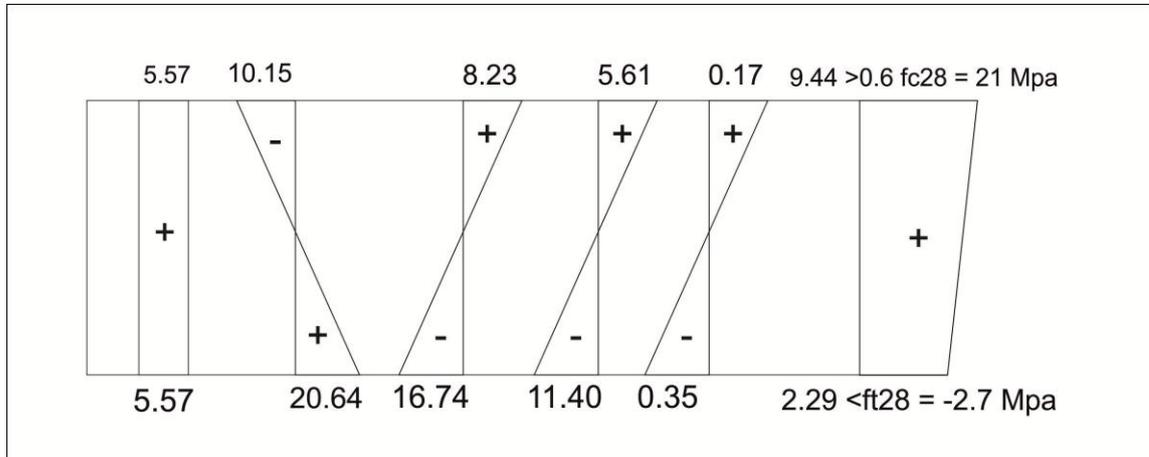


Figure 3-6 : Diagramme de la combinaison rare de P2

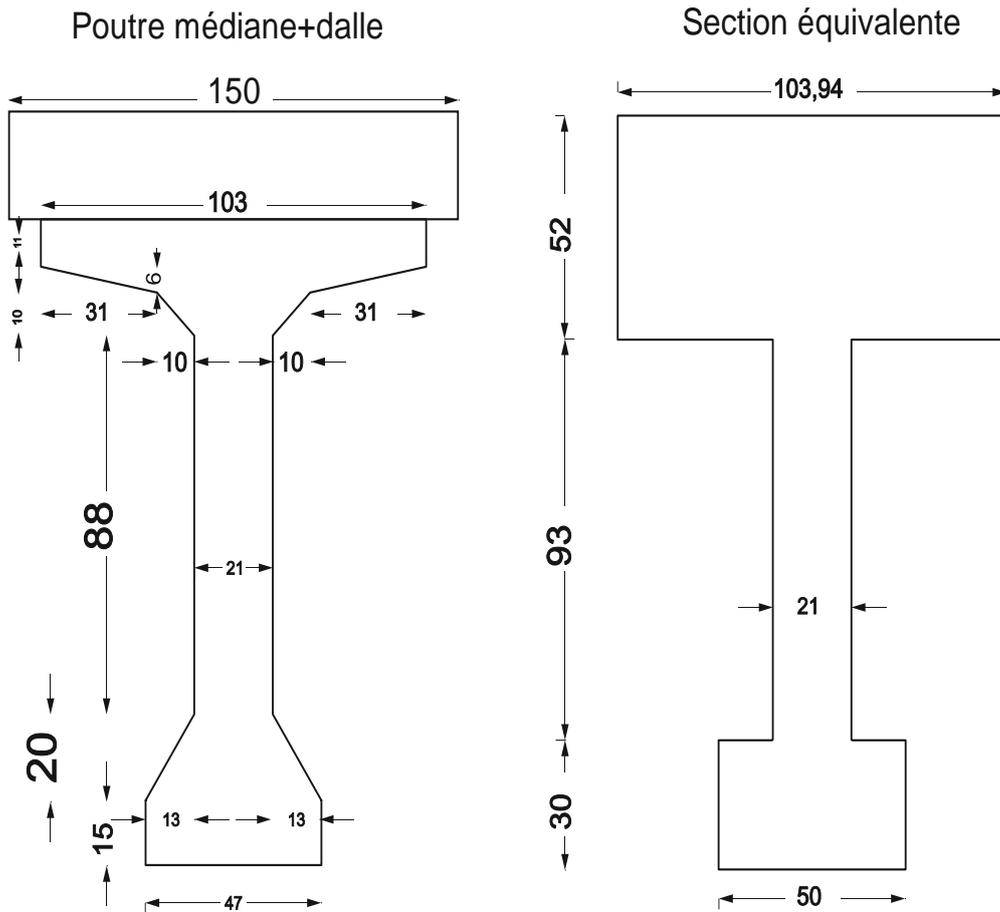
Tableau 3-7 : combinaison rare de P2

COMBIAISON RARE:					
P1		P2			
P2/S	P2*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	Mq*Vs/I		
5,5732671	-10,15284	8,238931829	5,611689073	0,173318	9,444368
P2/S	P2*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	1,2Mq*Vi/I		
5,5732671	-20,64	16,74916297	11,40816513	0,352343	-2,29641

- Sous P₂ :
 - 9.44 MPa. > $\overline{\sigma_{ts}} = - 4.05$ MPa.....condition vérifiée.
 - 2.29 MPa. < $\overline{\sigma_{ci}} = 17.5$ MPa.....condition vérifiée.

2.3. Vérification à l'ELU :

La vérification à l'ELU se fait pour une section médiane (poutre+dalle), nous avons pris pour le calcul une section équivalente.



- **Moment ultime :**

$$M_u = 8.972 \text{ MN.m.}$$

- **La contrainte du béton :**

$$\sigma_{bcu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bcu} = 19.83 \text{ MPa.}$$

- **Calcul du moment résistant :**

$$M_t = 0.8 \times b \times h_0 \times \sigma_{bcu} \left(d - \frac{0.8 \cdot h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.8 \times 1.5 \times 0.33 \times 19.83 \left(1.575 - \frac{0.8 \cdot 0.52}{2} \right)$$

$$M_t = 11.33 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 11.33 > M_u = 8.972 \quad \text{Donc : l'axe neutre est dans la table.}$$

Dans ce cas, on considère que :

$$M_n = M_u$$

La section de la poutre, une section rectangulaire (b x h).

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_n}{b * d^2 * \sigma_{bcu}}$$

Avec :

d : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieur.

b : La largeur de la section fictive (b = 1.8 m).

$$\mu_u = \frac{8.972}{1.5 * 1.575^2 * 19.83} \Rightarrow \mu_u = 0.121$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.161$$

$$\Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_b \frac{1 - \alpha}{\alpha}$$

ε_b : Raccourcissement du béton ($\varepsilon_b = 3.5\%$).

$$\Delta\varepsilon_3 = 18.23 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰} ; \text{ limitons } \Delta\varepsilon_3 = 10\%$$

• **Détermination de σ_1 et ε_1 :**

$$\sigma_1 = \frac{P_m}{A_p}$$

Avec :

P_m : Précontrainte moyenne.

A_p : Section totale des aciers actifs.

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} \Rightarrow P_m = 5.44 \text{ MN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{5.44}{3 * 1668 * 10^{-6}} \Rightarrow \sigma_1 = 1087.13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_1 = 1087.13 \text{ MPa} < \sigma_{p0} = 1423.8 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1087.13}{1.90 * 10^5} \Rightarrow \varepsilon_1 = 5.71 \text{ ‰.}$$

• **Détermination de σ_2 et ε_2 :**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c$$

σ_c : La contrainte du béton au niveau du câble.

$$\sigma_c = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m * e^2}{I} - \frac{M_G * e}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{5.44}{0.8858} + \frac{5.44 * 0.973^2}{0.272} - \frac{3.898 * 0.973}{0.272} \Rightarrow \sigma_c = 11.13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c \Rightarrow \sigma_2 = 1087.13 + 5(11.13)$$

$\sigma_2 = 1142.78 \text{ MPa} < \sigma_{p_0} = 1423.8 \text{ MPa} \Rightarrow$ Domaine élastique.

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1142.78}{1.90 \cdot 10^5} \Rightarrow \varepsilon_2 = 6.01 \text{ ‰}.$$

- **Détermination de σ_3 et ε_3 :**

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3.$$

$$\varepsilon_3 = 6.01 + 10 = 16.03 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰}. \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

Par approximation on a : $\sigma_3 = 3043.85 \text{ MPa}$.

- **Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :**

$$A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3}$$

Avec :

$$F_b = 0.8 \times \alpha \times b_0 \times d \times \sigma_{bcu}$$

$$F_b = 0.8 \times 0.161 \times 1.5 \times 1.575 \times 19.83 \Rightarrow F_b = 6.03 \text{ MN}.$$

$$A_p = 3 \times 1668 \times 10^{-6} = 5.004 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc } A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3} \Rightarrow 5.004 \times 10^{-3} \geq 1.98 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.4. Tracée des câbles de la précontrainte :

2.4.1. Plan de câblage dans la zone d'about :

En utilisant le document « **FRESSINET INTERNATIONAL** », le tracé s'effectue de la manière suivante :

2.4.2. Equations des câbles :

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passe par le milieu de la poutre.

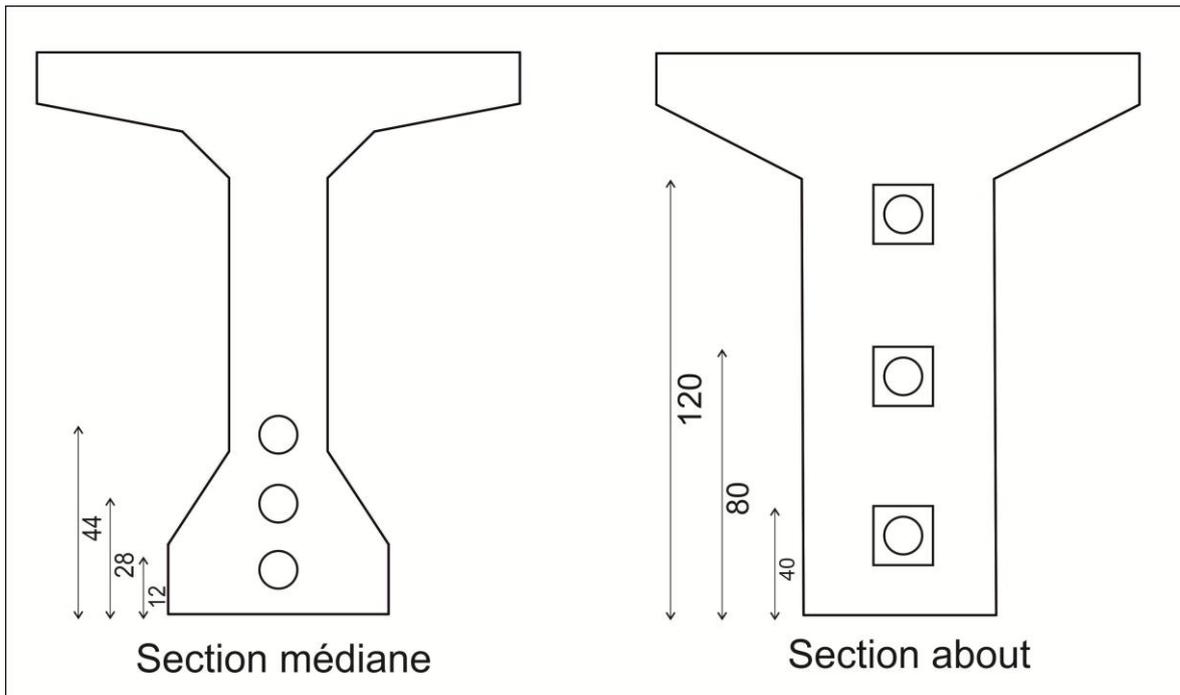


Figure 3-7 : L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre

L'équation des câbles serait alors de la forme : $y = ax^2 + b$

$$1^{\text{er}} \text{ câble} \begin{cases} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow y = b = 0.12 \\ \text{Pour } x = L/2 = 16.7 \text{ m} \Rightarrow y = 1.54 = a * (16.7)^2 + 0.12 \Rightarrow a = 0.001 \end{cases}$$

Câble 01 $\Rightarrow y_1 = 0.001x^2 + 0.12$

De même les équations des autres câbles seraient donc :

Câble 02 $\Rightarrow y_2 = 0.00186x^2 + 0.28$

Câble 03 $\Rightarrow y_3 = 0.00272x^2 + 0.44$

Tableau 3-8 : Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure

	0	4,175	8,35	12,525	16,7
1er câble	0,12	0,137431	0,189723	0,276876	0,39889
2ème câble	0,28	0,312421	0,409684	0,571789	0,798735
3ème câble	0,44	0,487411	0,629645	0,866702	1,198581

2.5. Les pertes de la précontrainte :

Pour éviter toute rupture de la poutre au cours du temps, nous sommes obligés d'estimer les différentes pertes qui peuvent exister.

Nous avons deux catégories de pertes :

2.5.1. Les Pertes instantanées :

Dans le cas de la post tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

2.5.1.1. Les pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{P0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur par la relation :

$$\sigma_{Pfr}(x) = \sigma_{P0} * e^{-(f\alpha_1 + \rho x)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{P0} - \sigma_{Pfr}(x)$$

- **e** : La base de logarithmes népériens.
- **σ_{P0}** : La tension à l'origine
- **f** : Coefficient de frottement en courbe rd⁻¹.
- **α_1** : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).
- **ρ** : Coefficient de frottement en ligne (m⁻¹).
- **x** : La distance de la section considérée (m).

Pour cette vérification on prend le câble moyen (câble 02).

$$y = 0.00186x^2 + 0.28$$

$$\alpha_1 = 0.00372x$$

D'après le tableau qui donne les valeurs numériques des coefficients en fonction de la nature des armatures on a :

$$\begin{cases} f = 0,16 \\ \rho = 0,002 \\ \sigma_{P_0} = 1451.2 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Tableau 3-9 : Valeurs numériques des coefficients « f » et « α »

x(m)	0	8,35	16,7	25,05	33,4
Y(m)	0,8	0,41	0,28	0,41	0,8
α (rd)	0	0,031062	0,062124	0,093186	0,124248
tg α	0	0,031	0,0622	0,0934	0,1248

Tableau 3-10 : Pertes dues au frottement

σ_P	1451,2	1419,225	1387,904	1357,275	1327,273
σ_{P_0}	0	31,97521	63,29585	93,92529	123,9266

2.5.1.2. Les pertes de tension par recul d'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

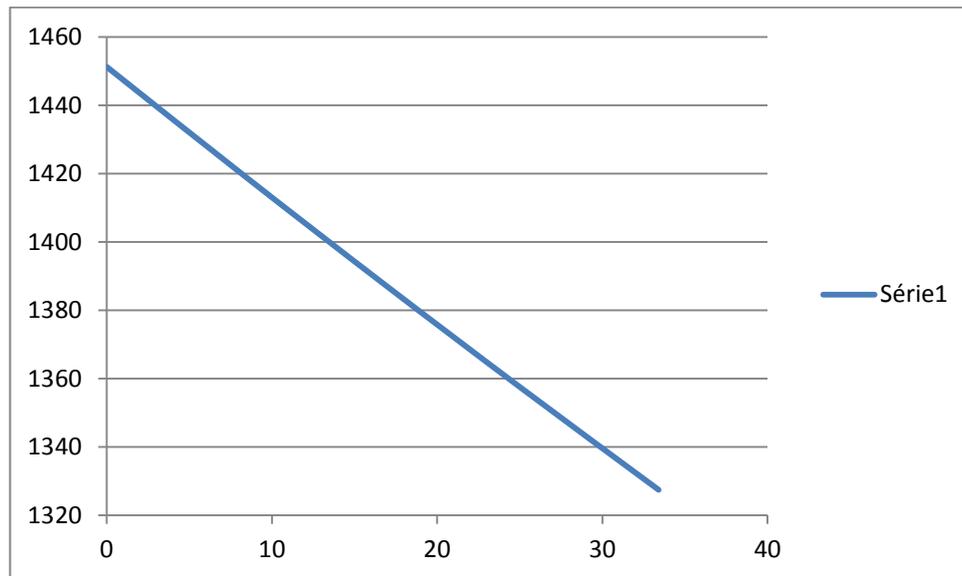


Figure 3-8 : Tension le long du câble

$$\text{Pour } x = L/4 = 8.35 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 266.94.$$

$$\text{Pour } x = L/2 = 16.7 \text{ m} \Rightarrow A_2 = 1056.108..$$

$$g * E_p = 0.005 * 1.95 * 10^5 = 950 \text{ MPa.}$$

$$A_1 \leq g * E_p \leq A_2 \Rightarrow \text{l'effet de recul d'ancrage se fait sentir entre } L/4 \text{ et } L/2$$

$$\Rightarrow 8.35 \leq d \leq 16.7 \text{ m}$$

$$d = \sqrt{\frac{g * E_p * L_{AB}}{\Delta \sigma_{AB}}} = \sqrt{\frac{950 * 16.7}{1451.2 - 1387.904}} = 15.83 \text{ m}$$

$$d < \frac{L}{2} = 16.7 \text{ m} \Rightarrow \text{On tire les câbles des deux extrémités.}$$

$$\frac{\sigma_{P0} - \sigma_P(d)}{d} = \frac{\sigma_{P0} - \sigma_P(16.7)}{16.7} \Rightarrow \sigma_P(d) = 1391.20 \text{ MPa}$$

Tableau 3-11: Perte due au glissement

X(m)	0	8.35	15.83	16.7	17.52	25.05	33.4
$\sigma_{pfr}(x)$	1451.2	1419.26	1391.2	1388.04	1391.2	1419.26	1451.2
$\sigma_{Pg}(x)$	1331.2	1363.2	1391.2	1388.04	1391.2	1363.2	1331.2
$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_{pfr}(x) - \sigma_{Pg}(x)$	120	56	0	0	0	56	120

• **Détermination de l'excentricité « e_p »**

Pour les calculs on utilise les sections nettes :

Tableau 3-12 : Les caractéristiques géométrique nettes des sections

x	B(m ²)	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	e _p (m)
0	1.00757	1.127	0.623	0.2986	0.327
L/4 = 8.35	0.87072	1.187	0.566	0.2661	0.777
L/2 = 16.7	0.87072	1.189	0.561	0.2605	0.909
3L/4 = 25.05	0.87072	1.187	0.566	0.2661	0.777
L = 33.4	1.00757	1.127	0.623	0.2986	0.327

$$e_p = v^2 - y$$

2.5.1.3. Les pertes de tension par déformations du béton :

• **Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ »**

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ij}} * \sigma_b = \frac{3-1}{6} * \frac{1.90 * 10^5}{11000 * \sqrt[3]{f_{c28}}} \sigma_b = 1.76\sigma_b$$

Ces pertes dues au non simultanété de la mise en tension des câbles.

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P * e_p^2}{I} - \frac{M_g * e_p}{I}$$

$$P = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_f)$$

Tableau 3-13 : Les pertes dues à la déformation du béton + raccourcissement élastique

X	0	8.35	16.7	25.05	33.4
P	6.661325	6.981581	7.261805	6.981581	6.661325
E _p	0.327	0.777	0.909	0.777	0.327
M _g	0	2.92374	3.89852	2.92374	0
I	0.2986	0.2661	0.2605	0.2661	0.2986
B	1.00757	0.87072	0.87072	0.87072	1.00757
$\sigma_b(x)$	8.996705	15.32083	17.77008	15.32083	8.996705
$\Delta\sigma_{el}$	15.8342	26.96465	31.27535	26.96465	15.8342

- **Les pertes instantanées**

- **Tableau 3-14 : Les pertes instantanées**

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
$\Delta\sigma_{fr}$	0	31,97	63,24	31,97	0
$\Delta\sigma_g$	120	56	0	56	120
$\Delta\sigma_{el}$	15,855	26,964	31,275	26,964	15,855
$\Delta\sigma_i$	135,855	114,934	94,515	114,934	135,855
$\Delta\sigma_i/\sigma_{p0}(\%)$	9.36	7.91	6.51	7.91	9.36

2.5.2. Les Pertes différées :

Elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton au cours du temps et comprennent :

2.5.2.1. Pertes par retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps ; dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. La valeur de la perte de précontrainte vaut :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r * [1 - r(j)] * E_p$$

Avec :

ε_r : Le raccourcissement d'une poutre, la valeur est prise par le BPEL en fonction du climat $\varepsilon_r = 2.5 \cdot 10^{-4}$

$$r(j) = \frac{j}{1+9*r_m} \quad \text{avec :}$$

j : Age du béton à la date de la mise en tension.

r_m : Rayon moyen de la pièce en cm.

- **Détermination de r_m :**

$$r_m = \frac{\text{Section}_{brute}}{\text{perimètre}} = \frac{5108}{517.12} = 9.87 \text{ cm.}$$

$$r(28) = \frac{28}{28+9*r_m} = 0.23.$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2.5 * 10^{-4} * [1 - 0.23] * 1.90 * 10^5$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{ret} = 36.57 \text{ MPa.}$$

2.5.2.2. Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

A la relaxation normale « RN »

Très basse relaxation « TBR »

Compte tenue de faible différence des couts existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible fait choisir en général « TBR »

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en pourcentage

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (u - u_0) * \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

σ_{pi} : La tension initial de l'acier c.-à-d. après perte instantané

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

$$u = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} \quad \text{avec} \quad f_{prg} = 1814 \text{ Mpa}$$

u_0 : Un coefficient pris égal à 0.43 pour TBR

Tableau 3-15 : Perte due à la relaxation des aciers

X	0	8,35	16,7	25,05	33,4
σ_{pi}	1315,345	1336,266	1356,685	1336.266	1315.345
u	0,725107	0,736641	0,747897	0.736641	0.725107
$\Delta\sigma_{rel}$	58,22523	61,46301	64,6929	61.46301	58.22523

2.5.2.3. Pertes dus aux fluages du béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, on constate que la déformation totale augmente et atteint trois fois la déformation instantanée.

Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques de la section homogénéisée (poutre + dalle), soit après injection du coulis de ciment

$$B_h = B_n + N * (n_p * A_p).$$

$$n_p = 15$$

Tableau 3-16 : Les caractéristiques géométriques de la section homogénéisée (poutre + dalle)

X(m)	B(m ²)	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	ep(m)
0	1.03124	1.118	0.632	0.3038	0.318
8.35	0.88774	1.164	0.586	0.2787	0.754
16.7	0.88774	1.162	0.588	0.2808	0.882
25.05	0.88774	1.164	0.586	0.2787	0.754
33.4	1.03124	1.118	0.632	0.3038	0.318

$$\Delta\sigma_{\text{fluage}} = (\sigma_{\text{bm}}(x) + \sigma_{\text{bf}}(x)) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_{\text{bm}} = \frac{Pm}{S} + \frac{Pm * e_p^2}{I} - \frac{M_g * e_p}{I}$$

$$\sigma_{\text{bf}} = \frac{Pf}{S} + \frac{Pf * e_p^2}{I} - \frac{M_g * e_p}{I}$$

$$Pm = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x))$$

$$Pf = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{rel}(x) - \Delta\sigma_r(x))$$

Tableau 3-17 : Pertes dus aux fluages du béton

$\Delta\sigma_{pi}$	135.555	114.934	94.515	114.934	135.855
Pm	6.58	6.686675	6.788852	6.686675	6.58
σ_{bm}	8.57	13.26236	14.20972	13.26236	8.57
Pf	6.10	6.196118	6.282132	6.196118	6.10
σ_{bf}	7.95	11.70908	12.23512	11.70908	7.95
$\Delta\sigma_{fl}$	87.305	131.867	139.6476	131.867	87.305

Tableau 3-18 : Les pertes différées

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_r$	36.57	36.57	36.57	36.57	36.57
$\Delta\sigma_{rel}$	58.22523	61.46301	64.6929	61.46301	58.22523
$\Delta\sigma_{fl}$	87.3	131.867	139.6476	131.867	87.3
$\Delta\sigma_d$	182.0952	229.9	240.9105	229.9	182.0952

Tableau 3-19 : Récapitulatif des pertes (MPa)

	0	L/4	L/2	3L/4	L
$\Delta\sigma_d$	182.0952	229.9	240.9105	229.9	.0952
$\Delta\sigma_i$	135,855	114,934	94,515	114.934	135.855
$\Delta\sigma$ = $\Delta\sigma_i$ + $\Delta\sigma_d$	317.9502	344.834	335.4255	344.834	317.9502
$\Delta\sigma(\%)$	21.90	23.76	23.11	23.76	21.90

2.5.3. Vérification de la flexion à mi-travée :

La vérification est effectuée à mi-travée, point critique en flexion. On vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant deux phases :

- **Phase 1 :**

A la mise en tension, en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50%.

Le **B.P.E.L** donne :

$P_m = P_0 - \Delta P_i$; dans cette phase, on considère que les pertes instantanées.

Tableau 3-20 : Calcul de la force de la précontrainte moyenne

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
σ_{po}	1451.2	1451.2	1451.2	1451.2	1451.2
$\Delta\sigma_i$	135.855	114.934	94.515	114.934	135.855
Pm	6.581986	6.686675	6.788852	6.686675	6.581986
Pm(%)	3.290993	3.343338	3.394426	3.343338	3.290993

- **Phase 2 :**

Cette étape commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure, dans cette phase, on considère les pertes instantanées et différées.

En service :

Tableau 3-21 : Détermination des forces de précontrainte

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_i$	135.855	114.934	94.515	114.934	135.855
$\Delta\sigma_r$	36.57	36.57	36.57	36.57	36.57
$\Delta\sigma_{rel}$	58.22523	61.46301	64.6929	61.46301	58.22523
$\Delta\sigma_{fl}$	87.3	131.867	139.6476	131.867	87.3
Δ_p	1.542463	1.674289	1.624515	1.674289	1.542463
p0	7.26	7.26	7.26	7.26	7.26
P1	6.17123	6.065769	6.105588	6.065769	6.17123
P2	5.263844	5.105653	5.165382	5.105653	5.263844

La vérification des contraintes est satisfaisante cependant nous récapitulons le cas de la section médiane $x=L/2 = 16.70$ est la plus défavorable

Tableau 3-22 : Vérification de la combinaison quasi permanente de P1

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
P1			
P1/S	P1*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	
6.8776759	11.27655	8.16247863	3.763603153
P1/S	P1*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	
6.8776759	22.28461	16.1306125	13.03167679

Tableau 3-23 : Vérification de la combinaison quasi permanente de P2

COMBIAISON QUASI PERMANANTE:			
P2			
P2/S	P2*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	
5.818575	9.5400632	8.1624786	23.521117
P2/S	P2*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	
5.818575	18.852982	16.130613	-29.16502

Tableau 3-24 : Vérification de la combinaison fréquente de P1

COMBIAISON FREQUENTEE:					
P1					
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$	$0,72 M_q \cdot V_s / I$		
6.8776759	11.27655	8.16247863	4.129569231	30.44628	
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$	$0,72 M_q \cdot V_i / I$		
6.8776759	22.28461	16.1306125	8.160815385	-39.6984	

Tableau 3-25 : Vérification de la combinaison fréquente de P2

COMBIAISON FREQUENTEE:					
P2					
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$	$0,72 M_q \cdot V_s / I$		
5.8185753	9.5400632	8.162478632	4.129569231	27.65069	
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$	$0,72 M_q \cdot V_i / I$		
5.8185753	18.852982	16.13061254	8.160815385	-37.3258	

Tableau 3-26 : Vérification de la combinaison rare de P1

COMBIAISON RARE:					
P1					
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$	$1,2 M_q \cdot V_s / I$	$Q \cdot V_s / I$	
6.8776759	11.2765514	8.162479	5.61168907	0.173317704	9.54861
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$	$1,2 M_q \cdot V_i / I$	$Q \cdot V_i / I$	
6.8776759	22.2846134	16.13061	11.4081651	0.339330484	1.962842

Tableau 3-27 : Vérification de la combinaison rare de P2

COMBINAISON RARE:					
P2					
P2/S	P2*e*Vs/I	Mmin*Vs/I	Mq*Vs/I	Q*Vs/I	
5.8185753	9.5400632	8.162478632	5.559615385	0.171709	10.17232
P2/S	P2*e*Vi/I	Mmin*Vi/I	1,2Mq*Vi/I	Q*Vi/I	
5.8185753	18.852982	16.13061254	10.98685897	0.33933	-2.78524

Tableau 3-28 : Récapitulatif des résultats des combinaisons

		combinaison quasi-permanante	combinaison fréquente	combinaison rare
P1	Fs	3.76	7.89	9.54
	Fi	13.03	4.87	1.96
P2	Fs	4.44	8.57	10.17
	Fi	8.54	0.38	-2.78

3. Ferrailage de la poutre :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance feE500

3.1. Armature de peau :

3.1.1. Sens longitudinal :

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

On prend $3\text{T}12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$.

3.1.2. Sens transversal :

On dispose $2\text{cm}^2/\text{m}$ comme ferrailage.

On propose : cadre de $4\text{T}14 = 6.16 \text{ cm}^2$ avec espacement de 15 cm.

3.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Dans notre cas nous n'avons pas de traction, donc pas d'armature passive mais nous disposerons quand même une section minimale de **0.5%** de la section du béton.

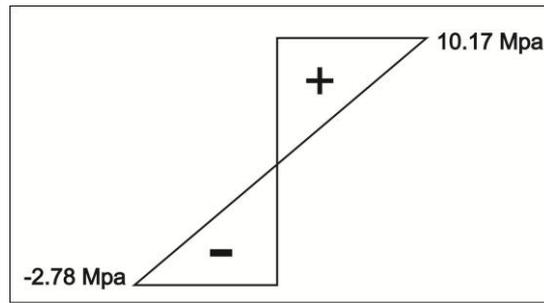


Figure 3-9 : diagrammes des contraintes sous « P2 » (combinaison rare)

$$\text{Soit : } A_{st} = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} * f_{tj}}{f_e * \sigma_{bt}}$$

$$\sigma_s = 10.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = -2.78 \text{ Mpa}$$

$$2.78/y = 10.17/h-y$$

$$Y = 0.37 \text{ m} < 0.47 \text{ m}$$

$$B_t = 0.1427 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = 1/2 * \sigma_i * B_t = 0.1983 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.1427}{1000} + \frac{0.1983 * 2.7}{500 * 2.78} = 5.27 \text{ cm}^2$$

3.3. Vérification de l'effort tranchant :

3.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

3.3.1.1. Contrainte de cisaillement :

Pour une section homogène, le cisaillement en un point de cote « y » est donné par la formule :

$$\tau = \frac{V_r}{b_n * z}$$

Avec :

V_r : L'effort tranchant réduit ;

I_0 : Le moment d'inertie total de la section / à son CDG ;

$S(y)$: Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au dessus de l'ordonnée « y ».

$b(y)$: La largeur de la section à l'ordonnée « y ».

$$b_n = b_0 - 1/2 * 0.08 = 0.47 - 0.5 * 0.08 = 0.43 \text{ m}$$

$$z = I/S = 0.3038 / (0.6034 * 0.398) = 1.26 \text{ m}$$

- **L'effort tranchant réduit :**

$$V_r = V - P \sin \alpha.$$

On travaille sur la poutre la plus défavorable.

- **L'inclinaison « α » du câble moyen n°2 :**

$$Y = a \cdot x^2$$

On prend : $x = 16.7\text{m}$

Y : l'ordonnée du câble moyen en about

$$a = y/x^2 = 0.8/16.7^2 = 2.86 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{donc : } \alpha = y' = 2 \cdot a \cdot x = 2 \cdot 2.86 \cdot 10^{-3} \cdot 16.7 = 5.45^\circ$$

$$V = V_{\text{max}} \text{ en ELS} = 0.878$$

$$P(x=0) = 0.5 (1.02 P_0 - 0.8 \Delta p_i)$$

$$\Delta p_i = (\Delta \sigma_i / \sigma_{p0}) \cdot p_0 = 135.855/1451.2 \cdot (7.26) = 0.67 \text{ Mn}$$

$$P = 0.5 (1.02 (7.26) - 0.8 (0.67)) = 3.43 \text{ MN}$$

$$V_r = 0.878 - 3.43 \sin (5.45^\circ) = 0.38 \text{ MN}$$

$$\tau(y) = \tau(0) = \frac{0.38}{0.43 \cdot 1.26} = 0.70 \text{ Mpa}$$

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)}$$

$$\tau_2 = \sqrt{0.4 \cdot (\frac{f_{tj}}{f_{cj}}) \cdot (0.6 f_{cj} - \sigma_x)}$$

σ_x : Contrainte normale longitudinale

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B} + \frac{(P \cdot e_p + M)y}{I}$$

Au niveau du centre de gravité G : $\sigma_x(0) = P/B$

B : la section brute d'about (poutre + dalle)

P : la précontrainte en service (on considère les pertes instantanées et différées dans cette phase)

- **Calcul du cisaillement à l'ELS :**

La détermination de l'état de contrainte est faite au niveau du centre de gravité de la section homogène d'about (poutre + dalle).

✓ **Contrainte normale longitudinale :**

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B} + (P \cdot e_p + M) \cdot \frac{V}{I}$$

La contrainte de compression au centre de gravité du béton vaut : $\sigma_x = \sigma_g = \frac{P}{B}$

$$P = 0.98 p_0 - 1.2 \Delta p$$

$$\Delta p = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{p0}} * p_0 = 317.9502 / 1451.2 * 7.26 = 1.59 \text{ Mpa.}$$

$$P = 0.98 (7.26) - 1.2 (1.59) = 5.20 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_x(0) = \frac{5.20}{1.03124} = 5.04 \text{ Mpa.}$$

• **Méthode pratique de justification :**

La vérification de la contrainte de cisaillement s'écrit :

$$\tau \leq \text{Min}(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$$

Avec :

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4 * 2.7 * (2.7 + \frac{2}{3} * 5.04)} = 2.55 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_2 = \sqrt{0.4 * \frac{2.7}{35} * (0.6 * 35 - 5.04)} = 0.71 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau(0) = 0.70 \text{ Mpa} \leq \text{Min}(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2) = 0.71 \text{ Mpa} \longrightarrow$ condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte de la compression :**

La condition qui doit vérifiée est : $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$.

$$\sigma_x = 5.04 \text{ Mpa} < 0.4 * 35 = 14 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul à l'ELU :**

$$\text{Il faut que : } \tau_u = \leq \frac{f_{cj}}{4 * \gamma_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_u = 1.187 \text{ MN.} \\ P = 5.20 \text{ MN.} \end{array} \right\}$$

$$V_{ru} = V_u - P \sin(5.45) = 0.451 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ru}}{b_n * z} = 0.451 / (0.43 * 1.26) = 0.830$$

$$\tau_u = 0.830 \text{ Mpa} \leq \frac{35}{4 * 1.5} = 5.83 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **L'inclinaison des bielles :**

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = \frac{2 * 0.830}{5.04} = 0.329$$

$$\beta_u = 9.11^\circ \Rightarrow \beta < 30^\circ$$

- **Détermination des armatures verticales :**

Les règles B.P.E.L précisent que β_u est bornée inférieurement à 30° .

$$\frac{A_t}{b_n * S_t} \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \geq (\tau_u - f_{tj}/3) \tan \beta_u$$

$$\frac{A_t}{0.43 * S_t} \cdot \frac{500}{1.15} \geq (0.830 - 2.7/3) 0.577$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq - 3.40 \cdot 10^{-5} \text{m.}$$

On adopte le ferrailage minimum :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \frac{b_n * \gamma_s}{f_c} = 0.4 \frac{0.43 * 1.15}{500}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3.95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend comme ferrailage **T14 = 6.16 cm²**.

L'espace maximum des cadres :

$$S_t \leq \text{Min} (0.8h; 3b_0; 1) = S_t \leq \text{min} (1.2; 1.41; 1) = 1 \text{ m.}$$

1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges est à transmettre ses derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé, ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restantes dans un même plan et les moments correspondants donnés par l'effort local (flexion locale).

2. Moment fléchissant :

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément Shell. La figure ci-dessus présente les valeurs des moments maximums obtenus dans le sens longitudinal en appuis.

Le tableau présente les valeurs des moments maximums et minimum dans les deux sens longitudinal et transversal et pour les deux combinaisons ELU et ELS

Tableau 4-1 : Récapitulatif des moments fléchissant max dans l'hourdis

	ELU(KN.m)	ELS(KN.m)
Moment transversal en travée (M22 T)	97.65	72.6
Moment longitudinal en travée (M11 T)	78.13	57.91
Moment transversal en appui (M22 a)	-106.97	-80.87
Moment longitudinal en appui (M11 a)	-85.60	-64.50

3. Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants trouvés sont les suivants :

- Longitudinalement $T = 300.73 \text{ KN}$
- Transversalement $T = 365.54 \text{ KN}$

4. Détermination des ferrailages :

4.1. Les données :

Béton dosé a 350 kg/m^3

$F_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$

Fissuration préjudiciable.

Acier a haute adhérence.

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela on prend la largeur $b = 1 \text{ m}$

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow f_{bc} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha)$$

$$d = 0.9 \cdot h \quad h = 0.225 \text{ m} \Leftrightarrow d = 0.225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{1.5} = \frac{500}{1.5} = 434.78 \text{ Mpa}$$

❖ En travée :

Tableau 4-2 : Ferraillage de l'hourdis en travée à l'ELU

	Sens transversal	Sens longitudinal
Mu(KN.m)	97.65	78.13
μ	0.09	0.07
α	0.12	0.10
Z(m)	0.21	0.21
As (cm ²)	10.52	8.32

$\Rightarrow \mu = 0.097 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures

❖ En appui :

Tableau 4-3 : ferraillage de l'hourdis en appui a l'ELU

	Sens transversal	Sens longitudinal
Mu(KN.m)	-106.97	-85.6
μ	0.10	0.08
α	0.14	0.11
Z(m)	0.21	0.21
As(cm ²)	11.59	9.16

$\Rightarrow \mu = 0.106 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures

• **ELS :**

Les conditions à vérifier sont :

✓ Détermination de la position de l'axe neutre (y)

$$bx^2/2 - 2 n Ast (d - x) = 0 \dots\dots\dots (Asc=0)$$

n: coefficient d'équivalence =15

x : la position de l'axe neutre en mètre

I : moment d'inertie en (m⁴)

η= 1.6 HA

$$bx^2 / 2 - 2n Ast (d - x) = 0$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast (d - x)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \cdot x < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms(d - x)}{I} < \sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; \eta 150)$$

Tableau 4-4 : ferrailage de l'hourdis en appui a l'ELS

	Longitudinal en travée	Longitudinal en appuis	Transversal en travée	Transversal en appui
Delta	2804402.25	2804402.25	3387099.24	3387099.24
X	6.86	6.86	7.39	7.39
X	0.06	0.06	0.07	0.07
I	3.68	3.68	4.12	4.12
σ _{st}	36.85	41.04	39.84	44.38
σ _{bc}	1.07	1.20	1.30	1.44
Ast	10.05	10.05	12.06	12.06
Ast	5T16	5T16	6T16	6T16
Esp	20	20	15	15

• **Condition de non fragilité :**

$$\frac{Ast}{b \cdot d} > \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} > \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = \frac{0.23 \cdot 2.7}{500} \cdot 1 \cdot 0.225 \cdot 10^4 = 2.8 \text{ cm}^4/\text{ml}$$

4.2. Résistance aux efforts tranchants :

4.2.1. Justification de béton :

On adopte des armatures droites avec $\alpha=90^\circ$

- **Transversalement**

$$T_u = 365.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot x_d} \quad \Leftrightarrow \quad \tau_u = \frac{365.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.624 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad \Leftrightarrow \quad \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.624 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section qu'on a adopté est bonne et puisque τ_u est trop faible donc ya pas une armature transversal.

- **Longitudinalement :**

$$T_u = 300.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot x_d} \quad \Leftrightarrow \quad \tau_u = \frac{300.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.336 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad \Leftrightarrow \quad \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.336 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4.3. Condition de non poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

- **Condition à vérifier :**

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28 jour.

h_r : Hauteur du revêtement

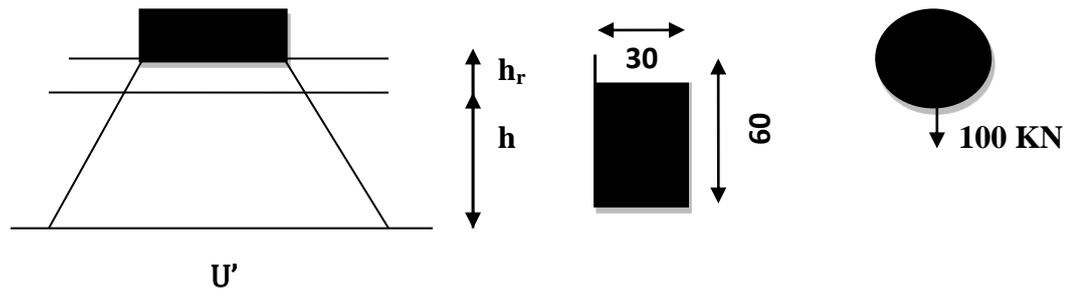


Figure 4-1 : La transmission de la charge « Br »

$$Q_u = 1.5 \delta_{br} \cdot Q \Leftrightarrow Q_u = 100 \text{ KN} = 10 \text{ t.}$$

$$U_c = 2(U' + V') \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} U' = U + h + 2 h_r & \Leftrightarrow U' = 30 + 25 + 2 \cdot 8 = 71 \text{ cm.} \\ V' = V + h + 2 h_r & \Leftrightarrow V' = 60 + 25 + 2 \cdot 8 = 101 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$U_c = 2(71 + 101) = 344 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 10 \text{ t} < 0.045 \times 3.44 \times 0.25 \times (3500/1.5) = 90.3 \text{ t.}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

5. Etude de la prédalle :

5.1. Introduction :

C'est une dalle préfabriquée servant de coffrage perdu pour la dalle (l'hourdis).

5.2. Dimensionnement :

On prend une section de : $(a \cdot b) = (0.60 \cdot 1.5)$.

On adopte comme épaisseur de la prédalle $e_p = 0.08 \text{ m}$.

La longueur de la prédalle on propose : 1.5 m .

On utilise pour le ferrailage des ronds lisses FeE 215 ($\sigma_{su} = 187 \text{ MPa}$).

5.3. Descentes des charges :

5.3.1. Charges permanentes :

✓ **Poids de la dalle :**

$$g_1 = 0.25 \times 25 \times 1 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

✓ **Poids de la prédalle :**

$$g_2 = 0.08 \times 25 \times 1 = 2 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge permanente $G = g_1 + g_2 = 8.25 \text{ KN/ml}$

5.3.2. Charge d'exploitation :

D'après le règlement **B.A.E.L** : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

5.4. Détermination des moments :

On suppose que la dalle est une poutre de 1 m de largeur appuyée sur les deux cotés.

$$M_g = (G \times L^2) / 8 = 8.25 \times 0.6^2 / 8 = 0.371 \text{ KN.m.}$$

$$M_q = (Q \times L^2) / 8 = 1 \times 0.6^2 / 8 = 0.045 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 1.35 M_g + 1.5 M_q \Leftrightarrow M_u = 0.56 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = M_g + M_q \Leftrightarrow M_s = 0.41 \text{ KN.m.}$$

5.5. Détermination du ferrailage :

Tableau 4-5 : Détermination du ferrailage

Mu(MN.m)	0.56 10 ⁻³
μ	0.00557828
α	0.006992407
Z(m)	0.224370683
As (cm ²)	0.574132716

$$\Rightarrow \mu = 0.0055 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow \text{Section à simple armatures}$$

La valeur de ferrailage est faible, donc on ferraille avec A_{\min}

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T12 = 4.52 cm².**

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = 0.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.054 * \frac{2.22}{500} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 4.52 > 0.55 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6. Etude de l'entretoise :

6.1. Introduction :

Les entretoises assurent des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur les appuis.

Le rôle des entretoises est de :

- Eviter le diversement des poutres lors du coulage de l'hourdis
- Elles sont indispensables pour se lever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis.

6.2. Calcul des réactions des poutres :

Les entretoises se calculent comme des poutres reposant sur appuis (vérins) chargées par les réactions des poutres. Il ne sera tenu compte que des charges dues au poids propre du tablier. Dans notre cas, on suppose pour le soulèvement (5 vérins).

Tableau 4-6 : Moment max de l'entretoise

	ELU	ELS
Moment maximum en travée	$M_t = 109.30 \text{ KN.m}$	$M_t = 81 \text{ KN.m}$
Moment maximum en appuis	$M_{app} = 428.60 \text{ KN.m}$	$M_{app} = 317.5 \text{ KN.m}$

6.3. Ferrailage :

Les résultats du ferrailage seront calculés par le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau 4-7 : Ferrailage de l'entretoise

	ELU			ELS	
Moment maximum en travée M_t	109.30	$A_{sc} = 0$	3T14	81	$\sigma_{bc} = 2.5 < 15 \text{ MPa}$
		$A_{st} = 2.94$			$\sigma_{st} = 175 < 400 \text{ MPa}$
Moment maximum en appuis M_{app}	428.60	$A_{sc} = 0$	3T14	317.5	$\sigma_{bc} = 6.43 < 15 \text{ MPa}$
		$A_{st} = 11.88$			$\sigma_{st} = 268 < 400 \text{ MPa}$

6.4. Armature transversale :

$$T_u = 503 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0.503}{0.35 \times 1.08} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.33 < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

1. Introduction :

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis.

Ils ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

En fonction des impératifs de construction, (ponts routiers, ponts rails,...), de la nature et de la grandeur des efforts à transmettre, il existe plusieurs types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous.

2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

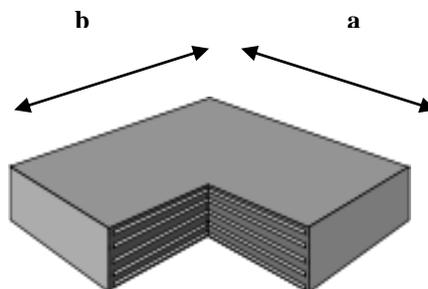


Figure 5-1 : Appareil d'appui en néoprène fretté

La désignation de l'appareil d'appuis est : $\mathbf{a \times b \times n(t+e)}$

\mathbf{n} : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.

\mathbf{t} : épaisseur d'une feuille élémentaire.

\mathbf{e} : épaisseur d'une frette intermédiaire.

\mathbf{a} : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

\mathbf{b} : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

3. Les variations linéaires du tablier :

Elles sont dues aux retraits, fluage et la température :

❖ Retraits (ΔL_r) :

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que 60% du retrait total sera effectué avant la pose des poutres.

$$\Delta L_r = \frac{100-60}{100} \cdot L \cdot \varepsilon_r \text{ avec } \begin{cases} L = 100.5 \text{ m (longueur du 1er tablier)} \\ L = 66.8 \text{ m (longueur du 2eme tablier)} \\ \varepsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ (déformation due au retrait)} \end{cases}$$

1^{er} tablier : $\Delta L_r = 10.05 \text{ mm}$.

❖ Fluage (ΔL_f) :

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression, chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps.

On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_f = \frac{100-40}{100} \cdot \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \cdot 2,5 \cdot L$$

Avec : σ_m : la contrainte de compression de la fibre neutre du tablier ($\sigma_m = 6.5 \text{ MPa}$).

E_{ij} : module d'élasticité du béton ($E_{ij} = 35981.73$ MPa).

1^{er} tablier : $\Delta L_f = 27.23$ mm.

❖ **Température (ΔL_t) :**

1^{er} tablier :

Longue durée : $\Delta L_t = \pm 25 \cdot 10^{-5} \cdot L \cdot 0.4 = \pm 10.05$ mm.

Courte durée : $\Delta L_t = \pm 35 \cdot 10^{-5} \cdot L \cdot 0.4 = \pm 14.07$ mm.

4. Dimensionnement des d'appareils d'appuis :

4.1. Dimensionnement en plan :

- **Section de calcul :**

La détermination de l'appareil d'appuis, on considère les efforts normaux comme suit :

$$N_{\max} = 1238.058 \text{ KN.}$$

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1.5.

$$\left\{ a * b > \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}} \Rightarrow \left\{ a * b > \frac{130.1627}{1.5} \Rightarrow a * b > 867.751 \text{ c m}^3 \right. \right.$$

D'après le tableau de FREYSSINET :

$$a * b = 1200 \text{ cm} > 867.751 \text{ cm}^2.$$

$$t = 14 \text{ mm.}$$

$$a = 400 \text{ mm.}$$

$$b = 300 \text{ mm.}$$

$$T = 70 \text{ mm.}$$

4.2. Hauteur nette de l'élastomère (T) :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} = 40 \leq T \leq 80.$$

On prend $T = 70$ mm.

- $t = 14$ mm fixée par les normes $\Rightarrow n = \frac{T}{t} = \frac{70}{14} = 5$ feuilles.

4.3. Epaisseur des frettes (e) :

$$e \geq \frac{\sigma_m \cdot a}{\sigma_e \cdot \beta}$$

Avec : σ_e : limite élastique des frettes ($\sigma_e = 2150 \text{ Kg/cm}^2$ pour l'acier E24) avec $e < 3$ mm.

$$\beta : \text{coefficient de forme } \left(\beta = \frac{a \cdot b}{(a+b)2t} = 6.12 \right).$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{130.1627}{1200} = \mathbf{108.46 \text{ Kg/cm}^2}.$$

$$\Rightarrow e = \mathbf{3.00 \text{ mm}}.$$

$3.00 \leq e$ On prend $e = 3$ mm.

Donc la désignation de l'appui est : **400. 300. 5. (14+ 3).**

5. Vérification de l'appareil d'appuis :

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts horizontaux. Cette dernière, au niveau des appareils d'appuis se fera avec l'influence des déformations des appuis.

5.1. La répartition des efforts horizontaux :

5.1.1. Efforts dus aux charges dynamiques :

Les efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (freinage, vent, séisme) sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis. La répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

- **Les charges de freinage :**

Le freinage le plus défavorable est celui de B_c .

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

- **Effort dû au vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression extrême de 3 KN/m^2 .

L'effort du vent est :

$$H_v = f.g.h.L.$$

Avec :

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$g = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{1}{2} \text{ en phase de chantier.} \\ f = \frac{2}{3} \text{ pour le reste.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_v = 87.675 \text{ KN en phase de chantier.} \\ H_v = 116.9 \text{ KN pour le reste.} \end{array} \right.$$

Total des variations linéaire :

$$\text{Courte durée : } \Delta L_{\min} = 51.35 \text{ mm.}$$

$$\Delta L_{\max} = 14.07 \text{ mm.}$$

$$\text{Longue durée : } \Delta L_{\min} = 47.33 \text{ mm.}$$

$$\Delta L_{\max} = 10.05 \text{ mm.}$$

5.1.2. Evaluation du point fixe :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau 5-2. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction vertical et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne :

$$X = \frac{\sum K_i * X_i}{\sum K_i}$$

K_i : la rigidité du i^{eme} appuis ($K_i = \frac{1}{\delta_i}$).

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} = \frac{T_i}{n \cdot G \cdot A_i} + \frac{h_i}{3 \cdot E \cdot I}$$

Avec :

δ_{1i} : Déformation à l'élastomère.

δ_{2i} : Déformation à l'appui.

T_i : épaisseur d'élastomère = 0.07m.

A_i : surface d'élastomère = 0.12 m².

G : module de cisaillement de l'appareil.

h : la hauteur de la pile.

n : nombre des appareils d'appuis par éléments porteurs.

I : moment d'inertie de la pile.

$$I = \frac{3.14 * D^4}{64} * 3 (D=1.10m) = 0.161 \text{ m}^4$$

5.1.2.1. Chargement statique :

$G = 90 \text{ t/m}^2$. et $E = 11.5 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$.

$$\delta_{11} = \delta_{14} = \frac{0.07}{6 * 90 * 0.12} = 10.80 * 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{21} = 0 \text{ (Déplacement nul).}$$

$$\delta_{24} = \frac{6.00}{3 \cdot 11.5 \cdot 100000 \cdot 0.161} = 10.8 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \frac{0.07}{12 \cdot 90 \cdot 0.12} = 5.40 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{22} = \frac{5.40}{3 \cdot 11.5 \cdot 100000 \cdot 0.161} = 9.72 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{23} = \frac{6.10}{3 \cdot 11.5 \cdot 100000 \cdot 0.161} = 10.98 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

5.1.2.2. Chargement dynamique :

$$G = 120 \text{ t/m}^2. \quad \text{et} \quad E = 34.5 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2.$$

$$\delta_{11} = \delta_{14} = \frac{0.07}{6 \cdot 120 \cdot 0.12} = 8.10 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \frac{0.07}{12 \cdot 120 \cdot 0.12} = 4.05 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{21} = 0 \text{ (Déplacement nul).}$$

$$\delta_{24} = \frac{6.00}{3 \cdot 34.5 \cdot 100000 \cdot 0.161} = 3.6 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{22} = \frac{5.40}{3 \cdot 34.5 \cdot 100000 \cdot 0.161} = 3.24 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{23} = \frac{6.10}{3 \cdot 34.5 \cdot 100000 \cdot 0.161} = 1.09 \cdot 10^{-4} \text{ m/t.}$$

Les valeurs de déplacement et des rigidités sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 5-1 : Récapitulatif des déplacements

Xi	$\delta 1i(10^{-4}$ m/t)		$\delta 2i(10^{-4}$ m/t)		$\delta i(10^{-4}$ m/t)	
	<i>lent</i>	Inst	Lent	inst	lent	inst
0	10.8	8.1	0	0	10.8	8.1
33.4	5.4	4.05	9.72	3.24	15.12	7.29
66.8	5.4	4.05	10.98	1.09	16.38	5.14
100.5	10.8	8.1	10.8	3.6	21.6	11.7

Tableau 5-2 : Récapitulatif des rigidités

Xi	$K_i = \frac{1}{\delta i}$ (10^3)		Xi.Ki (10^3)		Hi% $\frac{Ki}{\sum Ki}$	
	Lent	Inst	lent	inst	lent	inst
0	0.92592593	1.2345679	0	0	34.7992352	22.8347294
33.5	0.66137566	1.37174211	22.0899471	45.8161866	24.8565966	25.3719215
66.8	0.61050061	1.94552529	40.7814408	129.961089	22.9445507	35.9846903
100.5	0.46296296	0.85470085	46.5277778	85.8974359	17.3996176	15.8086588
/	2.66076516	5.40653616	109.399166	261.674712	100	100

D'où le centre élastique (point fixe) $X = \frac{109.399}{2.6607} = 41.11$ m

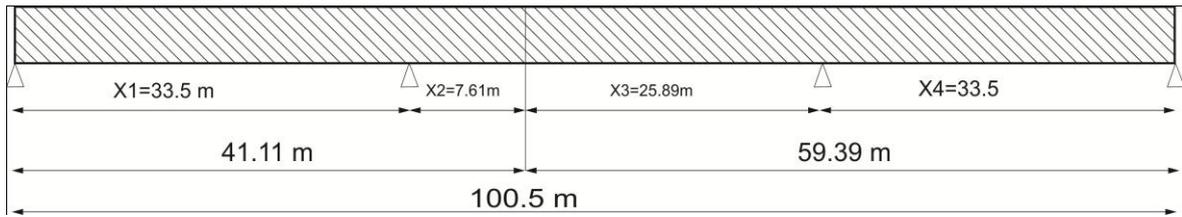


Figure 5-2 : la position du point fixe

5.1.3. Efforts horizontaux dans les appuis :

5.1.3.1. Variation linéaire du tablier :

La valeur de la variation linéaire du tablier est donnée par la formule suivante :

$$\Delta L_i = \Delta L_t \cdot (x/L_t).$$

Avec :

$$\Delta L_t = \Delta L_{\min} = 47.33 \text{ mm.}$$

L_t : la longueur total du pont = 100.5 m.

$$H_{vc}(t) = n \cdot G \cdot A_i \cdot \Delta L_i \cdot 1/T_i.$$

Avec :

n = 6 → appui 1 et 4.

n = 12 → appui 2 et 3.

Tableau 5-3 : Répartition de variation linéaire du tablier

appui	1	2	3	4
ΔL_i	0.01936056	0.00358389	0.01219277	0.02796944
H _{vc}	15.6820538	5.80590752	19.7522925	22.6552462

• **Force de freinage**

La force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$H_f = H_f \cdot \frac{Ki}{\sum Ki}. \quad \text{Avec : } H_f = 30t.$$

Tableau 5-4 : répartition de la force de freinage

Appui	1	2	3	4
Hf(t)	6.85041882	7.61157646	10.7954071	4.74259764

- **Séisme**

- **Introduction**

L'étude sismique a une importance capitale lors du dimensionnement des ponts pour cela le présent chapitre a été consacré à l'étude dynamique du pont étudié et pour cela on utilise le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art RPOA avec la méthode **mono modale spectrale**.

- a) **Détermination des actions sismique :**

L'action sismique est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA.

- ❖ **Classe de l'ouvrage**

Les ponts sont classés en trois groupes comme montré dans le tableau suivant :

Tableau 5-5 : Les classes du pont

Groupe de ponts	importance
groupe 1	pont stratégique
groupe 2	pont important
groupe 3	pont d'importance moyenne

D'après le tableau notre pont est rangé en **groupe 2 : pont important**.

- ❖ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : négligeable.
- Zone I : faible.
- Zone IIa : moyenne.
- Zone IIb : élevée.
- Zone III : très élevée.

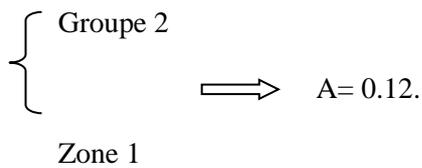
Notre ouvrage se situe à Tlemcen \Rightarrow **zone I**.

- ❖ **Coefficient d'accélération des zones :**

Il est déterminé par le tableau suivant :

Tableau 5-6: Coefficient d'accélération des zones A

groupe de pont	zone sismique			
	1	2a	2b	3
1	0.15	0.25	0.3	0.4
2	0.12	0.2	0.25	0.3
3	0.1	0.15	0.2	0.25



b) Classification des sols :

D'après le rapport géotechnique notre ouvrage est implanté dans un sol meuble donc le site considéré dans cette étude est S3.

c) Analyse dynamique spectrale :

Le spectre de réponse élastique utilisé pour l'étude dynamique spectral du pont définit par deux composants, horizontale et verticale, elles sont définies comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M(t)}{K(\frac{KN}{M})}}$$

M : la masse de tablier.

K : la rigidité.

a. Les composantes horizontales :

i. Direction longitudinale :

$$S_{ae}(T, \zeta) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1)\right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta AgS & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 < T < 3.0s \end{cases}$$

$$2.5 \Pi A g S \left(\frac{3T^2}{T^2} \right) \quad T > 3.0s$$

G : accélération de la pesanteur.

S : coef de site donné par le tableau.

A : coef d'accélération de zone.

Π : facteur de correction de l'amortissement ($\Pi = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$).

ζ : taux d'amortissement = 5%.

T1, T2 : période caractéristique associé à la catégorie de site donné par le tableau suivant :

Tableau 5-7 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

$$M_t = 508 * 3 = 1524t.$$

$$K = 5406.53 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 1.054s \\ T1 = 0.2s \\ T2 = 0.5s \\ S = 1.2s \end{array} \right. \implies 0.5 < T < 3s \implies \text{on prend la 3}^{\text{eme}} \text{ équation}$$

$$Sae(T, \zeta) = 2.5 * 1 * 0.12 * 9.81 * 1.2 * (0.5/1.054) = \mathbf{1.67}.$$

$$F_1 = M * Sae = 1524 * 1.67 = \mathbf{2545 \text{ KN.}}$$

Tableau 5-8 : Les forces longitudinal

Appuis	1	2	3	4
%	22,83	25,37	35,98	15,8
Fx	581,0235	645,6665	915,691	402,11

ii. Direction transversal :

Pour vérifier si le tablier est rigide la condition suivante :

$$\frac{L}{B} < 5 \implies \frac{100.5}{10} = 10 > 5 \implies \text{La condition n'est pas vérifiée donc le tablier est flexible.}$$

Tableau 5-9 : les forces transversales

Appuis	Rigidité (KN/M)	Masse	T(s)	Sae	Fy
1	12345,6	254	0,90078346	1,96029355	497,914562
2	13717,4	508	1,20852489	1,4611201	742,249009
3	19455,2	508	1,01478409	1,74007458	883,957886
4	8547	254	1,08260406	1,63106723	414,291076

b. Les composantes verticales :

En général les périodes verticales sont nettement plus faibles que les périodes horizontales. On adopte en valeur moyenne de 0.5s.

Pour calculer les périodes on utilise la méthode de Rayleigh.

$$\left\{ \begin{array}{l} A g \alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right) \\ 0 < T < T_1 \end{array} \right.$$

$$2.5 \Pi A g \alpha \quad T1 < T < T2$$

$$Sae^v (T)_{(m/s^2)} =$$

$$2.5 \Pi A g \alpha \left(\frac{T^2}{T}\right) \quad T2 < T < 3.0s$$

$$2.5 \Pi A g \alpha \left(\frac{3T^2}{T^2}\right) \quad T > 3.0s$$

G : accélération de la pesanteur (9.81m/s).

α : coef qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I IIa, IIb.

$\alpha = 1$ pour la zone sismique III

A : coef d'accélération de zone.

Π : facteur de correction de l'amortissement ($\Pi = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$).

ζ : taux d'amortissement = 5%.

T1, T2 : période caractéristique associé à la catégorie de site donné

$$T = 2/3 T_1.$$

$$T = 0.7s.$$

Tableau 5-10 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.4
S	1	1	1	1

Pour notre pont on a le site S3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0.7s \end{array} \right.$$

$T1 = 0.2s \implies 0.5 < T < 3s \implies$ on prend la 3^{eme} équation

$T2 = 0.5s$

$S = 1s$

$$Sae^v(T)_{(m/s^2)} = 2.5 \cdot \eta \cdot A_g \cdot \alpha \left(\frac{T^2}{T}\right) = 2.5 \cdot (1) \cdot (0.12) \cdot (9.81) \cdot (0.7) \cdot (0.5/0.7) = \mathbf{1.47}.$$

Tableau 5-11 : Les forces verticales

Appuis	Masse	Sae	Fz
1	254	1.47	373.38
2	508	1.47	746.76
3	508	1.47	746.76
4	254	1.47	373.38

- **Combinaisons sismiques :**

La réponse dynamique est déterminée en combinant les actions sismiques comme suit :

Tableau 5-12 : Combinaisons sismiques

Appuis	Fx	Fy	Fz	$F_x + (0.3F_y) + (0.3F_z)$	$F_y + (0.3F_x) + (0.3F_z)$	$F_z + (0.3F_x) + (0.3F_y)$
1	581.02	497.91	373.38	842.407	784.23	697.059
2	645.66	742.24	746.76	1092.36	1159.966	1163.13
3	915.69	883.95	746.76	1404.903	1382.685	1286.652
4	402.11	414.29	373.38	638.411	646.937	618.3

Tableau 5-13 : Calcul de Hs

Appuis	1	2	3	4
Hs(t)	84.24	115.996	140.49	64.693
$\delta = \frac{\Delta L_s}{T_i}$	0.975	0.67127315	0.81302083	0.748761574

5.1.3.2. Variation linéaire du tablier :

On doit vérifier que $\frac{\Delta L_i}{T_i} < 0.5$ sachant $T_i = 0.07m$.

Tableau 5-14 : Variation linéaire du tablier

Appui	1	2	3	4
$\frac{\Delta L_i}{T_i}$	0.27657943	0.05119848	0.17418247	0.39956343

On remarque que la condition est vérifiée dans tout les cas.

5.1.3.3. Variation linéaire + freinage :

La variation linéaire due au freinage est exprimée par :

$$\Delta L_F = \frac{H_f \cdot T_i}{n \cdot G \cdot A_i} \quad \frac{\Delta L_F}{T_i} = \frac{H_f}{n \cdot G \cdot A_i}$$

Condition admissible qui doit être vérifiée est : $\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta L_{Fi}}{T_i} < 0.7$.

$$\frac{\Delta L_{F1}}{T1} = \frac{\Delta L_{F4}}{T4} = \frac{5.46}{6 \cdot 120 \cdot 0.09} = 0.084.$$

$$\frac{\Delta L_{F2}}{T2} = \frac{10.22}{12 \cdot 120 \cdot 0.09} = 0.078.$$

$$\frac{\Delta L_{F3}}{T3} = \frac{8.85}{12*120*0.09} = 0.068.$$

Tableau 5-15 : variation linéaire + freinage

Appui	1	2	3	4
$\frac{\Delta L_{Fi}}{Ti}$	0.084	0.078	0.068	0.084
$\frac{\Delta L_i}{Ti} + \frac{\Delta L_{Fi}}{Ti}$	0.36057943	0.12919848	0.24218247	0.48356343

5.1.3.4. Vérification sous charge verticale :

On doit vérifier que : $\tau_n = \frac{150 \sigma_m}{B} < 3G$.

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a*b} = \frac{130.1627*1000}{1200} = 108.46 \text{kg/cm}^2.$$

$$\beta = \frac{a.b}{(a+b)2t} = 6.12.$$

G : module d'élasticité transversale du néoprène = 9Kg/cm².

$$\tau_n = \frac{1.50*108.46}{6.12} = 26.58 < 27 \text{Kg/cm}^2 \quad \text{donc la condition est vérifiée.}$$

5.1.3.5. Sécurité au flambement :

On doit vérifier que : $\gamma_s. p_u < p_c$.

Avec :

γ_s : coefficient de forme = 3.

P_u : valeur maximale des charges verticales sous combinaison à l'état limite ultime.

P_c : la charge critique de l'appareil d'appui.

$P_c = 4GBS^2d/h$.

B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a*b$).

d : somme d'une épaisseur de frettes + l'astometre.

G : module des cisaillements.

h : la hauteur total de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme 6.12.

$P_c = 4 * 1.2 * 0.12 * 6.12^2 * 0.017/0.085 = 5.31 \text{ MN}$.

$\gamma_s \cdot P_u = 3 * 1.301 = 3.9 \text{ MN}$.

$3.9 < 5.31$ la condition est vérifiée.

5.1.3.6. Limitation de la distorsion :

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.301}{5.31} = 0.24 .$$

$$p < 0.25 \\ 0.7 < \delta_0 < 2$$

$$\delta_0 = \frac{c}{hc} = \frac{0.3}{0.07} = 4.28 \text{ on prend } \delta_0 = 2.$$

Avec : c : petit coté pour un appui rectangulaire ($c = 0,3 \text{ m}$).

T : épaisseur total d'élastomère ($hc = 0,07 \text{ m}$).

δ : déplacement max en tête de l'appareil d'appui.

$\delta = 0.975 \text{ m}$.

On doit vérifier que : $\delta < 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)$.

$0.975 < 1.8 \implies$ condition vérifiée.

5.1.3.7. Condition de non glissement :

On doit vérifier que : $H < f * N$.

Avec : H : l'effort horizontal = $842.4/6 = \mathbf{140KN}$.

N: l'effort vertical = $1307-(642/6) = \mathbf{1200KN}$.

f : coefficient de frottement $f = 0.1 + 0.6/\sigma_{\min} = \mathbf{0.16}$.

$H < f * N \implies H/N < f \implies \mathbf{0.116 < 0.16.....}$ la condition est vérifiée.

1. Introduction :

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un fut et d'une semelle liant les pieux. Les pile est soumise a des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

2. Critère de dimensionnement de la pile :

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier :

- La profondeur de la brèche à franchir.
- Le type de tablier a porté.
- Résistance mécanique et robustesse.
- Facteur d'esthétique.

3. Prédimensionnement de la pile :

3.1. Chevêtre :

- La largeur : 1.5m
- La hauteur : 1.5m
- La longueur : 9.3m

3.2. Le fut :

- Le diamètre : 1.1m
- La hauteur : 4.60 m

3.3. La semelle :

- La largeur : 6.00m
- La hauteur : 1.5m
- La longueur : 9.6m

4. Evaluation des charges :

Tableau 6-1 : La descente de charge de la pile

Elément	Vi(t)		d/o(m)	M0
chevêtre	1.5*2*9.3*2.5	69,75	2,875	200,53125
fut	4.6*1.1 ² *3.14*2.5/4	10,923275	2,05	22,392714
semelle	6*1.5*9.6*2.5	216	3	648
				296,67328

5. Etude de chevêtre :

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier. Ils permettent également l'emplacement de vérin lors du chargement des appareils d'appuis.

5.1. Détermination des sollicitations :

5.1.1. En travée :

$$M_u = 0.865 \text{ MN.m.}$$

$$M_s = 0.647 \text{ MN.m.}$$

5.1.2. En appui :

$$M_u = 1.512 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 1.141 \text{ MN.m}$$

$$T_u = 2.476 \text{ MN.m}$$

5.2. Calcul du ferrailage du chevêtre :

Le chevêtre a été modélisé suivant une poutre continue sur trois appuis qui sont (les futs) et supportant la réaction du tablier transmissent par les six poutres. Le traitement à l'aide de logiciel SAP 2000 donne les résultats suivant :

5.2.1. Armature longitudinale :

A l'aide du logiciel LOGIBAT nous obtenons

- **En travée :** nappe inférieure → 17HA20 = 43.96 cm²
- **En appui :** nappe supérieure → 34HA20 = 106.76 cm²

Le RPOA recommande un pourcentage min de 0.5%

$$\Rightarrow 0.5 * 15 * 200 / 100 = 150.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage prévue : } 43.96 + 106.76 = 150.72 \text{ cm}^2$$

5.2.2. Effort tranchant :

$$T_{\max} = 2476.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} \quad \text{avec } d = 0.9 * 1.5 = 1.31 \quad \Leftrightarrow \quad \tau_u = \frac{2476.11}{2 * 1.31}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.94 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_{\text{adm}} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \Leftrightarrow \quad \tau_{\text{adm}} = 3.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \tau_{\text{adm}}$ donc la condition est vérifiée.

Cadre + épingle HA14 \Rightarrow 20cm

6. Etude de la pile :

6.1. Etude de la pile sur les différentes combinaisons d'actions :

6.1.1. Combinaison fondamentale à l'ELU :

$$1.35G + 1.6A(l) + 1.5 Q_{tr} + 1.6 Q_f + 0.8Q_{vl}$$

Tableau 6-2 : les efforts sollicitant à ELU

Désignation	Coef	V(t)	H(t)	d(m)	Mv (t.m)	Mh (t.m)
Pile	1,35	801,01		0		
réaction du tablier	1,35	790,69		0	0	
surcharge A(l)	1,6	380,896		0	0	
Freinage	1,6		17,264	7,7		-132,93
variation linéaire	0,8		15,8	7,7		-121,66
surcharge trottoir	1,5	19,167		0	0	
		1991,77	33,064		0	-254,59

6.1.2. Combinaison fondamentale à l'ELS

$$G + 1.2 [A(l) + Q_{tr}] + 1.2Q_f + 0.6 Q_{vl}$$

Tableau 6-3 : les efforts sollicitant à ELS

Désignation	Coef	V(t)	H(t)	(m)	Mv	Mh
Pile	1	593,34				
poids des terres	1	16,2		0	0	
réaction du tablier	1	585,7		0	0	
surcharge A(l)	1,2	285,672		0	0	

Freinage	1,2		12,948	7,7		-99,6996
variation linéaire	0,6		11,85	7,7		-91,245
surcharge trottoir	1,2	15,312		0	0	
		1496,23055	24,798		0	-190,9446

6.1.3. Combinaison fondamentale accidentelle :

$$G + 0.2 [A(l) + Q_{tr}] + 0.4 Q_{vl} + Q_s$$

Tableau 6-4 : les efforts sollicitant accidentels

Désignation	Coef	V(t)	H(t)	d (m)	Mv (t.m)	Mh (t.m)
Pile v	1	614,7070258			0	
Pile h	1		664,54814			
poids des terres	1	16,7832		0	0	
réaction du tablier	1	585,7		0	0	
surcharge A(l)	0,2	238,06		0	0	
variation linéaire	0,4		2,32	7,7		-17,864
surcharge trottoir	0,2	2,552		0	0	
Séisme	1		140,49	7,7		- 1081,773
		1457,802226	807,35814		0	- 1099,637

6.2. Etude du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } l_f: \text{longueur de flambement} = \frac{\sqrt{2}}{2} h_{\text{pile}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 4.6 = 3.22\text{m}$$

$$i : \text{Rayon de giration; } i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = 0.317$$

$$\text{Avec } B = 0.949 \text{ m}^2$$

Donc $\lambda = \frac{3.22}{0.317} = 10.15 < 50$ \longrightarrow Il n'y a pas de risque de flambement

6.3. Calcul du ferrailage de la pile :

6.3.1. Les efforts sollicitant de la pile :

- **ELU (combinaison fondamentale)** $1.35G+1.35 [MC120]+1.5Q+0.8Q_{vt}$

Tableau 6-5 : Les efforts sollicitant à l'ELU

	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	813.41		0	0
Surcharge MC120	320.26		0	0
Chevêtre	122.43		0	0
Pile	44.12		0	0
Variation linéaire	/	15.86	6.1	96.77
Total	1300.22	15.86	/	96.77

- **ELS (combinaison fondamentale)** : $G+ [MC120]+Q+0.6Q_{vt}$

Tableau 6-6 : Les efforts sollicitant à l'ELS

	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	602.53	/	0	0
Surcharge MC120	237.23	/	0	0
Chevêtre	90.69	/	0	0
Pile	32.76	/	0	0
Variation linéaire	/	11.89	6.1	72.57
Total	963.21	11.89	/	72.57

- **Combinaison accidentelle** : $G+0.2[MC120] +Fa$

Tableau 6-7 : Les efforts sollicitant à l'accidentel

	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	602.53	/	0	0
Chevêtre	90.69	/	0	0
Pile	32.76	/	0	0
MC120	47.44	/	0	0
Séisme	/	74.75	6.1	455.97
Total	773.42	74.75	/	455.97

D'après le SOCOTEC on a trouvée une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le R.P.O.A.

- Armatures longitudinales :

$$0.5\% < p_g < 3\%$$

$$A_{\min} = 0.9\% B = 85.48 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 20HA25=98.17cm²

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} * \frac{f_{el}}{f_{et}} * \frac{S_t}{100} ;$$

Avec :

A_t : La section des aciers transversaux

A_l : La section totale des armatures longitudinales

f_{el} , f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

S_t : L'espacement des armatures transversales

$$S_t = \min [24\phi_t; 8\phi_l; 0.25d]$$

Avec:

ϕ_t : Diamètre des armatures longitudinales

ϕ_l : Diamètre des armatures transversales

d : Hauteur utile

$$S_t = 200 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{98.17}{16} * \frac{400}{235} * \frac{200}{100}; \Rightarrow At \geq 20.88 \text{ donc on prend T12}$$

Espacement d'après R.P.O.A :

- ❖ Zone critique : $\Rightarrow \text{esp} = 15 \text{ cm.}$
- ❖ Zone courante : $\Rightarrow \text{esp} = 20 \text{ cm}$

6.4. Ferrailage de la semelle de liaison:

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées

Efforts obtenus

$$N1 = 143.93 \text{ t}$$

$$N2 = 284.93 \text{ t}$$

$$T1 = (0.575/1.45) \times 149.73 = 59.37 \text{ t}$$

$$T2 = (2.475/1.45) \times 284.93 = 486.34 \text{ t}$$

- **Les Armatures longitudinales**

- ✓ $A_{inf} = (486.34 \times 10^{-2} / 266.66) = 182.38 \text{ cm}^2$; on prendre 22HA32 (à répartir entre axes des pieux).

Soit HA32 esp 17.5cm

- ✓ Armature constructive :
On prendre HA20 esp 17.5 cm

- **Les armatures transversales :**

- ✓ $A_{inf} = 1/4 * A_{inf} = 182.38/4 = 45.59 \text{ cm}^2$

On prendre HA20 esp 20cm.

- ✓ Armature constructive :
On prendre HA20 esp 20cm.

7. Etude des pieux :

7.1. Introduction :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles

Tableau 6-8 : Récapitulatif des actions au niveau du centre de la semelle de la pile

	M (t.m)	V(t)	H(t)
ELS	- 190,945	1496,23055	24,798
ELU	- 254,593	1991,775843	33,064
accidentel	- 1099,64	1457,802226	807,35814

On a 6 pieux donc $B = 6S$

⇒ Le moment d'inertie est le suivant : $I = 2 * 3 * S * 1.8^2 = 19.44 \text{ m}^4$

$$R = \frac{V}{B} \pm \frac{M * V}{I}$$

Tableau 6-9 : les réactions qui agissent sur les pieux

	Rmax(t)	Rmin(t)	H
ELS	267,0518	231,6917028	4,133
ELU	355,536	308,389233	5,5106667
Accidentel	344,7853	141,1487969	134,55969

7.2. Estimation de la charge nominale :

Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sanglera

• **Méthode Sanglerat :**

En tenant compte de l'étude sol et après interprétation nous adoptons que $\phi_{moy}=16^\circ$,

$c = 33.5$ Kpa et nous évaluons la force portante avec deux hypothèses :

• Fiche : $D = 17$ m

• Fiche : $D = 19$ m

$$Q_n = \frac{A}{3} qp + \frac{Q_f}{2}$$

A : aire de la section droit du pieu

Q_p : résistance de pointe à la rupture

Q_f : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture

$$Q_f = (K_{py} \sin \delta) \gamma \frac{D^2}{2} p \text{ avec :}$$

p: périmètre du pieu

D : longueur du pieu

K_{py} : coefficient de butée

δ : obliquité de la butée par rapport au pieu

γ : densité du milieu considéré

La résistance de pointe : $qp = \gamma D N_q + 1.2c N_c$

$\phi_{moy} = 16^\circ$; $C = 33.5$ Kpa ; $D = 17$ m ($N_c = 11.63$, $N_q = 4.34$, $N_\gamma = 1.72$) ; $\gamma = 2$ t/m³

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.567; K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1.75$$

On prendra $K_{py} = 1.75$

$\delta = 10.66^\circ$

$$Q_f = (1.75 \sin 10.66) * 2 * \frac{17^2}{2} * 3.768$$

$$Q_f = 352.51 \text{ t}$$

$$Q_p = 2 * 17 * 4.34 + 1.2 * 33.5 * 11.63 = 194.31 \text{ t}$$

$$Q_n = \frac{\pi(1.2)^2}{3 * 4} 194.31 + \frac{352.51}{2} = 249.47 \text{ t}$$

$$ELU : \frac{Q_f + Q_p}{1.4} = \frac{352.51 + 194.31}{1.4} = 390.58 \text{ t}$$

$$\text{Accidentel : } \frac{Qf+Qp}{1.3} = \frac{352.51+194.31}{1.3} = 420.63 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } \frac{Qf}{2} + \frac{Qp}{3} = \frac{352.51}{2} + \frac{194.31}{3} = 241.10 \text{ t}$$

- $\phi_{\text{moy}}=16^\circ$; $C=33.5\text{Kpa}$; $D=19\text{m}$ ($Nc=11.63$, $Nq=4.34$, $N\gamma=1.72$) ; $\gamma =2\text{t/m}^3$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.567; K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1.75$$

On prendra $K_{py}=1.75$.

$$\delta = 10.66^\circ.$$

$$Q_f = (1.75 \sin 10.66) \times 2 \times \frac{19^2}{2} \times 3.768.$$

$$Q_f = 440.33 \text{ t}$$

$$q_p = 2 \times 19 \times 4.34 + 1.2 \times 3.35 \times 11.63 = 211.67 \text{ t}.$$

$$Q_n = \frac{\pi(1.2)^2}{3 \times 4} 211.67 + \frac{440.33}{2} = 299.92 \text{ t}.$$

$$\text{ELU : } \frac{Q_f+Q_p}{1.4} = \frac{440.33+211.67}{1.4} = 465.71 \text{ t}.$$

$$\text{Accidentel : } \frac{Q_f+Q_p}{1.3} = \frac{440.33+211.67}{1.3} = 501.53 \text{ t}.$$

$$\text{ELS : } \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{440.33}{2} + \frac{211.67}{3} = 290.72 \text{ t}.$$

⇒ On adoptera un pieu de **19m**.

7.3. Les réactions des pieux de la pile :

- **Combinaison fondamentale :**

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées, on a :

$$\begin{cases} M_u = 120.53 \text{ t.m} \\ N_u = 1591.22 \text{ t} \end{cases}$$

Soit la section d'un pieu : $S = \pi.r^2 = 1.1304 \text{ m}^2$

On a deux files de 3 pieux : $I = 3*2*S*(1.8)^2 = 19.44*s \text{ m}^4$

Avec : $V = 1.8 \text{ m}$

Ω : Section des pieux = $6*S$

$$\text{On a: } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} \\ R = \sigma \cdot S \end{cases} \quad R : \text{La réaction sur chaque pieu}$$

$$\text{Alors : } R = S \left(\frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \right) \Rightarrow R = \left(\frac{N_u}{6} \pm \frac{M_u \cdot V}{19.44} \right)$$

$$\text{D'où : } R_1 = \left(\frac{1591.22}{6} + \frac{120.53 \cdot 1.8}{19.44} \right) = 276.36 \text{ t}$$

$$R_2 = \left(\frac{1591.22}{6} - \frac{120.53 \cdot 1.8}{19.44} \right) = 254.04 \text{ t}$$

• **E.L.S :**

$$\begin{cases} M_s = 90.36 \text{ t.m} \\ N_s = 1179.21 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} \\ B = \sigma \cdot S \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} R_1 = 204.90 \text{ t} \\ R_2 = 188.16 \text{ t} \end{cases}$$

- **Combinaison accidentelle :**

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des sollicitations, on a :

$$\begin{cases} M_{uacc} = 568.1 \text{ t.m} \\ N_{uacc} = 989.42 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} \\ B = \sigma . S \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} R_1 = 224.48 \text{ t} \\ R_2 = 105.32 \text{ t} \end{cases}$$

7.4. Ferrailages des pieux :

Efforts obtenus (voir listing qui suit)

$$N1=130.99 \text{ t}$$

$$N2=297.86 \text{ t}$$

$$M=23.28 \text{ t.m}$$

À L'aide de logiciel LOGIBAT (SOCOTEC).

Ces efforts donnent un ferrailage négligeable, soit un ferrailage minimum de 0.8% x (A. pieu) (puisque'il s'agit d'une zone sismique). Nous aboutirons sur une section de 19 HA 25.

1. Introduction :

Les culées sont les appuis extrêmes du pont. Elles ont un double rôle :

- Assurer l'appui du tablier
- Le soutènement des terres

On distingue différents type des culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (remblais)
- Culées enterrées
- Culées creuses

Notre choix s'est porté pour les culées remblai

2. Prédimensionnement des éléments de la culée :

La culée remblai est constituée par un ensemble des murs ou voiles en béton armé sur l'un d'entre eux, appelé mur de front s'appuient sur le tablier de l'ouvrage, les autres sont des murs latéraux.

2.1. Mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

Son épaisseur (e) en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre.

$e = e1 + e2 + e3 + e4$ avec :

- e1 : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord ($e1 = 35\text{cm}$).
- e2 : about de la poutre ($e2 = 50\text{cm}$)
- e3 : épaisseur de joint de dilatation ($e3 = 9\text{cm}$)
- e4 : épaisseur de mur garde grève ($e4 = 25\text{cm}$)

$e = 1.1\text{m}$

2.2. Mur garde grève :

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

H : hauteur = 1.95m

e : épaisseur = 0.25m

2.3. Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelle des barrières.

Ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont.

Les dimensions de mur en retour sont :

- **L'épaisseur :**

$h/12 = 7.11/12 = 0.6\text{m}$

2.4. Dalle de transition :

Le rôle de la dalle de transition se résume essentiellement à la limite des déformations dues aux tassements éventuels.

- **La longueur :**

$L = \min(6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0.6H))$

On prend $L = 4\text{m}$

- **La largeur :**

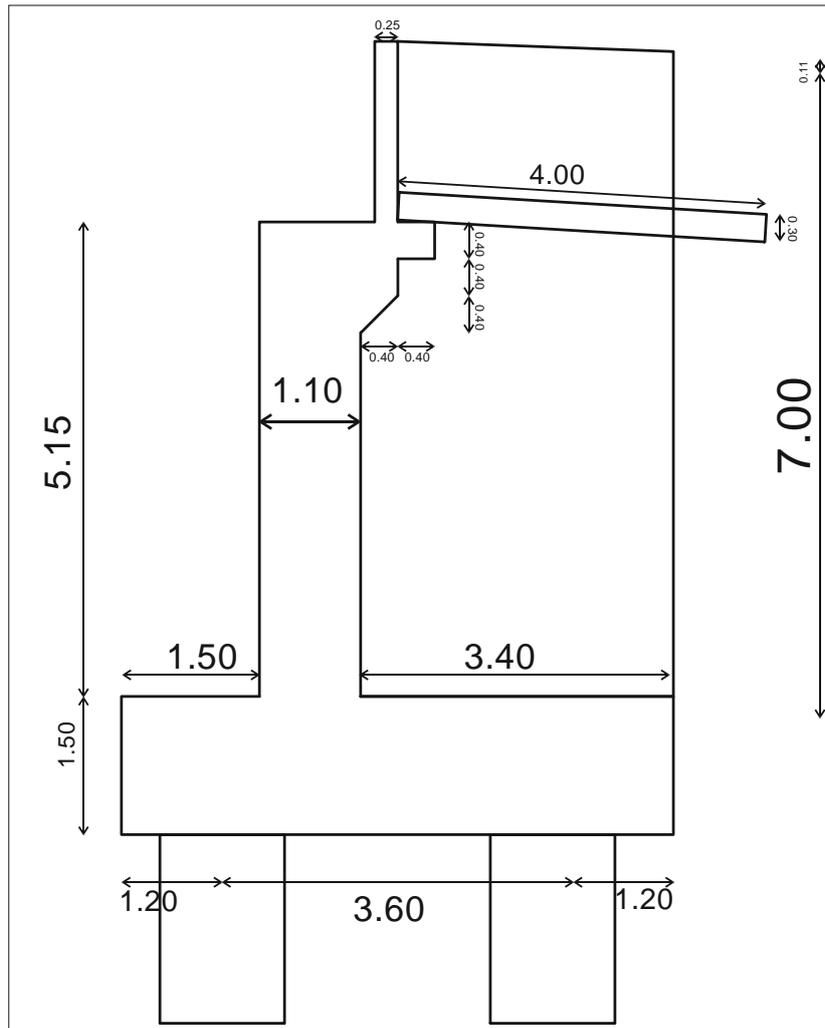
$l = \text{largeur de la chaussée} + \text{les largeurs des trottoirs}$

$$l = (2 * 3.75) + 1.25 + 0.55 = 9.3$$

- **L'épaisseur :**

L'épaisseur varie entre $L/20$ et $L/17$

On prend $e = 0.3\text{m}$



1 Figure 7-1 : dimensionnement de la culée

3. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

3.1. Sous charges permanentes :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

Tableau 7-1 : La descente de charge de la culée

	Eléments		Vi(t)	d/o	M/0	
Culée	Mur garde grève	1	0,25*1,96*9,3*2,5	11,3925	2,875	32,75344
	Mur de front	2	5,15*1,1*9,3*2,5	131,7113	2,05	270,0081
	Corbeau	3	(0,4*0,4)+(0,8*0,4)+(0,4*0,4/2)*9,3*2,5	13,02	3	39,06
	Semelle	4	6*1,5*9,3*2,5	209,25	3	627,75
	Mur en retour	5	3,4*7*9,3*2,5	553,35	4,3	2379,405
		6	((3,4*0,11)/2)*9,3*2,5	4,34775	4,3	18,69533
	Dalle de transition	7	4*0,3*9,3*2,5	27,9	5	139,5
				950,9715		3507,172

- **Calcul de l'excentricité $V_i/0$:**

$$e = \frac{M}{V} = \frac{3507}{950.9715} = 3.68m$$

- **Calcul en construction avec remblais :**

❖ **Poussée des terres :**

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec :

K_a : coefficient actif

γ : Poids volumique du remblai, on prend 1.8 t/m^3 .

h : hauteur de la culée = 8.61m

L : longueur du mur de front

$$\varphi = 30^\circ \quad K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = 0.333$$

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot (0.333) \cdot (1.8) \cdot (8.61)^2 \cdot 9.71 = \mathbf{213.78t}$$

Son bras de levier est : $h/3 = 8.61/3 = \mathbf{2.87m}$

❖ **Poids des terres arrière :**

$$P_t = 3.4 * 9.4 * (8.61 - 1.5) * 1.8 = \mathbf{409.02t}$$

Son bras de levier est : $\mathbf{4.3m}$

❖ **Poids des terres avant :**

$$P_{av} = 0.5 * 1.5 * 10 * 2.5 = \mathbf{18.75t}$$

Son bras de levier est : $\mathbf{0.75 m}$

❖ **Surcharge de remblai vertical :**

$$q_v = q \cdot L \cdot S$$

Avec $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$q_v = 1 * 3.4 * 9.3 = \mathbf{31.62t}$$

Son bras de levier est : $\mathbf{4.3m}$

❖ **Surcharge de remblai horizontal :**

$$q_h = K_a \cdot q \cdot h \cdot L$$

$$q_h = 0.333 * 1 * 8.61 * 9.3 = \mathbf{26.66t}$$

Tableau 7-2 : Calcul en construction avec remblai

Désignation	$V_i(t)$	$H_i(t)$	d/o(m)	$M_s/o(t.m)$	$M_r/o(t.m)$
culée	451.313125		2.93	1324	
poussée des terres		213.787339	-2.87		-613.56966

poids des terres arriere	409.02408		4.3	1758.803544	
poids des terres avant	18.75		0.75	14.0625	
surcharge remblais h		26.664309	-4.3		-114.65653
surcharge remblais v	31.62		4.3	135.966	
Réaction du tablier	253.96		2.05	520.618	
	1164.667205	240.451648		3753.450044	-728.22619

• **Réduction des efforts M V H au niveau du centre de la semelle :**

$$M_c = (M_{s/o} + M_{r/o}) - (V_i * d/c) \implies -468.77 \text{ t.m}$$

$$V = 1164.66 \text{ t}$$

$$H = 240.45 \text{ t}$$

3.2. Etude de la culé sur les différentes combinaisons d'actions :

3.2.1. Combinaison fondamentale à l'ELU :

$$1.35G + 1.6A(l) + 1.6 Q_{tr} + 1.6 Q_f + 0.8Q_{vl}$$

Tableau 7-3 : les efforts sollicitant à ELU

Désignation	Coef	V	H	d	Mv	Mh
culée	1.35	608.85			1787.4	
poussé des terres	1.35		288.612908	-2.87		-828.31905
poids des terres arriere	1.35	552.183		4.3	2374.3848	
poids des terres avant	1.35	25.3125		0.75	18.984375	
réaction du tablier	1.35	342.846		2.05	702.8343	
surcharge A(l)	1.6	190.4		2.05	390.32	
Freinage	1.6		10.88	6.8		73.984
variation linéaire	0.8		12.544	6.8		85.2992
surcharge trottoir	1.5	9.39		2.05	19.2495	

réduction des efforts M V H AU NIVEAU DU CENTRE DE LA SEMELLE

$$M_c = -881,37231$$

Vc= 1728,98101

Hc= 312,036908

3.2.2. Combinaison fondamentale à l'ELS

$G + 1.2 [A(l) + Q_{tr}] + 1.2Q_f + 0.6 Q_vl$

Tableau 7-4 : les efforts sollicitant à ELS

Désignation	Coef	V	H	d	Mv	Mh
culée	1	451			1324	
poussé des terres	1		213.7873392	-2.87		- 613.56966
poids des terres arrières	1	409.024		4.3	1758.8035	
poids des terres avant	1	18.75		0.75	14.0625	
réaction du tablier	1	253.96		2.05	520.618	
surcharge A(l)	1.2	142.8		2.05	292.74	
Freinage	1.2		8.16	6.8		55.488
variation linéaire	0.6		9.408	6.8		63.9744
surcharge trottoir	1.2	7.512		2.05	15.3996	
		1283.05	231.3553392		3925.6236	- 494.10726

Mc= -656,54666

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle

$$V_c = 1283,04608$$

$$H_c = 231,355339$$

3.2.3. Combinaison fondamentale accidentelle :

$$G + 0.2[A(l) + Q_{tr}] + 0.4 Q_{vl} + Q_s$$

Tableau 7-5 : les efforts sollicitant accidentels

Désignation	Coef	V	H	d	Mv	Mh
culée v	1	467,236			1324	
culée h	1		505,12	-3		-1515,36
poussé des terres	1		256,54481	-2,87		-736,2836
poids des terres arrières	1	423,7489469		4,3	1822,1205	
poids des terres avant	1	19,425		0,75	14,56875	
réaction du tablier	1	253,96		2,05	520,618	
surcharge A(l)	0,2	23,8		2,05	48,79	
vriation linéaire	0,4		6,272	6,8		-42,6496
surcharge trottoire	0,2	1,252		2,05	2,5666	
Seisme	1		8,424	6,8		-57,2832
		1189,421947	776,36081		3732,6638	-2351,5764

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle

$$M_c = -2187,178415$$

$$V_c = 1189,421947$$

$$H_c = 776,3608071$$

4. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée :

4.1. Mur garde grève :

Il se calcule comme une console encastree sur le mur de front, il est soumis au surcharge du remblai et à la masse des terres.

La surcharge du remblai $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_h = K_p * \gamma * h + K_q * q$$

Avec : $K_p = K_q = K_a = 0.333$

$$h = 0 \quad \sigma_h = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 1.96\text{m} \quad \sigma_h = 15.07 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 7-6 : les efforts agissant sur mur garde grève

Z(m)	σ_h (KN/m ²)	Force(KN)	d/o(m)
0	3.33	6.5268	0.98
1.96	15.07	11.5052	0.6533333

- **Moment d'encastrement**

$$M = F_1 * d_1 + F_2 * d_2 = 13.91 \text{ KN.m}$$

Tableau 7-7 : le ferrailage du mur garde grève

Mu (MN.m)	0.01391
b	0.25
d	1.764
μ	0.00902
α	0.01128

Z(m)	0.1763204
Ast(cm ²)	1.81

⇒ $\mu=0.009 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures

4.2. Mur de front :

Le mur de front est soumis à la flexion composée

Pour évaluer le moment d'encastrement au pieds du mur ; on prend en considération :

- ❖ Poids propre
- ❖ Poussée des terres
- ❖ Surcharge du remblai
- ❖ Variation linéaire
- ❖ Effort de freinage
- ❖ Séisme

4.2.1. Combinaison fondamentale à l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q_{tr} + 1.6A(l) + 1.6 Q_f + 0.8 Q_vl$$

Tableau 7-8 : Les efforts sollicitant à la culée à l'ELU

Désignation	Coef	Efforts	Vi	Hi	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
M.G.G	1,35	1,225	1,65375		1,625	2,68734375	
M.F	1,35	14,1625	19,119375		0,55	10,5156563	
Corbeau	1,35	1,4	1,89		1,5	2,835	
Poussée des terres	1,35	22,21739037		29,993477	1,37		41,09106
Réaction du tablier	1,35	27,30752688	36,865161		0,55	20,2758387	
Variation linéaire	0,8	1,614830072		1,29186406	5,3		6,84688
Freinage	1,6	0,70030896		1,12049434	5,3		5,93862
Surcharge trottoir	1,6	5,008	8,0128		0,55	4,40704	

Surcharge A(l)	1,6	12,2554068	19,608651		0,55	10,784758	
			92,249737	36,7065304		65,7856367	65,91851

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle Mc= 276,61

Vc= 92,2497372

Hc= 36,7065304

4.2.2. Combinaison fondamentale à l'ELS :

$G + Q + 1.2 [A(l) + Q_{tr}] + 1.2 Q_f + 0.6 Q_v$

Tableau 7-9 : les efforts sollicitant à la culée à l'ELS

Désignation	Coef	Efforts	Vi	Hi	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
M.G.G	1	1,225	1,225		1,625	1,990625	
M.F	1	14,1625	14,1625		0,55	7,789375	
Corbeau	1	1,4	1,4		1,5	2,1	
Poussée des terres	1	22,21739037		22,2173904	1,37		30,43782
Surcharge remblai h	1	2,86713		2,86713	2,8		8,027964
Surcharge remblai v	1	3,4	3,4		2,8	9,52	
Réaction du tablier	1	27,30752688	27,307527		0,55	15,0191398	
Variation linéaire	0,6	1,614830072		0,96889804	5,3		5,13516
Freinage	1,2	0,70030896		0,84037075	5,3		4,453965
Surcharge trottoir	1,2	5,008	6,0096		0,55	3,30528	
Surcharge A(l)	1,2	12,2554068	14,706488		0,55	8,08856849	
			68,211115	26,8937892		47,8129883	48,05491

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle Mc= 204.39

$$V_c = 68,211115$$

$$H_c = 26,8937892$$

4.2.3. Ferrailage du mur de front :

$$h = 1.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.99 \text{ m}$$

$$N_u = V_i = 92.24$$

$$M_u = 65.78 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{65.78}{92.24} = 0.71 > h/6 = 0.18 \quad \Longrightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 106 \text{ t.m}$$

4.3. Mur en retour :

4.3.1. Cas fondamentale :

Chargées et surchargées par :

- ❖ Poussée des terres
- ❖ Surcharge du remblai

4.3.1.1. Détermination des contraintes le long du mur :

$$K_a = 0.333$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1 \text{ t/m}^2$$

• ELU

$$\text{Poussée des terres} \quad \begin{cases} z=0; P(0) = 0 \\ z=7.11\text{m}; P(7.11) = K_a \gamma \cdot h \cdot 1,35 = 57.53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{surcharge} \quad \left\{ \begin{array}{l} P(0) = P(7.11) = K_a \cdot q \cdot 1,6 = 5.32 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• ELS

$$\text{Poussée des terres} \quad \begin{cases} z=0; P(0) = 0 \\ z=7.11\text{m}; P(7.11) = K_a \gamma \cdot h = 42.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{surcharge} \quad \left\{ \begin{array}{l} P(0) = P(7.11) = K_a \cdot q \cdot 1,2 = 4 \text{ KN} \end{array} \right.$$

La modélisation du mur en retour par le logiciel SAP 2000 a conduit aux résultats suivants :

Tableau 7-10 : les résultats de la modélisation du mur en retour

Moments (KN,m)	sens vertical		sens horizontal	
	M22	F22	M11	F11
ELU	182,4	79,65	132,7	4,87
ELS	123,75	59	89,95	3,58

4.3.2. Ferrailage de mur en retour :

4.3.2.1. Sens vertical :

A l'aide du logiciel LOBIBAT on adoptera :

Coté remblai : T20 e = 15cm poutre inférieure

T16 e = 15cm poutre supérieure

Coté extérieur au remblai : T14 e = 15cm inférieure et supérieure

4.3.2.2. Sens horizontal :

Coté remblai : T16 e = 15cm poutre inférieure

T14 e = 15cm poutre supérieure

Coté extérieur au remblai : T14 e = 15cm inférieur et supérieur

5. Etude des pieux :

5.1. Introduction :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

Tableau 7-11 : Récapitulatif des actions au niveau du centre de la semelle culée

	M(t.m)	V(t)	H(t)
ELS	-656,54	1283,04	231,35
ELU	-881,37	1728,98	312,03
accidentel	2187,18	1189,421947	776,36081

On a 6 pieux donc $B = 6S$

⇒ Le moment d'inertie est le suivant : $I = 2 * 3 * S * 1.8^2 = 19.44 \text{ m}^4$

$$R = \frac{V}{B} \pm \frac{M*V}{I}$$

Tableau 7-12 : les réactions qui agissent sur les pieux

	Rmax(t)	Rmin(t)	H
ELS	274,6307	153,0492593	38,558333
ELU	369,7717	206,555	52,005
Accidentel	400,7535	-4,279528793	129,39347

5.2. Estimation de la charge nominal :

Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sanglerat

- **Méthode Sanglerat :**

En tenant compte de l'étude sol et après interprétation nous adoptons que $\phi_{\text{moy}}=16^\circ$, $c = 33.5 \text{ Kpa}$ et nous évaluons la force portante avec deux hypothèses :

- Fiche : $D = 17\text{m}$
- Fiche : $D = 19$

$$Q_n = \frac{A}{3} q_p + \frac{Q_f}{2}$$

A : aire de la section droit du pieu

Q_p : résistance de pointe à la rupture

Q_f : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture

$$Q_f = (K_{py} \sin \delta) \gamma \frac{D^2}{2} p \text{ avec :}$$

p: périmètre du pieu

D :longueur du pieu

K_{py} : coefficient de butée

δ : obliquité de la butée par rapport au pieu

γ : densité du milieu considéré

La résistance de pointe : $q_p = \gamma D N_q + 1.2c N_c$

$\Phi_{moy} = 16^\circ$; $C = 33.5 \text{ Kpa}$; $D = 17 \text{ m}$ ($N_c = 11.63$, $N_q = 4.34$, $N_\gamma = 1.72$) ; $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.567; K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1.75$$

On prendra $K_{py} = 1.75$

$$\delta = 10.66^\circ$$

$$Q_f = (1.75 \sin 10.66) * 2 * \frac{17^2}{2} * 3.768$$

$$Q_f = 352.51 \text{ t}$$

$$Q_p = 2 * 17 * 4.34 + 1.2 * 33.5 * 11.63 = 194.31 \text{ t}$$

$$Q_n = \frac{\pi(1.2)^2}{3 * 4} 194.31 + \frac{352.51}{2} = 249.47 \text{ t}$$

$$\text{ELU : } \frac{Q_f + Q_p}{1.4} = \frac{352.51 + 194.31}{1.4} = 390.58 \text{ t}$$

$$\text{Accidentel : } \frac{Q_f + Q_p}{1.3} = \frac{352.51 + 194.31}{1.3} = 420.63 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{352.51}{2} + \frac{194.31}{3} = 241.10 \text{ t}$$

- $\phi_{moy} = 16^\circ$; $C = 33.5 \text{ Kpa}$; $D = 19 \text{ m}$ ($N_c = 11.63$, $N_q = 4.34$, $N_\gamma = 1.72$) ; $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.567; K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1.75$$

On prendra $K_{py} = 1.75$

$$\delta = 10.66^\circ$$

$$Q_f = (1.75 \sin 10.66) \times 2 \times \frac{19^2}{2} \times 3.768$$

$$Q_f = 440.33 \text{ t}$$

$$q_p = 2 \times 19 \times 4.34 + 1.2 \times 3.35 \times 11.63 = 211.67 \text{ t}$$

$$Q_n = \frac{\pi(1.2)^2}{3 \times 4} \times 211.67 + \frac{440.33}{2} = 299.92 \text{ t}$$

$$\text{ELU : } \frac{Q_f + Q_p}{1.4} = \frac{440.33 + 211.67}{1.4} = 465.71 \text{ t}$$

$$\text{Accidentel : } \frac{Q_f + Q_p}{1.3} = \frac{440.33 + 211.67}{1.3} = 501.53 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{440.33}{2} + \frac{211.67}{3} = 290.72 \text{ t}$$

⇒ On adoptera un pieu de **19m**

5.3. Ferrailages des pieux

- ELU :

$$M = 2187.17 \text{ KN.m}$$

$$V = 1189.42 \text{ KN}$$

$$H = 776.36 \text{ KN}$$

Ces efforts donnent un ferrailage négligeable, soit un ferrailage minimum de 0.8% x (A. pieu) (puisqu'il s'agit d'une zone sismique). Nous aboutirons sur une section de 19 HA 25.

$$19 \text{ HA } 25 = 19 \times 4.9 = 93.10 \text{ cm}^2 \quad 10^{-2}$$

- Vérification du ferrailage à ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{S_{\text{pieu}} + 15 \times A_{\text{st}}} = \frac{274.63}{1.13 \times 10000 + 15 \times 93.1} = 0.0216 \text{ t} = 2.16 \text{ Mpa} < 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée donc la section est bonne.

- Ferrailage transversal:

On adoptera des cerces HA14

e = 10 cm zone nodale.

e = 15 cm zone courante

1. Introduction:

L'étude de trafic constitue un moyen important de saisie des grands flux à travers un pays ou une région, elle représente une partie appréciable des études de transport, et constitue parallèlement une approche essentielle de la conception des réseaux routiers.

Cette conception repose, pour partie « stratégie, planification » sur la prévision des trafics sur les réseaux routiers, qui est nécessaire pour :

- Apprécier la valeur économique des projets.
- Estimer les coûts d'entretiens.
- Définir les caractéristiques techniques des différents tronçons.

2. Cadre de l'étude :

L'expansion de la circulation a nécessité le dédoublement de la RN22 entre Tlemcen et la limite de la Wilaya d'Ain Temouchent.

Au niveau du carrefour de la RN 22/sortie Sud de la ville de Remchi où le caractère express de la RN22 est brisé par le trafic venant et allant vers le centre ville de Remchi, Plusieurs accidents sont d'ailleurs enregistrés à cet endroit.

De plus ces 02 axes, se rencontrent par l'intermédiaire d'un carrefour non adapté au caractère express de la RN 22 ou le trafic dépasse 40 000 Véhicule /jour.

Suite à cette congestion de la circulation d'importants bouchons de véhicules sont enregistrés durant la journée.

Afin de remédier à cette situation, il est impératif de réaliser un passage supérieur dénivelée (construction d'échangeurs) qui prennent en charge le trafic tout en annulant les points de conflits entre les différents flux de circulation.

3. Constitution physique:

- Construction d'un pont à poutres en béton précontraint
- Réalisation des remblais des différentes bretelles
- Réalisation du corps de chaussée des différentes bretelles
- Réalisation des murs de soutènement,
- Déplacement éventuel des réseaux et servitudes.

4. Objectifs :

Le but essentiel de notre projet est de :

- créer une liaison assurant le transfert d'une grande partie du trafic de la RN22 qui rallie la ville de TLEMCEM vers AIN TEMOUCHENT en évitement le carrefour de l'entrée de REMCHI, décongestionnant ainsi cette dernière. Par ailleurs, cet évitement aura des retombées certaines sur un aspect économique.
- Sécurité et confort de l'utilisateur de la route : ces facteurs sont assurés par la fluidité du trafic et la suppression des points noirs (réduction des accidents).
- Améliorer la fluidité du trafic routier et l'économie de transport sur des axes routiers reliant des pôles très importants.
- améliorer les conditions de sécurité des usagers de la route (Réduction considérable des risques d'accidents).
- Doter le réseau routier d'une infrastructure adéquate à travers la Wilaya

5. Définition des prix unitaires :

L'Entrepreneur est réputé avoir une parfaite connaissance de toutes les sujétions imposées par l'exécution des travaux et de toutes les conditions locales susceptibles d'influer sur cette exécution, et notamment :

- la nature et la qualité des sols,
- les conditions de transport et d'accès aux chantiers,
- le régime des eaux et des précipitations dans la région,
- les points d'eau exploitables.

Les prix considérés dans le présent bordereau s'entendent inclusifs de tous les frais de main-d'œuvre, de fourniture, de location d'amortissement, de fonctionnement et d'entretien du matériel, et comprennent l'outillage, l'installation des chantiers et des carrières, les assurances, les frais généraux, les impôts et les bénéfices, les faux frais de toute nature, les droits et les taxes, l'accès aux carrières, emprunts et points d'eau ainsi que toutes sujétions dérivant de l'obligation de maintenir la circulation pendant toute la durée des travaux.

Les prix devront également comprendre les frais de prospection des gîtes, emprunts et carrières, les essais et les analyses effectués sur les matériaux, les études de fondation l'Ouvrage s, les diverses études d'établissement, de fonctionnement et de repliement des chantiers, les frais entraînés par la nécessité d'obtenir des terrains supplémentaires pour l'établissement des bases.

Les prix comprennent également les redevances, locations, frais d'essai et de contrôle entraîné par la réception des travaux, les dégâts accidentels aux cultures, les accès et l'extraction des matériaux et l'éventuel assainissement des gîtes.

D'une façon générale, toutes les sujétions s'imposant normalement à un entrepreneur lors de la réalisation de travaux devront être incluses dans les prix qu'elles soient ou non explicitement prévues dans le Cahier des Prescriptions Spéciales (Clauses Techniques) et sont à la charge de l'Entrepreneur qui est réputé parfaitement les connaître pour s'en être personnellement rendu compte sur le terrain avant de soumissionner.

L'Entrepreneur est tenu de fournir un sous-détail des prix du bordereau.

Si lors des variantes proposées, l'Entrepreneur fait appel à de nouveaux prix, il devra le justifier et en fournir le sous-détail.

Dans le cas où il serait prescrit des modifications techniques nécessitant de nouveaux prix, ces derniers seraient calculés à partir des sous-détails ci-dessus mentionnés.

En cas d'impossibilité, les travaux supplémentaires prescrits seraient exécutés et réglés à l'Entrepreneur sur la base de devis estimatifs particuliers, préalablement acceptés par l'Ingénieur.

Les nouveaux prix seront notifiés à l'Entrepreneur par ordre de service.

Ce prix rémunère forfaitairement l'amenée du matériel, l'installation, l'aménagement et le fonctionnement des bases.

Ce prix comprend notamment, sans que cette liste soit limitative :

- Les branchements provisoires de toutes natures, nécessaires au fonctionnement des engins et la marche générale des travaux.
 - L'exécution des accès et plate-forme pour les installations du chantier ainsi que tous les ouvrages provisoires nécessaires à la bonne marche du chantier.
 - Les bureaux, entrepôts et baraquements, laboratoire, de l'Entreprise,
 - Les bureaux et laboratoire mis à disposition de l'Administration,
 - Les liaisons téléphoniques,
 - Les frais de gardiennage et de surveillance du chantier, des carburants et des dispositifs de récupération des huiles usagées,
 - L'aménagement et l'entretien des aires de stockage des matériaux,
 - Les installations de carrières et toutes obligations découlant des conditions du marché.
 - Il comprend aussi toute création ; dans le cas où est impératif, de déviations provisoires afin de ne pas interrompre la circulation dans un sens ou dans l'autre lors des travaux, il comprend tous travaux de déblais, de remblais, éventuellement des passages busés, y compris toute suggestion de bonne exécution.
- Sa mise en service ne se fera qu'après agrément du maître de l'ouvrage.

6. Définition de prix de chaque élément :

- AMENEE DU MATERIEL ET INSTALLATION DU CHANTIER.

Ce prix rémunère forfaitairement l'amenée du matériel, l'installation, l'aménagement et le fonctionnement des bases.

Ce prix comprend notamment, sans que cette liste soit limitative :

- Les branchements provisoires de toutes natures, nécessaires au fonctionnement des engins et la marche générale des travaux,
- L'exécution des accès et plate-forme pour les installations du chantier ainsi que tous les ouvrages provisoires nécessaires à la bonne marche du chantier,
- Les bureaux, entrepôts et baraquements, laboratoire, de l'Entreprise,

- Les bureaux et laboratoire mis à disposition de l'Administration,
 - Les liaisons téléphoniques,
 - Les frais de gardiennage et de surveillance du chantier, des carburants et des dispositifs de récupération des huiles usagées,
 - L'aménagement et l'entretien des aires de stockage des matériaux,
 - Les installations de carrières et toutes obligations découlant des conditions du marché.
- Il comprend aussi toute création ; dans le cas où est impératif, de déviations provisoires afin de ne pas interrompre la circulation dans un sens ou dans l'autre lors des travaux, il comprend tous travaux de déblais, de remblais, éventuellement des passages busés, y compris toute suggestion de bonne exécution.

Sa mise en service ne se fera qu'après agrément du maître de l'ouvrage.

Il est réglé en totalité au début des travaux après constatation des installations complètes du chantier et de la présence sur le chantier de la totalité du gros matériel de l'Entreprise;

La formule de révision des prix n'est pas applicable à ce forfait.

- **REPLI DU MATERIEL ET DES INSTALLATIONS DE CHANTIER :**

Ce prix rémunère forfaitairement le repliement du matériel de chantier, de carrière et de service, y compris toutes charges, fournitures, frais et sujétions. Il comprend également le démontage des installations, démolitions des bases et remise en état des lieux mis à la disposition de l'Entreprise.

Ce prix sera payé à la fin des travaux, après la dernière réception provisoire et après constatation du repliement des installations de chantier et du matériel de l'Entreprise ainsi que la remise en état des pistes existantes.

La formule de révision n'est pas applicable à ce forfait.

Il est réglé en totalité au début des travaux après constatation des installations complètes du chantier et de la présence sur le chantier de la totalité du gros matériel de l'Entreprise;

La formule de révision des prix n'est pas applicable à ce forfait.

- **ETUDE D'EXECUTION :**

Ce prix rémunère forfaitairement l'ensemble des frais d'études et d'établissement des dossiers d'exécution par l'Entrepreneur.

Il comprend notamment tous les frais de personnel, d'assistance technique éventuelle, de fourniture et de tirage de plans et les visas des plans d'études au niveau du CTPP.

Il est payé dans la limite de 70% après approbation finale par l'ingénieur de tous les plans d'exécution et des notes de calcul à fournir qui seront visés en avance par le CCTP.

Les 30% restant seront payés à l'Entrepreneur après livraison à l'Ingénieur des documents d'archives à la fin des travaux.

- BETON DE PROPLETE DOSE A 150 KG/M3

Ce prix rémunère au mètre cube la fourniture et la mise en œuvre du béton de propreté dosé à 150 Kg de ciment par mètre cube pour une chape en béton de propreté d'une épaisseur de 10cm suivant les indications des plans d'exécution.

- GROS BETON SOUS MDS ep=30cm

Ce prix rémunère au mètre cube, la fourniture et la mise en œuvre du gros béton, sur une épaisseur de 30 cm suivant les indications des plans d'exécution ou pour remplissage éventuels de failles ou de fouilles et rattrapages des cotes de niveau, et toute sujétion inhérente.

On d'une couche d'accrochage en émulsion cationique sur la couche de fondation en grave concassée, bien préparée, avec ou sans sablage à raison de 0.3 KG de bitume résiduel par mètre carré (M2), y compris toutes sujétions.

Il n'est pas prévu de plus value de transport, quelque soit la distance qui sépare le chantier aux sources d'approvisionnement des différents agrégats.

- BETON POUR ELEMENTS PREFABRIQUES DOSE A 350 KG/M3 Y/C TRANSPORT ET POSE

Ce prix rémunère au mètre cube la fourniture, la mise en œuvre et la mise en place du béton de qualité dosé à 350kg/m3 pour éléments préfabriqués

Ces prix comprennent notamment :

Toutes les fournitures à pied d'œuvre, des matériaux nécessaires à la fabrication : granulats, ciment, eau, adjuvants, produits de cure, etc. y compris transport.

- L'amenée et le repli de la ou les centrales de fabrication,
- La fabrication du béton selon les prescriptions du CCTP, y compris toutes les sujétions de fabrication au rythme du chantier,

- Le transport et l'amenée à pied d'œuvre du matériel nécessaire à la mise en œuvre du béton dans les coffrages,
- Le transport et l'amenée à pied d'œuvre du béton,
- La mise en œuvre du béton, la vibration, le traitement y compris toute forme de coffrage,
- Les sujétions de bétonnage par temps froid et chaud ou sous l'eau, et toute sujétion inhérente
- Le transport et la pose des éléments MDS y compris toute sujétion inhérente.

- ACIERS POUR BETON PREFABRIQUE

Ce prix rémunère à la tonne la fourniture et la mise en œuvre du ferrailage pour béton préfabriqué suivant les plans d'exécution (y compris façonnage etc.) et conformément au C.C.T.P., d'acier de la qualité Fe 40 A

Ce prix s'applique à la tonne mise en œuvre.

L'Ingénieur pourra prescrire des contrôles concernant le poids réel des barres mises en œuvre.

- BETON EN FONDATION DOSE 350 KG/M3 Y/C COFFRAGE

Ce prix rémunère au mètre cube la confection et la mise en œuvre du béton en fondation dosé à 350 Kg de ciment par mètre cube. Ce prix comprend :

Les fournitures à pied d'œuvres des matériaux nécessaires à la fabrication du béton : granulats, ciments, eaux ... y compris transport.

La fabrication du béton selon les prescriptions du C.C.T.P y compris toutes les sujétions de fabrication.

Le coffrage conformément au C.C.T.P des coffrages : La fourniture à pied d'œuvre, la mise en place, montage, remplissage, entretien et démolage et toutes les sujétions nécessaires à la réalisation des coffrages selon les règles de l'art.

Le transport et l'amenée à pied d'œuvre du matériel nécessaire à la mise en œuvre du béton dans les coffrages.

Le transport et l'amenée à pied d'œuvre du béton.

La mise en œuvre du béton, la vibration et le traitement.

Les sujétions de bétonnage par temps froid et chaud.

La fourniture des moules, confection des éprouvettes utilisées pour les essais et leur transport au laboratoire.

Les essais nécessaires sur les bétons et leurs constituants.

Ce prix s'applique au mètre cube suivant les plans d'exécutions.

- ACIER POUR BETON EN FONDATION

Ce prix rémunère à la tonne la fourniture et la mise en œuvre du ferrailage en acier de la qualité Fe 40 A pour béton en fondation suivant les plans d'exécution (y compris façonnage etc.) et conformément au C.C.T.P.

Ce prix s'applique à la tonne mise en œuvre.

L'Ingénieur pourra prescrire des contrôles concernant le poids réel des barres mises en œuvre.

- BETON EN ELEVATION DOSE A 350 KG/M3 Y/C COFFRAGES

Ce prix rémunère au mètre cube la fourniture et la mise en œuvre du béton en élévation (appuis et dalles) dosé à 350 Kg de ciment par mètre cube.

Ce prix comprend toutes les sujétions décrites au prix N°07 et s'applique au mètre cube suivant les plans d'exécutions.

- ACIER POUR BETON EN ELEVATION

Ce prix rémunère à la tonne la fourniture et la mise en œuvre du ferrailage en acier de la qualité Fe 40 A pour béton en élévation (appuis et superstructure) suivant les plans d'exécution (y compris façonnage etc.) et conformément au C.C.T.P.

Ce prix s'applique à la tonne mise en œuvre.

L'Ingénieur pourra prescrire des contrôles concernant le poids réel des barres mises en œuvre.

- FOURNITURE ET MISE EN PLACE DES POUTRES DE 33.40 ml Y COMPRIS TOUTES SUJETIONS

1.1.1.1.1.1.1.1

Ce prix rémunère à l'unité la fourniture et la mise en place des poutres en béton précontraint de 33.4 ml y compris toutes sujétions.

La fourniture et mise en œuvre du béton et adjuvants si nécessaire.

La mise en œuvre du béton, la vibration le traitement y compris toute forme de coffrage

Les sujétions de bétonnage par temps froid et chaud sous l'eau.

Il comprend toutes les sujétions inhérentes à un tel béton et notamment celles découlant de la qualité supérieure du béton (béton d'étude, béton témoin, dosage des matériaux, contrôle des résistances et de la plasticité) de la vibration, de la cure etc...

La quantité mise en œuvre sera calculée au mètre

Ce prix s'applique à la tonne mise en œuvre.

L'ingénieur pourra prescrire des contrôles concernant le poids réel des barres mises en œuvre.

NOTA : Le poids des barres et des câbles sera calculé suivant la formule.

$g(\text{Kg/m}) = 1/4 \pi d^2 (\text{m}^2) \times 7850 (\text{Kg/m}^3)$, avec trois chiffres après la virgule pour $d < 12$ mm et deux chiffres après la virgule pour $d > 12$ mm.

- PREDALLES

Ce prix rémunère au mètre carré la fourniture et pose de prédalles y compris toutes sujétions de pose et préfabrication des prédalles suivant les plans d'exécutions.

- GARGOUILLE D'EVACUATION D'E.P Ø100

Ce prix rémunère à l'unité la fourniture et la pose des gargouilles d'évacuation d'eau pluvial diamètre 100 mm y compris transport et mise en œuvre, scellement soudure etc.

- TUYAU EN P.V.C P/ EAU PLUVIALE

Ce prix rémunère au mètre linéaire la fourniture et pose des tuyaux en P.V.C d'assainissement diamètre 100 mm y compris tiges d'ancrages, écrous, rondelles etc.

- CHAPE D'ETANCHEITE

Ce prix rémunère au mètre carré, la fourniture et la mise en œuvre de la chape d'étanchéité au mortier de ciment après nettoyage parfait du support, son épaisseur est de 1 à 2 cm environ.

- FEUTRE BITUMINEUX.

1.1.1.1.1.1.2 Ce prix rémunère au mètre carré la fourniture et la mise en place du feutre bitumineux.

- GARDE CORPS METALLIQUE

Ce prix rémunère au mètre linéaire, la fourniture, l'usinage, le transport et à la mise en œuvre y compris scellement soudures et peintures, d'acier laminé chaud pour garde-corps de nuance Fe E 24 et toute sujétion inhérente.

- GLISSIERE DE SECURITE

Ce prix rémunère au mètre linéaire, La fourniture, l'usinage, le transport et la mise en œuvre selon article 7 (Chapitre 3 du CCTP) y compris scellement, soudures et peintures et toutes sujétions, d'acier laminé marchand de la nuance Fe E240 pour glissière de sécurité.

Variante possible : Aluminium ou Fe E220 Zingué.

- APPAREILS D'APPUIS EN NEOPRENE

Ce prix rémunère à la fourniture et la mise en œuvre d'appareils d'appuis en élastomère en élastomère

Fretté (surface striées, unilatéral mobile)

Ce prix comprend toutes les sujétions inhérentes à la mise en place de tels appareils d'appui (main d'œuvre, mortier de réglage ect) correspondant aux instructions du fabricant.

Ce prix s'applique à l'unité (U).

- PEINTURE BITUMINEUSE.

1.1.1.1.1.1.1.3 Ce prix rémunère au mètre carré la fourniture de la peinture bitumineuse et le badigeonnage des parties enterrées.

- BORDURE DE TROTTOIRS

Ce prix rémunère au mètre linéaire la fourniture et pose des bordures de trottoirs y compris toutes sujétions de pose et préfabrication des bordures conformément aux plans d'exécution.

- CORNICHE EN BETON

Ce prix rémunère au mètre linéaire la fourniture, la mise en place des corniches préfabriquées définies dans les plans d'exécution y compris coffrage et ferrailage et transport sur son lieu d'implantation.

- DALLETES DE TROTTOIRS

Ce prix rémunère au mètre carré la fourniture et pose des dallettes de trottoirs y compris toutes sujétions de pose et préfabrication des dallettes conformément aux plans d'exécution.

- EXECUTION DES PIEUX

Ce prix comprend à l'unité tous les travaux qui sont nécessaires pour l'exécution des pieux (moyenne 15 m par pieu) jusqu'à la profondeur indiqués sur les plans :

- Eventuellement l'aménagement et l'écartement de la plate forme

- Exécution du forage y compris le tubage
- Fourniture et mise en œuvre du ferrailage et du béton avec résistance minimale de 27 N/MM2 y compris l'utilisation de tube-plongeur

Ce prix rémunère également les couts pour l'épuisement et évacuation des eaux de toute nature dans les tubes y compris la fourniture du matériel de pompage et son entretien, l'installation des pompes ainsi que le personnel nécessaire.

En outre, il faudra ajouter les couts ^pour la partie du tube de revêtement restant dans le sol ainsi que la récupération de l'autre partie.

Il est rémunéré au : mètre linéaire (ml).

Tableau 8-1 : Les prix unitaire

	DESIGNATIONS	1.1.2 U	QUANTITE	P.U	MONTANT
SECTION 1 : FORFAIT					
01	Amené du matériel et installation du chantier	F	01	2 000 000	
02	Repli du matériel et des installations du chantier	F	01	1 000 000	
03	Etude d'exécution	F	01	1 500 000	
	Total 1	Sous			
SECTION 2 : INFRASTRUCTURES					
04	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m³	M ³	95	6 960	661 200
05	Gros béton sous MDS ép. = 30 cm	M ³	300	9 002	2 700 600
06	Béton pour éléments préfabriqués dosé à 350 kg/ m³	T	750	14 500	10 875 000

07	Aciers pour béton préfabriqués	M ³	128	117 000	14 976 000
08	Béton en fondation dosé à 350 kg/ m3 y/c coffrage		936	14 000	13 104 000
09	Acier pour béton en fondation	T	94	115 000	10 810 000
	Sous Total 1				53 126 800
SECTION 3 : SUPERSTRUCTURES					
01	Béton en élévation dosé à 350 kg/ m3 y/c coffrage	M ³	1718	14 500	24 911 000
02	Acier pour béton en élévation	T	189	117 000	22 113 000
03	Fourniture et mise en place des poutres préfabriquées précontraintes de 33,40 ml Y compris toutes sujétions	U	60	1 550 000	93 000 000
04	Pré dalles	M ²	972	1 500	1 458 000
05	Gargouille d'évacuation d'E.P ø 100	U	56	5 500	308 000

06	Tuyau en P.V.C p/Eau Pluviale	Ml	112	1 500	168 000
07	Chape d'étanchéité	M ²	2554	3 500	8 939 000
08	Feutre Bitumineux	M ²	2554	3 200	8 172 800
09	Garde corps métallique	Ml	336	12 00	4 032 000
10	Glissière de sécurité	Ml	336	5 600	1 881 600
11	Appareils d'appui en néoprène	U	120	38 500	4 620 000
12	Peinture Bitumineuse	M ²	4100	450	1 845 000
13	Bordure de trottoirs	Ml	336	1 500	504 000
14	Corniche en béton	Ml	336	9 700	3 259 200
15	Dalettes de trottoirs	M2	236	1 500	354 000
16	Exécution des pieux forés (h=15)	U	558	52 000	29 016 000
Sous Total 3					237 965 600
SECTION 4 : CHAUSSE					
Déblais en terrain meuble			3000	720	2 160 000
Remblais en matériaux sélectionné			7800	1 020	7 956 000
Couche de fondation en tuf sur e = 20 cm			420	1 080	453 600

Couche de base en grave concassé sur e=25 cm	520	2 400	1 248 000
Couche en grave bitume sur e =12 cm	670	5 400	3 618 000
Couche de béton bitumineux sur e = 6cm	480	6 000	2 880 000
Sous total 4			18 315 600

TOTAL GENERAL EN HT	(1)+(2)+(3)	313 908 000
TVA 17%		53 364 360
TOTAL GENERAL EN TTC		367 272 360

7. Conclusion :

Ce montant général ramené au m² nous donne un ratio de 50 875 DA/m² en comparant au ratio courant suivant le tableau si desous :

Pont à poutre	Fondation superficielle (million)	Fondation profonde (million)
Ouvrage B.A	2.5 à 3.5	4 à 5
Ouvrage précontraint	3.5 à 4.5	5 à 7

On constate que nous somme dans la fourchette optimale

Conclusion

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait l'appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont : la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint.

Notre ouvrage a été conçu pour assurer la liaison entre deux grandes localités RAMCHI et AIN TEMOUCHENT fortement urbanisées, afin d'éviter le cisaillement avec la route nationale 22.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil.

Le choix de la variante été pratiquement imposé du fait que les travaux se font sans interruption du trafic « estimé plus de 40 000 véhicules par jours » et consiste en un pont à poutres précontraintes préfabriquées.

La conception de cet ouvrage et le recoure à la précontrainte, motivée par le profile en travers de la route nationale 22, nécessitant des portées au-delà des 30 m du faite que la pile centrale doit être implantée au niveau de terre plein central et les culées doivent être au-delà des accotements de cette dernière, ce qui justifier amplement notre choix.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Guide S.E.T.R.A : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint).
- Fascicule 61 titre II.
- Les règlements :
 - RPOA : Règle parasismique applicable au domaine de génie civil (ponts neufs)
 - RPCR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les Épreuves des ponts routes.
 - RPA : Règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).
 - BPEL : Béton précontraint aux états limites.
- Guide technique Appareil d'appui en élastomère fretté utilisé dans les ponts, viaducs.
- **A.Boudghene Stambouli & A.Belkhouche**
Etude et conception d'un pont à poutres en béton précontraint (Tlemcen).
- Thonier henry : le béton précontraint aux états limite ; presse de l'école national des ponts et chaussée.

Jean, Armand calgaro. Projet et construction des ponts. Paris : presse de l'école national des ponts et chaussée, 457P. (2000).