REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème : ETUDE D'UN PONT AVEC FONDATION PROFONDE

Présenté par :

Mazari kaouther

Oumammar el aldja

Proposé et Dirigé par

Mr. MESSAD ALI

Mr. BOUKENNA ZAKARIA

Promotion Septembre 2020

بسم الله الرحمان الرحيم

اقرأ بسم ربك الذي خلق ۝ خلق الإنسان من علق ۝ اقرأ و ربك الأكرم ۝ الذي علم بالقلم
۝ علم الإنسان ما لم يعلم ۝ كلا إن الإنسان لا يطغى ۝ أن رءاه استغنى ۝

صدق الله العظيم

سورة العلق الآية { 1-7 }

Success is no accident .it is hard work, perseverance, learning, studying, sacrifice and most of all, love of what you are doing or learning to do.

Pele

REMERCIEMENTS

NOUS TENONS TOUT D'ABORD À REMERCIER DIEU, LE TOUT PUISSANT, QUI NOUS A DONNÉ LA FORCE ET LA PATIENCE D'ACCOMPLIR CE TRAVAIL.

EN SECOND LIEU, NOUS TENONS À REMERCIER NOTRE CO-ENCADREUR MONSIEUR MESSAD ALI ET BOUKENNA ZAKARIA , POUR LEUR DISPONIBILITÉ ,QU''IL NOUS A DONNÉS DURANT TOUTE LA PÉRIODE DU TRAVAIL AINSI QUE LES EFFORTS CONSENTIS POUR ACHEVER NOTRE MÉMOIRE.

JE REMERCIE AUSSI LE PRÉSIDENT ET LES MEMBRES DU JURY DE NOUS HONORER PAR LEUR PRÉSENCE ET AVOIR BIEN VOULU EXAMINER CE MODESTE TRAVAIL.

POUR FINIR, NOUS REMERCIONS NOS TRÈS CHERS AMIS QUI SONT DEVENUS DES FRÈRES ET SOEURS POUR NOUS ET TOUS LES ENSEIGNANTS ET LES ÉTUDIANTS DE GÉNIE CIVIL, NOTAMMENT À LA PROMO GÉOTECHNIQUE 2019_2020.

,

dedicace

Du fond du cœur, je trouve l'énorme plaisir de dédier le fruit de mes années d'études en Génie Civil

Spécialement à mes parents à qui je dois énormément, qui ont cru en moi et qui m'ont donné les moyens d'aller aussi loin.

A ma famille qui n'a cessé de me soutenir pendant tout mon parcours. Je leur exprime toute ma gratitude pour leur soutien financier et moral, ce qui m'a permis d'être à ce niveau.

Et notamment à mes frères MADJID YOUCEF YOUNES ET ISHAK et ma sœur HADIL, et toute la famille MAZARI

A tous les membres de ma famille, petits et grands.

Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

MERCI.

Mazari kaouther

dedicace

Merci à Dieu " ALLAH " qui m'a donné la force la patience, le courage, la volonté et de M'avoir guidé durant ma scolarité pour terminer ce travail.

Merci à Dieu "ALLAH" aussi qui m'a donné des bons PARENTS et ma sœur FELLA et mon Mari RAHIM, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études, ce projet fin d'étude Représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués Tout au long de ma scolarité.

Eleldja oumammar

RESUME

La recherche des solutions de fondations adaptées aux différents projets constitue la Préoccupation majeure des ingénieurs géotechniciens. Dans la pratique et en plus des Considérations techniques liées aux caractéristiques des sols supports, le choix de ces Solutions est souvent affecté par la limitation des budgets imposés par les clients. De Même, la dimension temporelle représentée par le délai d'exécution des solutions constitue Un deuxième facteur déterminant à prendre en considération.

Dans ce contexte, notre mémoire propose de faire des calculs et dimensionnement de L'infrastructure du pont et la modélisation des pieux, à savoir, le pont et pieux du projet «RN18 OUED ELMALEH SIDI NAAMANE-MEDEA»;

La bonne adaptation des résultats de calculs de ce projet nous a permis d'identifier la Meilleure solution.

Mot-clé : dimensionnement, modélisation des pieux, adaptation des résultats.

ABSTRACT

The search for the solutions of foundations adapted to the various projects establishes the major concern of the geotechnical engineers. In the practice and besides the technical Considerations bound to the characteristics of grounds supports, the choice of these Solution is often affected by the limitation of the budgets imposed by the customers. Also, The temporal dimension represented by the deadline of execution of the solutions Establishes constitutes the second factor determining to consider.

In this context, our memory suggests calculation and sizing of the lower part of the bridge and Modeling of piles, to know, the bridge and piles of project « RN18 OUED ELMALEH SIDI NAAMANE-MEDEA »

The correct adaptation of the calculation results of this project allowed us to identify the best solution.

KEYWORDS: sizing, piles modeling, adaptation of results.

Sommaire :

Introduction générale…… 1

Chapitre

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE :

PARTIE 1 : les ponts

1. Introduction……
2. Les composantes d'un pont……
2.1. Les fondations……
2.2. Le tablier……
2.3. Les appuis……
a. Les pille……
b. Les culées……
c. Les appareille d'appuis……
3. Classification d'un pont……
3.1. Classification selon la voie portée……
3.2. Classification selon la structure……
a. Ponts voutés……
b. Ponts à poutres……
c. Ponts à poutres en béton précontraint……
d. Ponts à poutres mixtes acier/béton……
e. Ponts à poutres en bois……
f. Ponts à haubanées……
3.3. Classification selon la position de la vois franchie……
3.4. Classification selon la nature……
a. Ponts fixes……
b. Ponts mobiles……
c. Ponts provisoires……
d. Ponts habités……
3.5. Classification selon la taille……
a. Pont non courants……
b. Pont courants……
3.6. Classification selon la brèche franchie……
4. Les dispositifs d'un pont……
4.1. Etanchéité et couche de roulement……
4.2. Joints de dilatation……
4.3. Dispositifs de retenue pour les ponts routiers……

4.4. Corniches……
4.5. Appareils d'appui……
4.6. Evacuation des eaux……
4.7. Autres équipements……

Chapitre 2 : les pieux

1. Généralités sur les pieux……
2. Méthodes de dimensionnement des pieux…….
3. Fondations profondes (les pieux)…….
4. Différents catégories des pieux ……
- **a.** Pieux façonnés à l'avance……
- **b.** Pieux à tube battu exécuté en place…….
- **c.** Pieux forés…….....
- **d.** Pieux foncés……
- **e.** Micro-pieux de diamètre inférieur à 250 mm……..

5. Principe de fonctionnement des pieux……
6. Capacité portante des pieux……

Chapitre

Présentation ……

Chapitre

Etude et conception

1. Introduction……
2. Critères de choix du type d'ouvrage …….
3. Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage…….
4. Conception de tablier……..

4.1. Variante N01 : pont mixte……

4.2. Variante N02 : pont à poutre en béton précontraint……

4.3. Variante N03 : pont à poutre en béton armé……

4.4. Tableau de comparaison……..

4.5. Conclusion……

chapitre : calculs

1. Introduction……..

1.1 Présentation générale de l'ouvrage……..

1.2 Coupe longitudinale……

1.3 Coupe sur culée……

1.4 Présentation de calcul……

1.5 Charges appliquées sur les culées……

2. Paramètres de calcul et matériaux de construction……

2.2. Normes et règles de calcul…….

2.3. Normes techniques ……

2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux…….

3. Calcul des pieux…….

3.1. Efforts sur les pieux……..

3.2. Sollicitation sur les pieux……

3.3. Tableau des réactions sur les pieux à l'ELU……..

3.4. Tableau des réactions sur les pieux à l'ELS……

3.5. Tableau des réactions sur les pieux à l'ELA……

3.6. Etude et ferraillage du mur garde-grève……

4. Données de calcul…….

4.1. Coupe transversale sur le mur……

4.2. Etude et ferraillage de la dalle de transition……..

4.3. Calcul de la semelle……..

4.5.1 Evaluation des efforts pour chaque pieu à :

- l'ELU…….
- l'ELA…….
- l'ELS…….

4.5.2 Calcul de la section d'acier……

4.5.3 Calcul de la section en flexion simple…….

Chapitre 5 : Conclusion ……

Liste des tableaux

Symboles et abréviations

Liste de figures :

Fig.*I.1 :* différent parties d'un pont.

Fig.I.2: les composantes d'un pont.

Fig.II.1: schéma explicatif d'un pieux (les trois parties principales)

Fig.II.2: définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De

Fig.II.3:mode opératoires des pieux tubés

Fig.II.4:mode opératoires des pieux forés

Fig.II.5:pieux foncé.

Fig.II.6 : mode opératoires du micro pieux

Fig.3.1 : schéma statique.

Fig.3.2 : coupe transversale de la coupe.

Fig.3.3 : schéma statique.

Fig.3.4 : coupe transversale de la poutre section I

Fig.3.5 : vue en plan.

Fig.4.1 : coupe transversale sur le mur.

Fig.4.2 : coupe transversale et longitudinale sur dalle de transition

INTRODUCTION GENERALE:

Tout calcul et dimensionnement d'un ouvrage en génie civil doit être rigoureux. A cet effet, une bonne connaissance et une analyse approfondie du problème s'imposent, notamment pour les constructions classées de grandes importances.

Alors, l'ingénieur doit prendre en considération l'ensemble des facteurs qui peuvent affecter de manière non négligeable les résultats de ces calculs. Parmi eux, on trouve l'interaction sol-structure qui constitue des problèmes très réputés en génie civil. Les fondations profondes (les pieux) sont utilisés dans plusieurs domaines : dans les fondations des ponts (viaducs), les gratte-ciels, les silos, etc.

Le comportement des ouvrages de génie civil tels que les murs de soutènement, les renforcements, les tunnels et les fondations est un problème d'interaction sol-structure.

A présent, il est communément admis que, dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-pieux, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec les pieux appelés «interface ».

L'interface est le siège de phénomène mécanique complexe : elle génère des localisations de contraintes et des déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol et de l'élément structural (pieux), généralement très contrastés. La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Il en résulte que pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface. C'est particulièrement vrai pour les fondations profondes, oùnla description du comportement en termes de frottement mobilisé, doit nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique ont pour but de caractériser le comportement mécanique de l'interface entre le sol et les pieux rigides (en béton) , et de modéliser le comportement des pieux sous chargement statique axial et latéral et les appliquer sur un groupe de pieu.

Ces travaux se situent dans la suite du traitement d'un modèle de comportement de l'interface. L'objectif de cette recherche est d'une part de savoir repartir les charges calculées de la partie supérieur sur les nombres des pieux après les calculés et d'autre, de le généraliser au cas d'un groupe de pieux, en l'appliquant pour une fondation d'une d'une culée de pont.

Le mémoire présenté est structuré en quatre chapitres.

Le premier chapitre s'intéresse aux études bibliographiques en citant les principaux éléments

Qu'on a (définitions d'un pont et ces composantes) définition des principaux types des pieux , leur mode d'exécution et leurs principes de fonctionnement.

Le deuxième chapitre retrace la présentation du projet (l'histoire de l'ancien pont et les Causes de son effondrement).

Le troisième chapitre est consacré au conception du projet (les avantages et inconvénients de Chaque variante et en conclusion on choisi la variante la plus favorable pour la réalisation.

Le quatrième chapitre concerne les calculs adoptés au cours de travail (les charges et surcharges, La capacité portante de chaque pieu, calcul de ferraillage des pieux).

Dernièrement, la conclusion.

ETUDES BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 01

PartieI

Généralité sur les ponts

1-Introduction :

Depuis long temps, l'homme a toujours cherché à traverser des obstacles naturel s .pour y a arriver ,il a dû, par exemple ,avoir recours au ponts ;Les ponts sont apparus pour la premier fois dans l'aire romaine .au fil des années la construction des ponts a évalué, le choix des matériaux aussi au jour d'hui encore, des innovation sont observables .on voit une infinité de ponts , de forme ,ou construit avec défirent matériaux ;alors comme une définition général on dit que un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation .selon sa fonction on distingue :pont route ,pont rail et pont canal .

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se référé à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage .pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en sites terrestres.

1. Les composantes d'un pont :

Un pont se compose de trois parties qui sont :

- ✓ les fondations.
- ✓ les appuis.
- ✓ le tablier.

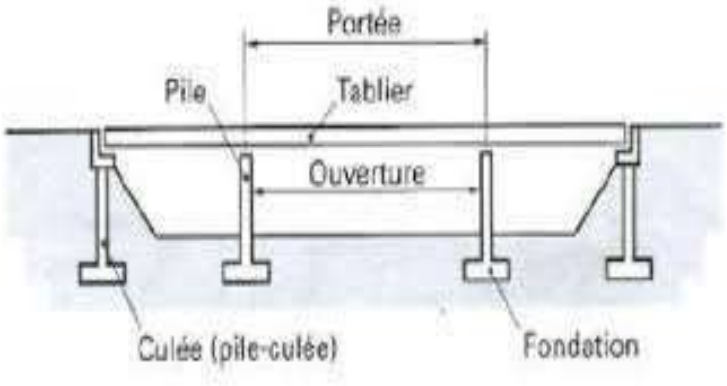


Fig. I.1 : différentes parties d'un pont

2.1. Les Fondation :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées, dont qu'à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations. On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation

- Des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque D /B
- Des fondations semi-profondes (puits) lorsque 4≤ D/B
- Des fondations profondes (pieux) lorsque D/B ≥ 1O.

2.2. Les appuis :

Il existe deux types d'appuis: les appuis de rive ou culées et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles)

a. Les piles :

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 en deux familles:

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

Les culées :

Les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception ; en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux, c'est pourquoi on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable sur abondant et des formes aussi simples que possible. Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée ; une fonction mécanique et une fonction technique, Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- ✓ Une bonne transmission 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 tassements.

b. les appareille d'appuis :

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) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).on distingue :

- 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 répondus 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

2.3. Tablier :

Le tablier est l'élément directement situé au-dessous de la voie de communication, et qui transmet les charges aux poutres principales solidarisées entre elles par des poutres transversales ou entretoises qui leur sont disposées normalement, il existe plusieurs types de tabliers :

- les tabliers en dalle
- les tabliers à poutres sous chaussée, les tabliers en caisson,
- les tabliers métalliques,
- *les tabliers mixtes*

a. Dalle :

La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.

b. Entretoise :

Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles. Elles ont un double rôle: celui de contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres. Les entretoises doivent être aussi raides que possible et assez nombreuses pour assurer la solidarité effective des poutres; il faut que leur nombre ne soit pas exagéré et leur poids aussi réduit que possible. II y a donc deux impératifs contradictoires qu'il faut concilier.

c. Longerons :

Les longerons, essentiellement utilisés dans les ponts métalliques, sont disposés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage et relient entre elles les différentes entretoises.

d. Poutres principales :

Les efforts dus au poids propre (de la dalle et des entretoises) et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis constitués par les culées. On distingue les poutres latérales et les poutres sous chaussée.

e. Contreventent :

Le contreventement est constitué par une poutre croisée horizontale entre poutres latérales, le tout destiné à assurer la stabilité du tablier sous les efforts du vent

2. Classification des ponts :

La classifications des ponts peut être différente selon le critère de classement :la fonction ,les matériaux ,la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever) ,l'importance de l'ouvrage (courant-non courant)ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voute pour les ponts voutés ou types de nappes pour les ponts a haubans).ces différents classements prouvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

3.1.Classification selon la voie portée :

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :
Un pont –route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route .les ponts autoroutière désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des ponts –routes.
Un pont –rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
Une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne, pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues.
Un pont –aqueduc ou aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau, par contre un oléoduc ou un gazoduc désigne explicitent la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte.
Un pont –canal désigne un ouvrage portant un canal.
Un pont –avion ou pont –taxiway permettant le franchissement par les avions de routes comme par exemple, à l'aéroport de Paris-Charles-de-Gaulle.

3.2. Classification selon la structure :

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

a. Ponts voutés :

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1 500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie. Puis le béton armé a supplanté la pierre, mais bientôt les ponts métalliques, autorisant de plus grandes portées, ont supplanté les ponts voûtés qui sont restés cantonnés aux faibles. Le métal est également utilisé pour certains types de ponts voûtés.

Les ponts voûtés couvrent les portées de 2 à 100 mètres. Pour les très petites portées, les ponceaux voûtés massifs et en plein cintre, essentiellement employés comme ouvrages de décharge hydraulique, sont des ouvrages plutôt rustiques, mais ils constituent une solution simple et robuste. Des ouvrages en voûte mince, constitués d'éléments préfabriqués en béton ou métalliques, sont souvent employés pour des ouvrages courants jusqu'à 9 m d'ouverture à condition que la hauteur de couverture du remblai reste inférieure à 7 m et que le rapport de leur hauteur à leur ouverture soit compris entre 0,6 et 1. Au-delà des ouvrages utilisés actuellement dans le domaine des ponts en arc sont en béton armé

Plusieurs critères peuvent différencier les ponts voûtés : la forme de la voute, le type d'appareillage de la voûte, le type d'avant-bec ou d'arrière-bec. Ainsi la voûte peut être en plein cintre (demi-cercle parfait), en arc de cercle (segment d'arc), en ogive, en anse de panier ou en ellipse. Le bandeau de la voute peut être extradossé à pierres rayonnantes, à double rouleau, bloqué, à double rouleau non extradossé, en tas de charge, avec platebande en tas de charge. Les becs peuvent être triangulaires, en amande, rectangulaires, ou circulaires

b. ponts à poutres :

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres : les poutres à âmes pleines, les poutres caissons, les poutres treillis et les poutres bow-strings, ces dernières sont néanmoins classées parmi les ponts en arc car l'organe porteur principal reste l'arc. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois ou, plus récemment, des matériaux composites tels que la fibre de carbone.

Ponts à poutres en béton armé Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarisées transversalement par des voiles en béton armé formant entretoise. La couverture (le hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ces deux éléments, on distingue trois types de tabliers de ponts en béton armé : les tablier à hourdis nervuré, les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de

poutre). Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts à portée modérée franchissant routent et autoroutes sont de ce type.

c. Ponts à poutres en béton précontraint :

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m. La panoplie des solutions comporte :

- Les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m
- Les ponts-caissons mis en place par poussage unilatéral ou bilatéral (portée principale usuelle comprise entre 35 et 65 m)
- Les ponts-caissons construits en encorbellement, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m, mais dont le domaine d'emploi s'étend jusqu'à 200 m de portée principale. Cette méthode consiste à ériger l'ouvrage symétriquement en porte à faux à partir des piles, par tranches successives appelées voussoirs, coulés en place ou préfabriqués, la stabilité étant assurée par la mise en tension successive des câbles de précontrainte, ancrés à l'extrémité de chaque voussoir.

d. Ponts à poutres mixtes acier/béton :

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ces éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique. Ils connaissent un fort développement depuis les années 1980 avec notamment les ponts bipoutres mixtes qui sont une solution relativement économique pour des portées comprises entre 35 et 80 m. Les ponts à poutre-caisson seront choisis lorsqu'un grand élancement est requis ou lorsque l'ouvrage présente une courbure très prononcée Ponts à poutres métalliques Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre de celle-ci. Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée. Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine. Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures, étaient très utilisées au XXI[e] siècle ou pour le pont-rail. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées.

Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement elles y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant

e. Pontes à poutr*es en bois :*

Les poutres en bois sont disponibles en deux grandes catégories : le bois massif et le lamellé-collé, les assemblages sont réalisés soit traditionnellement par l'intermédiaire de tenons et mortaises, soit par clouage ou boulonnage. On distingue également les différentes essences utilisées parmi lesquelles nous citerons le pin, le sapin, l'épicéa, le chêne, le châtaignier, le douglas, certaines sont plus adaptées à certaines expositions, il sera préférable par exemple d'utiliser le pin pour un climat maritime. Un des éléments primordiaux pour assurer la durabilité du bois est de le conserver sec

Ponts suspendus

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto-ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier

Dans le cas des ouvrages à travées multiples, les efforts de traction induits par les charges roulantes sont transmis jusqu'aux câbles de retenue par des câbles accrochés sur des selles ou des chariots mobiles en tête des pylônes et appelés « câbles de tête ». Dans le cas général, les câbles de retenue, situés entre les ancrages et les pylônes, ne supportent pas de charge. Les suspentes verticales peuvent être complétées par des haubans inclinés afin de réduire les déformations du tablier. La classification est la suivante.

f. Pontes à haubanés:

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction.

Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes. On distingue ainsi les ponts symétriques à trois travées, les ponts à pylônes uniques et les ponts à travées haubanées multiples. La première famille est la plus nombreuse. Dans de tels ponts les

haubans les plus proches des culées sont appelés haubans de retenue. Ils donnent à l'ouvrage l'essentiel de sa rigidité. Dans le cas des ouvrages à pylônes uniques, celui-ci peut être central, encadré par deux travées d'égale longueur, ou bien en position décalée. L'ouvrage peut être entouré ou non de viaducs d'accès. Les structures haubanées à travées multiples permettent de limiter, par rapport à une solution plus classique, le nombre des fondations qui sont en général onéreuses

3.3. Classification selon la position de la voie franchie :

Type d'ouvrage :

- Passage supérieur (P.S) : si c'est la voie franchie qui est considérée.
- Passage inférieur (p. i) : si c'est la voie portée qui est considérée.

3.4. Classification selon la nature :

a. Ponts fixes

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe

b. Ponts mobiles

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zones portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe entraîne la construction d'ouvrages d'accès importants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire. On peut distingue :

- Un pont levant est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple.
- Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau.
- Un pont transbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale.
- un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'un fossé encerclant un ouvrage fortifié.
- un pont flottant ou pont de bateaux

c. Ponts provisoires

Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour.

Ce type de pont est relativement utilisé dans le domaine du génie militaire : les ponts Bailey (ou Calendre Hamilton) ou certains « toboggans » en sont des exemples.

D'autres types de ponts provisoires sont les ponts flottants et les ponts de glace, créés dans certaines contrées l'hiver

d. Ponts habités

Un pont habité permettait au Moyen Âge à certains usagers de se loger, il assure plus généralement certaines fonctions liées à la ville

3.5. Classification selon la taille :

Les grands ouvrages routiers sont différenciés des petits par la dénomination d'ouvrages non courants, par opposition aux ouvrages courants.

A. Ponts non courants

En France, et dans le domaine routier, la première définition en a été donnée dans la circulaire du 2 janvier 1986, puis dans celle du 27 octobre 1987, puis cette définition a été reprise dans différentes autres circulaires dont celle du 5 mai 1994

Sont considérés comme ouvrages non courants, d´une part, les ouvrages répondant aux caractéristiques suivantes :

- les ponts possédant au moins une travée de plus de 40 mètres de portée ;
- les ponts dont la surface totale de l´un des tabliers dépasse 1 200 mètres carrés
- les tranchées couvertes ou semi-ouvertes de plus de 300 mètres de longueur ;
- les ponts mobiles et les ponts canaux

Sont également considérés non courants tous les ouvrages ne dépassant pas les seuils précédents, mais dont la conception présente des difficultés particulières, par exemple :

- celles provenant du terrain (fondations difficiles, remblais ou tranchées de grande hauteur, risques de glissement...) ;
- celles sortant des conditions d´emploi classiques (grandes buses métalliques d´ouverture supérieure à 8 mètres, voûtes en béton d´ouverture intérieure supérieure à 9 mètres ou dont la couverture de remblai est inférieure à 1/8 de l´ouverture intérieure, utilisation d´un dispositif ayant pour but de limiter la charge sur l´ouvrage)

- celles liées à des modifications de solutions types résultant de la géométrie du tracé ou de recherches architecturales (ponts très biais ou à courbure prononcée…)
- celles dues à l´emploi de techniques non codifiées et n´ayant pas fait l´objet d´un avis technique du SETRA (procédés de soutènement spéciaux…)
- celles dues au caractère innovant de la technique ou du procédé

B. Ponts courants

A contrario sont considérés comme courants les ouvrages ne répondant pas aux critères ci-dessus.

3.6. Classification selon la brèche franchie :

Viaduc :Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

La terminologie de "pont" et de ses "viaducs d'accès" est souvent utilisée. La distinction absolue entre les deux termes n'est toutefois pas clairement définie, certaines publications estiment qu'il convient d'utiliser le mot "viaduc" au-delà de 30 mètres d'ouverture et de 15 mètres de hauteur libre pour un pont voûté, et au-delà de trois travées pour les autres types de ponts.

Ainsi certains ouvrages peuvent avoir deux dénominations, on parle de pont de l'île d'Oléron mais aussi de viaduc d'Oléron. De même pour le pont d'accès à l'île de Ré

Nature de la brèche : Un pont est dit terrestre lorsque le pont franchit une rivière, une voie navigable ou tout autre espace terrestre. Il est dit maritime lorsque l'ouvrage franchit un bras de mer. ÉTANCHÉITÉ ET COUCHE DE ROULEMENT

4. Les dispositifs d'un pont:

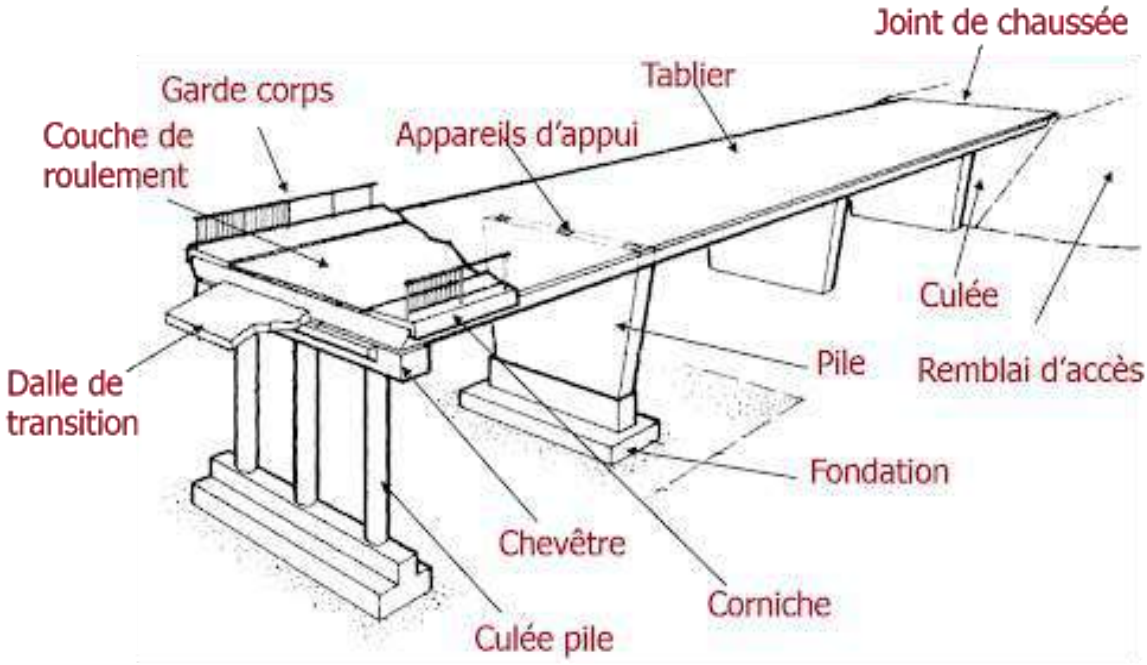


Fig. I.2: les composantes d'un pont

4.1. ÉTANCHÉITÉ ET COUCHE DE ROULEMENT :

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie, eau de lavage et, surtout, eau chargée de sels anti-verglas dans le cas des ponts routiers) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on recourt généralement à une **chape d'étanchéité** (représentant 2 à 3 % du coût de l'ouvrage neuf), disposée sur la dalle de béton, ou à un complexe étanche sur les platelages métalliques (platelages orthotropes).

Si la circulation est faible, une couche de 10 mm d'un mélange d'asphalte et de bitume peut donner de bons résultats. Si la circulation est importante, il faut recourir à des solutions plus élaborées : par exemple, une chape épaisse en asphalte coulé, ou une chape mince constituée d'un film adhérant au support, ou encore des feuilles préfabriquées bitumineuses, etc.

Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à l'exécution pour que l'étanchéité soit réellement imperméable et durable.

- La couche de roulement qui vient au-dessus de la chape d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux de 4 à 5 cm d'épaisseur. Sur les itinéraires à forte circulation, il faut prévoir la possibilité d'ajouter une deuxième couche portant l'épaisseur totale à une dizaine de centimètres. Des indications sur ces questions sont données dans la documentation du Sétra (Service d'études sur les

transports, les routes et leurs aménagements). Les principales techniques d'étanchéité en usage en France sont les suivantes :

- la technique à base d'asphalte (de 1 à 3 cm d'épaisseur) mise en œuvre « à chaud » (environ 200 °C)
- la technique de la feuille préfabriquée monocouche ou complétée par une couche d'asphalte gravillonné
- la technique par « Moyens à haute cadence » (MHC), moyens permettant de mettre en œuvre simultanément le système d'étanchéité et une couche de roulement de 4 cm...

4.2. JOINTS DE DILATATION :

Les joints de dilatation sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type.

- Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, dans le cas des structures en béton (retrait, fluage), et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.

- Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure. On limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutres précontraintes par post-tension, les travées sont systématiquement attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture), de sorte que les joints de chaussée ne sont disposés que tous les 150 à 200 m.

L'agressivité dynamique du trafic routier endommage progressivement les joints par fatigue. ILS doivent donc être remplacés à intervalles réguliers.

- Des types de joints très variés ont été expérimentés et mis au point par divers fabricants. On peut les regrouper actuellement en quatre familles :
  - les joints à pont souple.
  - les joints à pont à peigne en porte à faux.
  - les joints à lèvres et remplissage du vide par un matériau assurant l'étanchéité.
  - les joints non apparents sous revêtement normal ou amélioré.

- Suivant l'intensité de la circulation, il convient de choisir :
    - un joint léger (pour un trafic inférieur à 1 000 véhicules lourds par jour) ;
    - un joint semi lourd (pour un trafic compris entre 1 000 et 3 000...

4.3. DISPOSITIFS DE RETENUE POUR LES PONTS ROUTIERS :

Les dispositifs de retenue comprennent :

- Les **garde-corps**.
- Les **glissières**.
- Les **barrières**.
- Les **garde-corps** ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.
- Les **glissières** sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. IL existe des glissières souples et des glissières rigides.
    - Les **glissières souples** comportent des éléments linéaires portés par des poteaux ; lesquels reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique.
    - Les **glissières rigides**, généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues. Compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.
- Enfin, les **barrières** sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction.
- La **norme NF EN 1317** (qui comporte 6 Parties, la Partie 6 correspondant aux garde-corps) fixe la classification des dispositifs de retenue des véhicules en fonction du niveau de sécurité.
- Pour le **dimensionnement des tabliers de ponts**, le projeteur a besoin de connaître l'intensité des efforts, éventuellement transmis à la structure porteuse par les dispositifs de retenue en cas de choc de véhicule. L'annexe nationale à la norme NF EN 1991-2 (Euro code 1 – Partie 2, actions dues au trafic sur les ponts) fixe l'intensité de ces efforts.

4.4. CORNICHES :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- en éloignant l'eau des parements verticaux ;
- et en rattrapant les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives.

En site urbain ou protégé, on recourt de plus en plus fréquemment aux corniches-caniveaux qui assurent, à la fois une fonction esthétique, et une fonction d'évacuation longitudinale des eaux de pluie.

4.5. 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 familles principales** :
    - les appareils d'appui **en acier spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques**, mais dont l'emploi est de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien ;
    - 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'appuis « Freyssinet » : la section rétrécie de béton se plastifiait sous l'effet des rotations du tablier, mais de tels appuis avaient quand même une durée de vie limitée et leur remplacement par des appareils d'appui en caoutchouc fretté était souvent problématique (coupure des goujons en acier).

- Les **appareils d'appui glissants en caoutchouc fretté** sont obtenus en disposant une feuille de Téflon à leur partie supérieure. Cette feuille est en contact avec une plaque

d'acier inoxydable fixée en sous-face du tablier. Le coefficient de frottement entre le Téflon et l'acier inoxydable est très faible lorsqu'il est mesuré en laboratoire (de l'ordre de 1 à 2 % de l'effort vertical appliqué) mais, dans le contexte d'un ouvrage, il peut atteindre des valeurs plus élevées et ne plus fonctionner en tant qu'appui glissant.

Les appareils d'appui en caoutchouc font l'objet de spécifications rassemblées...

4.6. ÉVACUATION DES EAUX :

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire. Elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une voie routière bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches-caniveaux

4.7. AUTRES ÉQUIPEMENTS :

On citera tout particulièrement les dalles de transition. Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont, en cas de tassement de remblai. Ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage, et par l'autre sur le remblai d'accès.

Font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur ou dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

PartieII

GENERALITES SUR LES PIEUX :

Méthodes de dimensionnement des pieux

1. fondations profondes (Les pieux)

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. Les trois parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe,
et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrains résistantes.

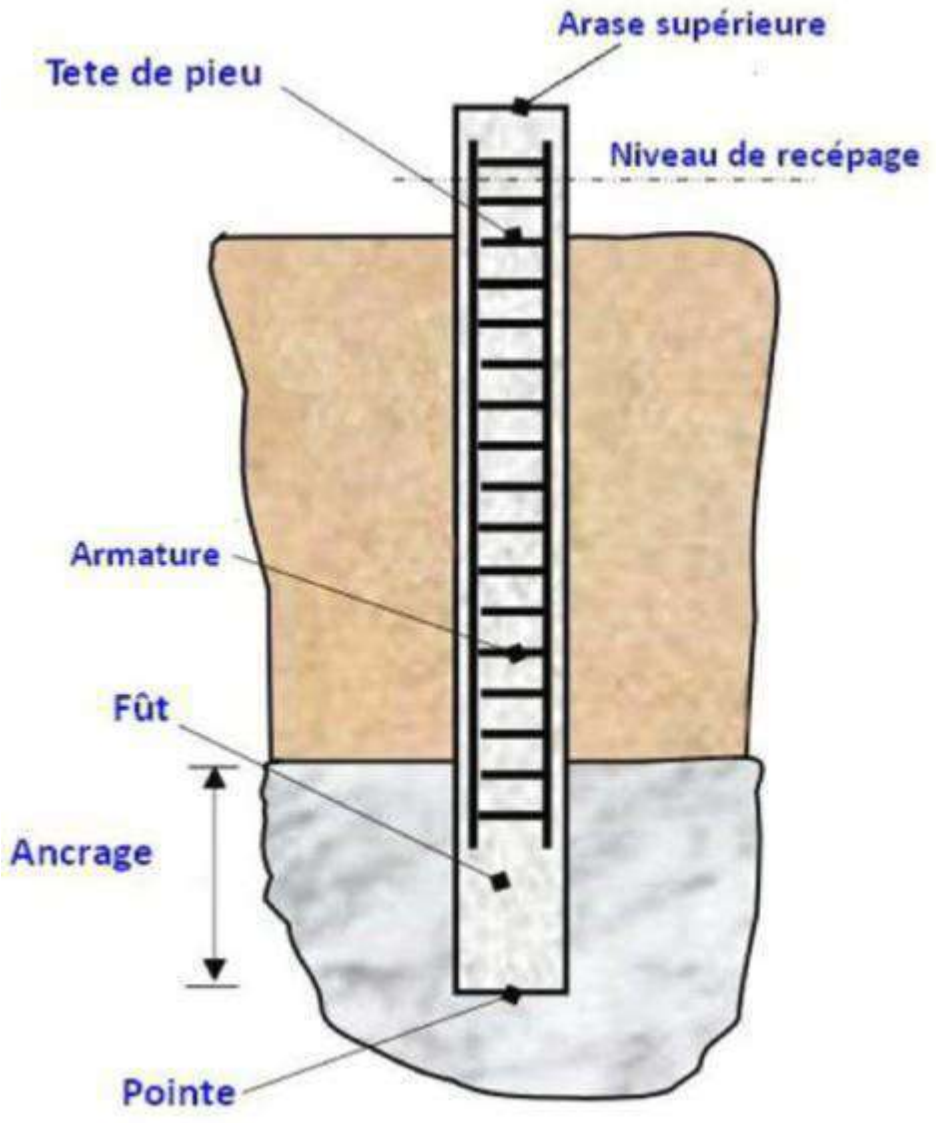


Figure II.1: Schéma explicatif d'un pieu (Les trois parties principales)

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique De. Cette valeur De tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu. On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif De/B > 5 [6]. Couche de sol médiocre couche de sol d'ancrage.

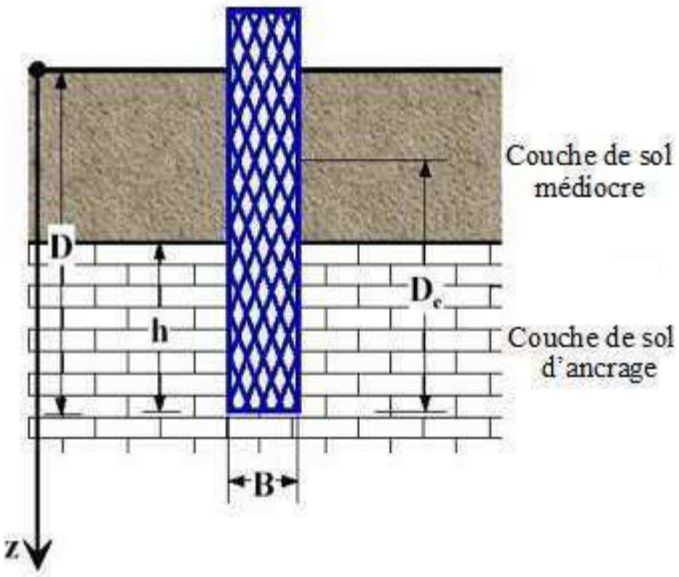


Figure II.2: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique.

2. Différentes catégories de pieux

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous :

2.1. Pieux façonnés à l'avance

- battu préfabriqué,
- métal battu,
- tubulaire précontraint,
- battu enrobé,
- battu ou vibro-foncé, injecté haute pression.

2.2. Pieux à tube battu exécuté en place

- battu pilonné,
- battu moulé.

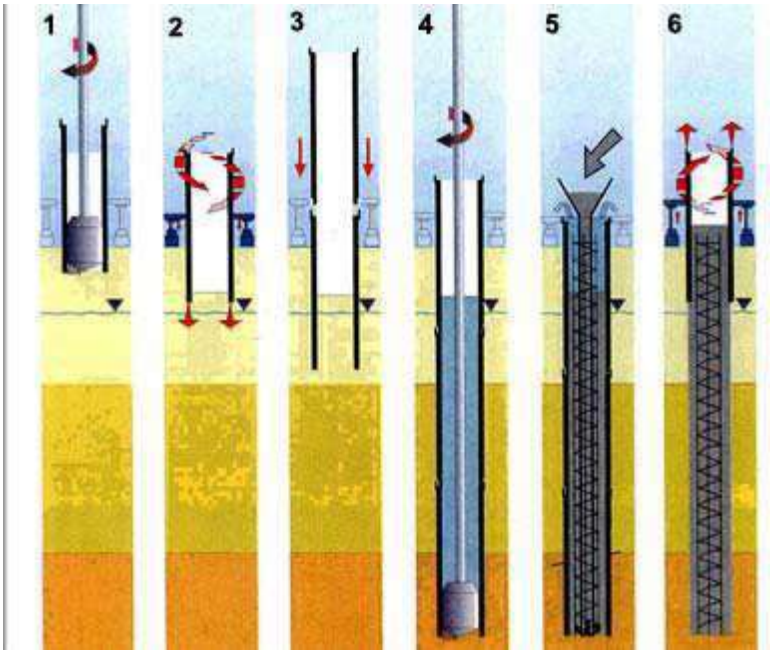


Figure II.3: Mode opératoire des pieux tubés.

2.3. Pieux forés :

• foré simple.

• foré tubé.

• foré boue.

• tarière creuse (type 1 à type 3 selon la technologie utilisée).

• vissé moulé.

• injecté haute pression.

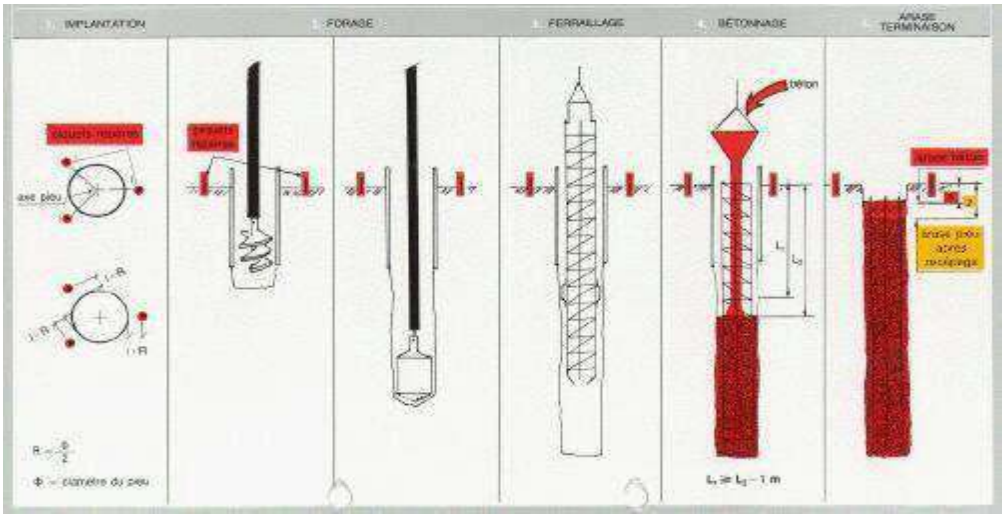


Figure II.4: Mode opératoire des pieux forés.

2.4. Pieux foncés :

• béton foncé.

• métal foncé.



Figure II.5*:* Pieux foncés.

2.4. Micro-pieux de diamètre inférieur à 250 mm

Travail sous hauteur réduite, espace exigé, reprises-en sous œuvre.

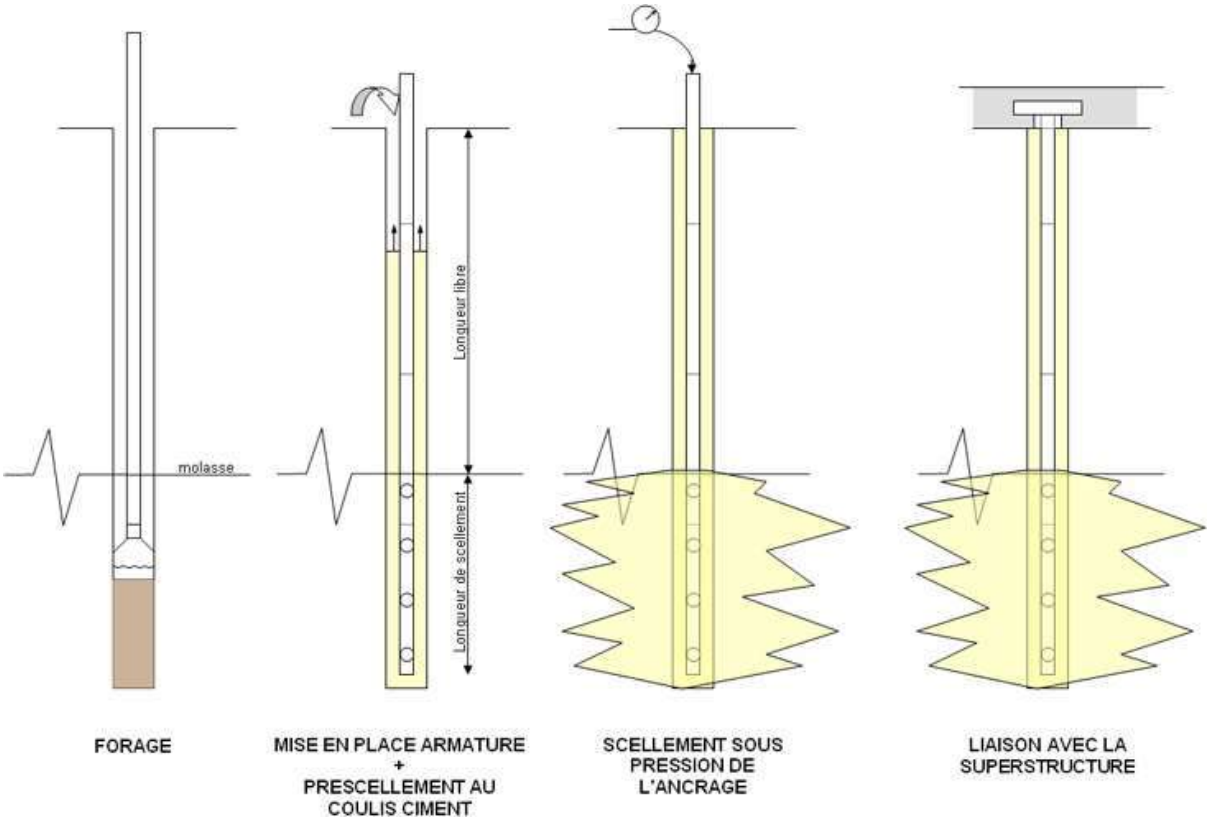


Figure II.6: Mode opératoire du micro pieux.

3. Principe de fonctionnement des pieux :

Les pieux agissent sur le sol soit :

- Par frottement latéral : Q_f (pieux flottants),
- Par effet de pointe : Q_p (pieux colonnes),
- Par frottement latéral + effet de pointe.

Ils doivent résister généralement à l'effet :

- Des charges verticales,
- Des poussées horizontales ou obliques

4. Capacité portante des pieux :

Les deux principales méthodes qui permettent de calculer la capacité portante d'un pieu font appel à des essais in-situ :

1- Essai préssiométrique qui consiste à dilater une sonde cylindrique dans le sol par injection d'eau sous pression et mesurer la pression limite P_l qui correspond à la rupture du sol et d'en déduire le module préssiométrique E.

2- Essai au pénétromètre qui consiste à enfoncer dans le sol une pointe conique portée par un train de tiges et mesurer la résistance de pointe Q_p et le frottement latéral Q_s, ce qui permet de calculer la force portante d'un pieu [5].

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
P_l< 0.3 MPa E<1.8 MPa	0.3 MPa< P_l <MPa 1.8 MPa< E< 24 MPa	P_l>2.5MPa E > 24MPa

Tableau II.1: Nature de sol d'après l'essai pressiométrique [1]

Chapitre 02

Présentation de projet

ATravers ce chapitre, nous présentons l'ensemble des données nécessaire à l'élaboration de notre projet la Réalisation d'un ouvrage d'art situé sur l'axe Berrouaghia-Bouira sur la RN18, il enjambe l'oued El Malah au communes de Sidi Naâmane Wilaya de Médéa, cet ouvrage a été réalisé entre 1972 et 1975 de deux travées isostatiques de 15 mètres chacune, de tablier en poutres en béton armé reposants sur des fondations superficielles. Aussitôt la circulation coté Est a été déviée au niveau de l'intersection RN18/R18B vers la RN62 via la RN18B en passant par Bouskene et côté Ouest vers la RN62 puis la RN18B au niveau de l'intersection de la RN01 et la RN18 au niveau de la ville de Berrouaghia.





Le pont droit à une longueur de 30Ml ; Il est constitué de 02 travées isostatiques en béton armé de 15m de portée chacune ; Les culées de type remblayées et la piles centrale est un voile en béton armé. Le tablier comporte 03 poutres sous chaussée sur lesquelles repose la

dalle de couverture en BA d'épaisseur estimée à 25 cm les poutres en I de hauteur 1.20 m, sont entretoisées aux abouts par des entretoises rectangulaires, et sont posées sur des appareils d'appui en néoprène fretté reposant sur des platines métalliques. La superstructure est composée par une chaussée bidirectionnelle revêtue, de dimension transversale 2x3.5m et des trottoirs (2x1.30 m), Les équipements visibles sont des GC métalliques, des joints de chaussée REJ52 et des gargouilles de diamètre 100 mm Les culées sont du type remblayées et enterrées constituées d'un mur frontal et de murs en retour en BA de 3.40m. Les remblais sont protégés par des gabions et un perré maçonné à l'avant. La pille centrale est un voile en béton armé 65 cm d'épaisseur. La fondation sous forme de semelle rectangulaire semi-profonde Suite aux fortes précipitations qu'a connues la région il s'est produit un effondrement d'une partie de l'ouvrage en question, il s'agit de la première travée. La pile centrale de l'ouvrage a subit un tassement et renversement suite à l'affouillement de l'oued compte tenu de la vitesse et le débit important de l'oued Ainsi que la quantité d'eau qui a complètement inondé le pont, le niveau de l'eau dépassant le niveau du tablier par 1.5m; s'ajoute à cela le faite que l'ouvrage réaliser en 1972 repose sur des fondations semi-profondes (sans pieux), ces actions ont rendus l'ouvrage vol





Chapitre 03

Etude et conception

1-Introduction :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont

L'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysage.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envi

la comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

1. Critères de choix du type d'ouvrage :

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- Obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails…...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.

Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le cabaret à respecter.
- La brèches de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- Le cout de réalisation.

3. Conception de tablier:

Pour la conception du tablier Nous avons proposé les trois variantes suivantes :

- Pont mixte à poutres métalliques.
- Pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes.

4.1. Variante N° 01 : pont mixte :

Les ponts mixtes alliant l'acier et le béton sont constitués d'une ossature métallique Porteuse et d'une dalle en béton armé de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un ouvrage monolithe.

En effet les poutres métalliques ne peuvent pas assurer toutes seules la résistance de L'ouvrage à la flexion générale, et comme le béton présente une bonne résistance à la Compression, il est nécessaire de l'associe à la table de compression des poutres.

Les portées économiques de ce mode de construction se situent entre 30 à 110m.

Pour cette variante, nous avons choisi deux travées de même longueur de : **L = 40 m**.

Culée	***PK***
C1	***83+500***
C2	***83+540***

Tableau 3-1: Implantation des appuis

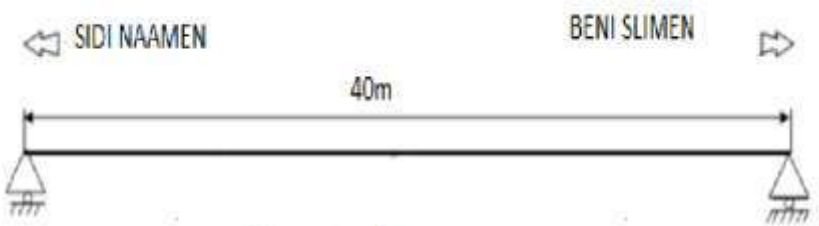


figure 3-1:schema stati que

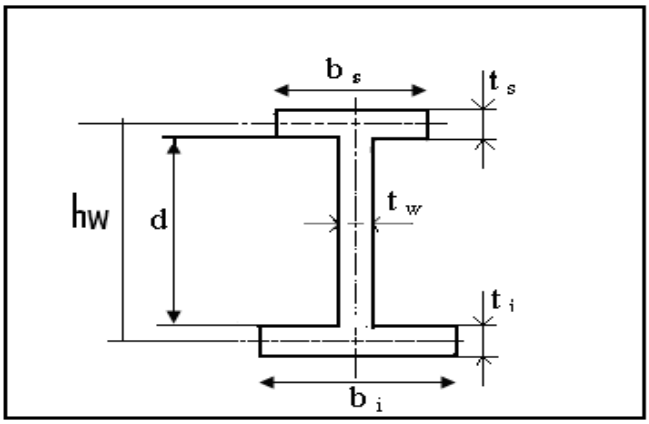


Figure 3-2 : Coupe transversale de la poutre

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

Comme **avantages** on cite :

- *La possibilité de franchir de grandes portées.*
- *La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.*
- *N'est pas sensible au tassement différentiel.*

Co

Comme **inconvénients**:

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.

4-2-Variante N° 02 : pont à poutre en béton précontraint:

Le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé (1928).aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil.

L'idée est d'imposer au béton une compression préalable permettant d'empêcher la fissuration qui serait due à des efforts de traction ultérieurs.

Donc, la précontrainte est un procédé qui consiste à créer dans le béton, avant sa mise en service, des efforts intérieurs qui s'opposent aux efforts intérieurs produits par les charges extérieurs, le but est de contrebalancer une partie des charges qui sollicitent la structure.

Les portées économiques se situent entre 20 à 35m.

Pour cette variante, nous avons choisi deux travées de même longueur de : **L = 33 m.**

Culée	*PK*
C1	*83+500*
C2	*83+533*

Tableau 3-2: Implantation des appuis

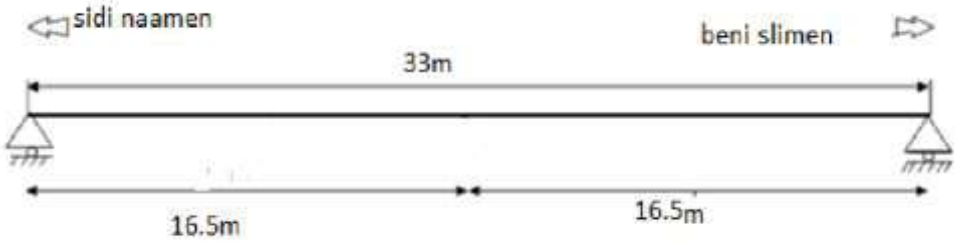


Figure 3-3 :schema statique

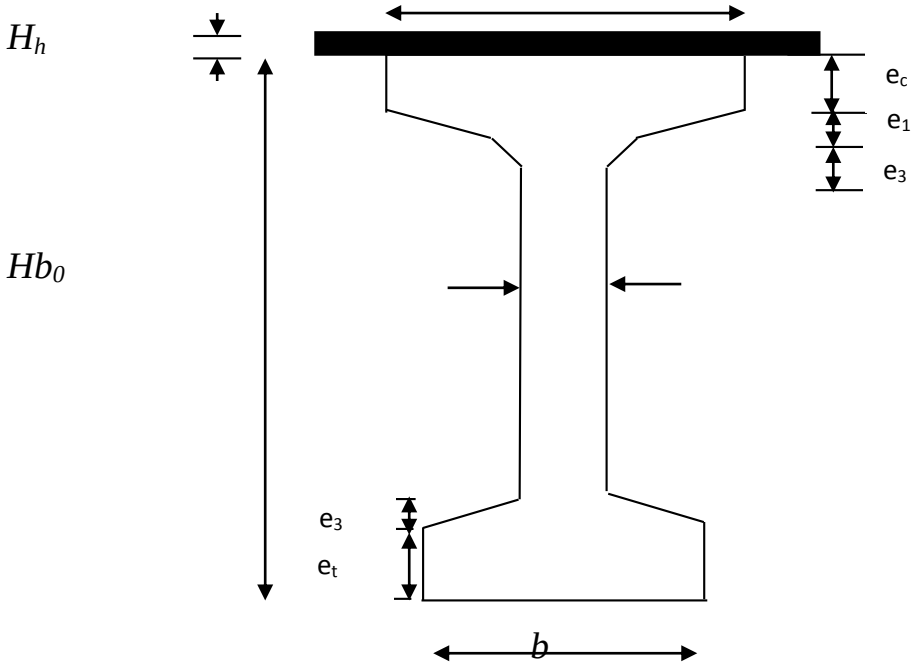


Figure3-4 : Coupe transversale de la poutre section I.

Le tablier à poutre en béton précontrainte présente des avantages et des inconvénients.

Comme **avantages** on cite :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,
- Puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu' à 35m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.

Comme **inconvénients**:

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'ouvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer.

4-3-Variante N° 03 : pont à poutre en béton armé:

Les tabliers de ce type sont composés de plusieurs poutres principales en béton armé, de préférence sans talon, supportant un hourdis également en béton armé.

Les poutres présentent, dans les zones d'appui, un épaississement pour satisfaire aux Conditions d'effort tranchant.

De façon systématique, au droit des lignes d'appui, des entretoises en béton armé,Assurent l'encastrement à la torsion des poutres et permettent le levage éventuel du tablier à l'aide de vérins.

Si des entretoises sont également nécessaires en travée, elles seront disposées tous les 5 ou 6 mètres.

Le béton utilisé pour ce type d'ouvrage est de catégorie B 35 au minimum.

L'épaisseur minimale des armes de poutres est de l'ordre de 30 cm.

L'épaisseur minimale du hourdis est de 18 cm.

Le domaine de portée de ce type de tablier est compris entre 15 et 25 m (27 m maximum Pour une travée isostatique).

Pour cette variante, nous avons choisi quatre travées de longueur de : **L_1=20 m,**

L_2=20 m.

Pile/Culée	**PK**
C1	**115+634.973**
C2	***700.973***

Tableau 3-3 : Implantation des appuis

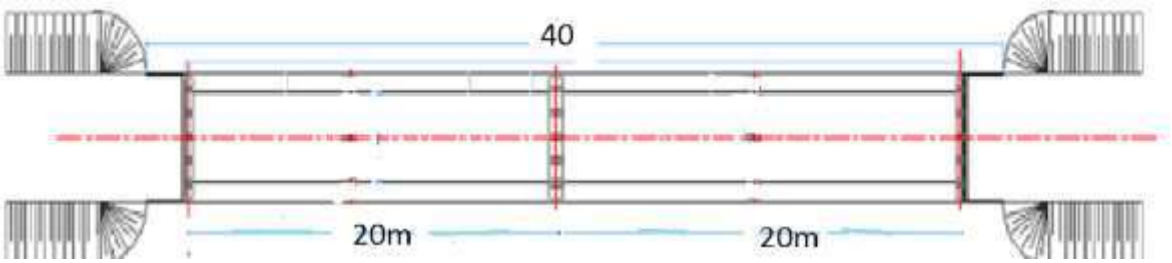


Figure3-5 Vue en plan

Le tablier à poutre en béton précontrainte présente des avantages et des inconvénients.

Comme **avantages** on cite:

- Portée allant de 10 à 25m.
- Economique du point de vue de consommation du matériau.
- Pour la portée moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques.

Comme **inconvénients:**

- Gamme de portée limitée.
- Les structures continues sont très rigides aux tassements différentiels.
- Pour une longueur d'ouverture de50m on sera amené à réaliser 3 travées avec des poutres sous-chaussées, ce que nécessitent deux appuis intermédiaires implantés sur le profil en travers.

4-4-Tableau de comparaison:

	Pont mixte	*Pont à poutres précontraint*	*Ponts en Béton armé*
Entretien	***Difficile***	***Facile***	***Facile***
Esthétique	***Bonne***	***Bonne***	***Mauvaise***
Exécution (réalisation)	***Facile***	***Facile***	***Difficile***
Economie	***Chere***	***chere***	***moins chere***

Tableau 3-5 : Tableau de comparaison

4-5-Conclusion:

Après la comparaison des trois variantes nous prenons la variante 2 **« pont à poutres en béton précontraint »**, il est plus adaptée que les deux autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

Chapitre 04

Calcul

1. Introduction :

La présente note de calcul se veut un justificatif de la partie infrastructure de l'ouvrage OA sur RN18 SIDI NAAMENE OUED EL MALEH.

1.1. Présentation générale de l'ouvrage :

L'ouvrage OA sur RN18 SIDI NAAMEN OUED EL MALEH, composé d'une travée de 40m, suivant un dévers de 2.5%.

Le tablier est constitué de 2 poutres en PRS, ces poutres c'est sont de 1.7m de hauteur et entre espacées de 5.50m.

Les efforts provenant du tablier sont transmises aux culées via les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Les Culées sont remblayées avec un mur frontal, elles sont fondées sur les pieux de 1.2m de diamètre et de longueur le 12 m.

1.2. Coupe longitudinale :

La coupe longitudinale du pont est représentée sur le plan.

1.3. Coupe sur culée :

La coupe sur pile et culée est représentée sur le plan.

1.4. Présentation du calcul :

Le calcul commence par la détermination des charges et surcharge routièresdevant s'appliquées sur le pont selon les régalements en vigueur (fascicule 61 titre 2 pour la détermination des surcharges routières), faire la réparation transversale des efforts et déterminer les charges pour chaque appui.

1.5. Charges appliquées sur les culées :

La culée est soumise aux charges suivantes les trois directions suivantes :

- La résultante de la distribution des charges horizontales ;
- Les charges verticales induites par la superstructure ;
- Les charges transversales ;
- La poussée des remblais derrière la culée ;
- L'action sismique due aux remblais derrière la culée.

2. Paramètres de calcul et matériaux de construction :

2.1. Normes et règles de calcul :

Les normes et règles de calcul sont contractuelles, les principales utilisées sont :

- Fascicules 61 titre 1 pour béton armé ;
- RPOA 2008 pour le calcul sismique ;
- RCPC 2008 et fascicules 61 titre 2 pour le calcul des surcharges routières ;
- Fascicules 61 titre 4 pour le calcul des fondations.

2.2. Normes techniques *:*

- Le pont est classé en 1 ère classe selon le fascicule 61 titre 2, avec une largeur roulable de 7.00m et des vois de 3.5m chacune ;
- Cas de fissuration préjudiciable ;
- Surcharges routières : A(l), système B, charge militaires Mc120 et surcharges exceptionnelles de type 240 ;
- Variation de température de 30°C ;
- Retrait et fluage (exprimés en différence de température) -23°C ;
- Coefficient de dilatation linéaire des poutres principales 10^{-5}/m°C ;
- Zone sismique 2 a
- Groupe de pont 2(selon le RPOA 2008) ;
- Coefficient d'accélération de zone A=0.20 ;
- Catégorie de site S2 (sol ferme).

2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux *:*

- Béton pour infrastructure : fc28=27 MPA ;
- Aciers : HA Fe 500 pour les aciers des éléments en béton armé ;
- Béton pour pieux : fc28=20 MPA ;
- Appareils d'appuis élastomère : G=1.2 MPA dans les conditions sismiques et 0.9 MPA dans les conditions normales ;
- Angle de frottement interne j=30° (donnée du rapport de sol) ;
- Poids des remblais $\gamma = 2\mathrm{t/m^3}$ (donnée du rapport de sol).

2. Calcul des pieux :

Les pieux sont des fondations profondeurs sur lesquels repose la semelle, ils sont utilisés dans le cas où la contrainte requise n'est pas atteinte superficielles

Les pieux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils travaillent en flexion composée.

Les pieux résistent par pointe et par frottement latéral, etleurs capacités portantes sont fonction des caractéristiques mécaniques du sol de fondation.

3.1. Efforts sur les pieux :

Chaque pieu est soumis à un effort normal et un moment fléchissant, la réaction ainsi obtenue est donnée par la relation suivante :

$$Ri=\frac{N}{n}\pm\frac{M}{W}$$

Avec :

$$W_1=\frac{n_2*d^2+n_2(-d_2)^2}{d_2}\ ;$$

$$W_2=\frac{n_2*d^2+n_2(-d_2)^2}{d_2}\ ;$$

n : nombre de pieux ;

N : efforts maximum résultant des charges et surcharges ;

M : moment fléchissant calculés par la formule donnée ci-dessous ;

n_1 et n_2 : nombre de pieux par file.

3.2. Sollicitations sur les pieux :

Un pieu est considéré comme étant un élément flexible, son comportement est caractérisé par l'équation différentielle suivante :

$$EL\frac{d^4y}{dx^4}+C_U\ b_y=0\ ;$$

Avec :

- *B : diamètre du pieux ;*
- *C_U : module de réaction de sol ;*

- *Y : déplacement en tête du pieu ;*

La solution α de cette équation est donnée par la formule suivante :

$\alpha = \frac{1}{L} = 4 \sqrt[4]{\frac{EL}{C_U b}}$;

α:Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, calculé par la méthode de WARNER.

Les efforts internes pour un pieu sont donnés par les formules suivantes :

$EL\theta_0 = C\theta M \frac{M}{I} + \frac{P}{I^2} C\theta_p$;

$M(z) = C\theta M + \frac{P}{I} C\theta_p$.

Avec :

M : moment en tête du pieu ;

λ:Coefficient d'amortissement ;

$x_{\theta M}, x_{\theta P}$ *Sont données par les abaques de WARNER en fonction de Lλ.*

3.3. Tableau des réactions sur les pieux :

Tableau des réactions sur pieu à l'ELU :

L'ELU									
Combinaison			*Capacité du pieu*	*N^{br}pieux*	*D_i(m)*	*n_i*	*W_i(m)*	*Rmax(t)*	*Rmin(t)*
1	*N_{MAX}*	*2144.89*	*Q_{adm}*	*8*	*1.8*	*4*	*14.4*	*411.12*	*208.80*
	M_{corres}	*-1147.98*							
2	*N_{MIN}*	*2044.83*	*Q_{adm}*	*8*	*1.8*	*4*	*14.4*	*391.67*	*203.24*
	M_{corres}	*-1047.92*							

3	M_{max}	-1612.75	Q_{adm}	8	1.8	4	14.4	415.99	278.39
	N_{corres}	2093.77							

Tab : Combinaison des charges à L'ELU sur le pieu.

3.4. Tableau des réactions sur pieu à L'ELS :

L'ELS									
Combinaison			*Capacité du pieu*	N^{br} *pieux*	$D_i(m)$	$n_l(m)$	$W_l(m)$	$R_l(t)$	$R_l(t)$
1	N	1588.81	Q_{adm}	8	1.8	4	14.4	288.65	170.55
	M	-850.36							
2	N	1514.69	Q_{adm}	8	1.8	4	14.4	274.24	166.43
	M	-776.24							
3	M	-1205.79	Q_{adm}	8	1.8	4	14.4	308.83	141.36
	N	1552.75							

Tab : combinaison des charges à l'ELS sur le pieu.

3.5. Tableau des réactions sur pieu à l'ELA :

L'ELA								
Combinaison		*Capacité du pieu*	N^{br}*pieux*	D_i *(m)*	n_i	$W_i(m)$	$R_{MAX}(t)$	$R_{min}(t)$
1	N_{Max}	Q_{adm}	8	1.8	4	14.4	386.18	54.00
	M_{CORRES}							

2	N_{MIN} M_{CORRES}	Q_{adm}	*8*	*1.8*	*4*	*14.4*	*384.86*	*51.42*
3	M_{MAX} N_{CORRES}	Q_{adm}	*8*	*1.8*	*4*	*14.4*	*401.54*	*35.89*

Tab : combinaison des charges à l'ELA sur le pieu.

3.6. Etude et ferraillage du mur garde-grève :

Le mur garde-grève est soumis aux efforts suivants :

- *Poussée due aux surcharges sur le remblai ;*
- *Poussée des terres ;*
- *Efforts de freinage ;*

Type de force	*Moment (Tm)/ml*
Poussée des terres	*1.26*
Poussée due aux surcharges	*3.21*
Force de freinage	*3.41*
Force sismique S_h	*0.32*
M ELS	*8.11*
M ELU	*10.82*
S ELA	*2.40*

Tab : sollicitation sur le mur garde-grève

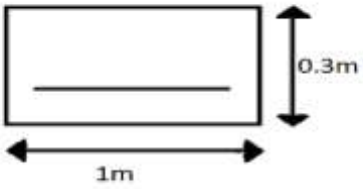
4. ***Donnée de calcul :***

4.1. Coupe transversale sur le mur :

L=1m ;

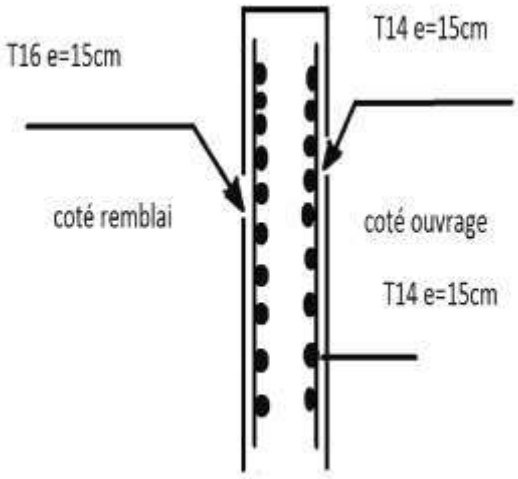
H=2.30m ;

Calcul de la section d'armatures :



A_u=9.51cm²
Fig 4.1:coupe transversale sur le mur

Condition de non fragilité :



$A_{CNF}=0.23\times b_0\times d\times\frac{f_{tj}}{f_e}$
=3.02cm²
Section minimal:
A=0.35%S
Avec:

S=4000cm²
A=10.50cm²/ml
A=max (A_{sr} , A_{cnf}, *A)*
A=10.60cm²

Coté	*Armatures*	*Type d'armatures*	*Espacement e(cm)*
Remblai	*Principales*	*T 16*	*15*
	De réparation	*T 14*	*15*
Ouvrage	*Principales*	*T 14*	*15*
	De reparation	*T 14*	*15*

Tab: ferraillage du mur garde-grève

4.2. Etude et ferraillage la dalle de transition :

La dalle de transition est soumise aux efforts suivants :

- Son poids propre ;
- Poids des remblais ;
- Poids des surcharges.

Type de force	*Al'ELS*	*AL'ELU*	*AL'ELA*
Poids propre	*0.75(t/m²)*	*0.75(t/m²)*	*0.75(t/m²)*
Poids du remblai	*1.68(t/m²)*	*1.68(t/m²)*	*1.68(t/m²)*
Poids des surcharges	*1.00(t/m²)*	*1.00(t/m²)*	*1.00(t/m²)*
Force sismique	*0.65(t/m²)*	*0.65(t/m²)*	*0.65(t/m²)*
	3.43(t/m²)	*4.88(t/m²)*	*2.82(t/m²)*
Moment résultant	*10.72(t/m²)*	*15.25(t/m²)*	*8.80(t/m²)*

Tab : sollicitations sur la dalle de transition.

Données de calcul :

ROBOT :



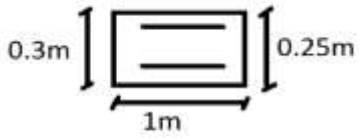


Fig.4.2:coupe s transversale et longitudinale sur dalle de transition

4.3. Calcul de la section d'armatures :

A_U=15.38cm²

Condition de non fragilité :

$A_{CNF}=0.23\times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$ =2.42cm²

A=max (A_s, A_{CNF})

A=15.38cm²

Armatures de repartition:

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2}$$

Coté	*Armatures*	*Type d'armature*	*Espacement(cm)*

Nappe inférieure	*Principales*	*T20*	*15*
	De répartition	*T14*	*15*
Nappe supérieure	*Principales*	*T16*	*15*
		T14	*15*
	De répartition		

Tab: ferraillage de la dalle de transition

4.4. *Etude et ferraillage du mur frontal:*

Le mur frontal et les murs en retour sont soumis aux efforts suivants:

- *Poids propre du tablier*
- *Surcharges routières;*
- *Poussée des terres.*

Désignation	*N(T)*	*Zy(m)*	*H(t)*	*Zh(m)*	*MN(t.m)*	*MH(t.m)*
Poids propre du tablier	*237.98*	*-0.89*	*/*	*-6.17*	*-211.80*	*/*
Mur G grève	*16.81*	*-0.14*	*/*	*-7.15*	*-2.35*	*/*
Mur frontal	*175.5*	*-0.79*	*/*	*-3.00*	*-138.65*	*/*
Poids de la dalle de transition	*94.92*	*2.57*	*/*	*-4.39*	*243.94*	*/*
Poids de la dalle de transitions	*13.88*	*0.1*	*/*	*-3.75*	*1.53*	*/*
Corbeau	*23.88*	*0.1*	*/*	*-3.04*	*2.63*	*/*
Dés d'appuis	*1.8*	*-0.89*	*/*	*-6.09*	*-1.60*	*/*
Poids des terres sur dalle de transition	*24.5*	*0.1*	*/*	*-6.1*	*2.70*	*/*

Poussée des terres sur mur frontal	*/*	*/*	*312.13*	*-1.77*	*/*	*-551.53*
Total	*589.27*	*/*	*312.13*	*/*	*-103.61*	*-551.53*

Tab: sollicitations dues aux charges permanentes sur le mur frontal

Désignation	$V_s(T)$	$Z_v(m)$	$H_S(t)$	*Zh(m)*	*MN (t.m)*	*MH (t.m)*
Poids p, mur GG	*1.01*	*-0.14*	*3.36*	*-7.15*		*-24.04*
Poids p, mur frontal	*10.53*	*-0.79*	*35.10*	*-3.00*	*-8.32*	*-105.30*
Poids p, mur en retour	*5.70*	*2.57*	*18.98*	*-4.39*	*14.64*	*-83.32*
Poids p, dalle de transition	*0.83*	*0.11*	*2.78*	*-3.75*	*0.09*	*-10.41*
Poids p, corbeau	*1.43*	*0.11*	*4.78*	*-3.04*	*0.16*	*-14.52*
Poids p, dés d'appuis	*0.11*	*-0.89*	*0.36*	*-6.09*	*-0.10*	*-2.19*
Poids des terres sur dalle de transition	*1.47*	*0.11*	*/*	*-6.09*	*0.16*	*/*
Poussée dynamique sur M frontal	*/*	*/*	*462.21*	*-1.77*	*/*	*-816.73*
Total	*21.08*	*/*	*527.57*	*/*	*6.63*	*-1056.50*

Tab: sollicitation dues aux charges sismiques sur le mur frontal.

Désignation	*N(t)*	*H(t)*	$M_v(t.m)$	$M_H(t.m)$
Surcharge	*127.75*	*6.10*	*-113.70*	*-37.64*
Surcharge	*104.72*	*15.00*	*-93.20*	*-92.55*
Surcharge	*108.60*	*0.00*	*-96.65*	*0.00*
Surcharge	*182.72*	*0.00*	*-162.62*	*0.00*
Poids des surcharges sur remblais	*17.5*	*/*	*1.93*	*/*
Poussée des surcharges	*/*	*24.2*	*/*	*-192.39*

Tab: sollicitations dues aux surcharges sur le mur frontal.

Combinaison d'action sur le mur frontal :

Combinaisons à l'ELU	*N(t)*	*H(t)*	*M (t.m)*
1.35G+1.6 [A(l) +surcharges sur remblai]	*1027.91*	*469.*	*-1431.32*

1.35G+1.6 [B_C+surcharges sur remblai]	*991.07*	*434.10*	*-1436.39*
1.35G+1.35M_c120	*942.12*	*421.33*	*-1014.33*
1.35G+1.35D240	*1042.19*	*421.38*	*-1103.98*

Tab: combinaisons d'action sur le mur frontal à l'ELU.

Combinaison à l'ELS	*N(t)*	*H(t)*	*M (t.m)*
G+1.2 [A(l) +surcharges sur remblai]	*763.57*	*348.49*	*-1065.30*
G+1.2 [Bc+ surcharges sur remblai]	*735.93*	*359.17*	*-1106.60*
G+Mc120	*697.87*	*312.13*	*-751.80*
G+D240	*771.99*	*312.13*	*-817.76*

Tab: combinaison d'action sur le mur frontal à l'ELS

Combinaison à l'ELA	*N(t)*	*H(t)*	*M (t.m)*
G+E+0.2 [B_c+ surcharges sur remblai]	*635.90*	*572.00*	*-1450.35*
G+E+0.2 [B_c+ surcharges sur remblai]	*631.29*	*573.78*	*-1457.24*
G+E+ [Mc120+surcharges sur remblai]	*632.07*	*570.78*	*-1439.42*
G+E+0.2 [D240+surcharges sur remblai]	*646.89*	*570.78*	*-1452.61*

Donnée de calcul:

- *Longueur du mur frontal =9.75m;*
- *Largeur du mur frontal =1.20m;*
- *B_0=1m;*
- *H=1.20m;*

Le ferraillage du mur frontal se fait selon la combinaison la plus défavorable.

	ELU	*ELS*	*ELA*
N(t)	*101.65*	*75.48*	*64.75*
M (t.m/ml)	*-152.45*	*-113.50*	*-149.46*

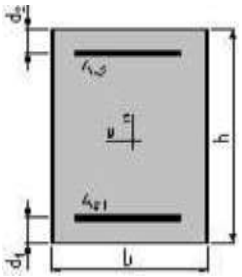
Calcul de section en flexion compose

Hypothèses :

Béton : fc28=27.0 MPA *acier : Fe=500.0 MPA*

- *Fissuration préjudiciable*
- *Pas de prise en compte des dispositions sismiques*
- *Calcul en poteau*
- *Calcul suivant BAEL 91*

Section :



b= 100.0 cm

h= 120.0cm

d_1=5.0cm

d_2=5.0cm

<u>Efforts appliqués:</u>

Cas N°	*type*	*N(T)*	*M(T.m)*

1	*ELU*	*101.65*	*-*
	152.45		
2	*ELS*	*75.48*	*-*
	113.50		
3	*ELA*	*64.75*	*-*
	149.46		

Résultats:

Section d'acier :

Section théorique A_{s1}*=34.6cm²* *section théorique* A_{s2}*=34.6cm²*

Section minimum A_{smin}*=24.0 cm²*

section maximum A_{smax}*=600.0cm²*

Théorique $\rho = 0.58\%$

Minimum ρ_{min}*=0.20%* *maximum* ρ_{max}*=5.00%*

Analyse par cas :

Cas N°1 : type ELU N=101.65 (T) M=-152.45(T.m)

Coefficient de sécurité : 1.69 pivot : A

Position de l'axe neutre : y=18.3 cm

Bras de levier : z=107.7 cm

Déformation de l'acier : ε_1*=10.00 ‰*

Déformation de l'acier : ε_2*=1.89 ‰*

Contrainte de l'acier :

Tendue : δ_2 *= 434.8MPA*

comprimée : δ_1*=275.4MPA*

Cas N°2 : type ELS N=75.48 (T)

M=-113.50(T.M)

Coefficient de sécurité 1.00

Position de l'axe neutre y=36.5cm

Bras de levier z=102.8cm

Contrainte maxi du béton : δ_b *=6.4MPA*

Contrainte limite : 0.6 fcj=16.2 MPA

Contrainte de l'acier :

Tendue : δ_1 *=207.3 MPA*

Comprimée : δ_1*=83.1MPA*

Contrainte limité de l'acier :δ*……..*

Cas N°3 : type ELA N =64.75 (T) M=-149.46(T.m)

Coefficient de sécurité : 1.70 pivot : A

Position de l'axe neutre : y=13.8cm

Bras de levier Z=109.5cm

Déformation de l'acier : ε_s*=10.00‰*

Déformation de béton : ε_b*=1.37‰*

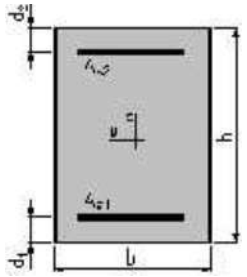
Contrainte de l'acier

Hypothèses :

Béton : fc28=27.0 MPA acier : Fe=500.0 MPA

- *Fissuration préjudiciable*
- *Pas de prise en compte des dispositions sismiques*
- *Calcul en poteau*
- *Calcul suivant BAEL 91*

Section :



b=100.00cm

h=120.00cm

d_1=5.0cm

d_2=5.0cm

Armatures:

Section théorique A_{s1}= 44.0cm² *section théorique A_{s2}=34.6cm²*

Section minimum $A_{s\ min}$=24.0cm²

section maximum $A_{s\ max}$=600.0cm²

Théorique$\rho = 0.65\%$

Minimumρ_{min}=0.20%

Maximumρ_{max}=5.00%

Efforts appliqués :

Cas N°	*N(T)*	*M(T.m)*
1	*75.48*	*-113.50*

Résultats :

Analyse par cas :

Cas N° 1 : type ELS *N=75.48 (T)* *M=-113.50(T.m)*

Coefficient de sécurité : 1.01

Position de l'axe neutre : y=35.7 cm

Contrainte du béton comprimée : δ_{bc}=6.2MPA

Contrainte de l'acier tendue : δ_s=205.4 MPA

Contraintes de l'acier comprimée : δ_s'=79.6 MPA

Contraintes limite de l'acier : $\delta_{s\,lim}$=207.3MPA

Tendue : δ_s=500.0 MPA comprimée : δ_s'=174.2 MPA

A_s=34.60cm²

Condition de non fragilité :

A_{CNF}=0.23 × b_0 × d ×$\frac{f_{tj}}{f_e}$ =13.79 cm²

Section minimal

A=0.15%S=18.00cm²

A=max (A_s,Acnf, Amin)

A_s=43.98cm²

Armatures de répartition:

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2}$$

10.99cm² $< A_r <$21.99cm²

Coté	*Armatures*	*Type d'armature*	*Espacement*
Intérieur	*Principales*	*2×T20*	*15*
(remblai)	*De réparation*	*T20*	*15*
Extérieur	*Principales*	*T20*	*15*
	De réparation	*T16*	*15*

Tab : ferraillage du mur frontal

Etude et ferraillage du corbeau :

Le corbeau est soumis aux efforts suivants :

- *Poids propres de dalle de transition ;*
- *Poids du revêtement ;*
- *Poids propre des terres ;*
- *Surcharges sur le remblai.*

Sollicitations sur le corbeau :

Désignation	*N(t/ml)*
Poids propre de dalle de transition	*1.875*
Poids du revêtement	*0.44*
Poids des terres	*5.50*
Poids propre du corbeau	*0.26*
Surcharges sur le remblai	*2.5*
R ELU	*14.90*
R ELS	*11.07*
M ELU (Tm/ml)	*2.23*
M ELS(Tm/ml)	*1.66*

Tab : sollicitation et combinaison d'action sur le corbeau

Donnée de calcul :

- *Fc28=27MPA*
- *B_0=1m ;*
- *H=2.0m*
- *Fe=500MPA*

Le ferraillage se fait par le logiciel ROBOT EXPERT version 2010.
A_{s1}=4.324cm²/ml
Condition de non fragilité
$A_{CNF}=0.23\times b_0\times d\times\frac{f_{tj}}{f_e}$
A_{CNF}=4.80cm²/ml
A=max (A_{s1},A_{cnf})
A=4.80cm²/ml

Armatures	*Type d'armatures*	*Espacement(cm)*
Principales	*T12*	*15*
De répartition	*T12*	*15*

Tab: ferraillage du corbeau

Etude et ferraillage du mur en retour :
Le mur en retour a pour rôle le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux efforts suivants :

- *Poids propre du mur ;*
- *Poussée horizontales due au remblai ;*

- *Charges concentrées appliquées à 1mde l'extrémité théorique du mur ;*
- *Pression au-dessus de la dalle de transition ;*
- *Epaisseur du mur e=100cm*

Sollicitation sur le mur en retour :
-Déformation du béton : ***εb = 3,50 (%)***
Déformation de l'acier : ***εs =6,08***
Contrainte de l'acier ***:***
Tendue : ***σs =500,0 (MPA)***

Expertise de Section en Flexion Simple XX

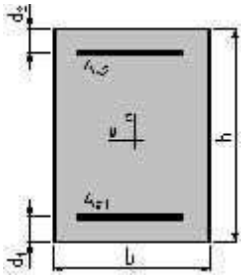
1. ***Hypothèses :***

Béton : **fc28 = 27,0 (MPA)**

Acier : **fe=500,0 (MPA)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant **BAEL 91**

2. Section :



b =100,0 (cm)
h =50,0 (cm)
d1 =5,0 (cm)
d2 =5,0 (cm)

3. ***Armatures:***

Section théorique As1 =52,5 (cm2) Section thermique As2 =0,0 (cm2)
Section minimum As min =4,6 (cm2)
Théorique ρ =1,17 (%)
Minimum ρmin =0,10 (%)

4. ***Moments appliqués :***

Etat Limite de Service

***M**max (T*m)*
***M**min (T*m)*

56,40

0,00

5. ***Résultats :***

Cas ELS ***M**max =**56,40 (T*m)***
M**min =**0,00
Coefficient de sécurité : 1,00
Position dz l'axe neutre : y=19,9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σb=14,5 (MPA)
Contrainte limite : 0,6 fcj =16,2 (MPA)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σs =207,3 (MPA)

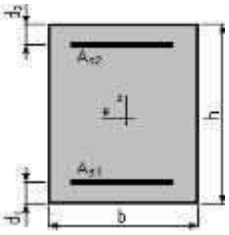
Calcul de Section en Flexion Composée YY

1. ***Hypothèses :***

Béton *:* **fc28 =27,0 (MPA)** Acier **: fe =500,0 (MPA)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant **BAEL 91**

2. ***Section :***



b =100 (cm)
h =50 (cm)
d1 =5 (cm)
d2 =5 (cm)

3. ***Efforts appliqués :***

	Cas N°	*Type*	***N** (T)*	***M** (T*m)*
1.	*ELU*	*65,34*	*30,82*	
2.	*ELS*	*48,40*	*22,65*	
3.	*ELA*	*38,72*	*56,24*	

4. ***Résultats :***

Section d'Acier

Section théorique As1 =22,9 (cm2) Section théorique As2 =0,0 (cm2)

Section minimum As min =4,6 (cm2)

Théorique ρ =0,51 (%)

Minimum ρmin =0,10 (%)

Analyse par cas :

Cas N° 1 : Type ELU N =65,34 (T) M = 30,82 (T*m)

Coefficient de sécurité : 1,98 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y =18,5 (cm)

Bras de levier : Z =37,6 (cm)

Déformation de l'acier : εs =5,03 (%)

Déformation du béton : εb =3,50 (%)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σs =434,8 (MPA)

Cas N° 2 : Type ELS N =48,40 (T) M =22,65 (T*m)

Coefficient de sécurité : 1,34

Position de l'axe neutre : y =20,0 (cm)

Bras de levier : Z =38,3 (cm)

Contrainte maxi du béton : σb =8,3 (MPA)

Contrainte limite : 0,6 fcj =16,2 (MPA)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σs =154,2 (MPA)

Contrainte limite de l'acier : σs lim =207,3 (MPA)

Cas N° 3 : Type ELA ***N =38,72 (T)*** ***M =56,24 (T*m)***

Coefficient de sécurité : *1,00* *Pivot : A*

Position de l'axe neutre : *y =9,5* *(cm)*

Bras de levier : *Z =41,2* *(cm)*

Déformation de l'acier : *εs =10,00* *(%)*

Déformation du béton : *εb =2,69* *(%)*

Contrainte de l'acier :

Tendue : *σs =500,0 (MPA)*

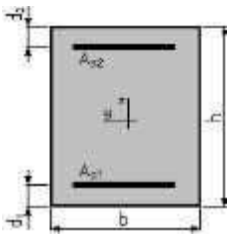
Expertise de Section en Flexion Composée YY

1. **Hypothèses :**

Béton : **fc28 =27,0 (MPA)** Acier : **fe =500,0 (MPA)**

- *Fissuration préjudiciable*
- *Pas de prise en compte des dispositions sismiques*
- *Calcul en poutre*
- *Calcul suivant* **BAEL 91**

2. ***Section :***



b =100, 0 (cm)

h =50, 0 (cm)

d1 =5, 0 (cm)

d2 =5, 0 (cm)

3. **Armatures :**

Section théorique As1 =34,4 (cm2) Section théorique As2 =0,0 (cm2)

Section minimum As min =4,6 (cm2)

Théorique ρ =0,76 (%)

Minimum ρmin =0,10 (%)

4. **Efforts appliqués :**

Cas N°	**N** (T)	**M** (T*m)
1.	48,40	22,65

5. **Résultats :**

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELS N =48,40 (T) M =22,65 (T*m)

Coefficient de sécurité : 1,91

Position de l'axe neutre : y=22,8 (cm)

Contrainte du béton :

Comprimée : σbc =7,4 (MPA)

Contrainte limite du béton :

Comprimée : 0,6 fcj =16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σs =108,5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : σslim =207,3 (MPa)

DESIGNATION		***N(t/ml)***	***MYY(t .m/ml)***
	ELU	*65,34*	*30,82*

Partie			
	ELS	*48,4*	*22,65*
	ELA	*38,72*	*56,24*

Tab 33 : *Sollicitation sur le mur en retour.*

Condition de non fragilité : Tapez une équation ici.

ACNF =0, 23×b_o×d×$\frac{f_{lj}}{f_e}$ =8, 68 cm²

Section minimal

A=0, 15% S =7, 50 cm²

A=max (**A**s, **A**cnf, **A**min) =52, 50 cm²

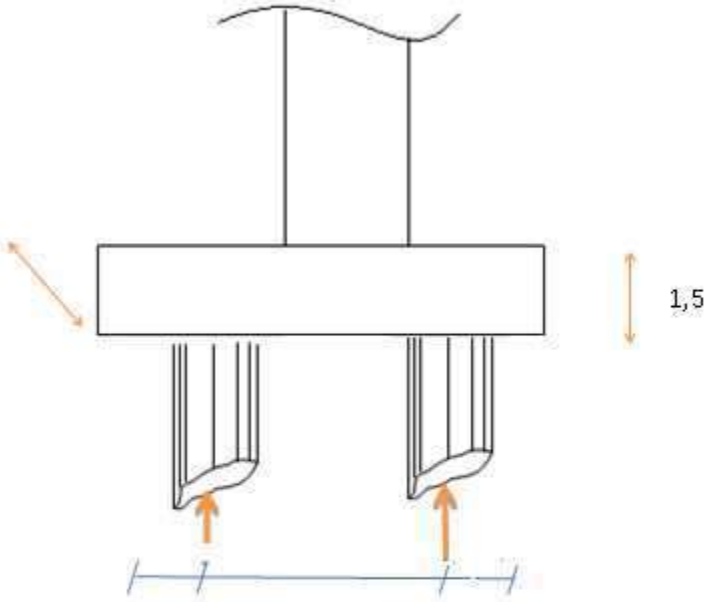
Calcul de la semelle :

La semelle est étudiée selon la méthode des bielles.

On considère que la console est encastrée à b/4

Calcul de la section d'acier :

Evaluation des efforts pour chaque pieu :



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

$$Ni=\frac{N}{n}\pm\frac{Mx}{wt};$$

Avec :

⟹ n: nombre de pieux ;

⟹ N : l'effort normal maximum du aux charges et aux surcharges ;

⟹ d : distance entre l'axe de la ligne de pieux et celui de la semelle ;

⟹ N1 : l'entraxe entre deux pieux suivant l'axe YY' ;

⟹ N2 : l'entraxe entre deux pieux suivant l'axe XX'.

- **A l'ELU:**

D'après le tableau 15 on a:

R1=369.27 t; R2=166.695 t

- **A l'ELS :**

D'après le tableau 16 on a:

R1=277.83t ; R2=110.36 t

- **A l'ELA :**

D'après le tableau 17 on a:

R1=370.54 t ; R2=4.89 t

Calcul de la section d'acier :

On utilise la méthode des consoles.

D'où :

$M= R_{MAX}.n .l' /L$

Avec :

R_{MAX} : réaction maximal du pieu dù aux charges et aux surcharges.

n : nombres de fil de pieux

l' : longueur de la bielle

L : longueur de la semelle

D'où :

$\mathbf{M}_{ELU}$= 374,13. 4 .2, 41 /12,50 = 288,54 t.m/ml

$\mathbf{FecM}_{ELS}$= 214,26. 4 .2, 41 /12,50 = 214,26 t.m/ml

$\mathbf{M}_{ELA}$= 285.76. 4. 2,41/12,50 = 285,766 t.m/ml

On utilise robot expert on trouve :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. **Hypothèses:**

Béton*:* **fc28 = 27,0 (MPA)** Acier*:* **Fe = 500,0 (MPA)**

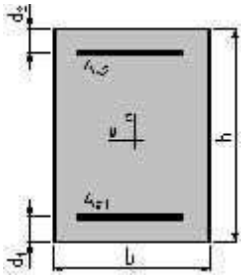
⟹Fissuration préjudiciable

⟹Prise en compte des armatures comprimées

⟹Pas de prise en compte des dispositions sismiques

⟹Calcul suivant **BAEL 91**

2. Section:



b = 100, 0 (cm)

h = 150, 0 (cm)

d1 = 5, 0 (cm)

d2 = 5, 0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M$_{max}$(T*m)	**M**$_{min}$(T*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	288,54	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	214,26	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	285,76	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier*:*

Section théorique A_{s1} *= 78,5 (cm2)* *Section théorique* A_{s2}*= 0,0 (cm2)*

Section minimum $A_{s\,min}$ *= 14,5 (cm2)*

Théorique ρ*= 0,54 (%)*

Minimum $\rho_{min} = 0,10\ (\%)$

Analyse par Cas:

Section théorique As1 = 78,5 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 14,5 (cm2)

Théorique = 0,54 (%)

Minimummin = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $\mathbf{M_{max} = 288,54\ (T*m)}$ $\mathbf{M_{min} = 0,00\ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,62 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 27,9 (cm)

Bras de levier: Z = 133,8 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,38\ (‰)$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00\ (‰)$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\delta s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $\mathbf{M_{max} = 214,26\ (T*m)}$ $\mathbf{M_{min} = 0,00\ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 47,8 (cm)

Bras de levier: Z = 129,1 (cm)

Contrainte maxi du béton:σb = 6,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier

$\sigma_{slim} = 207,3$ (MPa)

Cas ELA **M_{max} = 285,76 (T*m)** **M_{min} = 0,00 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1,89 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y =24,6 (cm)

Bras de levier: Z =135,2 (cm)

Déformation du béton: ε_b= 2,04 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

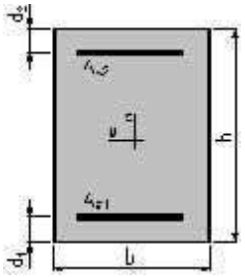
Expertise de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: **fc28 = 27,0 (MPA)** Acier: **Fe = 500,0 (MPA)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant **BAEL 91**

2. Section:



b = 100, 0 (cm)

h = 150, 0 (cm)

d1 = 5, 0 (cm)

d2 = 5, 0 (cm)

2. Armatures :

Section théorique $A_{s\,1}$ = 90,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$= 14,5 (cm2)

Théorique $\Longrightarrow$ ρ= 0,63 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

3. Moments appliqués:

	Mmax(T*m)	**Mmin**(T*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	241,01	0,00

4. Résultats:

Cas ELS **M_{max} = 241,01 (T*m)** **M_{min} = 0,00 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1,02

Position de l'axe neutre: y = 50,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 203,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{slim} = 207,3$ (MPa)

$A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{lj}}{f_e} = 14,80 cm^2$

$\mathbf{A_{MIN}} = 0.15\% \mathbf{Ab}$

$\mathbf{A_{MIN}} = 22,5\ cm^2$

On choisit: 7H32+7HA25=90.66 cm² réparties en deux nappes.

On prend: S_t=15 cm

Les armatures supérieures :

La section minimale des aciers est fixée à A/3 (recommandation du service SETRA, piles et Culées PP73).

$\mathbf{A_t} = \mathbf{A_s}/3$

$\mathbf{A_t} = 30.22\ cm^2$

On choisit: 7 HA25=34,37 cm² espacées de 15 cm.

Les armatures de répartition Ar:

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2}$$

Pour les armatures de répartitions inférieures on prend: T25 e: 15 cm

Pour les armatures de répartitions supérieures on prend : T20 e: 15 cm

Vérification au cisaillement :

$\tau = \frac{V_u}{b_s \times d} = \frac{R_u}{b_s \times d} \leq 0,1\ f_{c28}$

$\tau = \frac{610.68 \times 10^{-2}}{6.0 \times 1.45} = 0,7 < 2,7$ MPa

$\Longrightarrow$Le cisaillement est vérifié

Vérification à la compression :

Pour la vérification il est nécessaire de respecter les conditions suivantes :σb = P/ (a× b) .sin²(Θ) $\leq 0{,}9.fc28$

Sachant que : $fc28 = 27Mpa$

= 31.95°

R1=374.14 t; R2=236.54 t

$\sigma = \frac{610.68\times10^{-2}}{1.4\times6\sin^2 31.94} = 2{,}6$ Mpa $\leq 0{,}9\times 27 = 24{,}3$ MPa

Vérification à la *Compression* ==========> *Condition vérifiée*

Vérification du poinçonnement

La formule de calcul est donnée dans le **BAEL91 -A. 5. 2. 42**

Q<0.045 Uchfcj/gb

Qla charge de calcul vis-à-vis de l´état limite ultime

h l´épaisseur totale de la semelle

U_c= périmètre de calcul de la résistance au poinçonnement de la semelle (couche intermédiaire).

U_c=D+2.a+ π(D+h)/4

Avec :

D: diamètre des pieux et a représenté la distance entre le côté extérieur des pieuxet la rive de la semelle voir la figure suivante:

U_c= 1,2+2×0.5+π (1.2+1.5)/4 = 4,32

Q_u= 3,90MN<5,49 MN **vérifiée**

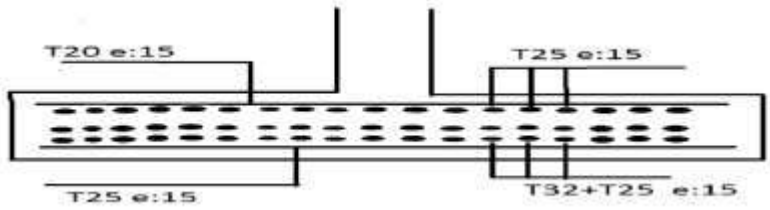


Fig 7 : ferraillage de la semelle

Etude et ferraillage des pieux :

Détermination des sollicitations sur un pieu à ELU :

N_{corr}=2093,77 t

H_{corr}=484,10 t

MLmax=-1618.85 t.m

Nombre de pieux :

N=8 pieux

Caractéristiques du pieu:

⟹Libre en pied
⟹Encastré dans la semelle
⟹Diamètre du pieu Φ =1.20m

Le pieu est soumis à:

⟹Un effort horizontal $\mathbf{T}c = \frac{\mathbf{H_u}}{\mathbf{n}}$

To=60,51 t
⟹Un effort vertical avec : w= 32
Nmax= 415.99 t
Nmin= 278.39 t
⟹Un moment d'encastrement M0max
Mu0max=T0.□.C1
Avec :

To=60,51t

$\Longrightarrow$: Longueur élastique $\alpha=\sqrt[i]{\frac{4.E.I}{C.b}}$

E: Module d'élasticité du béton $E=11000.\sqrt[3]{fc28}$

I: Inertie de la section $I=\frac{\pi.\phi^2}{64}$

I = 0.104 m^4

b': Largeur apparente du pieu b'=K.□

K= 1.00 pour un pieu circulaire

b' = 1.20 m

C: Coefficient de réaction élastique du sol (fonction de la nature du sol)

C=14888.94 t/m^3 selon terza gui

==========>

C1: Coefficient tiré de l'abaque ci jointe en annexe fonction de

$\beta = \frac{M_o}{T_o.\alpha}$

Mo=0.00 t.m Semelle infiniment rigide

Donc ==========>C1 = 0.322

M_{uo} max= 52.12 t.m

Vérification de la section d'armature:

On prend: **25 barres T25**

La section d'acier elle doit vérifier les deux conditions suivantes :

Aş> Amin

M >Mu

Vérification de la première condition :

Section du béton Ab:

A^b =**11309,73 cm²**

Section Minimale d'acier Amin=1%.Ab **:**

Amin = 113,10 cm²

Section d'acier As:

As =122,72 cm²

Donc la condition As>Amin est vérifiée

Vérification de la deuxième condition :

Vérification de la deuxième pour le $\mathbf{N_u}$max

$N_u$max = 374.14 t

$M_u$max = 60.51t.m

Pour :

$p = \frac{4A.f_e/\gamma_s}{\pi fbc.D^2} = 0,32$

$\mu g = \frac{4MG}{\pi fbc.D^3} = 0,163$

$v = \frac{4N}{\pi fbc.D^2} = 0,24$

D'où

MG = 3.385 MN.m

Donc la condition MG>Mumax est ***vérifiée***

Vérification de la section d'armature pour le Nmin

***N**umin=236,54 t*

***M**umin=60,51 t.m*

Pour :

$$\begin{cases} p = \dfrac{4A.f_e/\gamma s}{\pi fbc.D^2} = 0{,}31 \\ \mu G = \dfrac{4MG}{\pi fbc.D^3} = 0{,}145 \\ \nu = \dfrac{4N}{\pi fbc.D^2} = 0{,}16 \end{cases}$$

On à :

$\frac{4MG}{\pi fbc.D^3}$ =0,145

D'où :

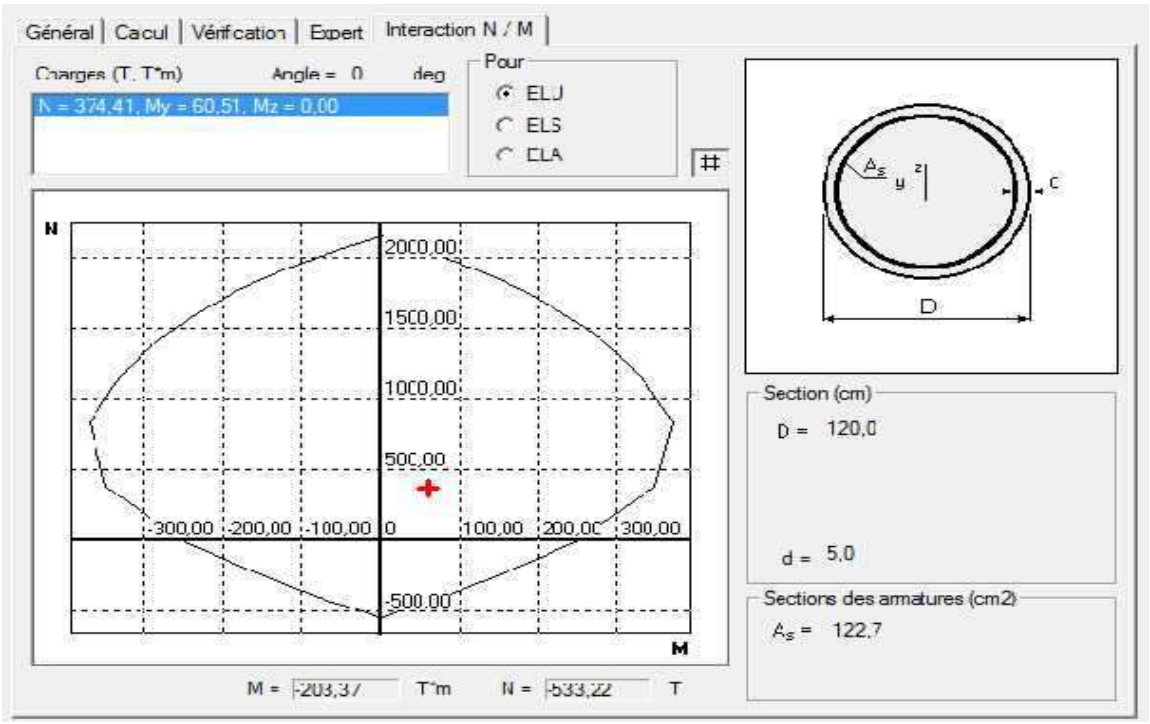
M = 3,01 MN.m

Donc la condition M >Mumax est **vérifiée**

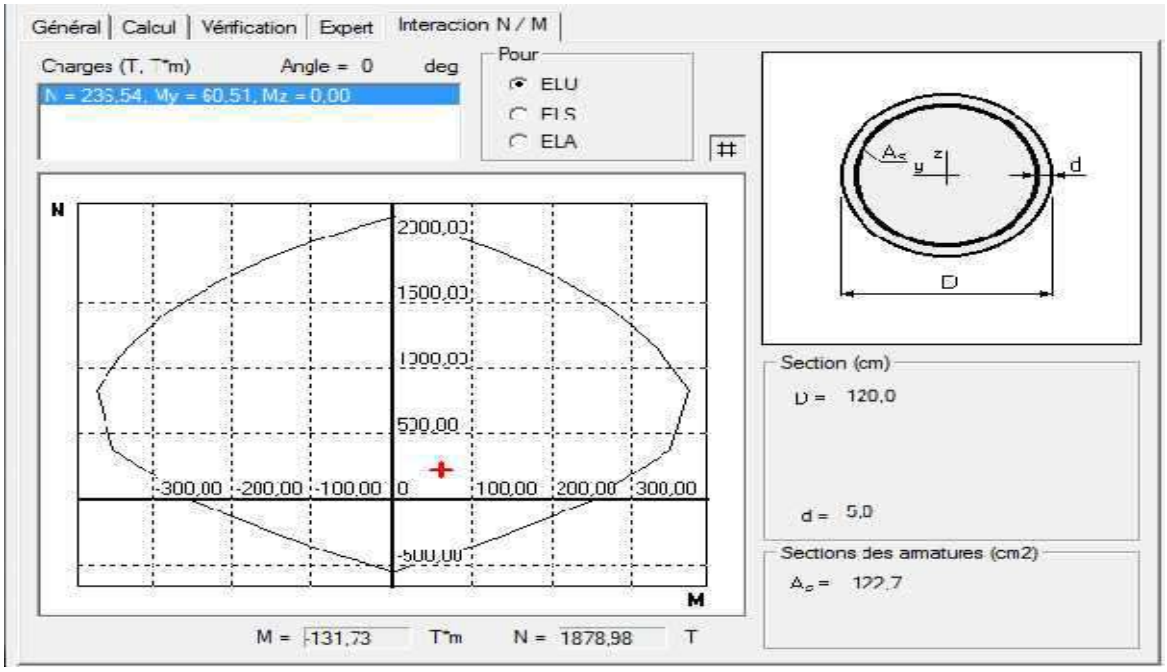
Vérification des contraintes :

Les Vérification des contrainte se fait par le **ROBOT EXPERT**

Vérification des contraintes dans le béton pour le **Ns0** max



Vérification des contraintes dans le béton pour le Ns0 min



Dispositions de ferraillage Article 7.6.2.2 RPOA :

B/ armatures transversales :

Les armatures transversales sont composées de cerces répondant aux conditions suivantes :

Le diamètre minimal des armatures transversales est de 10mm ;

Le pourcentage des armatures en volume est de 0,4%/√d,

Avec :

D : diamètre du pieu.

L'espacement maximal nu à nu entre deux cerces est 12x diamètre des barres longitudinales.

Calcul de la section des cercles :

Zone courante :

α=0,4%/√d d'une part,

α=0,0036 m³

D'autre part, $\alpha=\frac{v_a}{v^b}$

Va et Vb sont respectivement le volume des cerces et le volume du béton par mètre linéaire.

$\frac{v_a}{v^b}$=0,0036 m³

Va=α.Vb

=0,0036.1, 13 m³

Va=0,0041 m³

Soit **T16** espacés de 15cm.

Ou bien **2. T12** espacés de 12cm.

V1 = 0.005626 >Va

V2 = 0.0045 >Va

Zone de renforcement : 2D sous semelle

α=0,8%/√d d'une part,

α=0,0072 m³

D'autre part, $\alpha=\frac{v_a}{v^b}$

Va et Vb sont respectivement le volume des cercles et le volume du béton par mètre linéaire.

$\frac{v_a}{v^b}$=0,0072 m³

Va=α.Vb

$\frac{v_a}{v^b}$=0,0073.1, 13 m³

Va=0,00825 m³

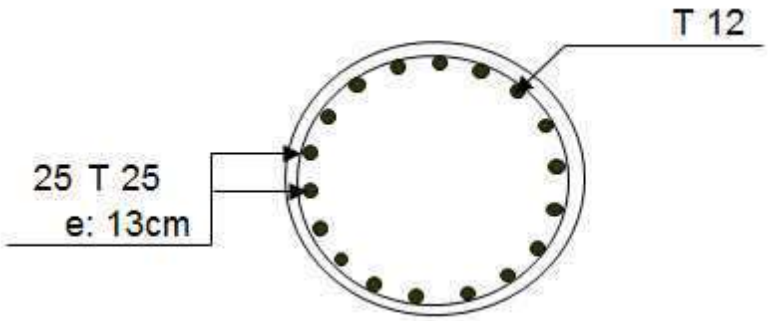
Soit **T16** espacés de 10cm.

Ou bien **2 T12** espacés de 10cm.

V1 = 0.00884 m³>Va

V2 = 0.00904 m³>Va

Le ferraillage adopté est celui du dispositif Article 7.6.2.2 RPOA



Chapitre 05

Conclusion

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le dimensionnement et calculs de notre pont avec des fondations profondes (pieux).

A travers l'étude bibliographique, nous avons décrit une bref définition sur les ponts, et puis les pieux et leur dimensionnement.

La présentation qui se situe en deuxième chapitre, concerne l'historique du pont depuis sa première construction, les causes de son effondrement …etc.

Le troisième chapitre présente le conception du projet, l'étude des trois variantes les plus équivalentes pour choisir entre eux, après citer les avantages et les inconvénients de chaque variantes, on arrive a la comparaison entre trois, et enfin choisir la variante convenable pour la construction du pont.

Le quatrième chapitre exprime les calculs, consacrés pour :

- le calcul des charges et surcharges viennent de la superstructure.
- nombre de pieu suffisant.
- la capacité portante de chaque pieu.
- Calcul de quelque élément de pont.
- Le calcul de ferraillage des pieux.

L'ingénieur doit posséder un calcul bien fait qui entamé tout les tirais qu'on a cités précédemment on pense toujours du cout et du bien fait de projet.

Enfin nous restons à votre disposition pour d'éventuels éclaircissements.