



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

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

Thème



Proposé par :

BEN HAFFAF. A

Présenté par :

DOUKARI SOUFIANE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A mes parents, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.*
- ❖ *A Tous mes amis (es),*
- ❖ *A mes frères et mes sœurs. Pour leur indéfectible sens de fraternité*
- ❖ *A Ma famille et mes proches*

SOUFIANE

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier dieu qui ma donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier notre cher encadreur pour sa patience et sa coopération le long de cette période .et aussi Mr : BOUKCHI

A tous les enseignants de l'ENTP sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement

Enfin, soutenu. Je remercie tous qui ont contribué de prés ou de loin a la réalisation de ce travail

SOUFIANE

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I DESCRIPTION ET DONNEES DE PROJET

1-INTRODUCTION.....	2
2-Présentation du projet.....	2
3-Reconnaissance du site.....	2

CHAPITRE II GENERALITE SUR LES PONTS FERROVAIES

1- INTRODUCTIO.....	6
2- Classification selon la structure	6
3- Classification selon la nature.....	18
4- Classification selon la taille.....	18

CHAPITRE III LES PONTS A TREILLES

1- Introduction.....	21
2- Conception et réalisation.....	21
3- Avantage d'une structure en treilles.....	22
4-Solidité d'une treilles	22
5-Les différents types de ponts mixtes à poutres en treilles.....	23

CHAPITRE IV CONCEPTION DU PONTS

1-Introduction.....	28
2- Les poutres principales.....	28
3-L'équipements des ponts.....	28
4- Les normes	32
5-Modèles des calcules.....	32
6- Combinaison aux états limites	32
7- Matériaux utilisées.....	32

CHAPITRE V LES CHARGES DE CALCULES

1-Classement des actions	36
2-Actions permanentes.....	36
3-Actions variables.....	46

4-Actions accidentelles et sismiques.....	47
---	----

CHAPITRE VI DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

1-Cas de charges.....	51
2-Combinaisons des charges	52
3-Dimensionnement des barres	53

CHAPITRE VII MODALISATION DU TABLIER

1-Introduction.....	63
2-Comportement des plaques radies	63
3-Conditions de stabilité de grandes dimensions.....	63
4-Modalisation ROPOT.....	64
5-Vérifications.....	65

CHAPITRE VIII CONCEPTION ET ETUDES DE CULEE

1- Introduction.....	68
2- Implantation des culée.....	68
3-Evaluation des efforts sollicitation de la culée.....	70
4-Etudes et ferrailage de la culée.....	75
5- Etudes et ferrailage des pieux.....	90

CHAPITRE IX APPARAILLES D'APPUIS

1-Introduction.....	97
2-Réaction dues aux combinaisons	97
3- Appuis mobiles	98
4-Appuis fixes.....	98

CONCLUSION

ANNEXE EFFORTS MAXIMAL DANS LES BARRES

INTRODUCTION GENERALE

Introduction

Dans la stratégie de modernisation, de développement et d'extension du réseau ferroviaire national et fait partie du parachèvement de la rocade ferroviaire des Hauts Plateaux .La ligne M'sila- Boughezoul comporterant 59 ponts d'une longueur totale de 1.479 mètres linéaires ainsi que quatre stations , Boughezoul pour le transport de marchandises,

mon projet de fin d'études porte sur la conception et le dimensionnement d'un pont mixte franchi d'un ouade Il s'agit d'abord de concevoir et de pré-dimensionner la structure pont métallique comme solution en phase d'étude APD.

A l'aide d'un logiciel de calcul RDM et avec les formulaires de Béton armé, on aura à vérifier la stabilité totale de la structure et dimensionner les sections critiques On donne finalement la solution convenable pour permettre la circulation ferroviaire durant Toutes les phases de construction.

Chapitre I

DESCRIPTION ET DONNEES DE PROJET

1. Introduction :

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée ,en respectant

l'aspect architectural pour une meilleure intégration

Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui repend à toutes les sujétions.

2. Présentation du projet :

L'ouvrage objet de cette étude se situe sur le nouveau tracé ferroviaire prévu pour relier la localité de Boughazoule (PK268 + 883m) à M'sila(PK268 + 943), traversant Oued Elham.

3. Reconnaissance du site :

L'ingénieur concepteur chargé de l'étude est disposé de connaître l'ensemble des données du franchissant pour s'engager dans des bonnes conditions.

3.1 Recueil des données naturelles :

Une visite du site par l'ingénieur est une étape essentielle dans l'élaboration du projet, les principaux éléments à recueillir sont :

3.1.1 La topographie :

Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible pour déterminer le degré des terrassements et les côtes d'implantation des appuis.

Une vue en plan de la brèche permet d'indiquer les possibilités d'accès.

3.1.2 L'hydrologie :

Dans le cas d'un franchissement d'un cours d'eau, l'étude d'hydrologie nous a permis de déterminer le niveau des hautes eaux connues NHEC qui est égale à 9.95m, d'évaluer la profondeur d'affouillement prévisible, de tracer la trajectoire du lit mineur et de consulter l'historique du l'oued.

3.1.3 La reconnaissance géotechnique :

La reconnaissance géotechnique comporte plusieurs étapes successives pour pouvoir déterminer la portance du sol de fondation. Une identification géologique comportant plusieurs essais et parmi des sondages comprenant des carottages avec prélèvement d'échantillons intacts, des essais pressiométriques et des essais pénétrométriques.

3.1.4 Effet du séisme :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Alors on a pour objectifs :

- Réaliser des appuis résistants.
- Donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.

- Prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- Dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque égale $0.1G$ à et une composante

3.2. Recueil des Données fonctionnelles :

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue :

- Données géométriques relatives à la voie portée qui sont :

Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

- Données relatives à l'obstacle franchi qui sont :

Les gabarits et les ouvertures.

3.2.1 Données géométriques :

a) Tracé en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie.

On remarque que la voie portée sur une longueur de 60m passant en alignement sur le oued.

b) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant en compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles, la ligne rouge représente une pente très faible de l'ordre de 0.13%.

c) Profil en travers :

Dés l'étude d'avant projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs et la largeur de roulement, avant l'établissement de

l'avant projet détaillé.

3.2.2 Données relatives à l'obstacle franchi

a) Le gabarit :

Il s'agit d'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. On doit réserver sous l'intrados du tablier et le niveau des hautes eaux connues (NHEC) une distance de sécurité minimale qui vaut 1m.

Chapitre II

GENERALITE SUR LES PONTS FERROVIAIRES

1. Introduction :

La classification 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 voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

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.

2.1. 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 portées 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 voûte, 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 voûte 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

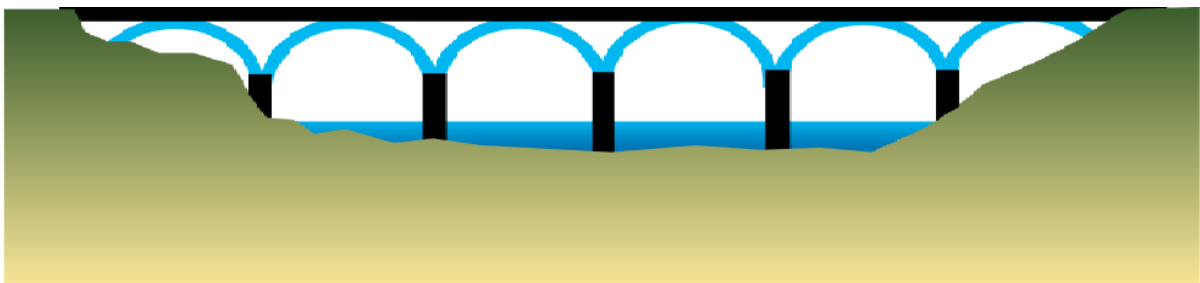


Figure 2.1 : Pont à voûtes

2.2. 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 fibres de carbone.

2.2.1. Ponts à poutres en béton armé :

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarités 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 routes et autoroutes sont de ce type.

a) Pont cadre :

Souvent rencontrés en tant que passages inférieurs pour piétons, faune ou ruisseaux, les ponts-cadres sont établis sur radier, ce qui leur confère une très bonne portance, même sur sol de qualité médiocre. Les piédroits (ou culées) ainsi que les murs de tête en retour soutiennent les remblais, ils peuvent faire l'objet d'une recherche architecturale particulière visant à intégrer convenablement l'ouvrage dans le paysage.

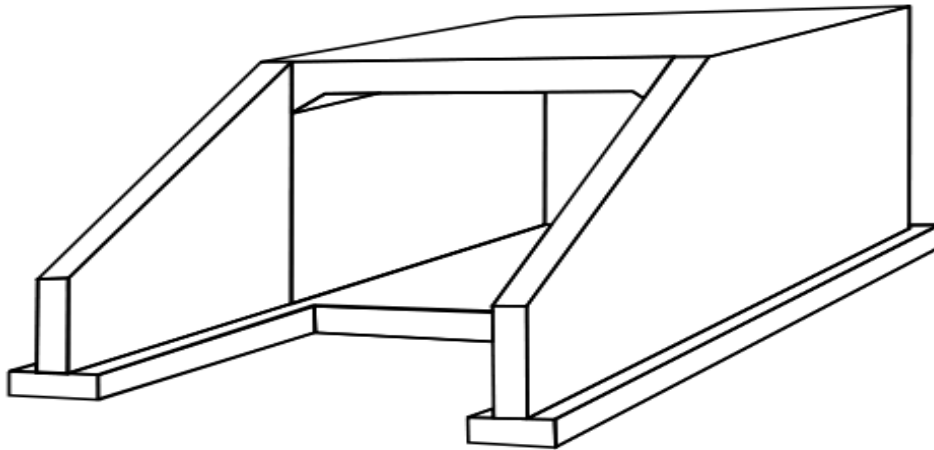


Figure2.2 :Pont cadre

b)Portique simple ou double :

Les portiques sont conçus avec une dalle encastrée sur piédroits et sur piles intermédiaires dans le cas de travées multiples, il n'y a donc pas d'appuis et sur beaucoup pas de joints de chaussée , ce qui les dispense d'une grande partie d'entretien. Certains de ces ouvrages sont en partie ou intégralement préfabriqués et donc très rapides à mettre en place.

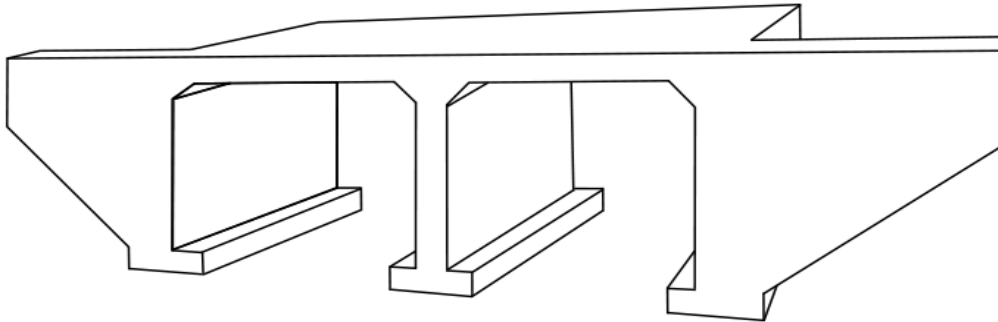


Figure2.3 :portique double

c)Pont dalle :

es ponts-dalles comprennent une dalle en béton coulée en place à travée unique ou à plusieurs travées continues posée sur appuis et dont la gamme de portées s'étend de 8 à 20 m.

L'épaisseur des tabliers varie généralement de 0,45 à 1 m avec un dévers sur la face supérieure pour l'écoulement des eaux, mais peut intégrer des encorbellements en rive qui réduisent la masse de la dalle.

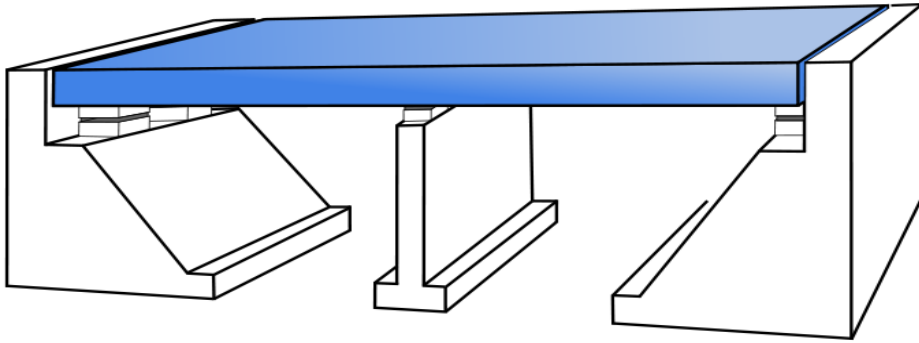


Figure 2.4 : pont dalle

d) Poutres sous chaussée en béton armé :

Dans cette configuration, le tablier est composé d'un hourdis reposant sur des poutres, ces dernières peuvent être en I afin d'être allégée, les parties les plus sollicitées étant les extrémités supérieures (compression) et inférieures (traction). Les poutres sous chaussée, de par leur hauteur ont une plus grande inertie que les dalles nervurées et permettent alors des plus grandes portées.

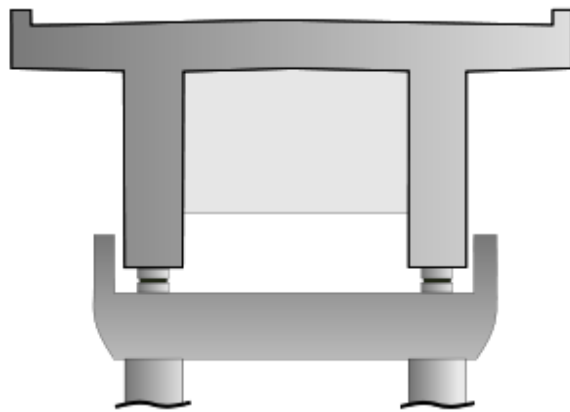


Figure 2.5 : Poutres sous chaussée en béton armé

2.2.2. 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 de 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.

a) Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes :

Usuellement dénommés ponts de type VIPP, les poutres sont précontraintes par post-tension, elles peuvent avoir des entretoises intermédiaires pour assurer la rigidité transversale, le hourdis supérieur peut-être coulé en comprenant les ailes supérieures des poutres mais l'emploi de prédelles posées sur les poutres permet de s'abstenir de coffrage temporaire. Les portées vont de 30 à 60 m.

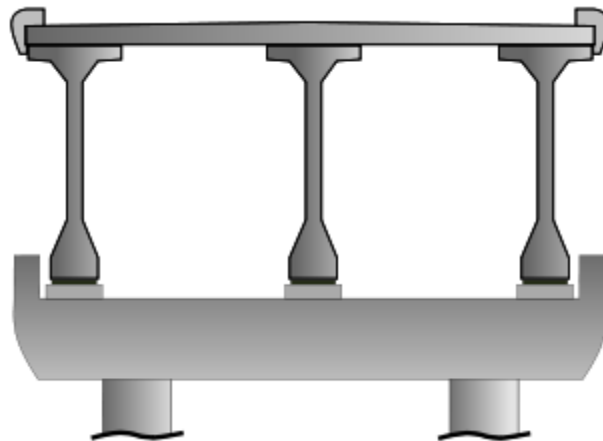


Figure 2.6. Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes

b) Poutres caissons en béton précontraint :

Le tablier est précontraint par des câbles de continuité qui assurent l'assemblage des différentes travées, ils peuvent être extérieurs ou noyés dans le béton, ainsi que de câbles de fléau qui soutiennent la structure et les différents voussoirs en phase de construction dans le

cas d'une réalisation par encorbellement. L'ouvrage peut-être mono-caisson ou bi-caisson, avoir un tablier à hauteur constante ou variable et présenté un système de bracons latéraux

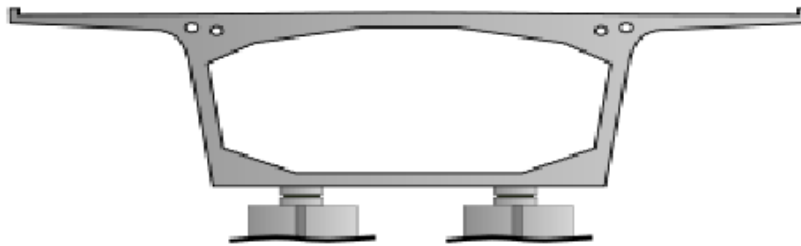


Figure 2.7. poutre caissons en béton précontraintes

c) Pont extradossé :

Les ponts extradossés ressemblent physiquement aux ponts haubannés à la différence près que les câbles sont continus de part et d'autre du pylône appelé dans ce cas déviateur, ces derniers sont généralement moins grands que les pylônes d'un pont à haubans. Ces ponts se comportent structurellement comme des ponts à poutres mais permettent des tabliers plus légers.

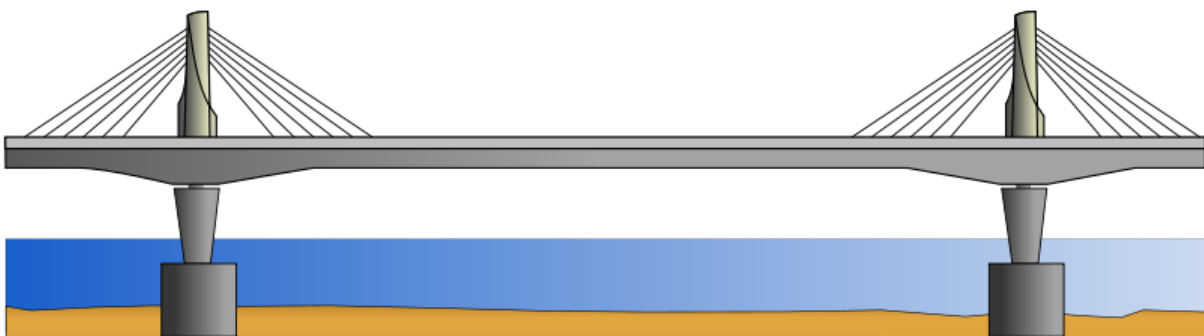


Figure 2.8 : pont extradossé

2.2.3 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. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de à créer un ensemble monolithique. Ils connaissent un fort développement depuis les années 80 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 élanement est requis ou lorsque l'ouvrage présente une courbure très prononcée.

a) Poutrelles enrobées :

Le tablier de ces ponts est constitué de poutres en acier laminées partiellement ou totalement enrobées, ils ont l'avantage de ne pas faire appel à un étaielement provisoire durant leurs mise en œuvre, ce qui est très intéressant lorsqu'il est difficile d'interrompre les voies de circulation comme les voies ferrées. Le réseau SNCF comporte beaucoup d'ouvrage de ce genre.

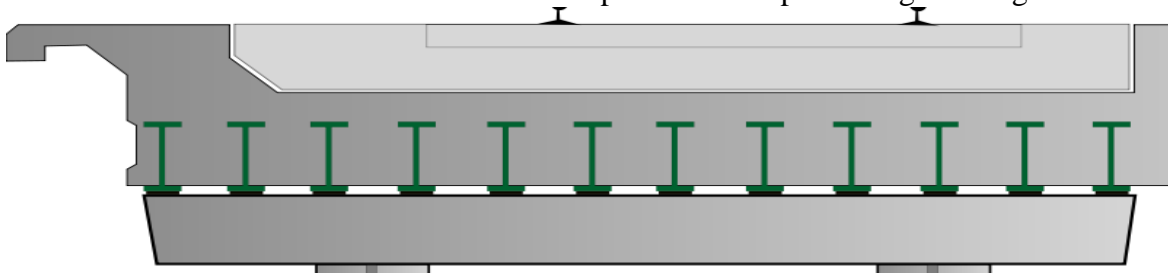


Figure2. 9:poutrelles enrobées

b) Poutres sous chaussée avec dalle participante :

Il s'agit d'une solution très économique et dont la gamme de portées s'échelonne de 25 à 110 m. Les poutres en I peuvent être à âmes pleines ou en treillis, de hauteur constante ou variable, on retrouve dans cette catégorie d'ouvrage les ponts bipoutres et multi poutres. Les dalle en béton armé sont liaisonnées mécaniquement à ces poutres et au delà de 13 m de largeur, on utilise couramment la précontrainte transversale.

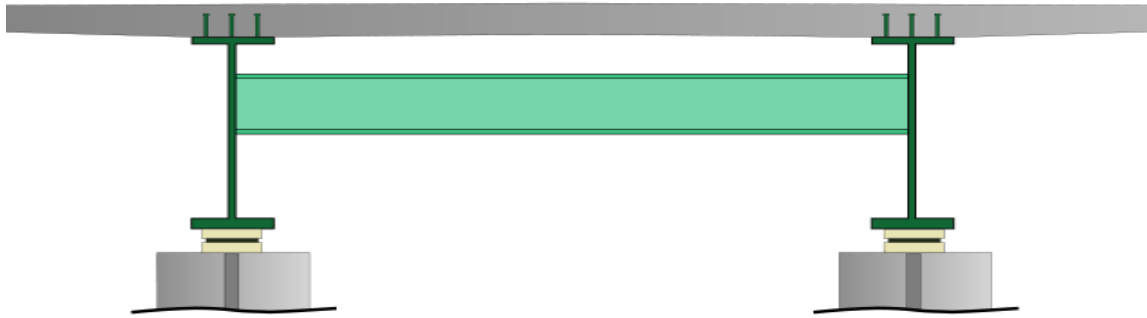


Figure 2.10 : Poutres sous chaussée avec dalle participante

c) Caisson en métal avec dalle participante :

Les ponts mixtes en poutre-caisson assurent une bonne répartition des charges et particulièrement pour les charges excentriques, ils résistent également très bien à la [torsion](#) que l'on retrouve notamment dans les ponts courbes.

Différents agencements sont possibles : caissons à cellules multiples, double caissons, utilisation d'entretoises ou de diaphragmes, présence de bracons.

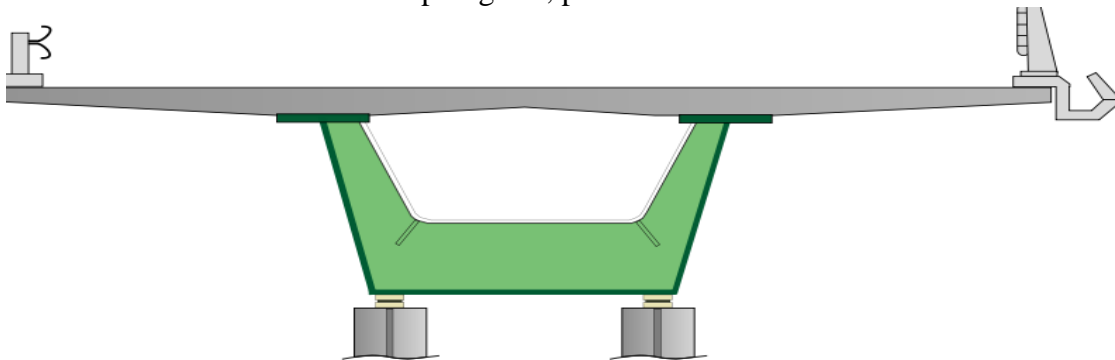


Figure 2.11 : Caisson en métal avec dalle participante

2.2.4 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 XIX^e [siècle](#) ou pour les ponts-rails. 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.

a) Poutres sous chaussée en métal avec dalle orthotrope :

Ces structures sont intéressantes pour les zones où le risque sismique est élevé, plus les infrastructures sont lourdes et rigides et plus les forces engendrées par un séisme auront d'impact sur celle-ci. Un ouvrage avec poutres métalliques sous chaussée et dalle orthotrope présente cet avantage d'être léger et flexible.

Ils sont également utilisés dans les régions très froides où des ponts en béton demandent des dispositions de mise en œuvre complexes et coûteuses.

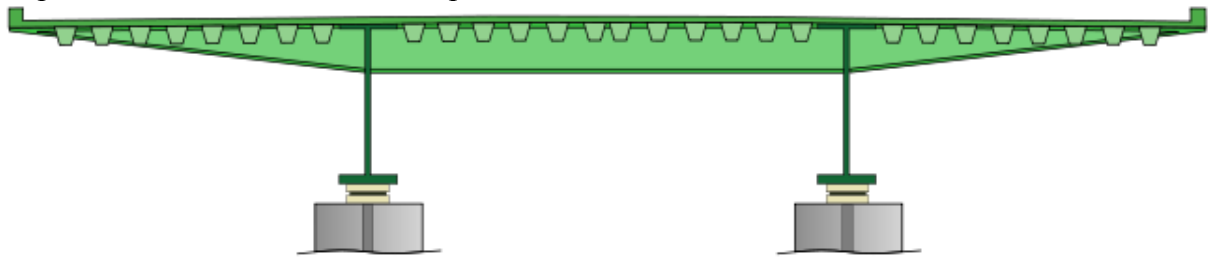


Figure 2.12 : Poutres sous chaussée en métal avec dalle orthotrope

b) Poutres latérales treillis en métal :

Les poutres latérales porteuses sont formées de barres métalliques triangulées, elles sont différenciées selon l'assemblage général de la structure. Ces constructions sont rapides à mettre en place et sont économiquement intéressantes, de nombreux ponts provisoires utilisent cette technique.

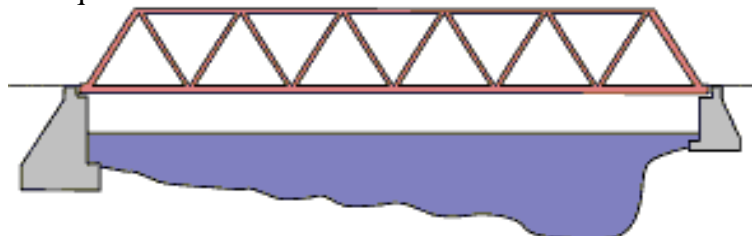


Figure 2.13. poutre latérales en treillis

2.3 Pont en arc :

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc **associe la compression à la flexion**. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écarter les points d'appui.

Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire). La structure permet de différencier principalement trois types de ponts en arc :

- les ponts encastrés sur leurs points d'appui. Ces ouvrages ne peuvent être réalisés que si le sol est très résistant car ils exercent des poussées importantes sur leurs culées et le moindre déplacement de celles-ci met l'ouvrage en péril.
- les ponts articulés aux deux points d'appui et au milieu de l'ouverture
- les ponts articulés aux deux points d'appui seulement ;

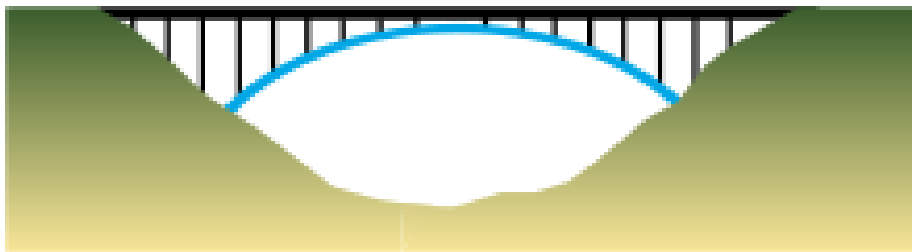


Figure 2.14 : pont en arc

2.4 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.

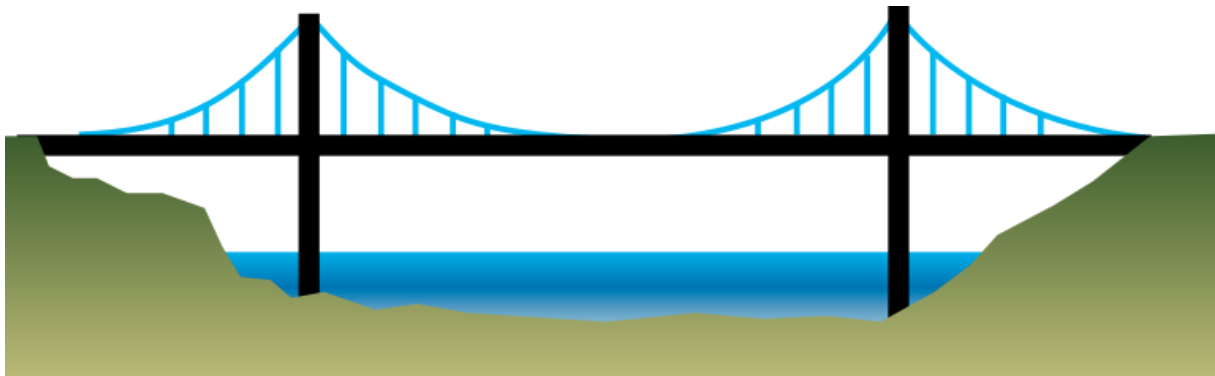


Figure 2.15 : pont suspendu

2.5 Ponts 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.



Figure 2.1 : pont haubanés

3. Classification selon la nature

3.1. Ponts fixes :

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

3.2. 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.

4. Classification selon la taille :

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

4.1 .Ponts non courants :

- 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 mètre carrés ;
- les tranchées couvertes ou semi-couvertes de plus de 300 mètres de longueur ;
- les ponts mobiles et les ponts canaux

4.2. Ponts courants :

A contrario sont considérés comme courants les ouvrages ne répondant pas aux critères

Précédent

Chapitre III

LES PONTS A TREILLIS

1. Introduction :

Les ponts en treillis, ils sont composés d'un tablier en béton précontraint ou orthotrope en acier et d'un treillis en acier.

Les ponts à poutres en treillis sont particulièrement adaptés au franchissement de portées moyennes ou grandes. Ils se distinguent par une capacité portante élevée, une grande rigidité et un faible poids propre. D'autre part, on apprécie la transparence et la variété de formes de ces structures à barres minces. Les ossatures en treillis ont en particulier fait leurs preuves pour la construction de ponts de petites portées sur des sites éloignés et difficilement accessibles. Le faible poids des différents composants simplifie le transport et le montage sur site.

2. Conception et réalisation

L'appui d'une dalle en béton armé sur les membrures supérieures de deux poutres en treillis constitue une disposition particulièrement favorable d'un point de vue constructif et statique. Connectée aux poutres métalliques, la dalle est dite "collaborant".

Lorsque la hauteur de construction est limitée, on adopte une disposition à poutres latérales avec un tablier appuyé au niveau des membrures inférieures. Tel est souvent le cas pour les ponts-rails. Aujourd'hui, la préférence va aux treillis à membrures parallèles. Les diagonales forment un angle constant avec les membrures et permettent une réalisation plus rationnelle des assemblages des nœuds.

La conception traditionnelle des nœuds d'assemblage prévoit l'emploi de goussets. Une disposition différente des poutrelles et un choix judicieux des dimensions et des épaisseurs des profils permettent de souder directement les ailes des diagonales sur celles des membrures. Cet assemblage sans gousset est plus simple, et le coût de fabrication sensiblement réduit.

Les poutrelles laminées s'adaptent parfaitement à la confection des membrures et diagonales.

Produits industriels de haute qualité, économiques et livrables en grandes quantités, elles sont disponibles dans une vaste gamme de dimensions .Leur résistance à la fatigue est élevée, et elles peuvent être galvanisées à chaud. Pour les diagonales sollicitées en compression, on utilise des poutrelles à larges ailes, en particulier les profils des séries HD 360 et HD 400, qui se distinguent par leur inertie élevée dans le plan des ailes, leur largeur pouvant atteindre 450 mm. Les épaisseurs d'ailes sont échelonnées de 18 à 125 mm.

Les sections ouvertes des poutrelles facilitent l'exécution des assemblages .Tous les profilés peuvent être fournis dans des aciers à hautes performances caractérisés par une bonne ténacité, une limite d'élasticité élevée et une excellente soudabilité.

3. Avantages d'une structure en treillis :

Grâce à leurs avantages constructifs et créatifs, l'emploi de treillis spatiaux s'accroît dans la construction des ponts modernes. Un des principaux avantages est la fabrication du treillis. Le fait que les treillis soient montés à l'usine et non sur le chantier permet de gagner énormément de temps lors de la construction. De plus, la fabrication à l'usine et le transport du treillis reviennent moins cher que de le construire sur le chantier. Les structures en treillis peuvent également s'étendre sur de longues distances, comme dit dans l'introduction, pour des distances supérieures à 45 mètres, et ce sans avoir besoin de supports intermédiaires. Ils peuvent supporter de lourdes charges avec des éléments légers, ce qui leur donne un rapport qualité/prix non négligeable.

4. Solidité du treillis :

Une simple poutre enjambant n'importe quelle distance est soumise à de la compression et de la tension. Le dessus même de la poutre est soumis à des efforts de compression, et le dessous de la poutre à des efforts de tension. Le milieu de la poutre éprouve quant à lui très peu de compression ou de tension. Si les poutres étaient conçues de sorte qu'il y ait eu plus de matière sur le dessus et le bas, et moins au milieu, on pourrait mieux manipuler les forces de

compression et de tension.

Un système en treillis pousse ce concept une étape plus loin. Imaginons qu'un côté du treillis soit une poutre simple. Le centre de la poutre se compose des éléments diagonaux du treillis, alors que le dessus et le bas du treillis représentent le dessus et le bas de la poutre. En regardant un treillis de cette façon, nous pouvons voir que le dessus et le bas de la poutre contiennent plus de matière que son centre.

En plus des effets mentionnés ci-dessus, il y a une autre raison qui fait qu'un treillis est plus rigide qu'une simple poutre : un treillis a la possibilité de dissiper une charge à travers son réseau de poutres. La conception d'un treillis, qui est généralement une variante d'un triangle, crée une structure très rigide et qui transfère la charge à partir d'un seul point à un secteur considérablement plus large.

5. Les différents types de ponts mixtes à poutres en treillis :

Un treillis est une structure composée de plusieurs simples petites structures, souvent inspirées d'une forme triangulaire. Au début construits en bois de construction, ensuite incluant des éléments de tension en fer, la plupart des ponts à poutre en treillis sont maintenant construits en acier. Un pont en treillis utilise une série de triangle en une sorte de superstructure pour en transférer la charge du pont aux piliers. Comme les membrures d'un treillis sont sujets uniquement à des efforts de traction ou de compression, ils ne peuvent pas reprendre les efforts de flexion, c'est pourquoi les treillis sont typiquement utilisés pour des alignements droits. Un pont à poutres en treillis peut supporter de lourdes charges et s'étendre sur de longues distances, mais il requière une quantité considérable de membrures verticales pour solidifier la structure.

Les types de treillis peuvent aussi être identifiés par les termes : "Deck, Pony, Through et Under" qui décrivent l'emplacement de la surface destinée au passage par rapport à la superstructure.

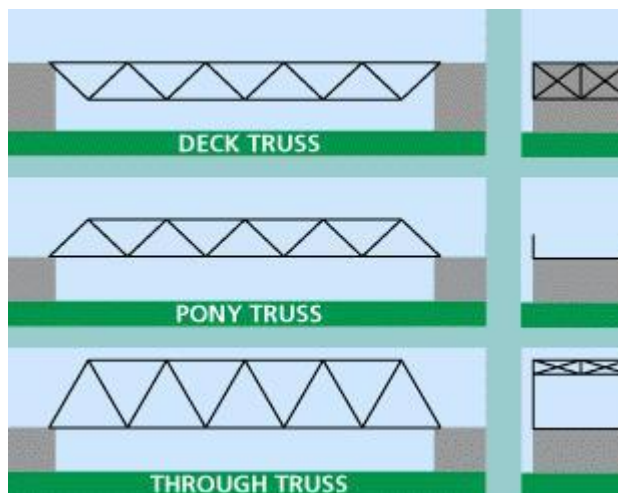


Figure 3.1 Schémas des ponts en poutres en treillis "Deck, Pony et Through"

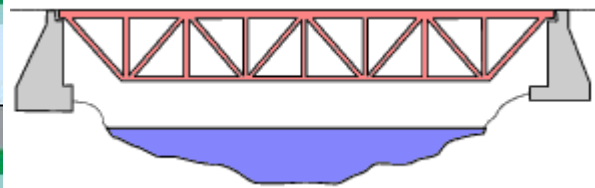


Figure3.2 Schéma d'un pont Under truss

5.1. Les types simples :

Le treillis de type "king post" est le plus simple. Une membrure verticale joint la partie supérieure du treillis triangulaire et sa base. Le treillis "queen post" ajoute un lien vertical entre la partie supérieure du treillis et sa base, pour pouvoir supporter un pont de plus grande envergure. Seulement, les panneaux centraux ont tendance à être moins rigides dû au manque d'attaches diagonales.

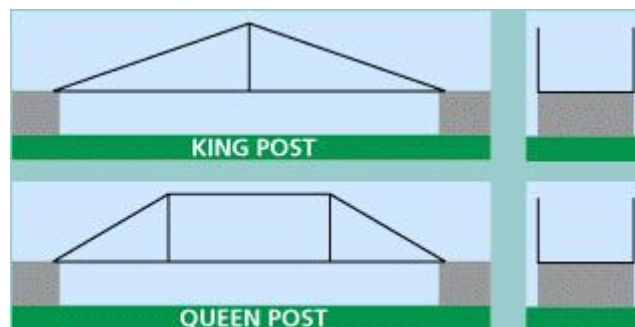


Figure3.3 Schéma d'un pont en poutres en treillis type "king post" , "queen post"

5.2. Les treillis de type Warren

Cette structure de treillis est la plus utilisée dans le construction de ponts en poutres en treillis. Les treillis de type Warren possèdent plusieurs triangles équilatéraux ou isocèles qui joignent les poutres supérieure et inférieure du pont. De temps en temps, les triangles sont bissectés avec une poutre verticale, créant ainsi le "treillis type Warren vertical". Cette structure a été

brevetée par James Warren et Willoughby Monzoni en 1848.

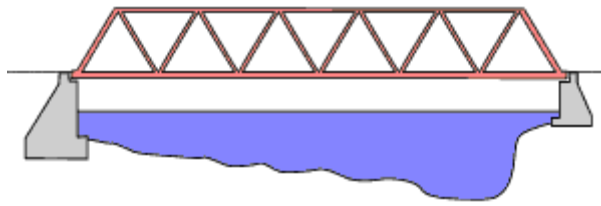


Figure 3.4 Schéma d'un pont en poutres en treillis type Warren

5.3. Les treillis de type Pratt :

Ces treillis sont de simples structures avec des membrures verticales en compression et des membrures diagonales en tension. Excepté pour les fins de section, les membrures diagonales s'inclinent toutes vers le bas et vers le centre de la travée. Comme toutes ces membrures sont soumises à des efforts de tension seulement, elles peuvent être plus fines, permettant ainsi une conception plus économique. Brevetée par Caleb et Thomas Pratt en 1844, cette structure était parmi les types de ponts américains les plus communs pour les décennies suivantes. Il en existe beaucoup de variations.

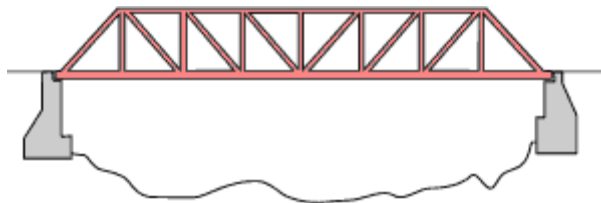


Figure 3.5 Schéma d'un pont en poutres en treillis type Pratt

5.4. Les treillis de type Howe :

Cette structure en treillis est l'inverse du treillis de type Pratt. Ici, les membrures diagonales s'inclinent vers l'extrémité du pont la plus proche. De cette manière, ces éléments sont soumis à des efforts de compression. Cette conception nécessite de larges poutres en acier, ce qui en fait un choix peu économique pour la construction en acier. Ce type de treillis a été breveté par William Howe en 1840.

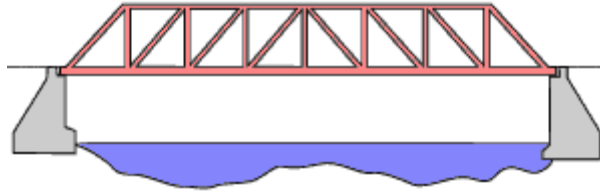


Figure 3.6 Schéma d'un pont en poutres en treillis type Howe

5.5. Les autres types de treillis :

Il existe encore bien d'autres types de treillis basés sur les quatre précédents types. A défaut de tous les expliquer, voici une liste non exhaustive d'autres possibilités :

Les treillis de type Baltimore, Bollman, Bowstring, Burr, Camelback, Childs, Fink, Haupt, K, Lattice, lenticulaire, Long, Partridge, Pennsylvania, Ciseaux, Smith, Town, Wernwag, Whipple, Whipple bowstring, ...

Chapitre IV

CONCEPTION DE PONTS

1. Introduction

Le pont en question a une travée de 60 m de longueur axe à axe. Dans ce chapitre, nous allons vous présenter les différentes parties de la structure du pont-rail en vous donnant leurs dimensions et leur utilité.

2. Les poutres principales:

Ils sont au nombre de deux. Il s'agit d'une poutre en treillis, Ils se localisent à gauche et à droite du pont suivant une coupe transversale. longueur totale: 60 m

L'envergure totale du pont est caractérisée par une succession de 8 panneaux de 7.5 m de Longueur et de 8.6 m de hauteur type d assemblage soudée

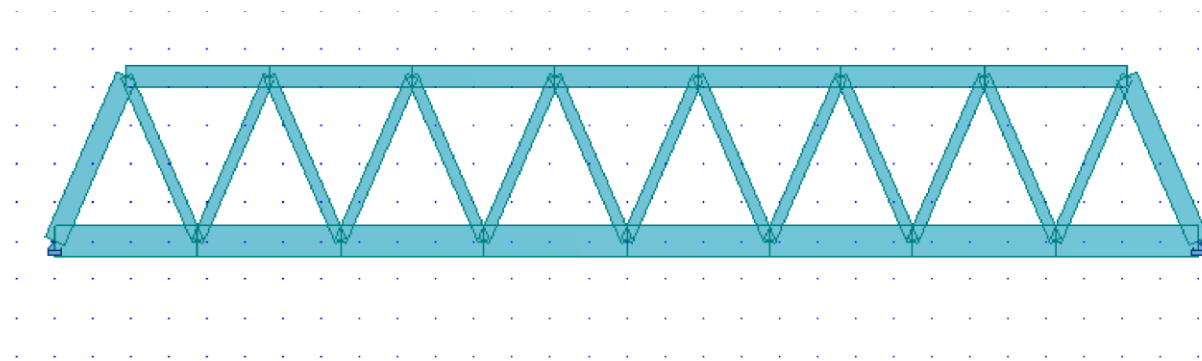


Figure.4.1 :poutre principales

3. Un tablier métallique:

est constitué de plaque en acier raidie longitudinalement supportée par une série de poutres transversales avec un espacement régulier. La largeur de tablier 9.4m

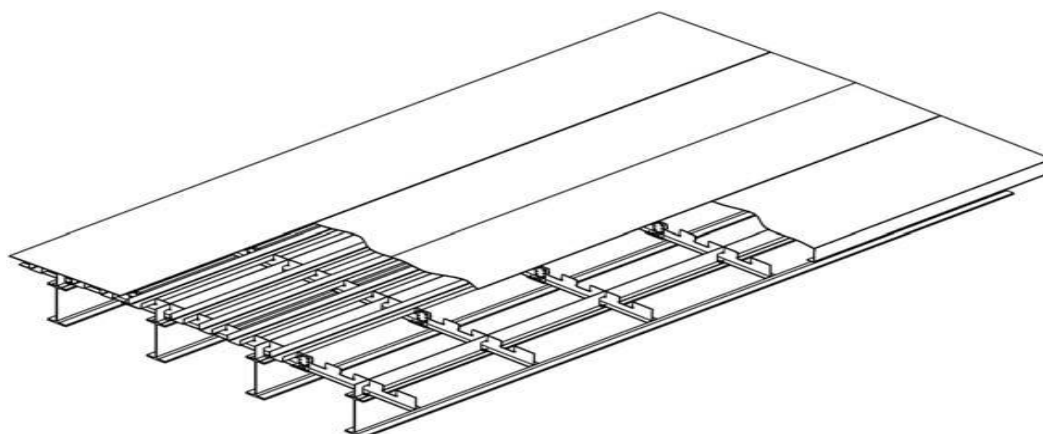


Figure 4.2 :tablier métallique

3. L'équipements d'un pont :

3.1. Introduction

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamentale dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage .tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentent par leur poids, ils sont un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

1. Etanchéité.
2. Les trottoirs.
3. Les corniches.
4. Les dispositions retenues

3.2 Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger l'acier vis-à-vis d'une corrosion accéléré, et est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur la dalle.

Cette équipement joue un rôle très important a cause de sa fonction.

Le chois de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique
- La durabilité.

3.3 les trottoirs :

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

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

- 1- Les trottoirs sur caniveau.
- 2- Les trottoirs en béton maigre.
- 3- Les trottoirs par décrochement de la dalle de la couverture.

Dans notre projet on prendra un trottoir métalliques de 20 cm de hauteur et 80 cm

3.4 Les corniches :

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elle sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Le rôle essentiel de la corniche c'est esthétique aussi d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- 1- Les corniches en béton coulé en place.
- 2- Les corniches en béton préfabriqué.
- 3- Les corniches métalliques.

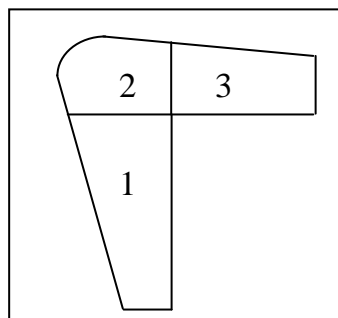


Figure.4.3 Coupe transversale de la corniche

Dans notre projet on prendra une corniche de 20 cm de largeur et 40 cm de hauteur

3.5. Les dispositions retenues

3.5.1 Les garde-corps

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi on point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines :les garde-corps sont renforcé parait difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légers dans des

conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories les suivantes

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type I.
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante

$$0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m. Avec un maximum de 1,20 m.}$$

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet $H = 10\text{m}$

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1,05 m

On prend la hauteur de garde-corps 1,10 m

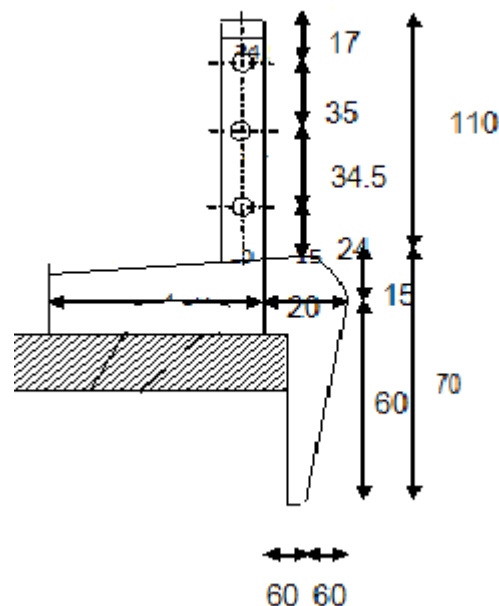


Figure 4.4 : Coupe transversale de trottoir.

4.Les Normes :

Le calcul des structures sera effectué conformément aux:

- Eurocodes 1- partie 3 : charges sur les pont dues au trafic ferroviaire
- Règle de calcul des constructions en acier CM66
- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;

5.Modeles de calcul :

-En général, le calcul sera développé en utilisant des logiciels à éléments finis **ROBOT**, pour le calcul des fondations profondes et des pages électroniques de calcul (Microsoft Excel) développées le calcul de ferrailage à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

6.Combinaisons aux états limites :

Actions	ELU	ELS
Charge permanente	1,33	1
Charge d exploitation	1,5	1
Charge de vent	1,5	1
Charge accidentelle	1	1
Température ($\Delta \theta$)	1.33	1

7.Les matériaux utilisés :

7.1 Aciers de charpente métallique :

Pour les barre charpente métallique en utilisé acier **E36**

limite d'élasticité σ_e :355 MPa

module d'élasticité $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$

module d'élasticité transversale $G = 80\,800\text{ N/mm}^2$

Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

7.2. Acier de ferrailage

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton Armé.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE40**

sa limite élastique égale à **400 MPa**

module d'élasticité $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ \longrightarrow Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ \longrightarrow Situation durable ou transitoire.

7.2.1. Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$.

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e , 110 (n f_{tj})^{1/2})$.

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e , 90 (n f_{tj})^{1/2})$.

7.3. Le béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5\text{ t/m}^3$.

7.3.1. La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de **j** jours, on a :

$$f_{c28} = 27\text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28\text{ j.}$$

7.3.2 La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = 2,2\text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 27\text{ MPa).}$$

7.3.3 Contrainte de calcul à l'E.L.U:

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b$$

Le coefficient θ est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h**, à **0.9** lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h**, et à **0.85** lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où

$$f_{bu} = \begin{cases} \mathbf{15,30 \text{ Mpa.}} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ \mathbf{19,95 \text{ Mpa.}} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases}$$

7.3.4 Contrainte de calcul pour l'E.L.S:

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

7.3.5. Coefficient de poisson :

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

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient **nul**. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu = \mathbf{0,2}$ pour un béton non fissuré (**ELS**) et $\nu = \mathbf{0}$ pour un béton fissuré (**ELU**).

7.3.6. Module de déformation longitudinale du béton E :

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

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

$$\text{Module de déformation différée (longue durée)} \quad E_{vj} = \mathbf{3700} \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

Chapitre V

LES CHARGES DE CALCULES

1. Classement des actions :

Les charges peuvent être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

- Les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle, par exemple le poids propre, les charges imposées, les tassements différentiels, etc.
- Les actions variables, par exemple les actions du trafic ferroviaires, le vent, les effets de la température, etc.
- Les actions accidentelles, par exemple les charges de déraillement sur le tablier du pont .

2. Actions permanentes :

Les actions permanentes comprennent notamment :

2.1. Les actions dues au poids propre

2.1.1. Poids propre de la structure

Les phases de construction du pont sont les suivantes :

a) Poutre métallique :

le poids propre de poutre en treillis donné par la formule :

$$P = \frac{0.85 \times l}{100} \quad (\text{kN/m}^2)$$

l : longueur de poutre

$$p = \frac{0.85 \times 60}{100} = 0.51 \quad \text{KN/m}^2$$

$$p \times 9.4 \times 2 = 9.59 \text{ kN/ml}$$

Charge permanente par mètre linéaire de pont = **9.59 kN/ml**

b) Tablier :

poids du tablier orthotrope se situe généralement entre 1.7 à 2 kN/m²

$$P = 2 \times 9.4 = 18.8 \text{ KN/m}$$

Charge permanente par mètre linéaire de pont = **18.8 kN/ml**

c) Les équipements de pont

Les deux trottoirs ont les mêmes dimensions

$$P=12.6\text{kN/ml}$$

NOTA :

La charge de trottoir est appliquée à la membrure inférieure

2.1.2. Poids propre des charges amovibles

Les charges amovibles sont celles qui peuvent être enlevées, déplacées ou destituées. Dans les ouvrages ferroviaires, on peut rencontrer :

a) Charges surfaciques :

□ Etanchéités

□ Ballast :

Son rôle est de transmettre les efforts engendrés par le passage des trains au sol, sans que celui-ci ne se déforme par tassement. Le rôle du ballast est aussi d'enchâsser les traverses afin d'assurer une résistance aux déformations longitudinales

$$h = 0.6\text{m}$$

$$\gamma_{\text{ballast}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$20 \times 0.6 \times 9.4 = 112.8 \text{ kN/ml}$$

Charge permanente par mètre linéaire de pont = **112.8 kN/m**

b) Charges linéiques :

La voie est estimée par une charge linéaire de **6.4 kN/ml**, cette charge tient en compte toutes les composantes suivantes :

□ Rails :

Un rail est une barre d'acier profilée. Deux files parallèles de rails mis bout à bout forment une voie ferrée.

Les rails servent à la fois de guide et de support de roulement pour les véhicules.

Étant conducteurs électriques, ils peuvent aussi être utilisés pour la transmission de signaux.

□ Traverses en béton armé :

Une traverse est un élément fondamental de la voie ferrée. C'est une pièce posée en travers de la voie, sous les rails, pour en maintenir l'écartement et l'inclinaison, et transmettre au ballast les charges des véhicules circulant sur les rails.

□ Petits matériels:

Ces matériels permettent la liaison entre la traverse et le rail et le bon comportement de la voie durant la vie de service, on trouve par exemple : boulon d'attache, attache élastique et des butées isolantes.

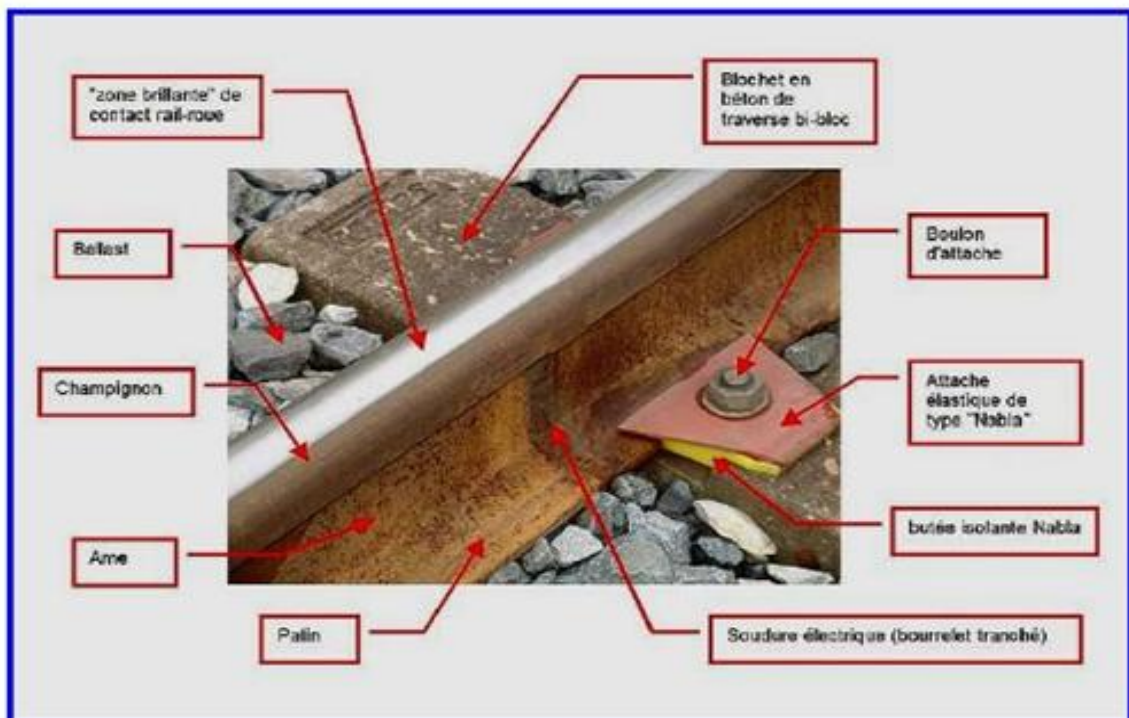


Figure 5.1 : les différents éléments de la voie ferrée

c) Charges ponctuelles :

Verticales ou horizontales provenant des équipements des caténaires ou d'autres équipements de signalisation.

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

N.B : pour des contraintes d'exécution et pour éviter des s surcharges, les socles des poteau caténaire et les équipements de signalisation seront déplacés définitivement hors la structure.

3.Actions de circulation ferroviaire :

3.1.Charges verticales

On définit d'abord 5 schémas de charges C1960, UIC71, SW/0, SW/2 et train à vide.

3.1.1. Schéma de charges C1960

Les dimensions et le poids des machines, des tenders et des wagons sont, pour les lignes à grand trafic, indiquées au tableau et sur la figure suivante :

Désignation	Machine	Tender	Wagon chargé
Longueur totale	17.50 m	10 m	12.50 m
Nombre d'essieux	8	4	4
Ecartement des essieux consécutifs	2m,2m,2m,1.5m,2m,2m,2m	2m	2m,4.50m,2m
Distance d'un tampon à l'essieu voisin	2m	2m	2m
Charge par essieu	25t	25t	25t
Poids total	200t	100t	100t
Poids moyen par mètre de longueur	12t	10t	8t

Tableau4.1 : dimensions et poids représentatifs du schéma de charges C1960

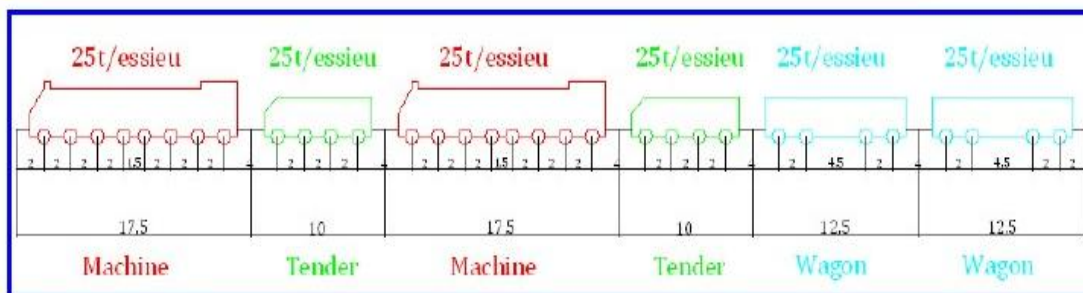


Figure5.2 : schéma de charges C1960 et les valeurs caractéristiques des charges verticale

Pour les ponts à double voie, on envisagera l'hypothèse de deux trains-types marchant côte à côte dans le même sens.

La position, la longueur et la composition des convois formés avec le train type seront

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

Choisies. Dans chaque cas, de manière à réaliser les efforts maximaux dans les différents éléments de l'ouvrage. Dans la recherche des efforts maximaux, on pourra, le cas échéant, intercaler des wagons vides s'ils sont susceptibles de produire des efforts plus considérables, les convoies ne peuvent pas être coupés.

3.1.2. Schéma de charges UIC71 :

Pour les ponts rails supportant une voie et situé dans les itinéraires internationaux, la charge à introduire dans les calculs est définie par le schéma de charges UIC71 qui représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale sur la voie

La disposition des charges et valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être conformes à la figure ci-après.

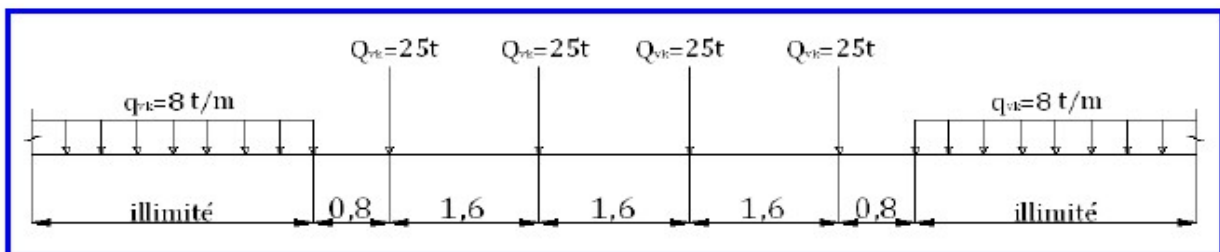


Figure 5.3 : schéma de charges UIC71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales

3.1.3. Schémas de charges SW :

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes.

Les dispositifs des charges à définir pour ce schéma sont SW/0 et SW/2.

Il faut noter que les schémas de charges SW ne doivent pas être fractionnés.

a) Schéma de charges SW/0 :

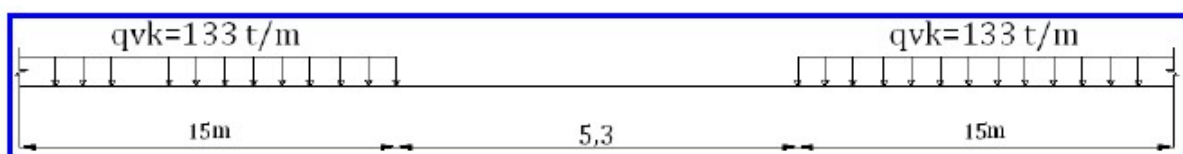


Figure 5.4 : schéma de charges SW/0 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales

b) Schéma de charges SW/2 :

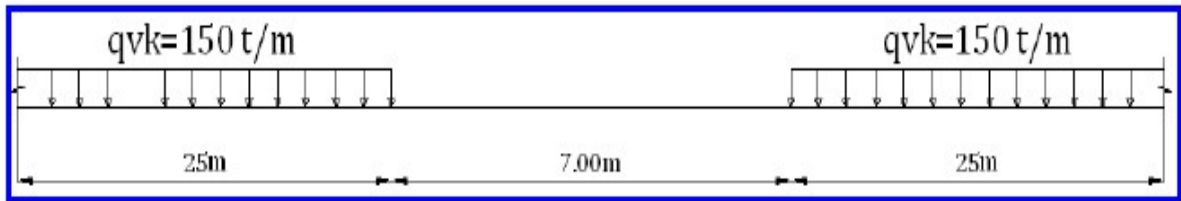


Figure 5.5 : schéma de charges SW/2 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticale

3.1.4. Train à vide :

Pour certaines vérifications un schéma de charges particulier est utilisé, dénommé «train à vide ». Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 1.25 t/m, et appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.

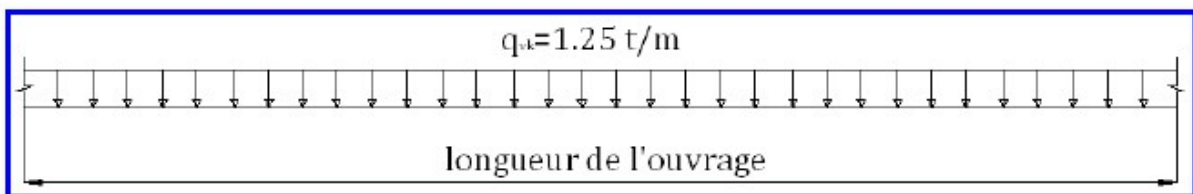


Figure 5.6 : les valeurs caractéristiques des charges verticales pour un train à vide

*3.1.5. Transmission des charges aux structures :

a) Pose de voie ballastée :

On tient compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu.

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur

$a_1 = 2.25 + e/2$ où e est défini sur le schéma ci-dessous (e en m). La charge sur la bande est

uniforme et égale à : $\rho = 250 / 1.6 \times a_1$ (en Kn/m^2)

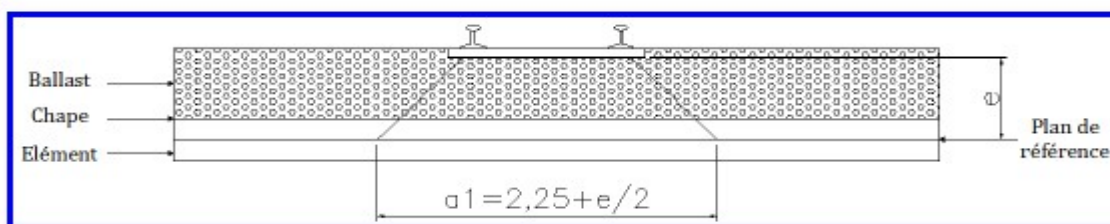


Figure 5.7 : répartition transversale d'un essieu

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de Largeur $a_2=0.30+e/2$ où e est défini sur le schéma ci-dessous (e en m).

La charge sur une bande est supposée uniforme et égale à : $p=250/1.6 \times 2a_2$ (en Kn/m^2)

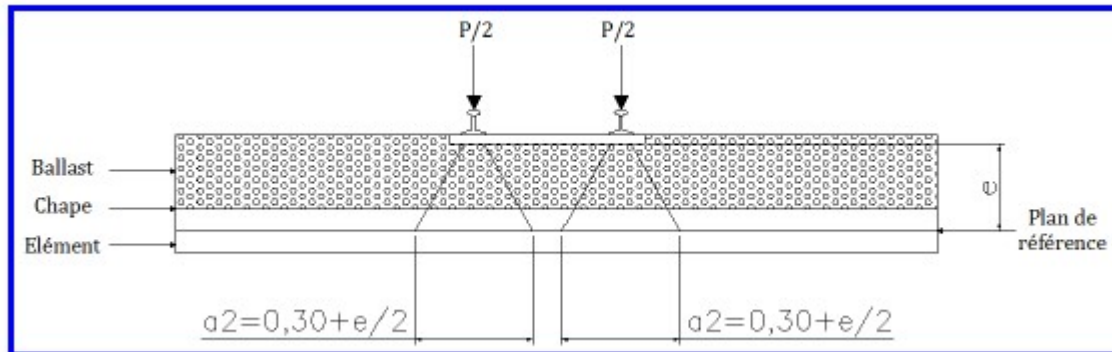


Figure 5.8 : répartition transversale d'une roue

b) Pose de voie sans ballast

Pour tenir compte du fait que lors d'un renouvellement, la voie peut reposer sur le hourdis (ou la dalle orthotrope) par l'intermédiaire de blochets, ces éléments sont calculés sous une force de 250/2 KN non majorée dynamiquement et disposée de cette manière :

La force d'essieu ponctuelle de 250KN se répartit par moitié sur chacun des rails.

Longitudinalement, cette charge est répartie sur les supports du rail (selles, blochets ou traverse) encadrant le support chargé, conformément aux dispositions du croquis ci-dessous :

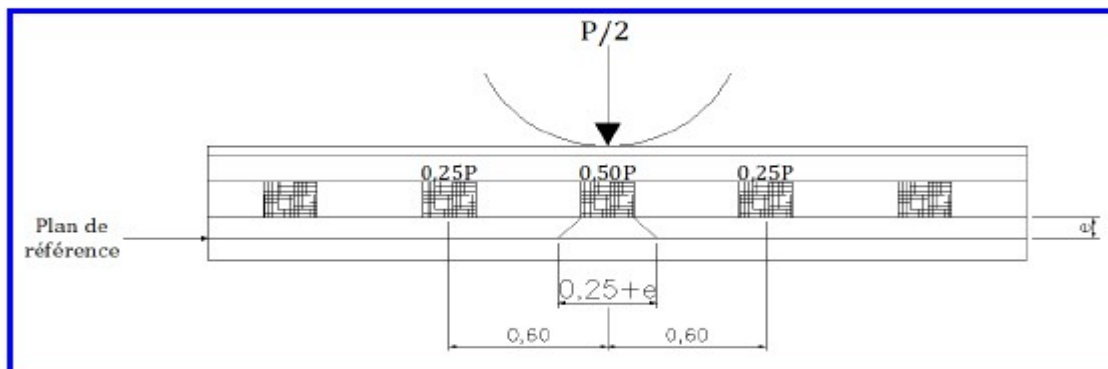


Figure 5.9 : répartition longitudinale d'une roue sur voie sans ballast

Transversalement la charge sous le blochet (la selle ou la traverse) se répartit comme indiqué sur le croquis ci-dessous :

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

Le coefficient dynamique s'applique seulement pour des vitesses $V \leq [220]$ km/h et lorsque la fréquence propre.

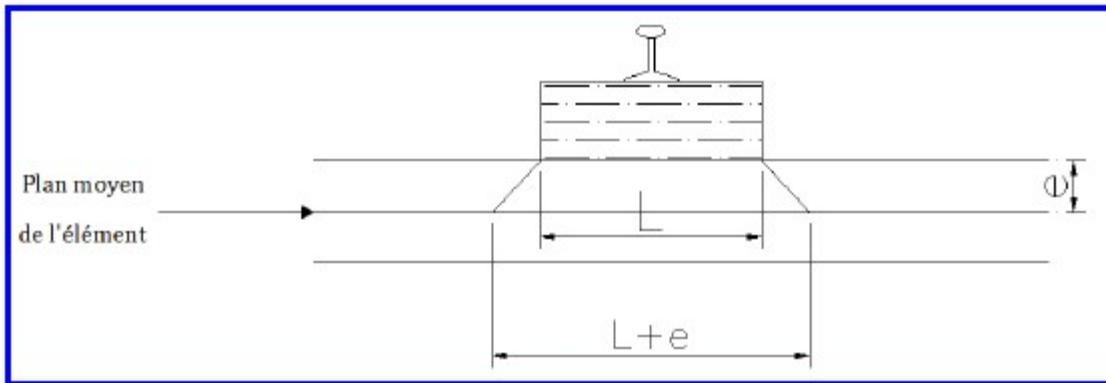


Figure 5.10 : répartition transversale d'une roue sur voie sans ballast

Avec :

- $l = 0.40$ m pour les traverses ou les blochets.
- l = largeur réelle d'appui pour les selles métallique et les longrines.

Résumé :

En pratique, on admet cependant une transmission des charges dans le sens transversale avec un angle de 30° sur le ballast et de 45° sur le béton, cette répartition est la plus défavorable que celles définies ci-avant. Longitudinalement, et pour des raisons de sécurité, on considère que la charge d'essieux reste ponctuelle dans le calcul longitudinale de la structure.

3.2. Effets dynamiques

3.2.1. Introduction

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques
- Les variations des charges de roues dues aux défauts aléatoires des roues et de la voie
- Le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure et, dans certains cas, conduire à sa mise en résonance.

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients μ_2 ou μ_3 si les 2 conditions correspondantes sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes deux vérifiées.

3.2.2. Coefficients dynamiques μ_2 et μ_3 :

a) Domaine d'application :

Le coefficient dynamique s'applique seulement pour des vitesses $V \leq [220]$ km/h et lorsque la fréquence propre de la structure est comprise dans les suivantes :

La limite supérieure de n_0 en [Hz] est prise égale à :

$$n_0 = 94,76 \times L^{-0,748}$$

La limite inférieure de n_0 est prise

égale à :

$$n_0 = 80/L$$

pour $4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$

$$n_0 = 23,58 \times L^{-0,592}$$

pour $20 \text{ m} < L \leq 100 \text{ m}$

b) Coefficient dynamique μ

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les trois chargements C1960, UIC71 et SW est :

$$\mu_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\Phi - 0.2}} + 0.82$$

Avec $1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$, pour un entretien de voie soigné.

$$\frac{2.16}{\sqrt{L\Phi - 0.2}} + 0.73$$

Avec $1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$, pour un entretien de voie courant.

L = longueur caractéristique en mètre, définie ci-après.

NOTA : le coefficient dynamique a été initialement établi pour les poutres isostatiques.

L'utilisation de la longueur L permet la généralisation de son emploi pour des autres types de poutre.

c) Longueurs caractéristiques :

On se réfère de l'article 6.433 de eurocodes , on trouve comme longueur caractéristique pour notre cas poutre continues sur 2 appuis L_0 = portée des poutres principales

Valeurs retenues pour le cas de notre projet :

$$L_0 = 60\text{m}$$

$$\phi_2 = 1.01$$

$$\phi_3 = 1.02$$

3.3. Forces horizontales :

3.3.1. Forces centrifuges :

Cette force ne sera pas considérée dans le calcul, car toutes les voies sont en alignement droit le long de l'ouvrage.

3.3.2. Efforts de lacet :

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à $Q_{el} = 10 \text{ tonnes}$. il ne doit pas être multiplié par le coefficient dynamique.

3.3.3. Efforts dus au freinage et au démarrage

Les surcharges roulantes sont susceptibles de développer des efforts longitudinaux de freinage et de démarrage dont il convient de tenir tant pour les tabliers que pour leurs appuis.

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie, dans les directions compatibles avec les sens de circulation des trains, avec Les valeurs caractéristiques suivantes :

Force d'accélération :

$$Q_{lak} = 33 \text{ [kN / m] } L \text{ [m] } \leq 1000 \text{ [kN]}$$

pour le modèle de charge 71

et les modèles de charge SW

Force de freinage :

$Q_{lbk} = 20 \text{ [kN / m]} L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ [kN]}$ pour les modèles de charge 71 et SW/0

$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} L \text{ [m]}$ pour le modèle de charge SW/2

4. Autres actions variables :

Les autres actions variables comprennent :

- Actions sur les éléments structuraux secondaires et sur les éléments d'équipement ;
- Les actions naturelles :
- Climatiques : actions dues au vent ;
- Thermique : actions dues aux variations de température ;

4.1. Effet du vent :

4.1.1. Vent compatible avec les circulations sur l'ouvrage :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie.

Il se développe sur toute surface frappée normalement une pression de **0.15t/m²**.

On assimile le matériel roulant du chemin de fer à un écran de 3m de hauteur dont le bord inférieur se trouve à 0.5m au-dessus du rail et dont la longueur est à déterminer en vue d'obtenir le maximum de la sollicitation calculée.

Un tablier de pont-rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et l'extrados.

4.1.2. Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage :

Les règles du paragraphe précédent restent applicables, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à **2KN/m²**.

4.2. Actions thermiques :

On prend en considération les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de $\pm 35^{\circ}\text{C}$ autour de la température d'origine prise égale à 10°C .

Le gradient est supposé uniforme tout le long de l'ouvrage et linéaire sur la hauteur de la section.

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical pour les tabliers en acier sont :

- de 0 à +10°C en phase de construction avant mise en oeuvre de ballast
- ±5°C en service, que l'ouvrage soit ballasté ou non.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celles de la fibre inférieure.

5.Actions accidentelles et sismiques :

5.1.Actions accidentelles provenant des circulations ferroviaires :

Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle sorte qu'en cas de déraillement les dommages en résultant pour le pont soient limités. En particulier, il faut prévenir toute possibilité de renversement ou d'effondrement de la structure dans son ensemble.

5.1.1. Déraillement sur les ponts :

Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

- Cas1 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.
- Cas2 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur un bord.

Pour le cas 1 :

Les conditions structurales et les charges équivalentes sont définies comme suit :

Il convient d'éviter l'effondrement de la plus grande partie de la structure mais on peut tolérer des dommages locaux. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées à l'état limite pour les charges équivalentes suivantes :

Deux charges linéaires d'intensité $q_{A1d}=5t/m$, disposées sur une longueur de 6.4m écartées de 1.50m parallèles à la voie, et se trouvant dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une

des zones ,larges de 1.5 fois l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie. Il n'y a pas lieu d'envisager d'autres actions variables dans les calculs.

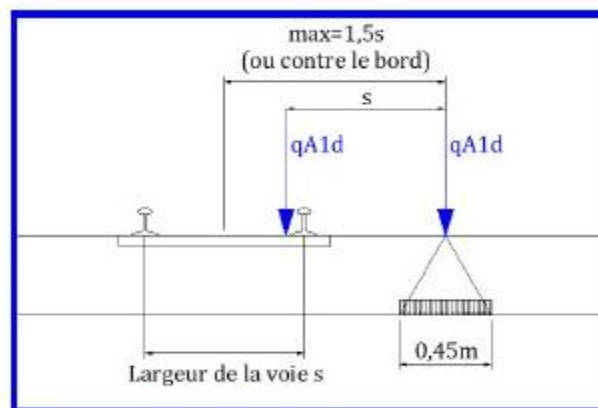


Figure5.11 :cas1-charge équivalente q_{A1d}

Pour le cas 2 :

Les conditions structurales et les chargements équivalents sont définis comme suit :

Le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité $q_{A2d}=8t/m$, disposée sur une longueur totale de 20.00m et située transversalement soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée

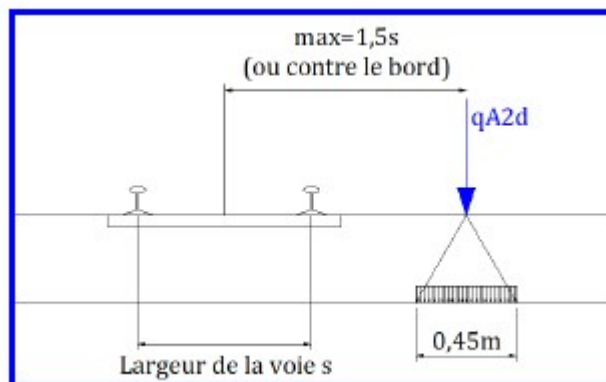


Figure5.12 :cas2-charge équivalente q_{A2d}

5.2.Séismes :

Dans les régions sujettes aux séismes, les ponts doivent être conçus pour résister aux charges, dites sismiques, dont le programme est fixé par les textes en vigueur.

Chapitre VI

DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

1.Cas de charges :

1.1Cas de charge N°1:

Dans ce cas de charge on va solliciter la structure par les différentes charges permanentes transmises par la superstructure avec les valeurs définit.

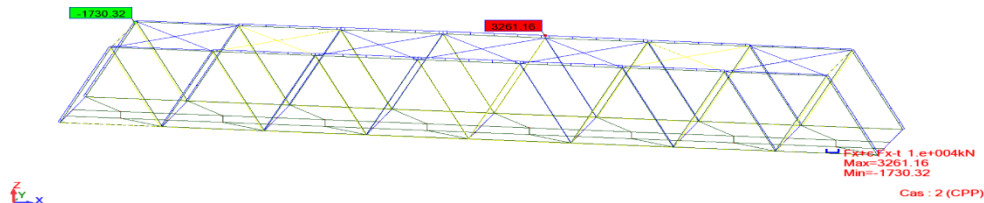


Figure6.1: charges permanentes

1.2Cas de charge N°2:

Le train de charge UIC71 passe sur une

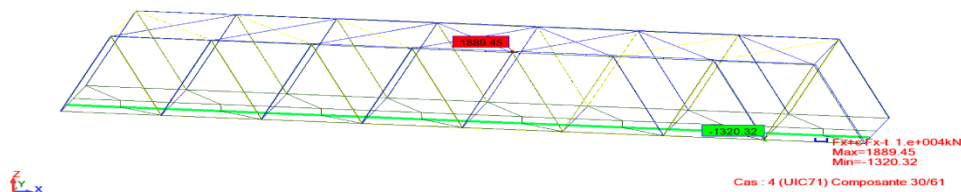


Figure6. 2: UIC71 une voix chargée

1.3.Cas de charge N°3:

Le train de charge UIC71 passe sur

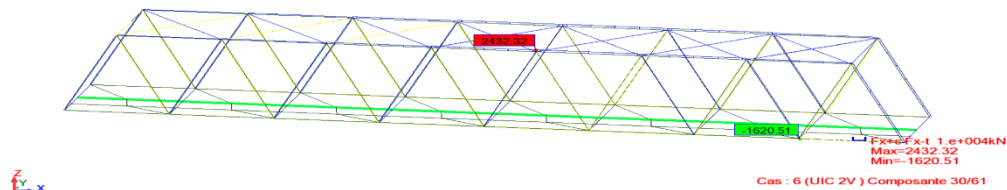


Figure6.3 : UIC71 2 voix chargées

1.4.Cas de charge N°4

Force de lacet

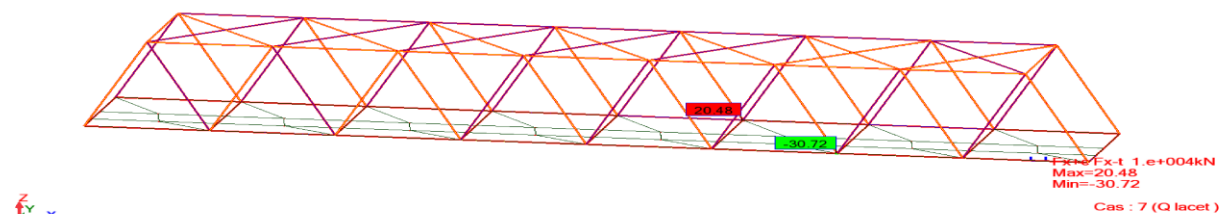


Figure6.4 : force de lacet

1.5.Cas de charge N°5:

Forces de freinages

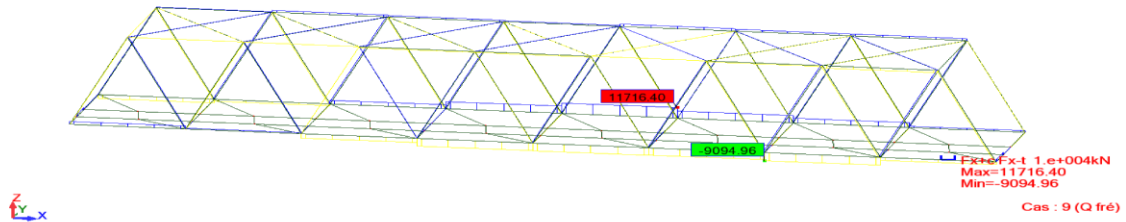


Figure6.5 : forces de freinages

1.6.Cas de charge N°6:

Force de vent

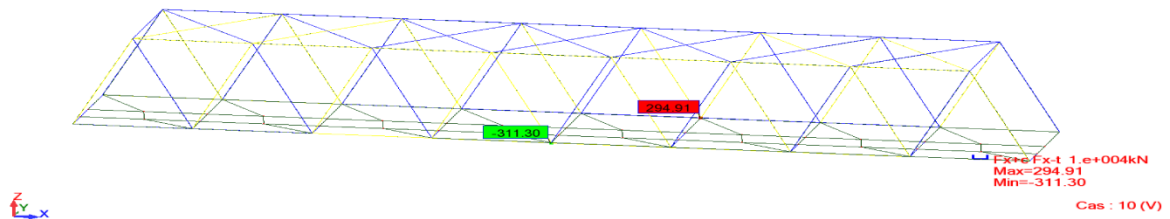


Figure6. 6 : force de vent

2 .Combinaison des actions :

ELU :

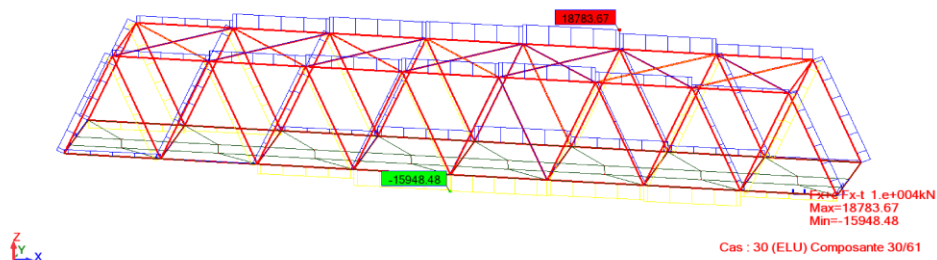


Figure6.7 : Combinaison des actions a ELU

ELS :

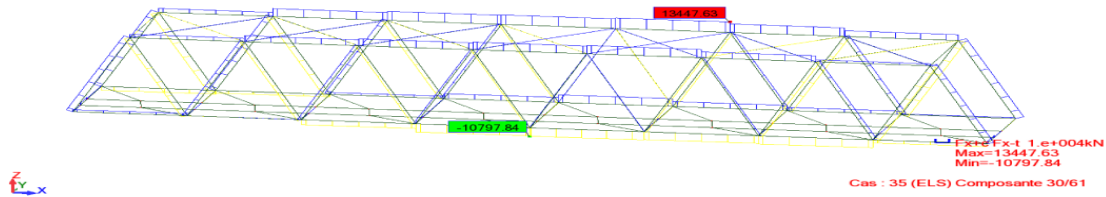


Figure 6.8 : Combinaison des actions a ELS

3. Dimensionnement des barres :

3.1. Membrures supérieures :

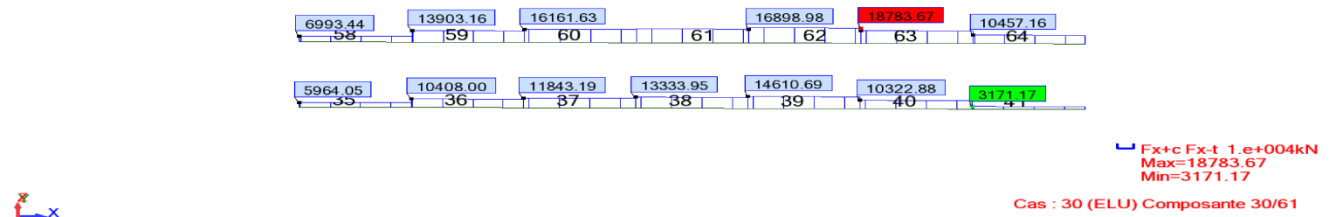


Figure 6.9 : N_{max} membrures supérieure

Les membrures supérieures sont comprimées. L'effort de compression maxi est obtenu dans la barre 62 :

$$N_{max} = N_{61}$$

$$N_{max} = 18783.67 \text{ kN}$$

3.1.1. Contrainte normale : Selon CM66 §3.421-3

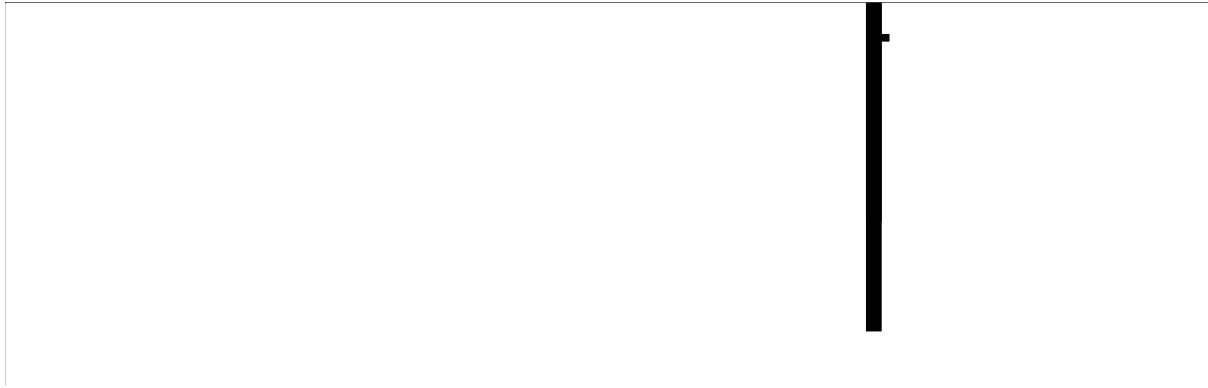
$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\sigma \leq \sigma_e$$

$$A \geq \frac{N}{\sigma_e} = 529.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 529.11 \text{ cm}^2$$

3.1.2 Choix du profilé : On choisi un profile carrée



Description de la géométrie

Aire de la section	A= 600.00 cm ²
	l = 50 cm
Epaisseur	t =3 cm
Moments d'inertie	I _x =376731.96 cm ⁴
	I _y =250225.00 cm ⁴
	I _z =250225.00 cm ⁴
Distances extrêmes	i = 25.0 cm

3.1.3 Longueur de flambement : On considère la rotation des appuis. Pour une poutre bi-articulée selon CM66 §13.401 est :

$$L_k = b \qquad \qquad \qquad L_k = 7.5m$$

3.1.4. Alancement : Selon CM66 §3.421-2 :

$$\lambda = \frac{L_k}{i} \qquad \qquad \qquad \lambda = 30$$

3.1.5. Coefficient de flambement : Selon CM66 §13.411-T2 (pour $\sigma_e = 36$) :
 $K(\lambda)$ $k=1.064$

3.1.6. Critère de flambement : selon CM66 §3.411

$$K\sigma \leq \sigma_e \qquad \qquad \qquad 31.30 < 35.5MP \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2. Membres inférieure :

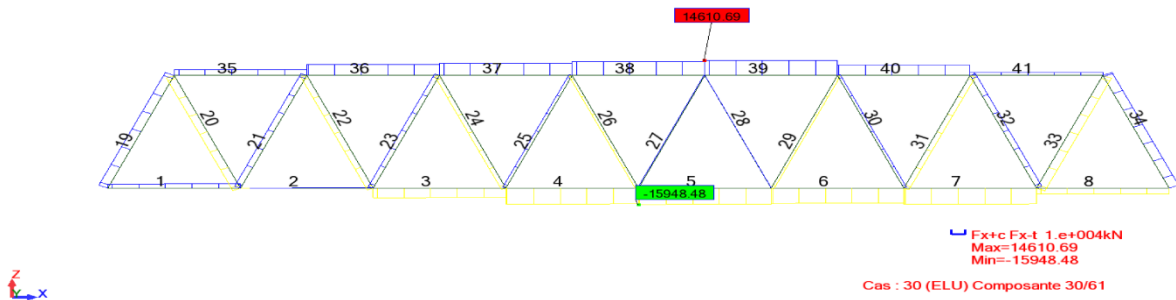


Figure 6.10 : N_{max} Membrures inferieure

Les membrures inferieures sont tendues. L'effort de traction maxi est obtenu dans la barre 4

$$T_{max} = N_4$$

$$T_{max} = 15948.48 \text{ kN}$$

3.2.1. Section efficace mini : Selon CM66 §3.421-3 :

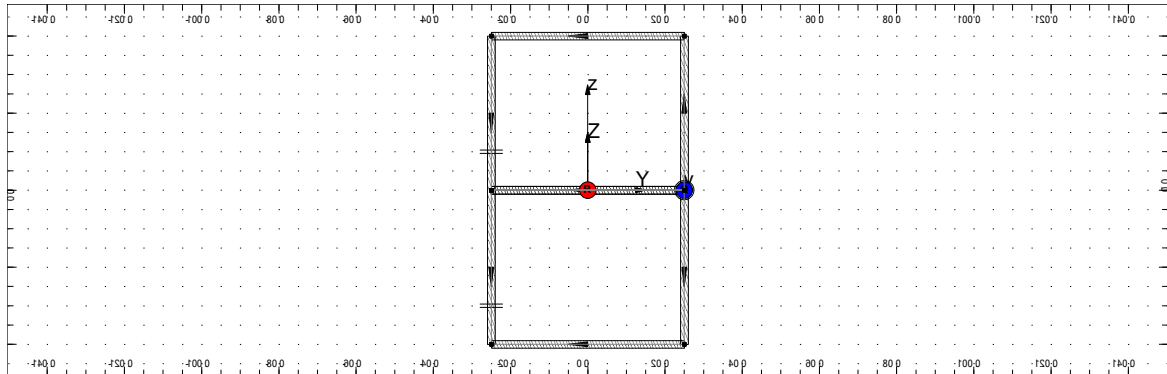
$$A \geq \frac{T}{\sigma}$$

$$A_{min} = 449.25 \text{ cm}^2$$

3.2.2. Choix du profilé : On choisi un profile rectangulaire

$$A = 520 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

Condition vérifie



Description de la géométrie

Aire de la section

$$A = 620 \text{ cm}^2$$

$$l = 80 \text{ cm}$$

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

Epaisseur

$$t = 2 \text{ cm}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 493110.84 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 490766.67 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 262606.67 \text{ cm}^4$$

Distances extrêmes

$$i = 40 \text{ cm}$$

3.3. Diagonale :

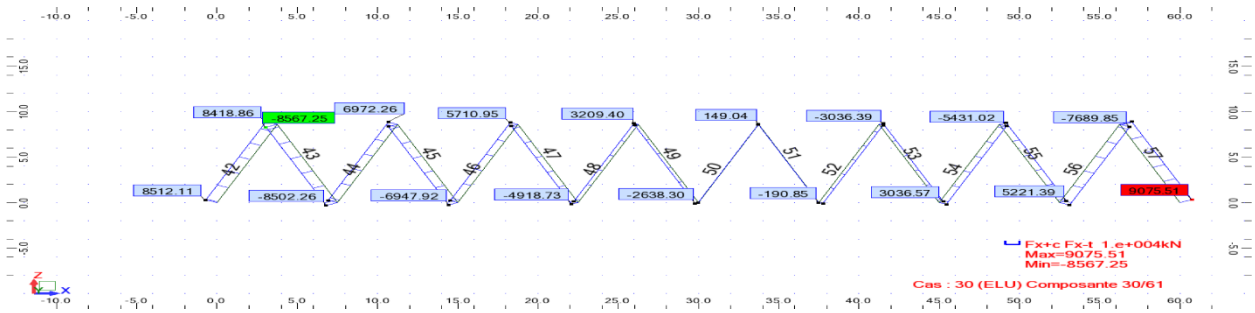


Figure 6.11 : N_{max} diagonale

L'effort de compression maxi est obtenu dans la barre 9

$$N_{max} = N_{57}$$

$$N_{max} = 9075.51 \text{ kN}$$

3.3.2. Contrainte normale : Selon CM66 §3.421-3

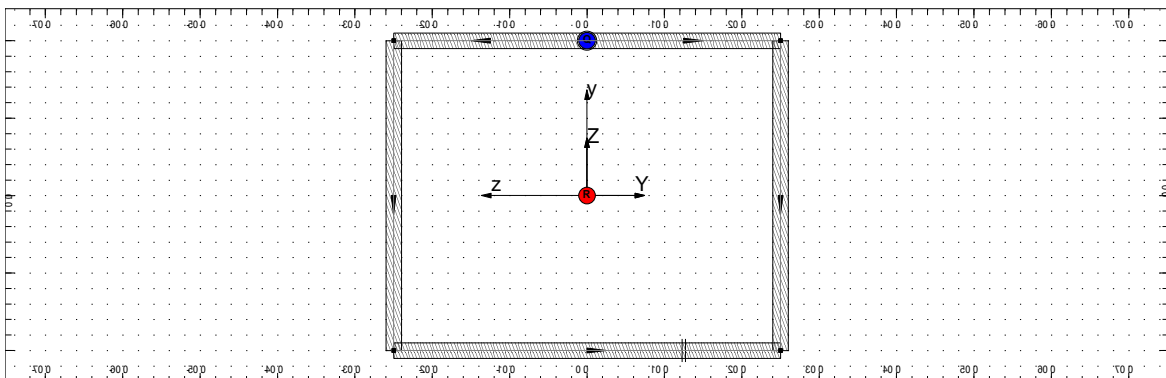
$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$A \geq \frac{N}{\sigma_e} = 255.6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma \leq \sigma_e$$

$$A_{min} = 255.6 \text{ cm}^2$$

3.3.3. Choix du profilé :



Description de la géométrie

Aire de la section

$$A = 360 \text{ cm}^2$$

Epaisseur

$$l = 40 \text{ cm}$$

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

$$t = 2 \text{ cm}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 178240.98 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 141720.00 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 101400.00 \text{ cm}^4$$

Distances extrêmes

$$i = 20 \text{ cm}$$

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

3.3.4. Longueur de flambement : On considère la rotation des appuis. Pour une poutre bi-articulée

selon CM66 §13.401 est :

$$L_k = b$$

$$L_k = 9.4\text{m}$$

3.3.5. Alancement : Selon CM66 §3.421-2 :

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

$$\lambda = 47$$

3.3.6 Coefficient de flambement : Selon CM66 §13.411-T2 (pour $se = 36$) :

$$K(\lambda)$$

$$k = 1.171$$

3.3.7. Critère de flambement : selon CM66 §3.411

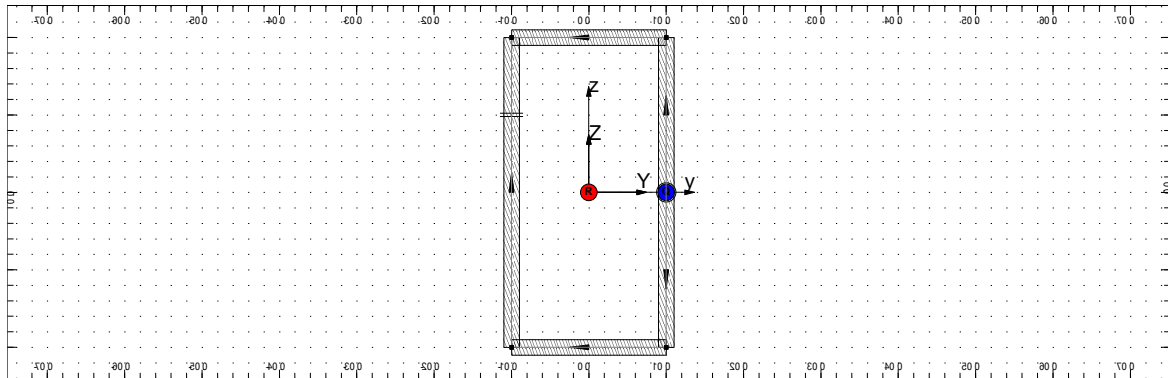
$$K\sigma \leq \sigma_e$$

$$29.52 < 35.5\text{MPa}$$

Condition vérifiée

3.4. Traverse inférieure :

– sollicitée en flexion + traction.



Description de la géométrie

Aire de la section

$$A = 240 \text{ cm}^2$$

$$l = 40 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Epaisseur

$$t = 2 \text{ cm}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 42969.87 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 53360.00 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 18720.00 \text{ cm}^4$$

Distances extrêmes

$$i = 20$$

3.4.1. Condition de résistance en flexion simple :

$$\psi \sigma f \leq \sigma e$$

$$\sigma f = M/w$$

$$M_{\max} = 587.5 \text{ kN.m}$$

$$\sigma f = \frac{58750}{2668} = 22.09 \text{ MPa}$$

$$\psi = 1.185$$

$$\psi \sigma f \leq \sigma e$$

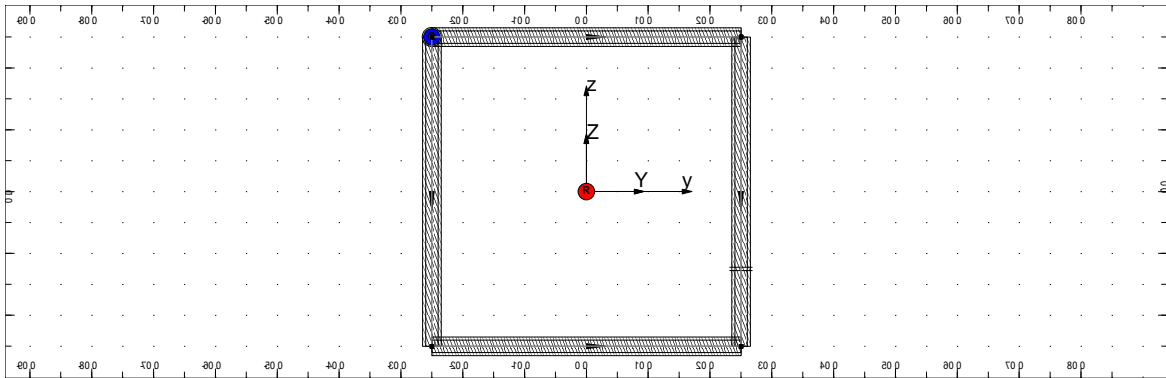
ψ : coef d'adaptation plastique
contrainte de flexion

pour section rectangulaire

Condition vérifiée

3.5. Traverse supérieure : sollicitée en flexion + compression

Choix du profilé On choisi un profile carrée



Description de la géométrie

Aire de la section

$$A = 600.00 \text{ cm}^2$$

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

Epaisseur

$$t = 3 \text{ cm}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 376731.96 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 250225.00 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 250225.00 \text{ cm}^4$$

Distances extrêmes $i = 25.0 \text{ cm}$

3.5.1. Condition de résistance en flexion simple

$$\psi \sigma f \leq \sigma e$$

$$\sigma f = M/w$$

$$M_{\max} = 633.05 \text{ kN.m}$$

$$\sigma f = \frac{633050}{10008.2} = 6.32 \text{ MPa}$$

$$\psi = 1.185$$

$$\psi \sigma f \leq \sigma e$$

ψ : coef d'adaptation plastique
contrainte de flexion

pour section rectangulaire

Condition vérifiée

3.6. Diagonale supérieure sollicitée en flexion + compression

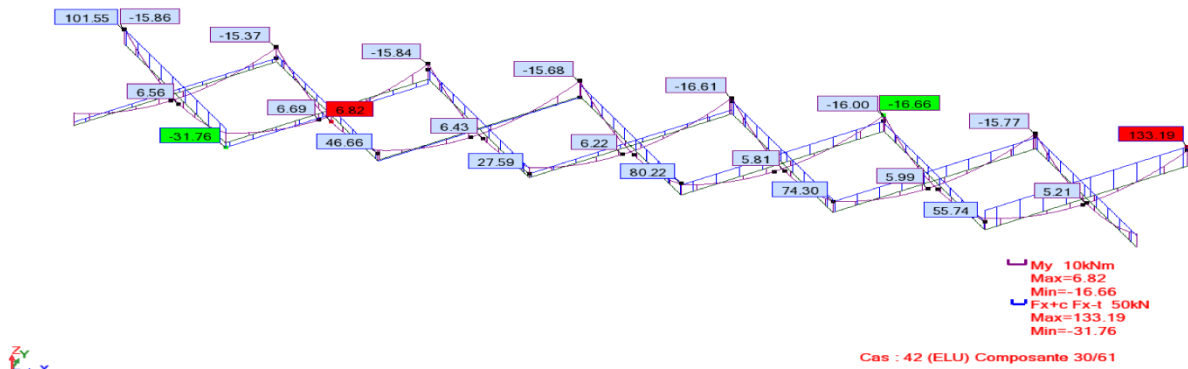
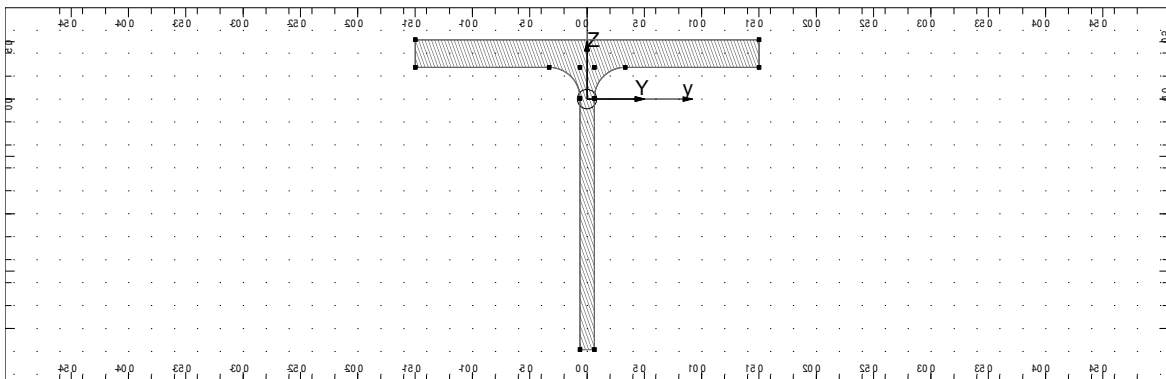


Figure 6.12 : N_{max} diagonale

$N_{max}=133.19\text{kN}$
 $M_{max}=16.66\text{kN.m}$



Description de la géométrie

Aire de la section A = 105.88 cm^2

Moments d'inertie

I_x = 175.66 cm^4
 I_y = 5528.30 cm^4
 I_z = 5409.52 cm^4

Rayons d'inertie

i = 7.2 cm

3.6.1. Longueur de flambement On considère la rotation des appuis. Pour une poutre bi-articulée

selon CM66 §13.401 est :

$L_k=b$

$L_k = 12\text{m}$

3.6.2. Alancement Selon CM66 §3.421-2 :

$$\lambda = \frac{Lk}{i}$$

$$\lambda = 166$$

3.6.3. Coefficient de flambement Selon CM66 §13.411-T2 (pour $\alpha = 36$) :

$$K(\lambda)$$

$$k = 6.48$$

3.6.4. Critère de flambement selon CM66 §3.411

$$K\sigma \leq \sigma_e$$

$$5.73 < 35.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

3.6.5. Condition de résistance en flexion simple

$$\psi \sigma_f \leq \sigma_e$$

$$\sigma_f = M/w$$

$$M_{\max} = 16.66 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{16660}{767.81} = 21.69 \text{ MPa}$$

$$\psi = 1.2$$

$$\psi \sigma_f \leq \sigma_e$$

ψ : coef d'adaptation plastique
contrainte de flexion

pour section MHEA

Condition vérifiée

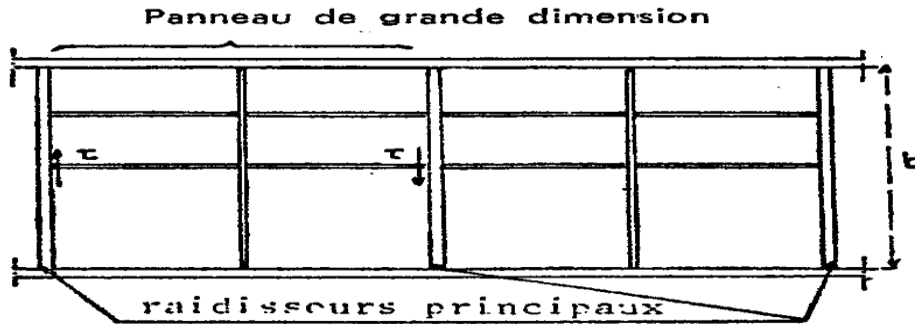
Chapitre VII

MODILISATION DES TABLIER

1. Introduction :

L'hourdis est une plaque en acier raidie longitudinalement supportée par une série de poutres transversales avec un espacement régulier

2. Comportement des plaques raidies : fascicule F61-18.1



Les raidisseurs principaux sont définis par une inertie

relative g et leur section relative d :

$$g = \frac{Et^3}{bD} \quad (\text{ou bien } J=0.092bt^3\gamma)$$

$$\delta = \frac{Q}{bt}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

ν : désigne le coefficient de poisson de l'acier

t : désigne l'épaisseur de la plaque.

$$\sigma_e = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{\min} = 0.2 \left(\frac{b}{50t} \right)^3$$

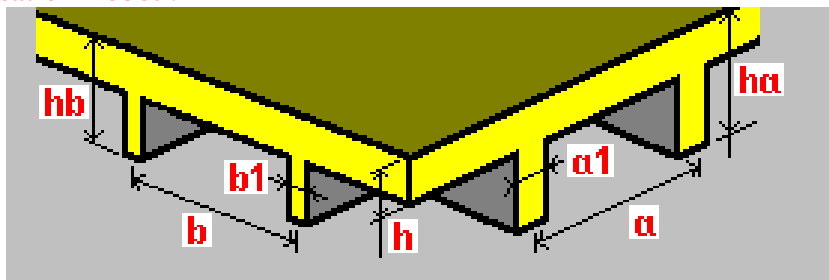
$$\delta_{\min} = 0.54 \times 10^{-3} \frac{b}{t}$$

3. condition de stabilité du panneau de grande dimension

$$\left(S\sigma \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 1.8$$

$S\sigma = 1.8$	si	$\psi = 1$
$S\sigma = 1.4 + 0.4 \psi$	si	$-1 \leq \psi \leq 1$
$S\sigma = 1$	si	$\psi \leq -1$

4. Modélisation Robot :



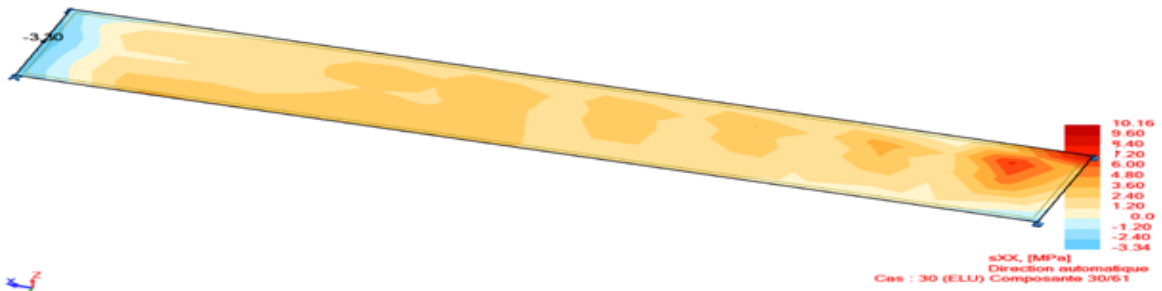


Figure 7.3: σ_{xx}

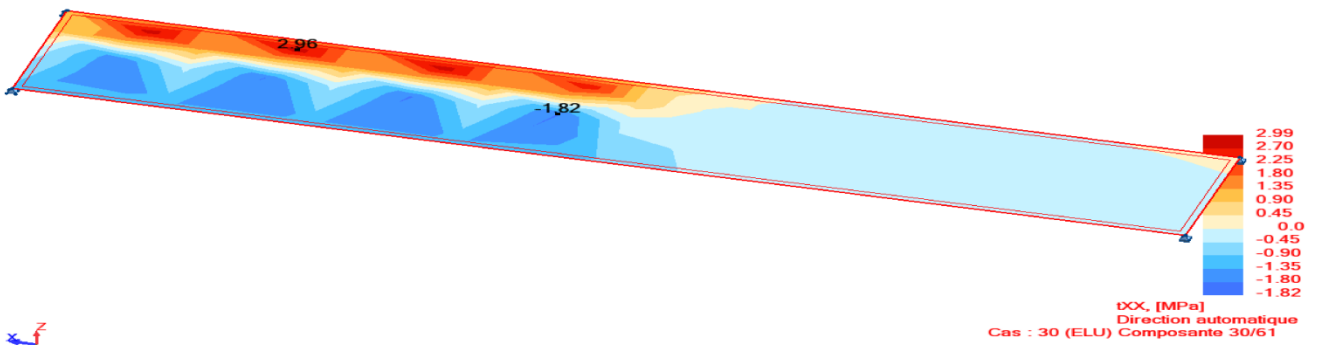


Figure 7.4 : τ_{xx}

5.2. Contrainte transversal

$\sigma_{xx} = -3.3 \text{ Mpa}$

Contrainte critique

$\sigma_E = 53.92 \text{ MPa}$

contrainte de cisaillement

$\tau_{yy} = 2.96 \text{ Mpa}$

contrainte de cisaillement critique

$\tau_E = k \sigma_E = 8.98 \times 53.92 = 484.2 \text{ Mpa}$

$$\left(s6 \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 = \left(1.8 \frac{3.3}{53.9} \right)^2 + \left(\frac{2.99}{484.2} \right)^2 = 0.06 \leq 1.8$$

condition vérifier

Chapitre VIII

CONCEPTION ET ETUDES DE LA CULEE

1. Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblais).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

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

2. Implantation des culées :

2.1 Pré dimensionnement des culées :

2.1.1 Mur garde grève :

- Hauteur : $H = 0,3 + 0,8 = 1,1\text{m}$.

Epaisseur (couronnement) : $e = \text{Max} (0,30\text{m}, \frac{h}{8}) = (0,30\text{m}, 0,14\text{m}) = 0,3\text{m}$

- Longueur : et celle du tablier = 12,56m.

2.1.2 Mur de front :

- Hauteur : $H = 2,8\text{m}$
- Epaisseur : $E_f = 2\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = 12,56m

2.1.3 Sommier d'appuis :

- Largeur : $S = 0,1 + 0,5 + 0,6 = 1,20\text{m}$.
- Longueur : 12,56m.

2.1.4 La semelle

- Epaisseur : 1,50m.
- Largeur : 5,60m.
- Longueur : 13.76m.
- Ancrage : 1,50m.

On utilisé des pieux de diamètre $\Phi = 1,2$ m (Fondation profonde).

2.1.5 Mur en retour :

Le mur en retour a une épaisseur constante de 0,30 m pour un bon ferrailage et un bon b tonnage. Il a une longueur de 7 m et hauteur de 3.9m celle de la culée.

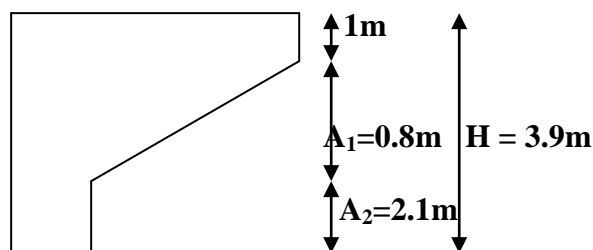


Figure 8.1 : Pré dimensionnement du mur en retour.

2.1.6 .Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$$L = \min(6\text{m}, \max(4\text{m}, 0.6H))$$

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 3.6 m.

$$L = 4\text{m. l largeur } 11.66\text{m}$$

Elle est coulée sur un b ton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de 10%.

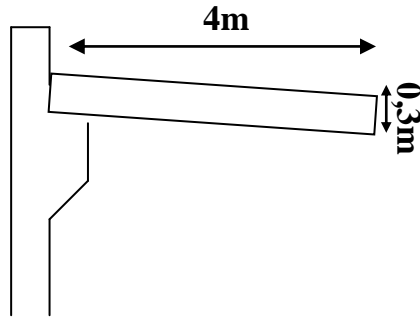


Figure8.2 : Prédimensionnement de la dalle de transition.

2.1.7 Le corbeau :

- Hauteur : $H_1 = 1,5$ m.
- Hauteur : $H_2 = 0,5$ m.
- Epaisseur : $E_f = 0,5$ m.
- Longueur : $L = 11,66$ m.

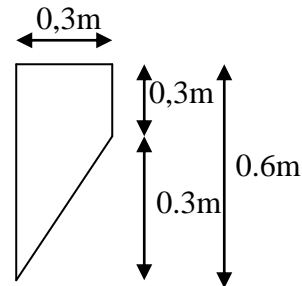


Figure8.3 : Prédimensionnement du corbeau.

NB : Le pré dimensionnement des différents éléments constituant la culée est montré sur la feuille ci-après :

3. Evaluation des efforts sollicitant la culée :

3.1 Détermination du coefficient de poussée k_{ah} :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha - \beta)\cos(\alpha + \beta)}}\right)} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec : $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

$$k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon v)^2}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \qquad \theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$$

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

Le coefficient de poussée pour les déferents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Désignation	ϵ_H	ϵ_V	κ	k_{ah}
Condition sismique	0,1	-0,07	0,935	0,3740
	0,1	+0,07	1,075	0,4197
Condition normale	0	0	1	0,3333

Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q \cdot S$ avec S : surface de contact.

poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L \quad \text{avec } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3, \text{ poids volumique des terres.}$$

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_s : désigne le moment stabilisant

M_r : désigne le moment renversant

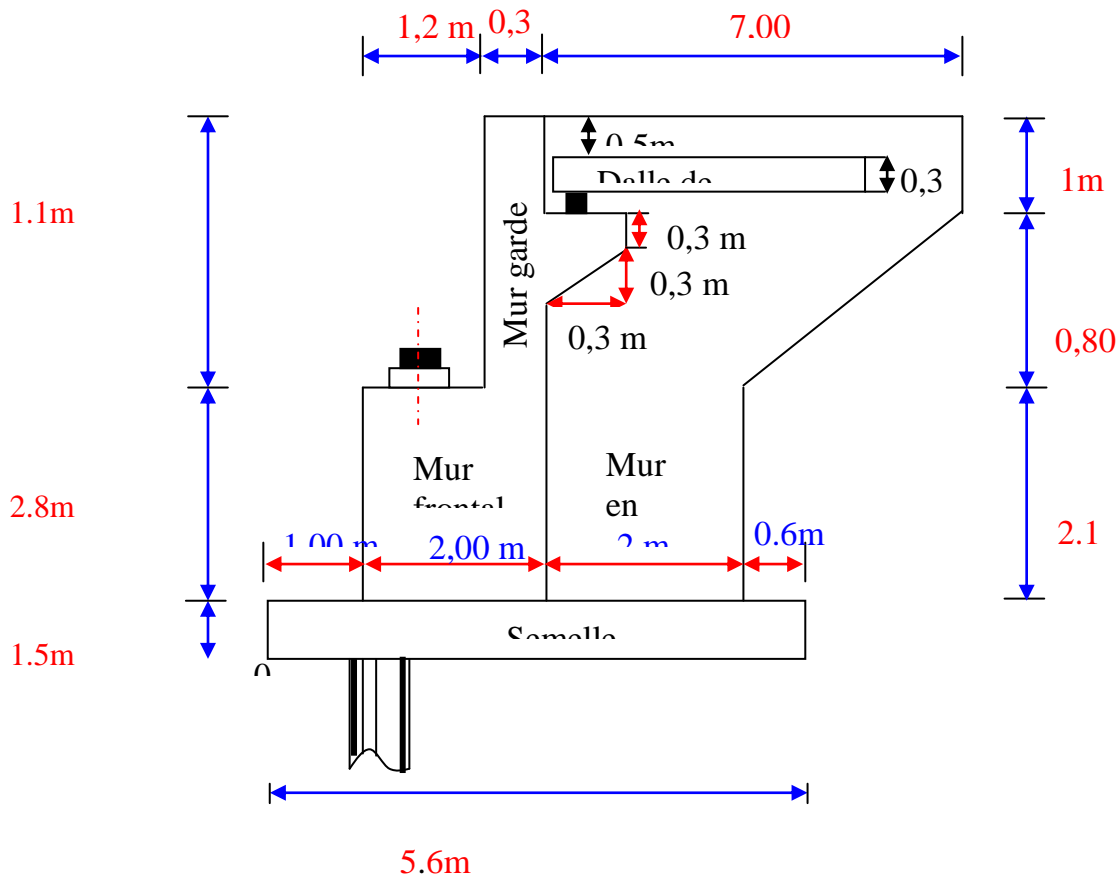
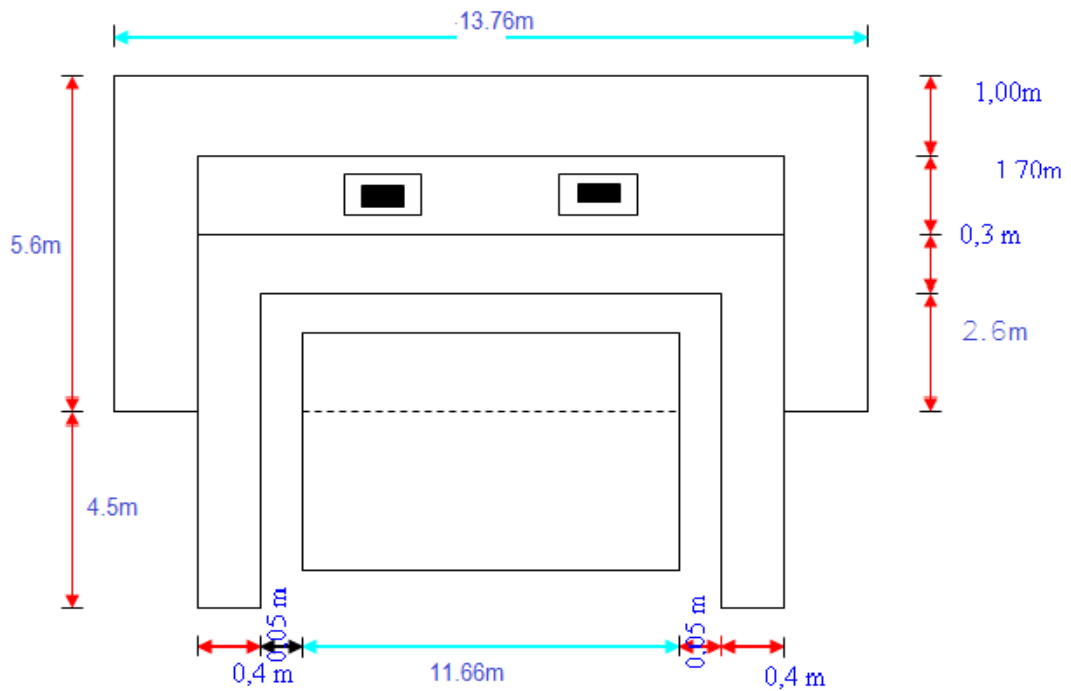


Figure 8.4: Coupe longitudinale



3.2 Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

Désignation	P	eH	$\epsilon_H \times P$	ϵ_H	$(1+\epsilon_v)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève	0,3 10.52 1,1 2,5=8.68	0	0.000	1.000	8.680	4.850	2.850	0.000	24.738
	H + V ⁺	0.1	0.868	1.070	9.288	4.850	2.850	4.210	26.470
	H + V ⁻	0.1	0.868	0.930	8.072	4.850	2.850	4.210	23.006
Corbeau	(0,90)0,3/2 9.72 2,5=3.28	0	0.000	1.000	3.280	4.450	3.130	0.000	10.266
	H + V ⁺	0.1	0.328	1.070	3.510	4.450	3.130	1.460	10.985
	H + V ⁻	0.1	0.328	0.930	3.050	4.450	3.130	1.460	9.548
Mur en retour	2x(18.4 x 0,30 x 2,5)=27.6	0	0.000	1.000	27.600	4.250	4.210	0.000	116.196
	H + V ⁺	0.1	2.760	1.070	29.532	4.250	4.210	11.730	124.330
	H + V ⁻	0.1	2.760	0.930	25.668	4.250	4.210	11.730	108.062
Mur de front	2.80 x2 x10.52x 2,5=147.28	0	0.000	1.000	147.280	2.900	2.000	0.000	294.560
	H + V ⁺	0.1	14.728	1.070	157.590	2.900	2.000	42.711	315.179
	H + V ⁻	0.1	14.728	0.930	136.970	2.900	2.000	42.711	273.941
Semelle	5.6x10.52x1,50x2,5 = 220.92	0	0.000	1.000	220.920	0.750	2.800	0.000	618.576
	H + V ⁺	0.1	22.092	1.070	236.384	0.750	2.800	16.569	661.876
	H + V ⁻	0.1	22.092	0.930	205.456	0.750	2.800	16.569	575.276
Poids des terres sur DDT	4x9.72x0,50 1,8=34.99	0	0.000	1.000	34.990	5.350	5.050	0.000	176.700
	H + V ⁺	0.1	3.499	1.070	37.439	5.350	5.050	18.720	189.068
	H + V ⁻	0.1	3.499	0.930	32.541	5.350	5.050	18.720	164.331
Dalle de transition	9.72x4x0,30x2,5=29.1 6	0	0.000	1.000	29.160	5.350	5.050	0.000	147.258
	H + V ⁺	0.1	2.916	1.070	31.201	5.350	5.050	15.601	157.566
	H + V ⁻	0.1	2.916	0.930	27.119	5.350	5.050	15.601	136.950
Remblai sur semelle	(44.18+132.55+13.25) x1,80= 341.97	0	0.000	1.000	341.990	0.750	4.300	0.000	1470.55 7
	H + V ⁺	0.1	34.199	1.070	365.929	0.750	4.300	25.649	1573.49 6
	H + V ⁻	0.1	34.199	0.930	318.051	0.750	4.300	25.649	1367.61 8
Tablier	C.N : 313,5	0	0.000	1.000	313.300	4.700	1.850	0.000	579.605
	H + V ⁺	0.1	31.330	1.070	335.231	4.700	1.850	147.25 1	620.177
	H + V ⁻	0.1	31.330	0.930	291.369	4.700	1.850	147.25 1	539.033
surcharges sur remblai (1t/m²)	1,20x4,00x9.72=46.65	0	0.000	1.000	46.650	5.350	5.050	0.000	235.583
	H + V ⁺	0.1	4.665	1.070	49.916	5.350	5.050	24.958	252.073
	H + V ⁻	0.1	4.665	0.930	43.385	5.350	5.050	24.958	219.092
TOTAL	/		0.000		1173.85	/	/	0.000	3674.03
	/		117.38		1256.02	/	/	308.85	3931.22
	/		117.38		1091.68	/	/	308.85	3416.85

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

Calculs des poussées dues aux terres :

Désignation	P	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	$0.333 \times 1,8 \times 12.56 \times (3.9)^2 / 2$	56.74	0.00	2.8	158,87
	$0.4197 \times 1,8 \times 12.56 \times (3.8)^2 / 2$	68.50	0.00	2.8	191.8
	$0.374 \times 1,8 \times 12.56 \times (3.8)^2 / 2$	61.05	0.00	2.8	170.94
Semelle	$0.333 \times 1,8 \times 13.76 \times (1,5)^2 / 2$	9.28	0.00	0.50	4,64
	$0.4197 \times 1,8 \times 13.76 \times (1,5)^2 / 2$	11.70	0.00	0.50	5,84
	$0.374 \times 1,8 \times 13.76 \times (1,5)^2 / 2$	10.42	0.00	0.50	5,21

Calculs des poussées dues aux Surcharges :

Désignation	P	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	$0.333 \times 1,2 \times 12.56 \times 3.9$	19.57	0.00	3.45	67.53
	$0.4197 \times 1,2 \times 12.56 \times 3.9$	24.67	0.00	3.45	85.11
	$0.374 \times 1,2 \times 12.56 \times 3.9$	21.98	0.00	3.45	75.84
Semelle	$0.333 \times 1,2 \times 13.76 \times 1,5$	8.24	0.00	0.75	6.18
	$0.4197 \times 1,2 \times 13.76 \times 1,5$	10.38	0.00	0.75	7.79
	$0.374 \times 1,2 \times 13.76 \times 1,5$	9.26	0.00	0.75	6,94

Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Désignation	Condition	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	102.28	1284.91	264.22	3651.38
	H + V ⁺	246.66	1374.85	667.67	3906.97
	H + V ⁻	231.2	1194.96	558.1	3395.78

3.3 Vérification de la culée :

3.3.1 Vérification du tiers central :

- C.N : on doit vérifier que : $E_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{5,6}{6} = 0,93m \rangle e = \frac{B}{2} - X'$

Avec $X' = \frac{(\sum M_s - \sum M_R)}{\sum (1 \pm \epsilon_v)P}$ et B: la largeur de la semelle.

- C.N : $E_{max} = B / 4 = 1,4 m > e = B/2 - X'$.

$$E_{MAX} = \frac{B}{4} = \frac{5,6}{6} = 1,4m \rangle e = \frac{B}{2} - X'$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum (1 + \epsilon_v)P$	$\sum M_R$	$\sum M_S$	X'	E_{max}	e	Vérification
C.N	1284.91	264.22	3651.38	2.63	0,93	0.17	Vérifie
H + V⁺	1374.85	667.67	3906.97	2.35	1,4	0.45	Vérifie
H + V⁻	1194.96	558.1	3395.78	2.37	1,4	0.43	Vérifie

3.3.2 Vérification au glissement :

C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5, donc on doit verifier que : $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1,5$

- **C.S** : en condition sismique le C.S.G vaut 1.

Donc on vérifie que: $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum \varepsilon_h P$	$\sum (1 + \varepsilon_v)P$	μ	R	C.S.G	Vérification
C.N	37.09	1284.91	0,55	19.05	1,5	Vérifie
H + V⁺	246.66	1374.85	0,55	3.06	1	Vérifie
H + V⁻	231.2	1194.96	0,55	2.84	1	Vérifie

3.3.3 Vérification au renversement :

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à

1,5. donc on doit verifier que : $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1,5$

- **C.S** : en condition sismique le C.S.R vaut 1.

Donc on vérifie que: $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum M_R$	$\sum M_S$	R	C.S.R	Vérification
C.N	264.22	3651.38	13.81	1,5	Vérifie
H + V⁺	667.67	3906.97	5.84	1	Vérifie
H + V⁻	558.1	3395.78	6.08	1	Vérifie

4 Etude et ferrailage de la culée :

4.1 Mur garde grève :

4.1.1 Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

- **Forces verticales :**

- Du poids propre.

- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage et accélération

a) Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule : $M_t = \frac{1}{6} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.10 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où $M_t = 0,58 \text{ t.m/ml}$

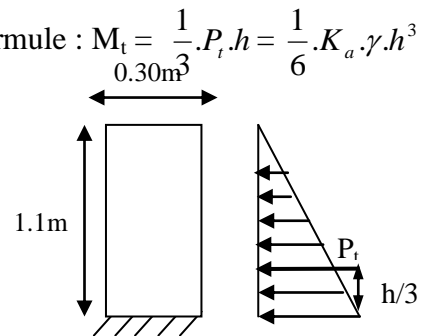


Figure 8.6: Poussée des terres sur le mur.

b) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Les normes générales eurocode relative aux ouvrage d art prescrivent une charge

a l arrière de la culée de pont rail de 3.6 t/m^2 , pour des essieux de 25t

$$Q = k_a \cdot q \cdot h$$

$$Q = 0.33 \times 7.2 \times 1.8 = 4.28 \text{ t/ml}$$

$$M_p = Q \times h/2$$

$$M_p = 3.84 \text{ t.m/ml}$$

ELU : $M_p = 5.70 \text{ t.m/ml}$

ELS : $M_p = 3.87 \text{ t.m/ml}$.

c) Moment du à la force de freinage :

On considère que l'effet d'une seul essieux et l'on a admet une répartition des efforts

suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où

$$l_f = 0,25 + 2h = 3,85 \text{ m}$$

$$M_f = \frac{12.5h}{0,25 + 2h} = 5.84 \text{ t.m/ml}$$

ELU : $M_f = 7.96 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $M_f = 5.89 \text{ t.m/ml}$.

Le moment total à l'encastrement:

$$M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = 14.24 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 10.34 \text{ t.m/ml.}$$

4.1.2 Ferrailage :

a) Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

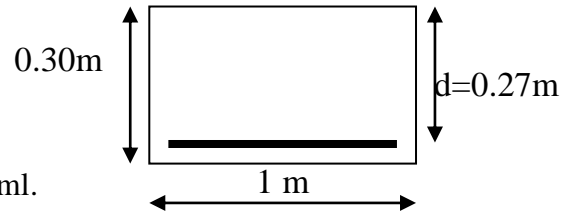
$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel **SOCOTEC** donne :

$$A_s = 16,32 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{6HA20} \text{ pour } A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{6HA12} \text{ pour } A'_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Vérification des contraintes à l'ELS :

$$h = 0.3 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\sigma_{st} = 266,67 \text{ Mpa}$$

$$0,5 x^2 - 15 \times 18.85 \times 10^{-4} \times (0.27 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0.03 x - 0,007 = 0 \quad x = 0.092 \text{ m}$$

$$I_1 = (b \times x^3 / 3) + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I_1 = (1,00 \times x^3 / 3) + 15 \times 18.85 \times 10^{-4} \times (0.27 - x)^2 = 1.15 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = 8.27 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times (d - x) = \frac{15 \times 10.34 \times (0,27 - 0,092)}{1.15 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 240.06 \text{ Mpa} < 266,67 \quad \text{donc elle est vérifiée.}$$

b) Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage.

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{ij}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section des armateurs tendus}).$$

$$A_s = 18,85 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,2}{400} = 3,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

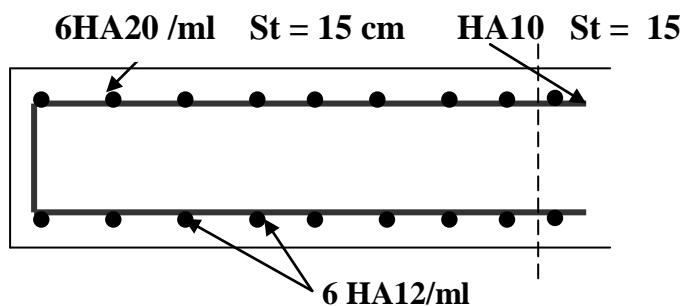


Figure 8.7 : Ferrailage du mur garde grève

4.2 La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivèlement qui pourrait se produire lors des tassements éventuelles des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

4.2.1 Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$.
- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 0,5 \times 1 = 0,9 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 = 1,65 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.

	Charge (t/m ²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charges permanentes G	1,65	3.3	3.3
Surcharge Q	1,2	2.4	2.4

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6 M_q = 8.3 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELU}} = 1.35 T_G + 1.6 T_q = 8.3 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELU}} = 8.3 \text{ t.m /ml.}$$

et

$$T_{\text{ELU}} = 8.3 \text{ t /ml.}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2 M_q = 6.18 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELS}} = T_G + 1.2 T_q = 6.18 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELS}} = 6.18 \text{ t.m /ml}$$

et

$$T_{\text{ELS}} = 6.18 \text{ t /ml.}$$

4.2.2 Ferrailage:

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0.27 \text{ m.}$$

le ferrailage à l'aide de logiciel **SOCOTEC** donne : $A_s = 6.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit : **6HA12** pour $A_s = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 3\text{HA10 pour } A'_s = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$h = 0.3 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\sigma_{st} = 266,67 \text{ MPa}$$

$$0,5 x^2 - 15 \times 6.71 \times 10^{-4} \times (0.27 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0.01 x - 0,0027 = 0$$

$$x = 0.064 \text{ m}$$

$$I_1 = (b \times x^3 / 3) + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I_1 = (1,00 \times x^3 / 3) + 15 \times 6.71 \times 10^{-4} \times (0.27 - x)^2 = 0.51 x 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 7.75 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times (d - x) = \frac{15 \times 6.18 \times (0,27 - 0,064)}{0.51 \times 10^{-3}} .$$

$$\sigma_{st} = 374.44 \text{ MPa} < 266,67 \quad \text{non vérifiée.}$$

On doit augmenter la section d'acier : On prend **6HA16** pour $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$.

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{6HA10} \text{ pour } A'_s = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,5 x^2 - 15 \times 12.06 \times 10^{-4} \times (0.27 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0.018 x - 0,0048 = 0 \quad x = 0.081 \text{ m}$$

$$I_1 = (b \times x^3 / 3) + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I_1 = (1,00 \times x^3 / 3) + 15 \times 12.06 \times 10^{-4} \times (0.27 - x)^2 = 0.82 x 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 6.10 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times (d - x) = \frac{15 \times 6.18 \times (0,27 - 0,081)}{0.82 \times 10^{-3}} .$$

$$\sigma_{st} = 213.66 \text{ MPa} < 266,67 \quad \text{vérifiée.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}. \text{ Avec } (A_s : \text{section des armateurs tendus}).$$

$$A_s = 12.06 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,2}{400} = 3,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / b d = 0,083 / 0,27 = 0,30 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa. Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

$$\tau'_u > \tau_u \quad \text{Vérifiée.}$$

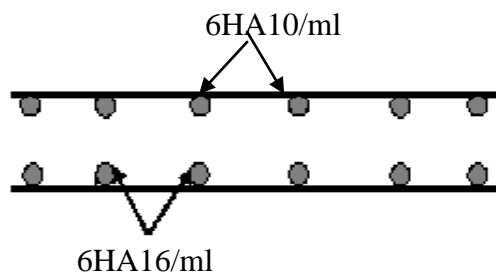


Figure 8.8 : Ferrailage de la dalle de transition.

4.3 Mur frontal :

4.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge roulant
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

➤ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

ETUDE D UN PONT METALLIQUE FERROVIAIRE

Désignation	P	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève	C.N : $1.1 \times 0,3 \times 9,8 \times 2,5 = 10.36$ 2	0,00	10.362	3.35 0	1.85 0	0.000	19.170
	H + V ⁻	1,036	9.637	3.35 0	1.85 0	3.471	17.828
Corbeau	C.N : $2/2 \times 0,8 \times 11.66 \times 2,5 = 3.94$	0,00	3.940	2.95 0	2.13 0	0.000	8.392
	H + V ⁻	0.394	3.664	2.95 0	2.13 0	1.162	7.805
Mur en retour	C.N : $2 \times 0,3 \times 12.3 \times 2,5 = 18.45$	0,00	18.450	2.75 0	3.21 0	0.000	59.225
	H + V ⁻	1.845	17.159	2.75 0	3.21 0	5.074	55.079
Mur de front	C.N : $2.8 \times 2 \times 12.56 \times 2,5 = 175.8$ 4	0,00	175.84 0	1.40 0	1.00 0	0.000	175.84 0
	H + V ⁻	17.58 4	163.53 1	1.40 0	1.00 0	24.618	163.53 1
Poids des terres sur DDT	C.N : $0,5 \times 4 \times 1,8 \times 11.66 = 41.98$	0,00	41.980	3.85 0	4.05 0	0.000	170.01 9
	H + V ⁻	4.198	39.041	3.85 0	4.05 0	16.162	158.11 8
Dalle de transition	C.N : $4 \times 0,3 \times 2,5 \times 11.66 = 34.98$	0,00	34.980	3.85 0	4.05 0	0.000	141.66 9
	H + V ⁻	3.498	32.531	3.85 0	4.05 0	13.467	131.75 2
Poussée sur MGG+MD F	C.N : $0.333 \times 1,8 \times 12.56 \times (3.9)^2 / 2$	56.74	0.00	1.3	0,00	73.76	0,00
	$0.374 \times 1,8 \times 9,4 \times (7,5)^2 / 2$	61.05	0.00	1.30	0,00	79.36	0,00
Freinage	C.N : 22	22	0	2.8	0,00	61.6	0,00
	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
Tablier	C.N : 454.8	0,00	454.80 0	3.20 0	0.85 0	0.000	386.58 0
	H + V ⁻		422.96 4	3.20 0	0.85 0	145.53 6	359.51 9
TOTAL	C.N :	213.8 2	740.35			344.85	960.89
	H + V ⁻	196.4 8	688.52			288.65	893.63

Récapitulatif des efforts :

➤ Condition normale :

Effort normal :

$$\sum (1+\epsilon_v)P = 740.35 \text{ t.}$$

$$\text{ELS : } N = 58.94 \text{ t/ml.}$$

$$\text{ELU : } N = 79.57 \text{ t/ml.}$$

Moment :

$$M = \sum M_s - \sum M_r = 616.04 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS : } M = 49.04 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{ELU: } M = 66.21 \text{ t.m /ml.}$$

➤ **Condition sismique :**

Effort normal :

$$\sum (1 + \alpha_v) P = 688.52 \text{ t.}$$

$$\text{ELS : } N = 54.81 \text{ t /ml.}$$

$$\text{ELU : } N = 74.01 \text{ t /ml.}$$

Moment :

$$M = \sum M_s - \sum M_r = 604.98 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS : } M = 48.16 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{ELU: } M = 65.02 \text{ t.m /ml.}$$

4.3.2 Ferrailage :

a) Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

$$A_s = 14,01 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{5HA20/ml} \text{ pour } A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e \quad (A_s : \text{section des armateurs tendus})$$

$$15,71 > 0,23 \times 1 \times 1,08 \times 2,2 / 400 = 13,66 \text{ cm}^2. \quad \text{Vérifie.}$$

-Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 5,23 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{5HA12/ml} \text{ pour } A'_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / b d = 0,79 / 1,08 = 0,73 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa.}$$

Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau'_u > \tau_u \quad \text{Vérifie.}$$

b) Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

$$M_{ELU} = 66.21 \text{ t/ml.}$$

$$A_s = 14.01 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 5HA20/ml pour } A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 b d f_{tj} / f_c \quad (A_s : \text{section des armateurs tendus})$$

$$15,71 > 0,23 \times 1 \times 1,08 \times 2,2 / 400 = 13,66 \text{ cm}^2. \quad \text{Vérifie.}$$

Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 5,23 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 5HA12/ml pour } A'_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

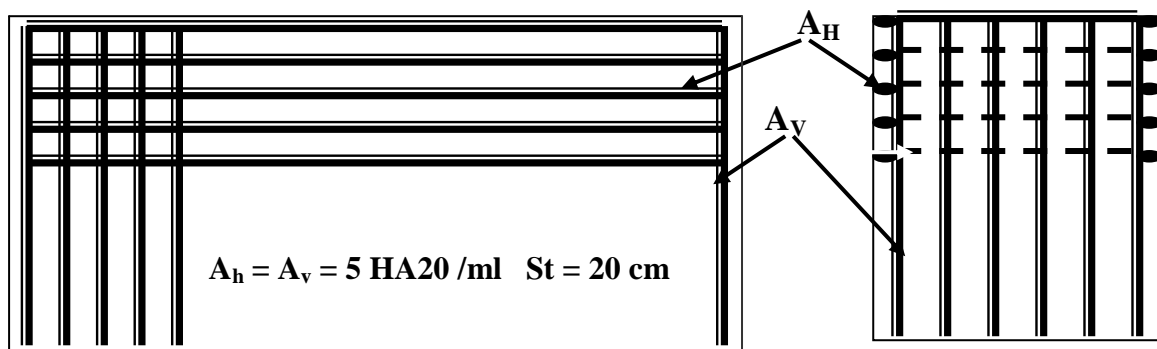


Figure 8.9 : Ferrailage du mur de front

4.4 Mur en retour :

4.4.1 Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

➤ Efforts horizontaux :

$$\text{- Poussée des terres : } P_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times (3,9)^2 \times 1] = 4.56 \text{ t/ml.}$$

$$\text{- Poussée des surcharges sur remblai : } P_{sr} = 1,2 \times 3,9 \times 0,333 \times 1 = 1.56 \text{ t/ml.}$$

$$\text{- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : } P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t.}$$

Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 4.56 \times 1/3(3.9) = 5.928 \text{ t.m /ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 1.56 \times 1.3 = 2.03 \text{ t.m /ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times 3.9 = 9.36 \text{ t.m}$.

Les combinaisons :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } M_{\text{ELU}} &= 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 26.23 \text{ t.m /ml.} \\ \text{ELS : } M_{\text{ELS}} &= M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 19.60 \text{ t.m /ml.} \end{aligned}$$

➤ Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,3 \times 3.9 \times 2,5 = 2.92 \text{ t /ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$.
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,4 \text{ t/ml}$.

-Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 2.92 \times (3.9/2) = 5.70 \text{ t.m /ml}$.
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,4 \times 0,5 = 0,2 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 3.9 = 18.72 \text{ t.m}$.

-Les combinaisons :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } M_{\text{ELU}} &= 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 37.91 \text{ t.m /ml.} \\ \text{ELS : } M_{\text{ELS}} &= (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 28.36 \text{ t.m /ml.} \end{aligned}$$

4.4.2 Le ferrailage:

a) Ferrailage horizontal:

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_{\text{ELU}} = 26.23 \text{ t.m /ml. } M_{\text{ELS}} = 19.60 \text{ t.m /ml .}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_s = 32,51 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{7 \text{ HA25/ml}} \text{ pour } A_s = 34,36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A'_s = A_s / 3 = 11,45 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{7 \text{ HA16/ml}} \text{ pour } A'_s = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-Vérification des contraintes à l'ELS :

$$0,5 x^2 - 15 \times 34.36 \times 10^{-4} \times (0.27 - x) = 0$$

$$0,5 x^2 + 0.051 x - 0,014 = 0 \quad x = 0.12 \text{ m}$$

$$I_1 = (b \times x^3 / 3) + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I_1 = (1,00 \times x^3 / 3) + 15 \times 34.36 \times 10^{-4} \times (0.27 - x)^2 = 8.3 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 2.83 \text{ MPa} < 16,20 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times (d - x) = \frac{15 \times 34.36 \times (0,27 - 0,12)}{8.3 \times 10^{-3}} .$$

$$\sigma_{st} = 96.34 \text{ MPa} < 266,67 \quad \text{vérifiée.}$$

b) Ferrailage vertical:

$$A_s = 34,56 / 4 = 8,64 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{5 \text{ HA16/ml}} \text{ pour } A_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

c) Ferrailage de suspension :

$$M_{ELU} = 37.91 \text{ t.m /ml. } M_{ELS} = 28.36 \text{ t.m /ml .}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_s = 24,33 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{5 \text{ HA25/ml}} \text{ pour } A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A'_s = A_s / 3 = 8,18 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{5 \text{ HA16}} \text{ pour } A'_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

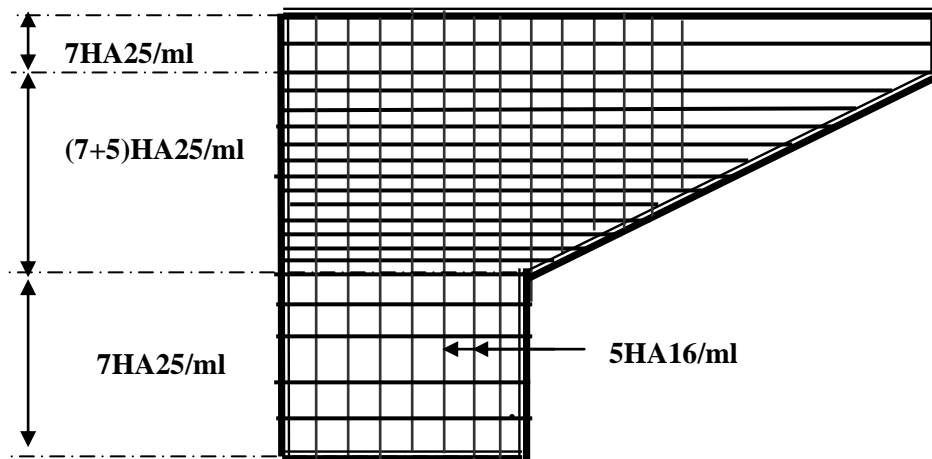


Figure 8.10 : Ferrailage du mur en retour

4.5. la semelle :

4.5.1 Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Désignation	Condition	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	37.09	1284.91	264.22	3651.38
	H + V ⁺	246.66	1374.85	667.67	3906.97
	H + V ⁻	231.2	1194.96	558.1	3395.78

➤ **Conditions normales :**

$$N_{\max} = 1284,66 \text{ t.}$$

$$M_{\text{MAX}} = 3651.38 - 264.22 = 3387.12 \text{ t.m.}$$

➤ **Conditions sismiques : G (1 ± 0,07)**

$$N_{\max} = 1379.85 \text{ t.}$$

$$M_{\text{MAX}} = 3906.97 - 667.67 = 3239.3 \text{ t.m.}$$

4.5.2 Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

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

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

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

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{1284.66}{8} + \frac{3387.12 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 395.79 \text{ t.}$$

$$N_2 = \frac{1284.66}{8} - \frac{3387.12 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 74.63 \text{ t.}$$

➤ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{1374.85}{8} + \frac{3906.97 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 443.17t$$

$$N_2 = \frac{1374.85}{8} - \frac{3906.97 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 99.41t.$$

4.5.3 Ferrailage de la semelle (méthode des Bielles) :

a) Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est: $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1. \Rightarrow \alpha = 45^\circ = 45^\circ. \quad \text{Vérifie}$$

$$h = 1,5 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m.} \quad \text{Vérifie.}$$

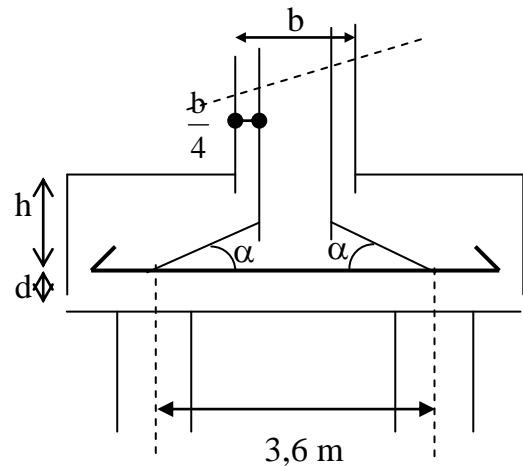


Figure 8.11 : Cheema de bielles

➤ **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700t / m^2.$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{395.79}{26700} \times \frac{1,5}{1,5} = 0.1271m^2.$$

$$A_{\text{inf}} = 127,1 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000t / m^2.$$

$$A = \frac{443.17}{40000} \times \frac{1,5}{1,5} = 0,01107m^2. \quad A = 110.7 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 127,1 \text{ cm}^2$.

On prend: **16HA32** $A_{\text{inf}} = 128,64 \text{ cm}^2$.

n : Nombre de barre = 16 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espace est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,8 - 0,1}{16 - 1} \approx 0,19m = 20cm$. On prend: $S_t = 20$ cm.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7$ m.

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 127,1 = 42,36 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{9 \text{ HA25}} \quad A_{\text{infl}} = 44,17 \text{ cm}^2.$$

b) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 127,1 = 42,36 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{9 \text{ HA25}} \quad A_{\text{infl}} = 44,17 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{9 - 1} \approx 36 \text{ cm}.$$

c) Armatures de construction :

- **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{127,1}{10} = 12,71 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{12 \text{ HA12}}. \quad A_{\text{sup}} = 13,56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{L'espace } S_t = \frac{\Phi + H - 10}{12 - 1} \approx 25 \text{ cm}.$$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 127,1 = 42,36 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{9 \text{ HA25}} \quad A_{\text{infl}} = 44,17 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{9 - 1} \approx 36 \text{ cm}.$$

- **Armatures latérales :**

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{127,1}{10} = 12,71 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{12 \text{ HA12}}. \quad A_{\text{sup}} = 13,56 \text{ cm}^2$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 15cm

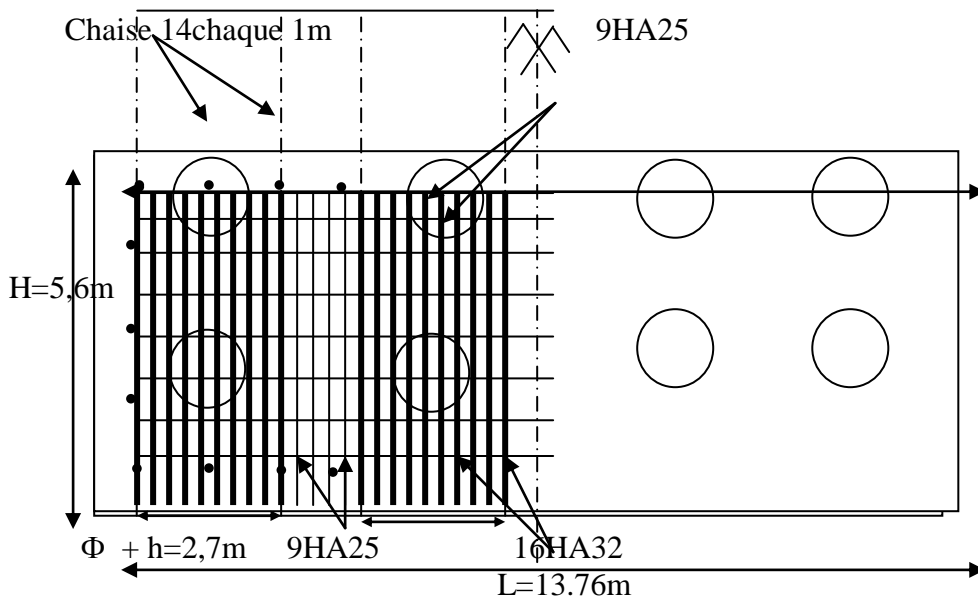


Figure 8.12 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

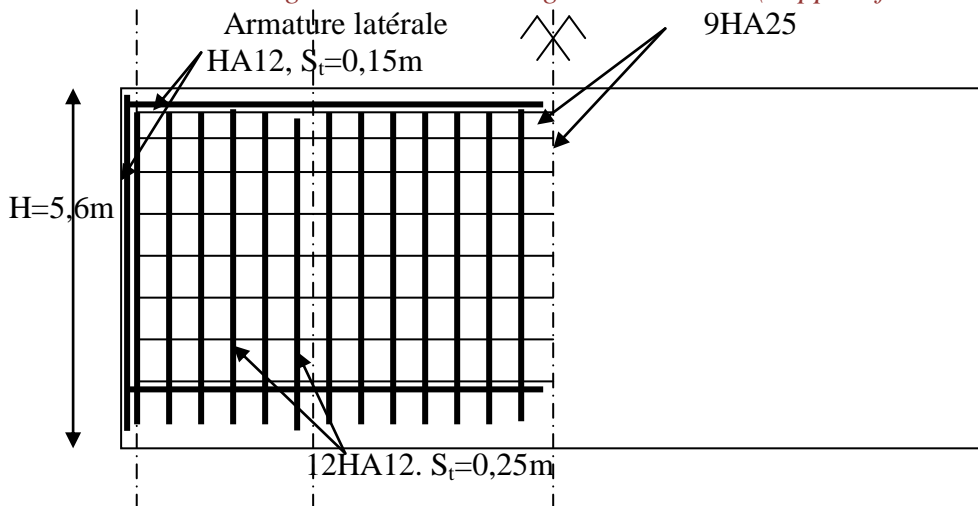


Figure 8.13 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)

5. Etude et ferrailage des pieux :

5.1 Action sur les pieux :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, mais, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle et libre à la base. Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer

mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

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

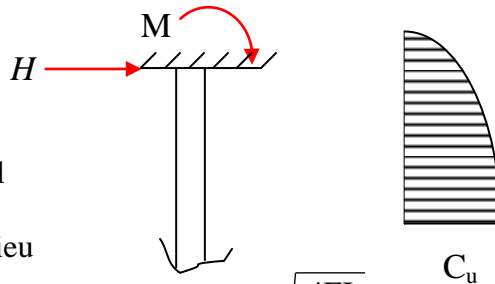
b : Diamètre du pieu

C_U : Module de réaction du sol

y : Déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu



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

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

5.1.1. Calcul de λ :

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1,20 \text{ m}$$

$$C_U = 2550 \text{ t/m}^3$$

$$E = 21000 \sqrt{270} = 345000 \text{ kg/cm}^2 \text{ Module d'élasticité du béton}$$

I : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1,20)^4}{64} = 0,101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1,20 \cdot 2550}{4 \cdot 345000 \cdot 0,1017}} = 0,216 \text{ m}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNERD'où,

$$\lambda L = 0,216 \cdot 15 = 3,24 \text{ avec : } L \text{ la longueur de pieu } L=15 \text{ m}$$

5.1.2 Effort tranchant en tête du pieu :

a) Condition normale :

Freinage : 22 t

Poussées des terres et surcharges : 102,28 t D'où,

$$H = 124.28 \text{ t donc : } \bar{P} = \frac{H}{8} = 15.35 \text{ t/piou}$$

b) Condition sismique :

Séisme 24,81 t

Poussées des terres et surcharges : 231,2 t

$$\text{D'où } H = 256.01 \text{ t donc } \bar{P} = \frac{H}{8} = 32 \text{ t/piou}$$

5.1.3. Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Dans notre cas on concéder que, les pieux sont encastres à la semelle en tête donc

la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0$$

$$\Rightarrow M(z) = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,16 & \chi_{\theta M} = 1,43 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \end{cases}$$

$$\lambda L = 3,24 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,184 \quad \chi_{\theta M} = 1,46$$

a) Condition normale

$$\bar{P} = 15.35 \text{ t/piou} \Rightarrow \bar{M} = -57.63 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique

$$\bar{P} = 32 \text{ t/piou} \Rightarrow \bar{M} = -120.14 \text{ t.m}$$

5.2. Ferrailage des pieux :

5.2.1. Détermination des sollicitations :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$$N_{\max} = 2293.9 \text{ t}$$

$$M_{\max} = - 120.14 \text{ t.m}$$

$$M_T = 170,72 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = \frac{N_{\max}}{8} - \frac{M_t}{8.L_p}$$

D'où,

$$N_{\min} = 285,33 \text{ t}$$

5.2.2 Détermination de la section d'armature :

La section des armatures est déterminée par la formule suivante

$$A_s = \frac{\pi.R^2.f_{c28}.w}{f_e} \text{ Avec : } w = 0,16 \text{ (tirés par les abaques de WALTHER)}$$

D'où,

$$A_s = 113,04 \text{ cm}^2$$

On prend **25HA25**

$$A_s = 122,70 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{2.\pi.r}{25} = 20,93 \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

5.2.3 Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \phi_t \geq \frac{25}{3} = 8,33 \text{ cm}$$

Donc on prend des cercles ϕ_{10} , avec un espacement de 20 cm.

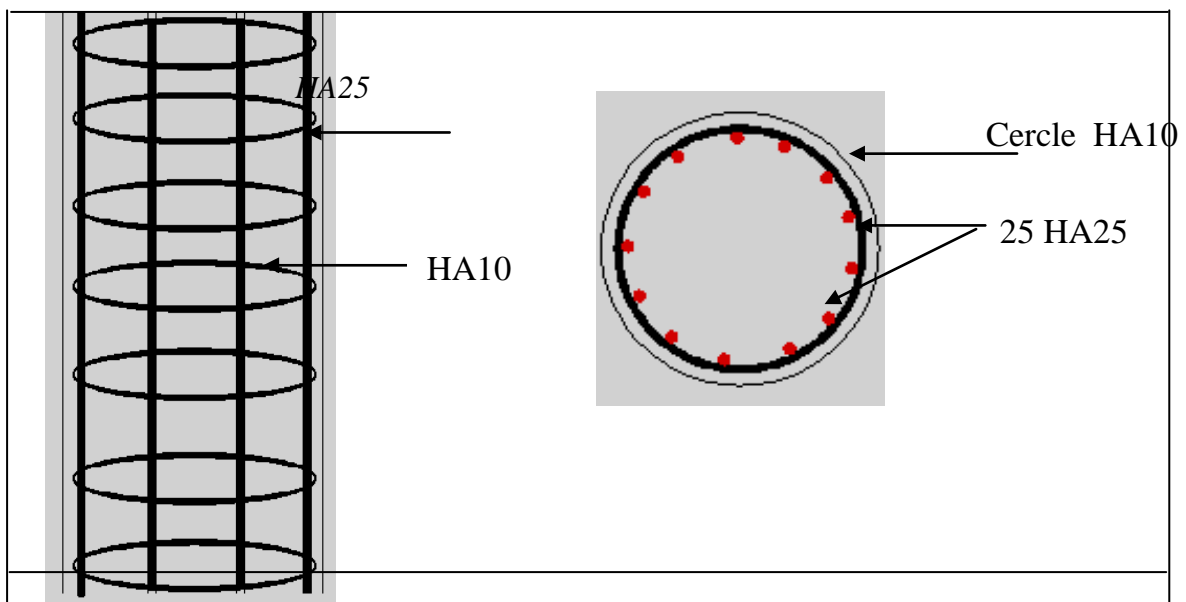


Figure8.14 : Schéma de ferrailage

Chapitre IX

APPAREIL D'APPUIS

1.Introduction :

Le tablier de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontal Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Notre cahier de charges nous impose une appareil d' appui de spécial de **MAURER SOHNE**

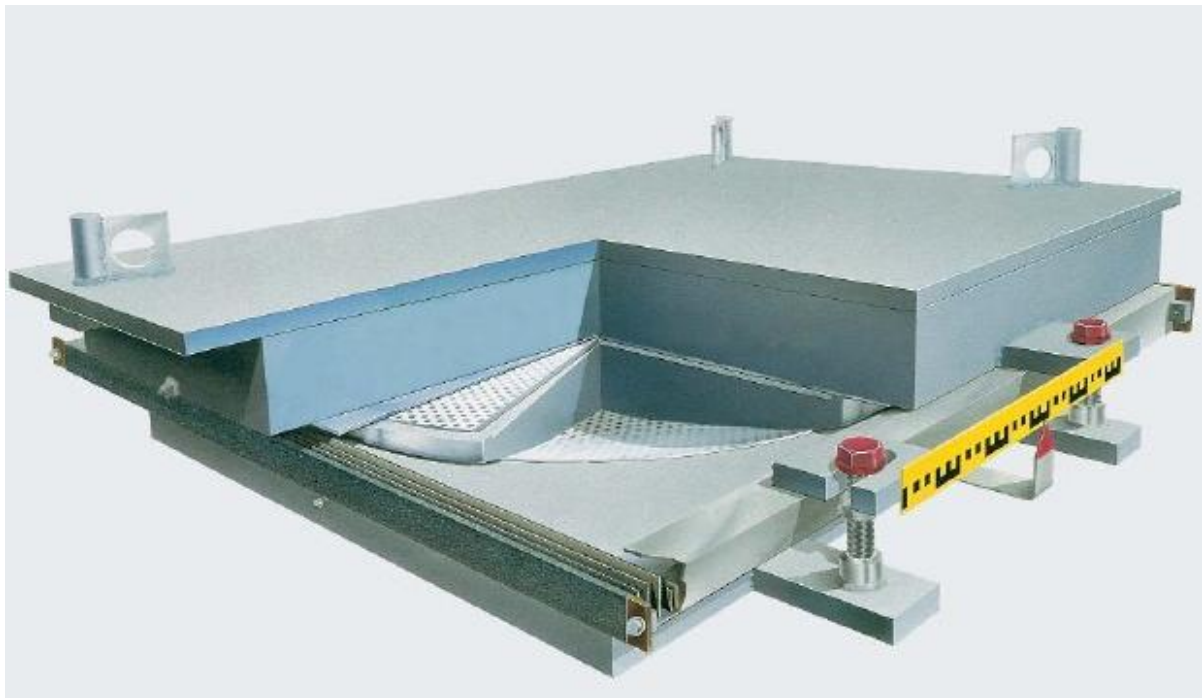


Figure 1 appareil d'appuis spécial

2. Réactions dues aux combinaisons:

La réaction maximum est donnée par le logiciel **ROBOT**

➤ Réaction

$$R_{\max} = 970.596 \text{ t.}$$

➤ Déplacements :

$$\Delta U = 30 \text{ mm}$$

3. appui mobile : en utilisé KGa- 10 32N/mm^2 $e_x=\pm 50\text{mm}$

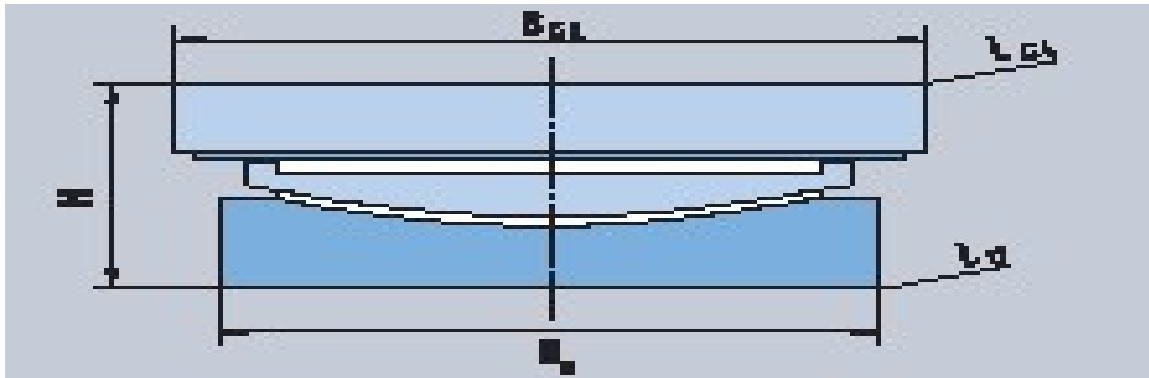


Figure 2 appuis mobil

$$R=10000 \text{ kN}$$

$$H = 13.8 \text{ cm}$$

$$B_u = 61 \text{ cm}$$

$$L = 78 \text{ cm}$$

4. Appui fixe : en utilisé KF-10 32N/mm^2

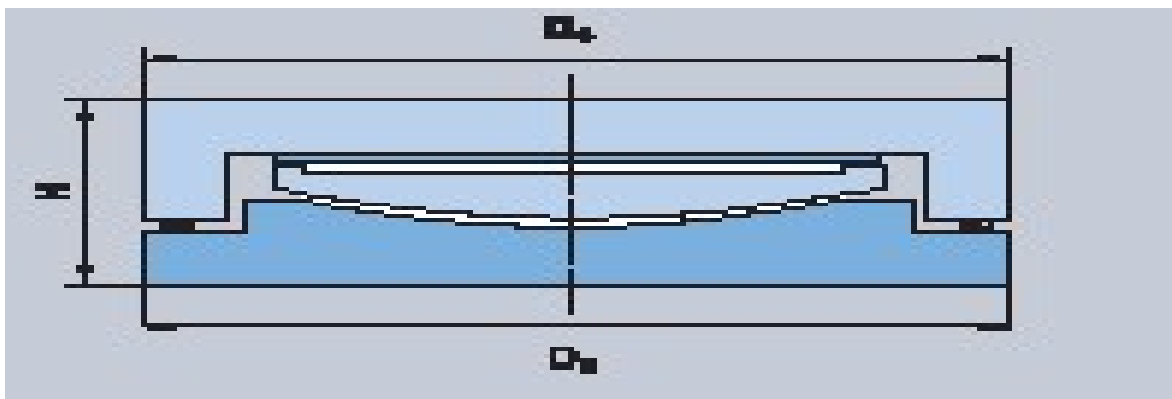


Figure 3 appuis fixe

$$R=10000 \text{ kN}$$

$$H = 14.4 \text{ cm}$$

$$D_u = 71 \text{ cm}$$

$$D_0 = 71 \text{ cm}$$

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION

A l'issue de ce projet, j'ai abouti de maîtriser les outils principaux pour effectuer une étude d'un pont-rail dans sa phase définitive et aussi d'enrichir mes connaissances en matière d'étude des ouvrages d'art

Cette étude j'ai permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir ma connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

BIBLIOGRAPHIE :

OUVRAGES :

- EUROCOD 3 CALCULE DE STECTURE EN ACIER
- REGLE CM66 ET ADITIF80
- TECHNIQUE DE L'INGENIEURE C 255 1
- DOCUMENTS S E T R A.
- ABAQUES ALLEMANDS : WARNER.
- THESES DE FIN D'ETUDE : ENTP.

COURS :

- OUVRAGES D'ART : ENTP.
- RDM : ENTP.
- BETON ARME ENTP.

LOGICIELS :

- ROBOT MILINIUME 2012 : MODELISATION.
- SOCOTEC : FERRAILLAGE.
- AUTO CAD 2008 : DESSIN.
- MICROSOFT OFFICE 2007.

ANNEXE
