

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Projet de Fin d'Études

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

Thème

Etude d'un pont en béton précontraint
(travée d'axée en poutre préfabriqué et
travées intermédiaire en encorbellement
successif) situé à GHAR EL BAZ Jijel

Proposé par :

SAPTA

Encadré par:

Mr.RILI

Présenté par :

KHESRANI Matouk

IBBOU Mahmoud

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciements

Nous remercions le bon Dieu, le clément et le miséricordieux de nous avoir donnée la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

Nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces



*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donnée la force d'accomplir ce travail,
que je dédie :*

*A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir,
celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots,*

A toi ma chère maman

*Au guide de ma vie, celui qui a répondu de la lumière sur mon chemin, celui qui
s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis,*

A toi cher papa

A mes trois frères: Djougurtha, Hafid et abdelah

A mes deux sœurs : Lehna et Kanza

*A mes amis, R.Mustapha, M.azzedine, Z.Lyes, K.Bachir, B.yazid... A.amar,
A.mohand, S.douadi, B.Nabil, B.soufiane, B.Djamal..*

Et tous ceux qui m'ont aidé et soutenus durant ces années de formation.

A ceux qui sont loin mais qui restent toujours dans nos cœurs quoi qu'il soit

*Dans cette vie on n'est que de passage, laisser derrière soit un ouvrage c'est comme
laisser des enfants qui porteront ton nom a jamais*

Khesrani Matouk



Dédicaces



*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donnée la force d'accomplir ce travail,
que je dédie au premier lieu à mes parents pour leur amour, leurs soutiens et leurs
confiances.*

Rien n'aurait été possible sans eux

*A mon père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse
franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études,*

A ma plus belle et très chère maman,

Que Dieu les gardes en très bonne santé et je leurs souhaite une longue vie.

A ma grande mère qui m'a élevé depuis l'enfance et à mes oncles pour leur soutien.

A mes deux frère :Bouzid, Fahame

A ma sœur

A ma future Epouse

A mes amis, R.Mustapha, K.Matouk, M.azzedine,Z.Lyes, K.Bachir, B.yazid....

A.amar, A.mohand, S.douadi, B.Nabil, B.soufiane, B.Djamal..

et tous ceux qui m'ont aidé et soutenus durant ces années de formation.

A ceux qui sont loin mais qui restent toujours dans nos cœurs quoi qu'il soit

*Dans cette vie on n'est que de passage, laisser derrière soit un ouvrage c'est comme
laisser des enfants qui porteront ton nom a jamais*

IBBou.Mahmoud



Chapitre I : Généralités

I-Introduction :	1
II-Méthodes utilisées	2
II-1-Pont à poutres	2
II-2-Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs :	2
II-2-1-Historique :	2
II-2-2-Description de la méthode :	3
II-2-3-Développement de la construction par encorbellement successif :	4
II-2-4-Domaine d'emplois :	5
II-2-5-Technique de réalisation :	6
II-2-6-Avantage et inconvénient de construction par encorbellement successifs :	8

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

I-Introduction :	11
II-présentation de l'ouvrage :	11
III-données géométrique :	11
IV-Données sismologiques :	12
V-données géotechniques :	12
VI-Données climatiques :	12

Chapitre III : Caractéristiques des Matériaux

I-Béton :	15
II-Les armatures :	18
II-1-les armatures passives :	18
II-2-les armatures actives	19

Chapitre IV : Pré-dimensionnement

I-Coupe longitudinale de l'ouvrage :	20
II-Répartition des travées et leurs méthodes d'exécution :	20
III-pré-dimensionnement des voussoirs construits en encorbellement successifs :	20
III-1-Choix de type de voussoir :	20
III-2-Caractéristiques géométriques des voussoirs :	Erreur ! Signet non défini.
IV- Coupe transversal des voussoirs :	26

V-forme de tablier :	27
VI- Ligne d'intrados :	27
VII-Lois de variation des différents paramètres :	28

Chapitre V : charges et surcharges

I-Caractéristique du pont :	32
II-Définition des charges :	33
II-1-charge permanente :	33
II-2-Les sur charges routières :	36
II-3- autre surcharges	44
III-Combinaisons des charges:.....	45
III-1-Les coefficients de majoration:	45
III-2-Les combinaisons :	46
IV- Préfabrication des voussoirs :	47
V- Pose des voussoirs préfabriqués :	48
VI- cinématique de construction :	50

Chapitre VI : Etude de Fléau

I-Etude longitudinale en phase de construction :	52
II- Evaluation des sur charges :	52
III-Combinaisons de charges :	56
IV-Etude de l'encastrement :	59
V-Étude longitudinale en cours de service :	60
V-1-Présentation du logiciel :	60
V-2-Principe de fonctionnement de logiciel robot :	62

Chapitre VII : Etude De la précontrainte

I- Discussion des résultats :	64
II- Qu'est-ce que la précontrainte :	64
II-1- Début de la précontrainte :	64
II-2 Définition de la précontrainte :	64
II-3 Evolution :	64
II-4 classification de la précontrainte :	65
II-5 Qualités et défauts du béton précontraint :	65
III- Etude de la précontrainte de fléaux :	66

III-1 Répartition des câbles dans les voussoirs :	67
III-2 -Tracés des câbles de fléau :	68
IV- Etude de la précontrainte de continuité :	74
V-Calcul des pertes de tension de précontrainte pour les câbles de fléau :	77
V-1- les pertes instantanées :	77
V-2-Calcul des pertes différées :	81
VI-Vérification des contraintes :	84
VI-1-Phase de construction :	84
VI-2-phase d'exploitation :	86

Chapitre VIII : Etude Transversale

I-Définition géométrique des sections à étudier :	90
II-Etude des sections transversales :	91
III-définition des sollicitations :	92
III-1-Définition des charges permanente :	92
III-2-Définition des charges d'exploitation	95
III-2-6-surcharges de trottoirs :	100
IV-Sollicitation max dans les deux sections :	101
V-Ferraillage des voussoirs :	106
VI-Effet de torsion :	107

Chapitre IX : Effort Tranchant

I-Introduction :	109
II-Détermination de l'effort tranchant :	109
II-1-effet isostatique :	109
II-2-Effet hyperstatique :	109
II-3- Effet RESAL :	110
III-Vérification de l'effort tranchant :	111
IV-Vérification de la contrainte pour la travée d'intermédiaire :	112
V- conclusion :	112

Chapitre X : Pré-dimensionnement

I-Pré-dimensionnement des éléments du tablier :	113
I-1-Les poutres :	113
I-2-Pré dimensionnement de la dalle :	115

II-Caractéristique de la travée :	115
III-Caractéristiques géométriques des poutres :	115
IV-Calcul du poids propre de la poutre et de la dalle :	122

Chapitre XI : Etude du Tablier

I-Calcul de charges :	123
I-1-Calcul de la charge permanente :	123
I-2-Calcul de surcharge routière :	123
I-3-Autre surcharge :	124
II- Les moments fléchissant longitudinaux :	125
II.1. Moments fléchissant dû au poids propre	125
II-2- Moments fléchissant dû aux surcharges :	125
III- Calcul des efforts tranchants :	131
III-1- Effort tranchant dû au poids propre :	131
III-2-Effort tranchant dû aux surcharges routières :	132
II-3-surcharges de trottoir	134

Chapitre XII : Répartition Transversale

I-répartition transversale :	135
I-1-LA METHODE DE GUYON-MASSONNET :	135
I-2-LA METHODE NUMERIQUE (Robot Millenium) :	135
II- Les valeurs de (M_{max} , T_{max}) :	137
III-La détermination des efforts max :	138

Chapitre XIII : Etude de la Précontrainte

I-Introduction :	140
II-Précontrainte par post-tension :	140
III- Dimensionnement de la précontrainte :	140
IV-Vérification des contraintes normales :	142
V-Disposition constructive des câbles :	143
VI-Calcul des pertes de précontraintes :	148
VI-1-Pertes instantanées :	148
VI-2-Pertes différées :	151
VII-Vérification des contraintes tangentielles :	153

VIII-Ferraillage de la poutre :	154
XI-Calcul des déformations :	157
XI-1-Flèches et contre flèches	157
XI-2- Calcul des rotations :	158
XI -3-Calcul des déplacements :	159

Chapitre XIV : Etude de l'Hourdis

I-INTRODUCTION :	160
II-Ferraillage transversal de la dalle :	160
III-Ferraillage longitudinale :	161
IV-Vérification de poinçonnement :	162

Chapitre XV : Equipement du pont

I-Equipement des ponts	164
I-1-Revêtement et étanchéités	164
I-2-Trottoir :	165
I-3-Dispositifs de retenue :	166
I-4-corniche :	166
I-5-joint de chaussée	167
I-5-1-Dimensionnement du joint de chaussée :	168
I-6-Les appareils d'appuis :	169
I-6-1-Les appareils d'appuis en élastomère fretté :	169
I-6-2-Dimensionnement de l'appareil d'appui :	170
I-6-3-Les Dés d'appuis :	174

Chapitre XVI : Etude de la pile

I- Les piles :	178
II- Fondations :	178
III-La semelle	179
IV-Etude et ferraillage de la pile :	180
IV-1 Evaluation des efforts agissant sur la pile :	181
IV-2-Dimensionnement des armatures de la pile :	184
IV-3-Vérification de la stabilité de la pile :	187
V-Etude et ferraillage de la semelle :	187

VI-Etudes et ferrailage des pieux :.....	191
--	-----

Chapitre XVII : Etude de la culée

I-introduction :.....	195
II-Fonction des culées :	195
III-Choix du type de culée :.....	195
III-1 Culée remblayée :.....	195
III-2 -Pré-dimensionnement de la culée remblayée:.....	196
IV- Stabilité de la culée :.....	198
IV-3 Ferrailage :	200
IV-3-1-Le mur garde grève :.....	200
IV-3-2- La dalle de transition :	203
IV-3-3- Corbeau :.....	205
IV-3-4- Le mur de front:	207
IV-3-5-Le mur en retour :	209
IV-3-6- La semelle :.....	212
IV-3-7- Etude et ferrailage des pieux:	216

Chapitre : I

Généralités

I-Introduction :

Le développement économique d'un pays se traduit par une augmentation de pouvoir d'achat, et accéder à un certain confort grâce au bien de consommation.

Le tissu routier ne peut satisfaire le nombre de voiture en constante d'augmentation, surtout dans le secteur du transport urbain qui est privatisé à 90%.Ce qui ne facilite guère le déplacement.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant par exemple des trémies et des ponts.

Le terme **pont** est utilisé pour qualifier une structure reliant deux point séparés par un obstacle, que ceux-ci soient naturels (cours d'eau, vallée, bras de mer) ou crée par l'homme (route, chemin de fer, canal).

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre d'exigences. En effet, en plus de pouvoir assurer des services à des usagers, un pont doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis son environnement.

Par ailleurs, de nombreuses données sont nécessaires au démarrage des études pour un projet de pont, les principales sont :

1. Plan de situation indiquant les obstacles à franchir, tels que cours d'eau, chaussées, chemins, lignes de chemin de fer. Tracée de la nouvelle voie désirée.
2. Coupe longitudinale le long de l'axe du pont avec les conditions de gabarit sous le pont en hauteur et en largeur, profil en long de la nouvelle voie désirée.
3. Largeur du pont – largeur de la chaussée, des bandes d'arrêt d'urgence, des trottoirs...
4. Conditions de fondation, carottage avec expertises géologiques et données géotechniques. Le degré de difficulté rencontré pour les fondations a une influence considérable sur le système porteur et la portée des travées du pont.
5. Conditions locales, possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction.
6. Conditions climatiques et météorologiques, périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel etc.....
7. Environnement – topographie : campagne, plaine, collines ou montagnes. Echelle de l'environnement joue un rôle important lors de la conception.
8. Conditions de beauté de l'environnement : les ponts en site urbain (et surtout les passerelles) faisant partie intégrante de la physionomie de la ville exigent une conception plus délicate que les ponts situés dans de vastes paysages.

En quelque décennie, la construction des ponts a considérablement progressé, non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel.

II-Méthodes utilisées :**II-1-Pont à poutres :**

Sous le terme de ponts à poutres on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est généralement une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales parallèles à l'axe du pont éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

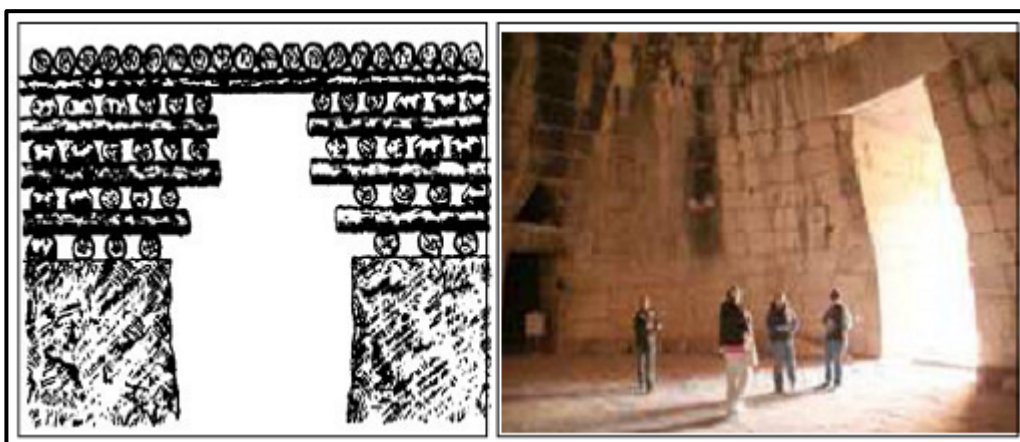
II-2-Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs :

La construction par encorbellements successifs qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol est une technique très ancienne. Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol en opérant par tronçons successifs dénommés « voussoirs » chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après l'exécution d'un voussoir les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension ce qui permet de le plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour le reste de l'opération.

II-2-1-Historique :

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne.

Dès l'Antiquité, elle fut appliquée à la construction de voûtes en Europe (Fig. 1.1) et en Amérique du Sud (notamment pour la construction des voûtes maya), et à celle de ponts en bois (Fig.I.1).



FigI.1 : pont gaulois en bois.

II-2-2-Description de la méthode :

La construction s'effectue :

- en général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution, la double console obtenue est alors dénommée fléau (Fig.

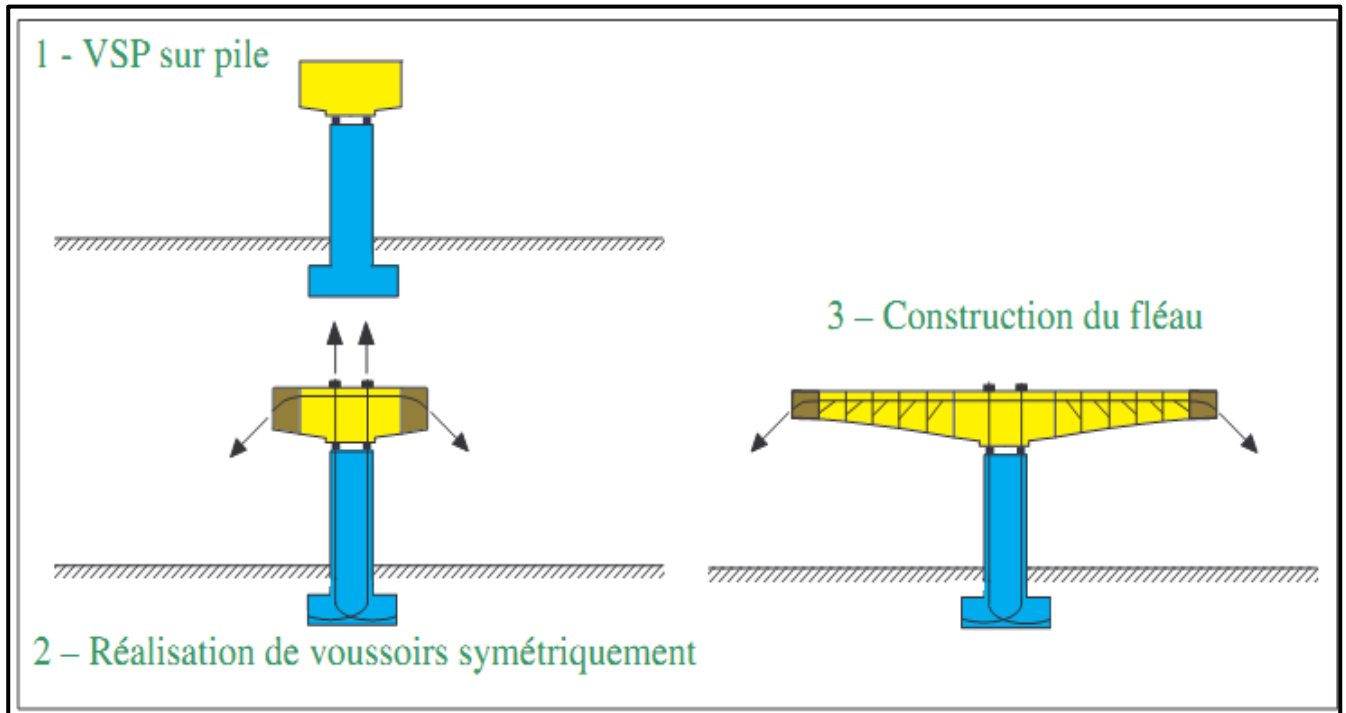


Fig. I.2 : construction symétrique à partir d'une pile.

- Parfois dis systématiquement, d'un seul côté d'un fléau l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente. (Fig.I.3).

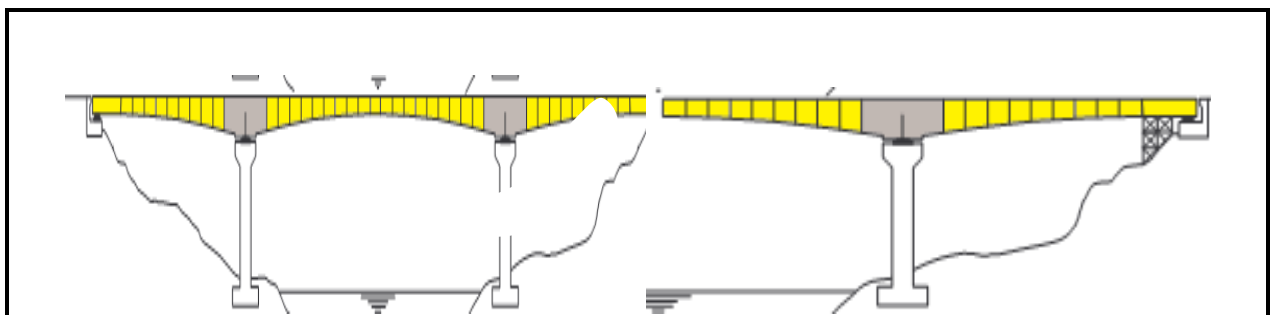


Fig. I.3 : construction en sur encorbellement.

- exceptionnellement à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquences et faisant partie du tablier lui-même.

II-2-3-Développement de la construction par encorbellement successif :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce mode d'exécution. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon (ou voussoir), les câbles de précontrainte qui aboutissent en son extrémité sont mis en tension. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

Mais la méthode construction en encorbellement n'est pas à un liée à un type d'ouvrage particulier : certes, les poutres continues sur appuis simples de hauteur variable ou constante représentent la majeure partie des tabliers qu'elle permet de confectionner, mais elle s'applique également aux arcs, aux ponts béquilles ou aux ponts à haubans.

L'idée d'utiliser pour le béton armé la méthode de construction en encorbellement est relativement ancienne. En 1928, Eugène Freyssinet l'a employée pour construire les amorces des arcs de 185 m du fameux pont de Plougastel. Ces amorces, destinées à supporter le poids du cintre au cours du montage, subissaient en leur extrémité un moment de 47 MN.m : celui-ci était équilibré par des tirants constitués de câbles mis en tension par déviation à l'aide de vérins s'appuyant sur une charpente dans l'axe des piles. Il s'agissait, en fait, d'une véritable précontrainte provisoire de l'ouvrage auquel on appliquait, à l'avance, un moment égal et opposé à celui qu'il devait subir (fig. 5.1).

Un peu plus tard, E. Baumgarten construisait le pont Herval sur le Rio Peixe au Brésil : il s'agissait d'un pont en béton armé, possédant une travée centrale de 68 m de portée. Les armatures de cet ouvrage étaient des barres d'acier reliées entre elles par des manchons filetés pour permettre de les prolonger au fur et à mesure de l'avancement de la construction.

Lorsque la précontrainte fit son apparition, de nombreux ingénieurs virent immédiatement tout l'intérêt qu'elle présentait pour la construction en encorbellement. Lors de la réalisation des premiers grands ponts français en béton précontraint, le pont de Luzancy de 55 m de portée (1945) et les cinq ponts de 75 m de portée sur la Marne (1948-1950), le montage des premiers voussoirs composant les poutres a été réalisé en encorbellement, avec ancrage par précontrainte dans les culées. Les tronçons de poutres composant la partie centrale du pont étaient mis en place ensuite au moyen d'un blondin spécial et assemblés par précontrainte avec les parties en console.

Les ouvrages réalisés en Allemagne à partir de 1952 par l'entreprise dyckerhoff et Widmann, avec précontrainte par barres de 26 mm de diamètre, ont marqué une étape importante dans la construction en encorbellement. Les premiers grands ponts ont été le pont sur le Rhin à Worms avec trois travées de 101, 114 et 104 m et le pont sur la Moselle à Coblenze, comportant également trois travées de 102, 114 et 123 m.

Les premiers ponts comportaient des articulations au milieu des travées, permettant la transmission de l'effort tranchant en laissant libres les déformations thermiques du tablier.

Une autre importante étape dans la construction par encorbellement a été l'utilisation des câbles au lieu des barres. Ainsi, l'entreprise des Grands Travaux de Marseille réalisa, en 1956, le pont de Chazey sur l'Ain, puis d'autres grands ouvrages comme le pont de Beaucaire sur le Rhône avec cinq travées de 81,20 m et le pont de Savines au barrage de Serre-Ponçon avec sept travées de 77 m et deux travées de 38,50 m.

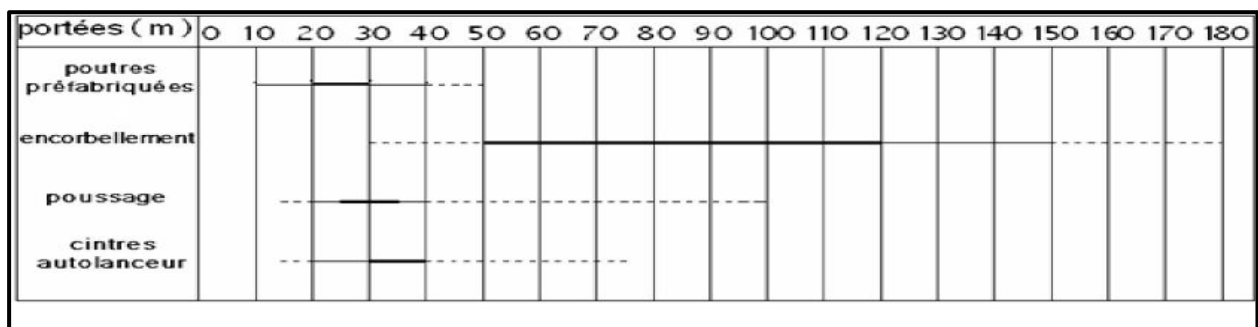
L'application de la précontrainte par câbles pour la construction en encorbellement est apparue également en Allemagne et en Autriche où l'entreprise Polensky et Miner a réalisé en 1959-1960 le pont de Bettingen sur l'autoroute Francfort-Wurzburg avec trois travées continues de 85, 140 et 85 m et, plus tard, le pont de Reder sur l'Ems (47 m, 101 m, 70 m).

Nouvelle innovation : en 1963-1964 fut construit, par l'entreprise Campenon-Bernard, le pont de Choisy-le-Roi sur la Seine en utilisant des voussoirs préfabriqués. Les voussoirs étaient confectionnés à terre successivement dans l'ordre de montage. Un voussoir en cours de coulage avait comme surface de coffrage d'une extrémité, la tranche durcie du voussoir précédent. Grâce à cette méthode de fabrication, les joints en place étaient d'une épaisseur très réduite et garnis d'un composé à base d'époxydes susceptibles de durcissement rapide, assurant un contact parfait entre les voussoirs.

Dans les décennies qui ont suivi, de nombreux ponts ont été construits par la méthode des encorbellements successifs : elle reste toujours très compétitive dans une gamme de portées très étendue.

Dans la mesure où elle permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage, elle est particulièrement intéressante pour franchir des rivières larges et profondes, des rivières à fortes crues ou pour construire des ouvrages possédant des piles de grande hauteur.

II-2-4-Domaine d'emplois :



FigI4 : domaine d'emploi des différents types de ponts.

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caissons en béton précontraint construit par encorbellement successifs et celui des portées comprises entre 80 à 150m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

Pont de Brisbane	Australie	1986	260 m
Pont de Varodd	Norvège	-	260m
Pont de Schottwien	Autriche	-	250m
Pont de Hamana	Japon	1977	240m
Viaduc de Poncin	Ain	1886	155m
Pont de Rochefort	Ch. Maritime	1993	120m

II-2-5-Technique de réalisation :

II-2-5-1-Voussoirs préfabriqués :

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. Il présente les avantages suivants:

- La vitesse de réalisation.
- La facilité du contrôle de la qualité du béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers et laisse au béton le temps de durcir et d'effectuer son retrait avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, ainsi que des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.

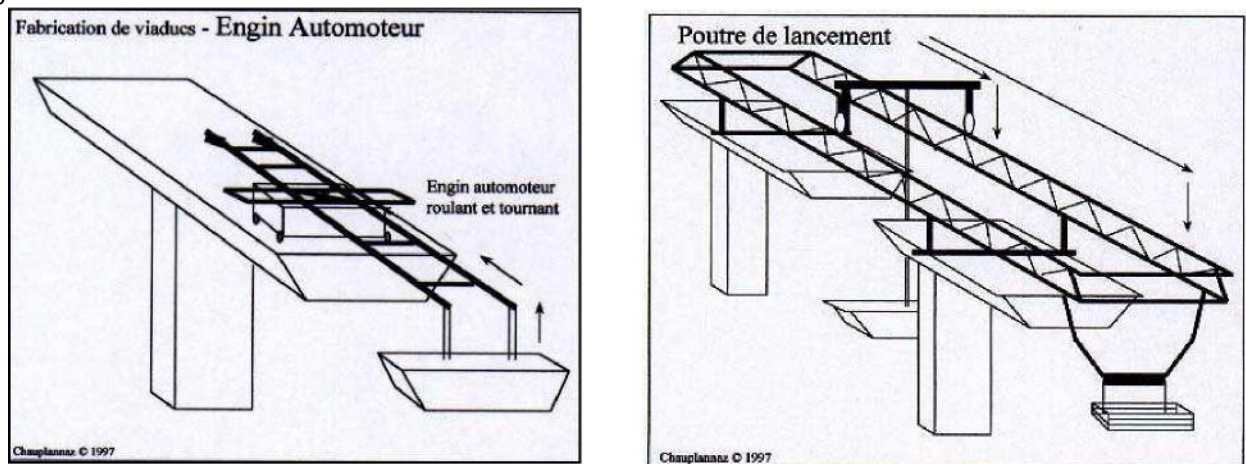


Fig. I.5. Pose des voussoirs préfabriqués.



Fig.I.6 : Stockage des voussoirs préfabriqués.

II-2-5-2-Voussoirs coulés sur place :

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support de coffrage du voussoir à bétonner :

- ❖ Un échafaudage se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au-dessus d'un terrain accessible et horizontal.
- ❖ Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cour de construction sur laquelle sont suspendue les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.
- ❖ Un équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et d'une plate-forme de travail supportant les coffrages suspendus en porte à faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contre poids dont l'effet est parfois complété par des tirants ancrés dans le tablier.

Un équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace. Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.
- L'équipage mobile est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. De façon conventionnelle, on désigne habituellement par équipage mobile : l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir.
- ❖ Chaque voussoir, une fois durcit, est mis en tension, et l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant :

C'est la technique retenue pour les hauteurs de brèche importantes (pont **du ravin blanc d'ORAN**, pont sur oued Fergoug à **MASCARA**).

Enfin, la construction par voussoirs coulés sur place implique une limitation de la vitesse d'avancement (nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles généralement après le septième jour).



Fig. I.6. Voussoirs coulés sur place.

II-2-6-Avantage et inconvénient de construction par encorbellement successifs :**II-2-6-1-Les avantages :**

Les avantages de la construction par encorbellement successifs sont :

- Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus des rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- Elle s'accommode très bien de piles de grandes hauteurs, dont la construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants. aussi, a-t-elle concurrencé, jusqu'à pratiquement les éliminer, les grandes arcs en béton.
- La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteurs constantes ou variables. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires.
- La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lançage, tous les profils en long et tracé en plan peuvent être construits sans difficultés.
- La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. dans le cas de voussoirs préfabriqués la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et donc de réduire le coût du matériel de pose. cette préfabrication est avantageuse à divers titres :
- la fabrication des voussoirs a lieu en atelier et donc avec une qualité supérieure à celle des chantiers ; lors de la mise en place des voussoirs, une partie notable du retrait s'est déjà effectué, et les mises en précontraintes se font sur un béton durci.
- Ensuite il faut noter la rapidité d'exécution permise par ce procédé : avec des voussoirs coulés en place, on réalise normalement une paire de voussoirs par semaine et par fléau (exceptionnellement deux paires de voussoirs par semaines), si l'on a préfabriqué le tablier, on réalise de 3 à 4 voussoirs par jours.
- Enfin son prix de revient a permis de concurrencer avec succès la construction métallique dans un domaine qui, autrefois, lui était réservé.

On doit noter, d'ailleurs, son emploi pour des ponts ferroviaires, et une possibilité d'extension de son domaine d'application par l'utilisation du béton léger.

II-2-6-2Les inconvénients :

La construction par encorbellement successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients :

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondation sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

- Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage de tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et /OU celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.
- Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellement successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites, le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teintes entre deux voussoirs successifs

II-2-7-Les techniques concurrentes :

Actuellement, des ponts à caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs sont projetés pour des portées comprises entre 60 m et 300 m. Dans cette gamme de portées très large, cette technique est en concurrence avec différentes autres solutions.

- Pour des portées inférieures à 80 m, les ponts construits par encorbellements successifs sont le plus souvent de hauteur constante. Ils sont en concurrence avec les ponts à poutres en ossature mixte acier-béton. Si la géométrie de la voie portée le permet, ils sont aussi en concurrence avec les ponts poussés en béton précontraint, dont le domaine économique s'étend de 35 à 70 m de portée.
- Pour des portées comprises entre 70 m et 120 m, les ponts construits par encorbellements peuvent être de hauteur constante ou variable. Ils sont en concurrence avec les ponts à poutres à ossature mixte acier-béton. Pour des raisons fonctionnelles ou esthétiques, des ponts à caisson mixte acier-béton ou des ponts à haubans sont parfois aussi projetés dans cette gamme de portées.
- Pour des portées comprises entre 100 m et 200 m, les ponts construits par encorbellements successifs sont presque toujours de hauteur variable et sont concurrencés par les ponts à Caisson mixte ou métallique (au-dessus de 140 m) et par les ponts à haubans.

Dans cette gamme de portées, des solutions de caisson en béton précontraint à âmes métalliques légères peuvent également s'avérer économiques.

II-2-8-intégration dans le paysage :

Dans ce volet l'on tiendra compte de l'effet qu'engendra l'implantation de l'ouvrage sur le site présenté précédemment.

Dans les projets ouvrages d'art, il est primordial pour l'ingénieur de faire attention à :

- Utiliser de façon optimale les ressources naturelles de site.
- De préserver au mieux les richesses de la région : la faune et la flore.
- Respecter quand possible la dynamique des eaux fluviales.

L'esthétique est un facteur souvent pris à la légère dans une étude d'ouvrage d'art, ce qu'est une erreur, car il n'y a rien de plus désagréable qu'une grosse masse grise défigurant un espace de verdure ou dévorant quelques habitations.

Seulement, le développement nous impose parfois de passer par de tel endroit ! L'on devra alors faire un compromis, en essayant d'adapter au mieux l'ouvrage à son environnement.

L'ouvrage à son environnement : si aquatique par exemple, bien un projeteur ne peut ignorer l'impact visuel de son ouvrage.

Cependant, l'estimation de l'esthétique reste très subjective, essayons tout de même de respecter les points suivants :

- Elégance et originalité du pont.
- Image que renvoie le pont aux usagers des voies de circulation inférieure.
- Valeurs et importances de l'image que renvoie le pont par rapport à la valeur touristique de la zone de l'implantation.

Chapitre : II

Présentation De L'ouvrage

I-Introduction :

La nécessité de l'implantation et la réalisation d'un pont est basée sur des problèmes principaux :

- L'augmentation du trafic.
- La facilité d'accès à d'autres routes.

Concernant l'Algérie, ces voies demeurent encore très insuffisantes devant les exigences de la libéralisation de l'économie et des échanges tous azimuts. C'est pour cela que notre pays s'attèle de plus en plus à améliorer le réseau routier en général, afin de répondre à de telles exigences.

Concernant notre projet, il a été proposé par la SAPTA.

La réalisation de ce pont a été dictée par de nombreuses exigences qui peuvent se résumer Dans le point suivant :

- L'augmentation du trafic au niveau de la route qui relie la wilaya de Bejaia vers la wilaya de Jijel.
- Sachant le pourcentage du trafic lourd qui traverse cette route est très élevée et la grotte de GHAR ELBAZ est une cible pour les touristes ce qui engendre une circulation au niveau de cette place.

Vu ces deux points la création d'une déviation autour de cette grotte est nécessaire, la seule solution qui existe pour éviter cette grotte est de créer un ouvrage (pont).

II-présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage est au niveau des grottes de GHAR ELBAZ, le but de cette ouvrage est de créer une déviation sur cette grotte, à cause de la circulation.

Notre ouvrage sera construit en béton précontraint (travées d'accès en poutres préfabriquées et travées intermédiaires en encorbellement successifs). Ce viaduc à une largeur totale **10,5 m** à deux voies de circulation de 3,50m.

Le tracé s'étend sur 280,4 m avec 5 travées tel que :

- Deux travées d'accès de 33,4 m chacune.
- Trois travées intermédiaires : deux travées de 56m chacune et une autre travée de 100m.

III-données géométrique :**III-1-Tracé en plan :**

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

III-2-Profil en long :

il s'agit d'une coupe suivant le plan vertical passant par l'axe du tracé qui présente longitudinalement une pente de %, en partant de la cote en rive gauche pour arriver à en droite, avec une longueur de 240,4 m.

III-3-profil en travers :

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

Notre ouvrage comporte 2 voies de circulation.

- Largeur roulable $L_r=7\text{m}$ (3,5m pour chaque voie).
- Nombre de voies de circulation = **2 voies.**
- Largeur des trottoirs = **1,54m.**

IV-Données sismologiques :

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

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

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

La région de JIJEL est classée en zone **II-a** d'après RPOA 2008.

V-données géotechniques :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Pour notre cas l'étude géotechnique a conclu que les pieux sont recommandés pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

VI-Données climatiques :**VI-1-La température :**

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

VI-2-La neige :

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

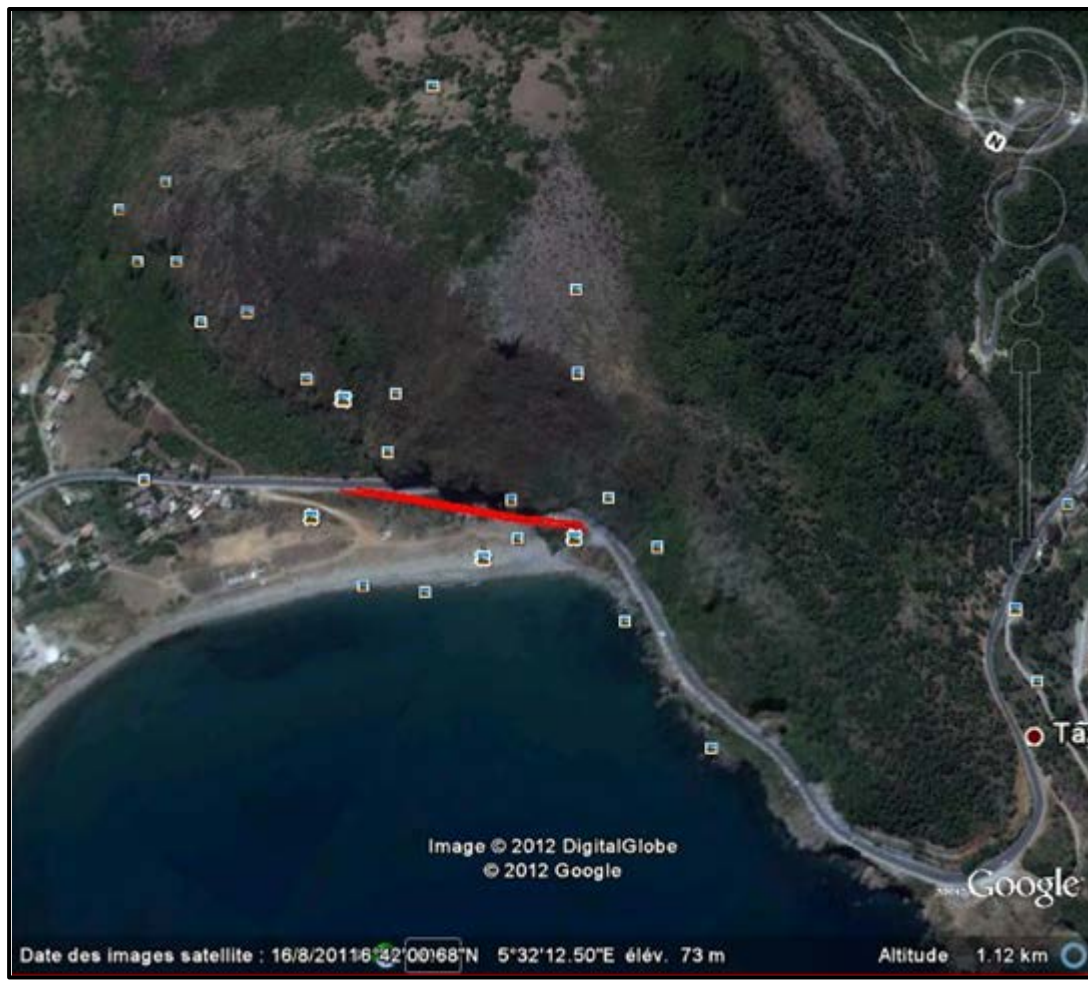
VI-3-Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 $0,125\text{ t/m}^2$.

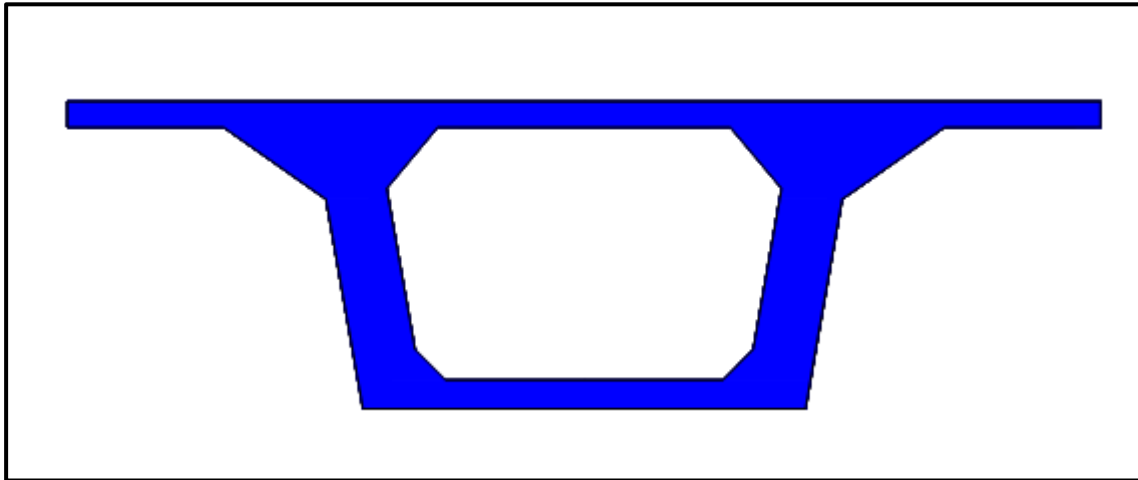
VII-Données topographiques :

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

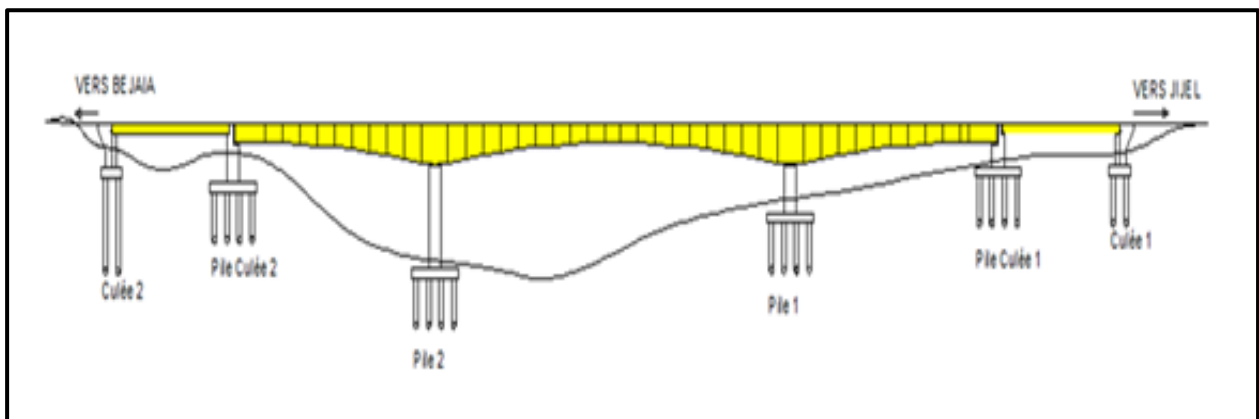
- **Image satellite :**



❖ Profil en travers :



❖ Profil en long :



Chapitre : III

Caractéristiques Des Matériaux

I-Béton :

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

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées. Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte plus élevée. Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges.

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

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

I-1-poids volumique :

Le poids volumique de béton $\gamma=2,5t/m^3$

I-2-dosage :

Le béton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

I-3- Résistance Caractéristique à la compression :

La résistance de béton à prendre pour l'étude de ce projet est : projet est :

- Pour le tablier : $f_{c28} = 35\text{ Mpa}$.
- Pour les piles : $f_{c28} = 30\text{ Mpa}$.
- Pour les fondations : $f_{c28} = 30\text{ Mpa}$.

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on peut utiliser la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40\text{MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40\text{ MPa.}$$

On peut admettre une résistance au plus égale à $1.10f_{c28}$ lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours.

I-4-La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à j jours se déduit conventionnellement par la relation :
 $f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}$

I-5-Module de déformation longitudinale du béton E :

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

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

- Module de déformation différée (longue durée)

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

I-6-Module de déformation transversale du béton G :

$$G = E_{ij}/2(1+\nu)$$

Avec : ν coefficient de poisson.

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

I-7-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 de 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. Dans le cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu=0.2$ pour

(ELS) et $\nu= 0$ pour un béton fissuré (ELU).

I-8-contrainte admissible de compression du béton :

❖ A l'ELU :

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

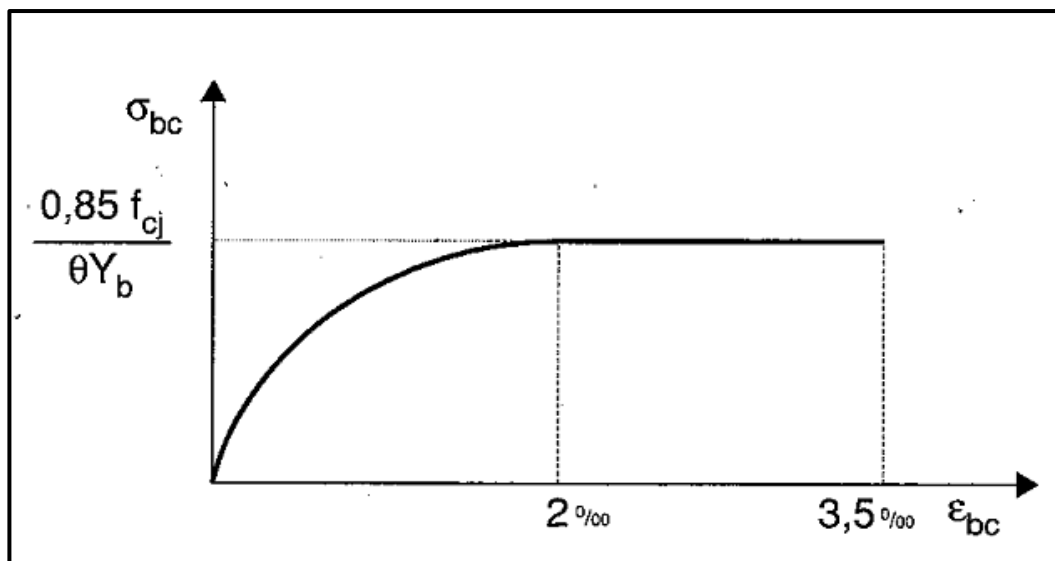
Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

γ_b : coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés, ainsi que la réduction possible de résistance des matériaux mise en œuvre par rapport à la résistance caractéristique choisie.

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

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance de béton, tient compte de l'influence défavorable :

- de la durée d'application de la charge.
- des conditions de bétonnage.



FigIII1 : Diagramme des contraintes de déformation de béton à L'ELU.

❖ A l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5f_{c28} \quad \text{sous l'effet des combinaisons rares et fréquentes} \\ 0,6 f_{c28} \quad \text{sous l'effet des combinaisons quasi permanentes} \end{array} \right.$$

I-9- Qualités attendues d'un béton pour les ouvrages :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.

- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

II-Les armatures :

II-1-les armatures passives :

Les armatures utilisées sont de nuance **FeE400** avec un module d'élasticité $E_s=200\,000\text{MPa}$

II-1-1 Contrainte admissible à la traction :

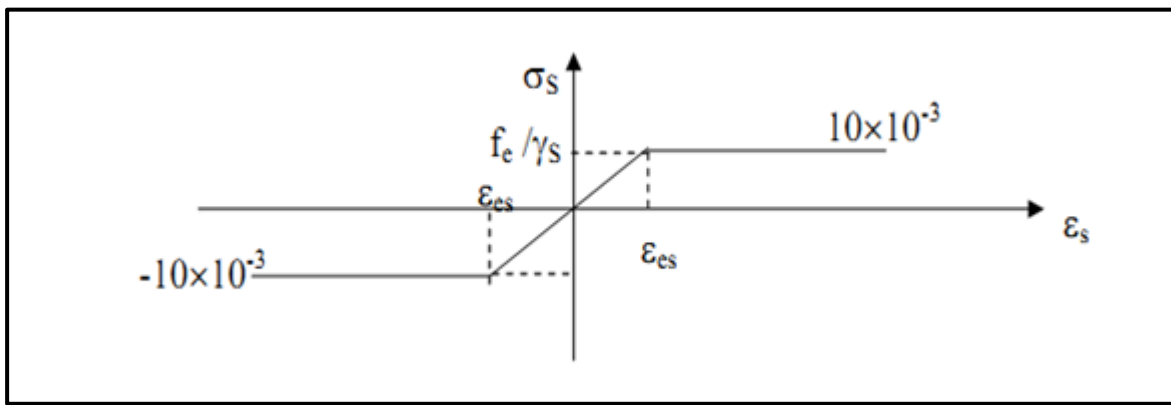
❖ L'ELU :

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité=

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.15 & \text{En situation durable} \\ 1.00 & \text{En situation accidentelle} \end{array} \right.$$



FigIII 2 : Diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs.

❖ PELS :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations en service.

On définit :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contrainte.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{ 2f_e/3 ; 110\sqrt{(nftj)} \}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{ 1/2f_e ; 90\sqrt{nftj} \}$

n : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ Pour le rond lis} \\ 1.60 \text{ Pour les armatures de haute adhérence} \end{array} \right.$$

II-2-les armatures actives :

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

La précontrainte initiale à prendre en considération dans les calculs est donnée par la formule suivante : $\sigma_{p0} = \min(0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg})$

Ou :

F_{prg} : limite élastique de l'acier de la précontrainte.

F_{peg} : contrainte de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

Le module d'élasticité longitudinale « **E_p** », appelé 'Module de Young' est pris égal 190000 MPa.

II-2-1- Caractéristiques des câbles : Selon FREYSSINET :

- Unité de précontrainte : 12 torons.
- Poids de 1T15 = 1,18 (kg/m).
- Section de 12T15 = 1800 (mm²).
- Force maximale au vérin = 241,3 (kN).

II-2-2-La valeur max de la tension à l'origine :

$$\sigma_0 < \min(0,8f_{prg}, 0,9f_{peg}) \text{ avec : } \begin{array}{l} - f_{peg} = 1583 \text{ (MPa)} \\ - f_{prg} = 1770 \text{ (MPa)} \end{array}$$

Alors :

$$\sigma_0 < \min(1416, 1425) = 1416 \text{ MPa}$$

- **Gaine :**

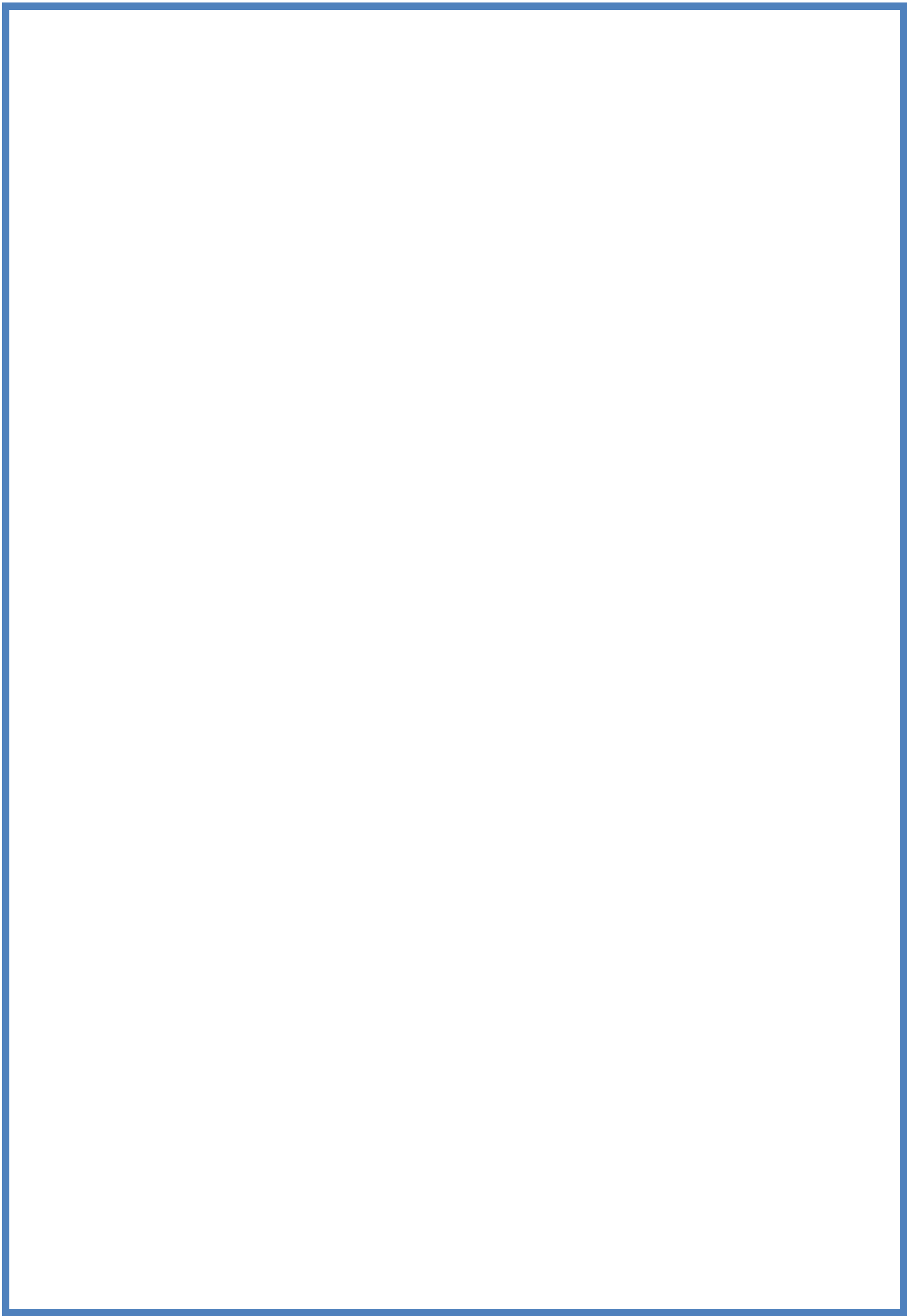
- Φ_{int} : 80 mm.
- Φ_{ext} : 88 mm.

II-2-3-Frottements :

- Déviation parasite : 0,003 m-1.
- Coefficient de frottement : 0,1 rad.

Partie : A

Etude de la
partie
Construites en
Encorbellement
successifs



Chapitre : IV

Pré-dimensionnement

I-Coupe longitudinale de l'ouvrage :

L'ouvrage comporte deux travées d'accès et trois travées intermédiaires tel que :

- Les deux travées d'accès ayant une portée d'environ 0.6 Longueur de travée adjacente (33,40m).
- Les trois travées intermédiaires ayant les portées suivantes :
 - Deux travées de 56m de longueur pour chacune.
 - Une travée centrale de longueur de 100m.

II-Répartition des travées et leurs méthodes d'exécution :

Dans notre ouvrage la répartition des travées est la suivante :

Deux travées d'accès seront construites par des poutres préfabriquées.

Les trois travées intermédiaires seront construites en encorbellement successifs.

III-pré-dimensionnement des voussoirs construits en encorbellement successifs :**III-1-Choix de type de voussoir :**

Pour les ouvrages qui ont la largeur de tablier inférieur à 20 m la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes (mono caisson simple à deux âmes).

Ce type de voussoir autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier.

À partir de ce choix on aura la forme transversale suivante de voussoir (Fig. VI.1)

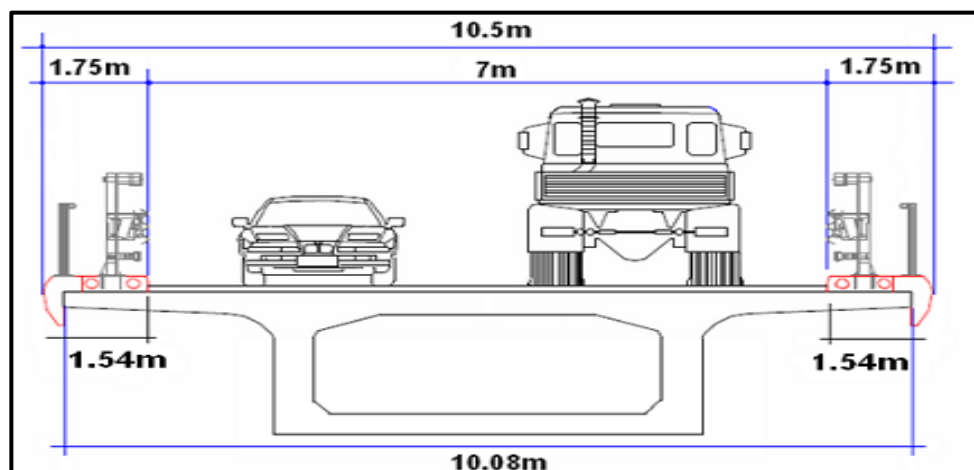


Fig.IV.1 : Coupe transversal de voussoir.

III-2-Caractéristiques géométriques des voussoirs :

III-2-1-Choix de dimensions (a, b) :

Il faut disposer les âmes de façon à répartir aux mieux, et minimiser les moments fléchissent s'exerçant sur le hourdis supérieur de part et d'autre de son encastrement sur les deux âmes, il est aussi prudent de ne pas dépasser 2,5 pour la largeur de hourdis se trouvant en encorbellement au-delà du nu extérieur des âmes de rives.

Les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson (Fig.VI.2).

Pour les tabliers courant (chaussée à deux voies avec trottoirs), on choisit **a** et **b** de sorte que :

b=L/4 tel que L : la largeur de voussoirs et **a=2b** alors :

$$b=10.08/4=2,52m$$

$$\text{Et } a = 2 \times 2,52 = 5,04m$$

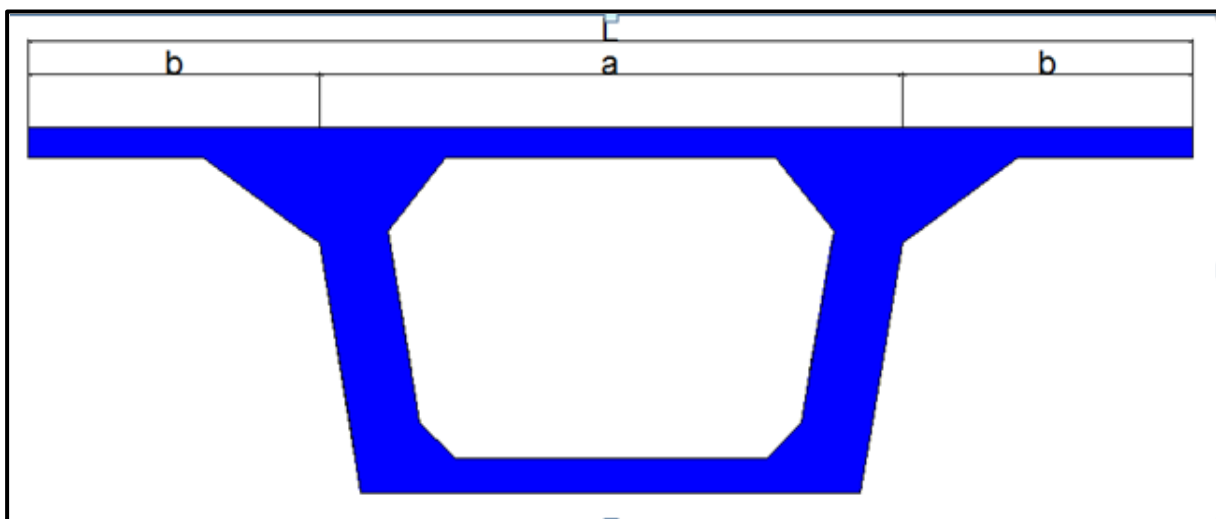


Fig.IV.2 : Les dimensions (a, b).

III-2-2-Découpage des voussoirs :

Le but de ce découpage est de donner la longueur qui convient pour chaque type de voussoir (voussoir sur pile, voussoir à la clé, voussoir courant).

➤ Longueur des voussoirs préfabriqués sur pile :

Le voussoir sur pile représente un volume de béton très important qui peut rarement être bétonné en une seule phase. D'autre part, son coffrage doit être conçu pour résister sans déformer à d'importantes poussées du béton frais.

Pour les ouvrages coulés en place comportant un faible nombre de piles, il peut être intéressant de réduire la longueur du VSP. Dans ce cas, le deuxième voussoir de la première paire est exécuté après déplacement du premier équipement. Le déséquilibre du fléau avant montage du second équipement est important, mais admissible compte tenu des faibles bras de levier à ce stade de la construction.

Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs. On découpe donc les VSP en deux voire trois parties assemblées par précontrainte.

➤ **Longueur des voussoirs préfabriqués courant :**

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

Lorsque les voussoirs sont préfabriqués, le principal critère de détermination de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs. En effet, les voussoirs préfabriqués doivent être déplacés avec des engins spécifiques, dont la capacité est forcément limitée. On notera toutefois : plus les voussoirs sont courts, plus la géométrie du fléau est difficile à respecter.

➤ **VOUSSOIRS DE CLAVAGE :**

Pour les ouvrages préfabriqués, on cherche à réaliser le clavage, pour des raisons économiques, avec l'outil le plus simple possible. Ce clavage est ainsi réduit à sa plus simple expression, sa longueur ne dépassant pas 15 à 20 cm. Un clavage aussi court est exécuté en béton non-armé et ne permet pas de tendre les câbles de fléaux habituellement mis en place dans les derniers voussoirs courants. Ceux-ci ne sont donc précontraints avant clavage que par le brêlage provisoire.

N.B :

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

- Les voussoirs courants ont 5m de longueur.
- Les voussoirs sur pile ont 7.5m de longueur.
- Les voussoirs de clavage des travées de rive ont de 2.25m de longueur, et le voussoir de clavage de la travée intermédiaire à 2.5 m.

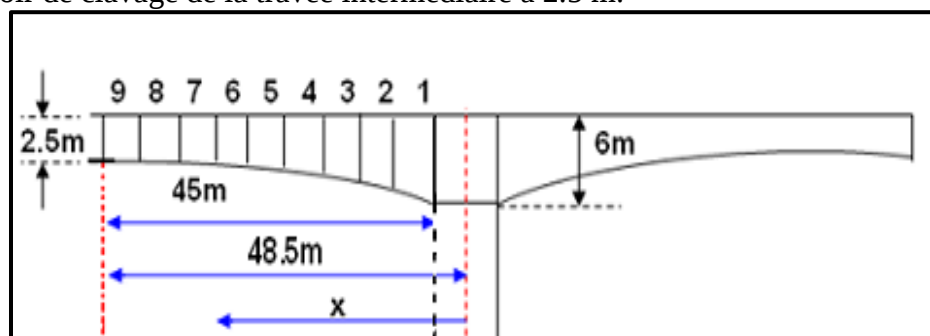


Fig.IV.3 : Découpage des voussoirs

III-2-3-Hauteur des voussoirs :

➤ **hauteur sur pile :**

Dans les cas courant la hauteur de voussoir sur pile h_p est comprise entre 1/16 et 1/18 de la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

$$L/18 \leq h_p \leq L/16 \text{ donc}$$

$$100/18m \leq h_p \leq 100/16m$$

Alors : $5,55m \leq h_p \leq 6,25m$
On prend : $h_p = 6m$

➤ **Hauteur du voussoir à la clé :**

La hauteur du voussoir à la clé h_c est comprise entre $1/30$ et $1/35$ de la portée de la plus grande travée considérée.

Mais il faut prendre en considération la hauteur minimale de $2,20m$ à respecter pour permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson, l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontraint et la surveillance de l'ouvrage.

Alors : $L/35 \leq h_c \leq L/30$
 $100/35m \leq h_c \leq 100/30m$
 $2,85m \leq h_c \leq 3,33m$

On prend : **$h_c = 3m$.**

III-2-4-Epaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes est conditionné à la fois par le type de câblage adopté et par les condition de résistance à l'effort tranchant, donc elle doit être déterminée de manière à reprendre dans des conditions acceptables les effort tranchant et les moment de torsions, permettre un bétonnage aisé, vérifier les conditions au cisaillement et enfin permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

Cette dernière impose au moins :

$E_a = 36cm$ pour des unités 12T13

$E_a = 44cm$ pour des unités 12T15

$E_a = 59 cm$ pour des unités 19T15

Pour le calcul de cette épaisseur on utilise la formule suivante :

$E_a = 26 + L/5$

Alors :

$E_a = 26 + 100/5 = 26 + 20 = \mathbf{46cm}$

Pour satisfaire la condition cité au dessus et pour des raisons de sécurité on prend **$E_a = 60cm$** avec une inclinaison de 10° par apport à la verticale.

Remarque :

L'épaisseur de l'âme est constante de voussoir sur pile au voussoir situé à la clé.
Donc on peut écrire :

$E_{ap} = \mathbf{60cm}$ épaisseur de l'âme sur pile.

$E_{ac} = \mathbf{60cm}$ épaisseur de l'âme à la clé.

III-2-5-Epaisseur du hourdis supérieur :

L'hourdis supérieur est parfaitement encastré sur les âmes transversales, son dimensionnement est déterminé par sa résistance transversale sous les charges roulantes, il comporte des goussets important.

L'épaisseur en extrémité dépend du dispositif de retenue choisi, elle est au minimum de :

- 16 à $18cm$ en cas de garde-corps.
- $23cm$ en cas de barrière normal BN1.
- $24cm$ en cas de barrière normale BN4.

Donc on prend **$e_1 = 25cm$.**

N.B :

$$5 \times 25 < b' < 7 \times 25$$

$$125 < b' < 175$$

On prend **$b' = 152 \text{ cm}$**

- Son épaisseur à mi- portée **e_4** est égale à $a/25$ ou $a/30$, voire $a/35$ pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un minimum de 20 cm.

Donc :

$$5,08 / 30 \leq e_4 \leq 5,08 / 25$$

$$0,16 \text{ m} \leq e_4 \leq 0,21 \text{ m}$$

Alors : **$e_4 = 25 \text{ cm}$**

L'hourdis supérieur prend les dimensions suivantes :

$e_1 = 25 \text{ cm}$, $e_4 = 25 \text{ cm}$.

Remarque : La section sur pile est très importante, c'est l'endroit où démarrent tous les câbles de fléau pour y être logés, il faut donc une grande section. Une épaisseur minimale de 40 cm est exigée.

Alors on prend $e_p = 50 \text{ cm}$

III-2-6-Epaisseur du hourdis inférieur :

Elles sont fixées suivant plusieurs paramètres :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction et en phase de service.
- Le logement des câbles de continuité.
- La poussée au vide due à ces câbles.
- L'ancrage de ces câbles et diffusion des efforts de précontrainte correspondants.
- La facilité de bétonnage.

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

L'épaisseur de l'hourdis inférieur à la clé est donnée par la formule suivante :

$$e_{ic} \geq \max [18 \text{ cm}, 3\Phi, E_a / 3] \quad \Phi : \text{le diamètre de la gaine.}$$

Donc $e_{ic} \geq \max [18\text{cm}, 26, 4, 20]$

Alors $e_{ic} = 28\text{cm}$

- ❖ Au voisinage des piles, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par le niveau d'intensité des contraintes normales dues à la flexion, elle peut être prise égale à 2,5 fois l'épaisseur de l'hourdis inférieur à la clé.

Alors $e_{ip} = 2,5 \times 28 = 70\text{cm}$.

- ❖ L'épaisseur du hourdis inférieur est importante pour les raisons suivantes :

- La section sur pile est une section très sollicitée par les moments négatifs très importants qui comprime fortement le hourdis inférieur.
- Etant donné le tracé courbe de l'ouvrage, les efforts de torsion vont aussi comprimer fortement le hourdis inférieur.

III-2-7-dimensionnement des goussets :

III-2-7- 1-gousset supérieur :

Le gousset supérieur a pour rôle de bien encastrier le hourdis supérieur dans les âmes.

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants,
- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage.
- ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage.
- ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

Dans les ouvrages coulés en place, des blocs en béton préfabriqués incluant les ancrages des câbles de fléau sont encore parfois utilisés pour pouvoir tendre ces câbles quelques heures seulement après le bétonnage des voussoirs. Ces blocs doivent alors trouver leur place dans les nœuds âmes/hourdis. Ils peuvent donc aussi influencer les dimensions des goussets supérieurs.

L'angle entre l'inclinaison du gousset et l'horizontale doit être compris entre 30° et 45°.

On prend l'angle de l'inclinaison égale à 35°.

$$V=2,52-1,52= 1\text{m}=100\text{cm}$$

$$\text{Tg}35^\circ = h/v, \text{ on trouve } h=70\text{cm}$$

III-2-7- 2-gousset inférieur :

L'hourdis inférieur est encastré sur les âmes par l'intermédiaire de gousset inférieur.

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

Les goussets inférieurs sont coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40° et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

Quand le hourdis inférieur est large, la pente des goussets par rapport à l'horizontale peut descendre à 15 voire 10° , pour permettre une bonne reprise des efforts de flexion transversale. Dans ce cas, les goussets ne sont pas coffrés, mais simplement talochés pendant le bétonnage.

Dans notre cas on prend un gousset inférieur avec un angle d'inclinaison de 45° on obtient :

$$h=30\text{cm} \text{ et } v=30\text{cm}.$$

IV- Coupe transversal des voussoirs :

IV-1-Coupe d'un voussoir sur culée :

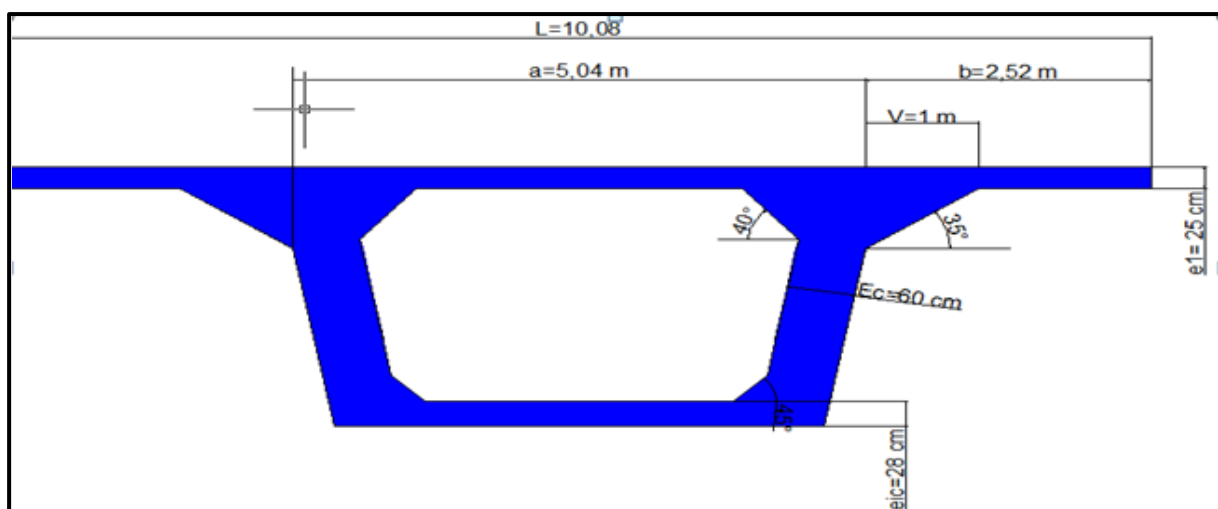


Fig.IV.4 : voussoir sur clé.

IV-2-Coupe d'un voussoir sur pile :

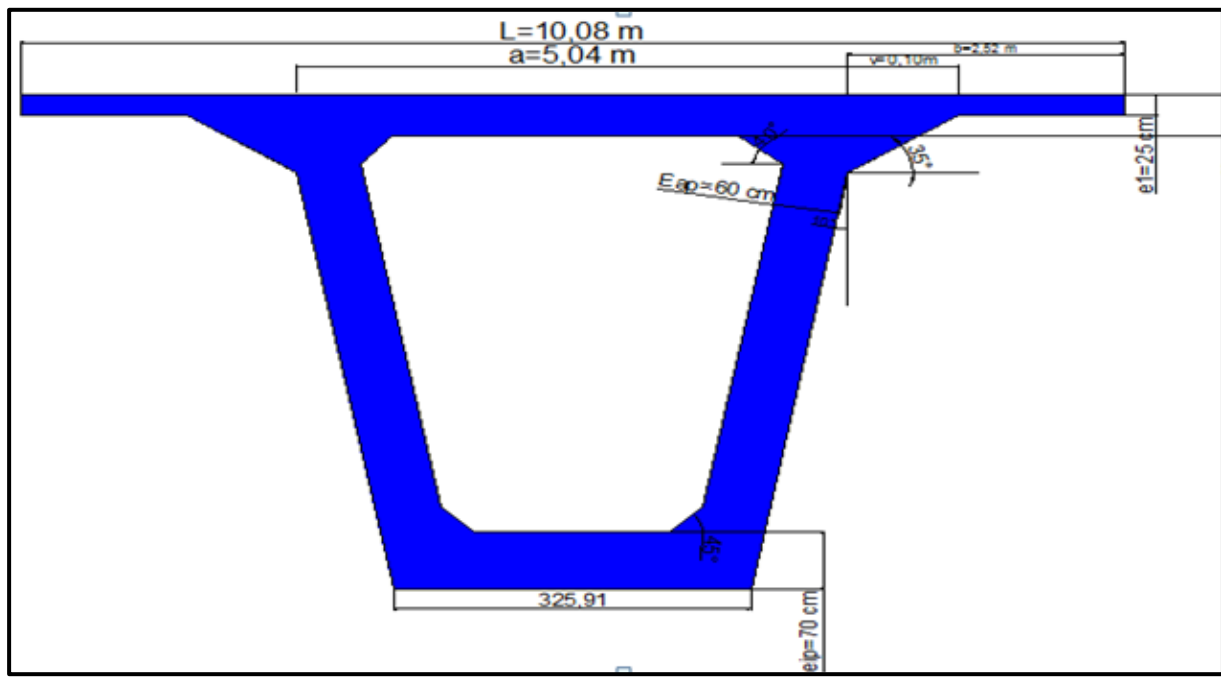


Fig.IV.5 : voussoir sur pile.

V-forme de tablier :

Dans les ouvrages de portées supérieures à 70m, le poids propres du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles.

Les sections en travées sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante des piles vers les clés.

Donc entre les hauteurs, minimale à la clé et maximale sur pile, on prévoit une variation parabolique (parabole ayant son sommet à la clé), ce qui conduit à un tracé de l'intrados d'allure également parabolique, pour les travées de rives, on trouve à partir de la pile, d'abord une variation parabolique symétrique de celle de la console constituant l'autre partie du fléau, ensuite (pour la partie construite sur cintre) une hauteur constante.

Donc on obtient une structure correspondant sensiblement à la forme d'égale résistance de la poutre-console soumise à son poids propre.

VI- Ligne d'intrados :

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir du voussoir sur pile, à l'exception au voisinage des culées, où ce dernier prend une forme rectiligne avec hauteur constantes.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Economie des matériaux.
- Réduction du poids propre des voussoirs.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de "Résal", inhérente à la variation de la hauteur.
- Valeur et importance de l'image que renvoie le pont par rapport à la valeur touristique de la zone.

VII-Lois de variation des différents paramètres :

VII-1- La variation de la hauteur des voussoirs $h(x)$:

La variation de la hauteur des voussoirs à partir de voussoir sur pile jusqu'au voussoir de clé est donnée par la formule suivante :

$$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Tel que:

h_p : la hauteur de voussoir sur pile.

h_c : la hauteur à la clé.

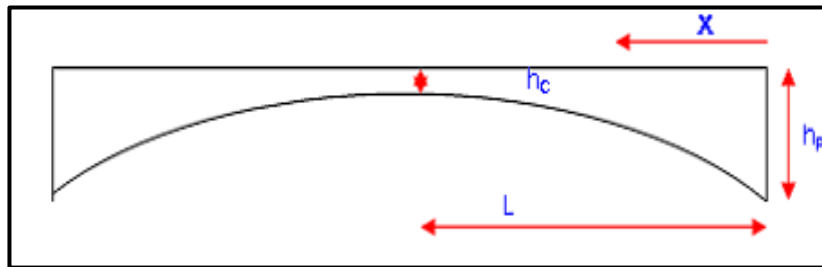


Fig.IV.6 : La variation de la hauteur des voussoirs.

VII-2- la variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur $e(x)$:

La variation de l'hourdis inférieur $e(x)$ suit une loi parabolique analogue à la variation de la hauteur des voussoirs $h(x)$.

La variation est donnée par la formule suivante :

$$e(x) = e_p - 2 \times (e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Tel que : e_p : épaisseur de l'hourdis inférieur sur pile.

e_c : épaisseur de l'hourdis inférieur à la clé.

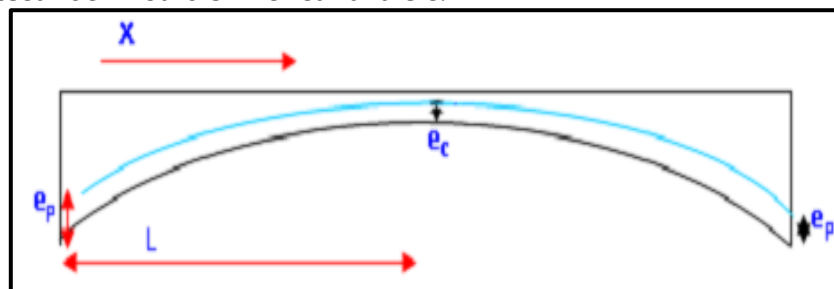


Fig.IV.7 : La variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur.

VII-3- la variation de l'inertie :

La variation de l'inertie de différente section est donnée par la formule suivante :

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

$$I(x) = I_c \left[1 + k \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Avec : $k = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1$

Tel que :

I_p : inertie de la section sur pile.

I_c : inertie de la section à la clé

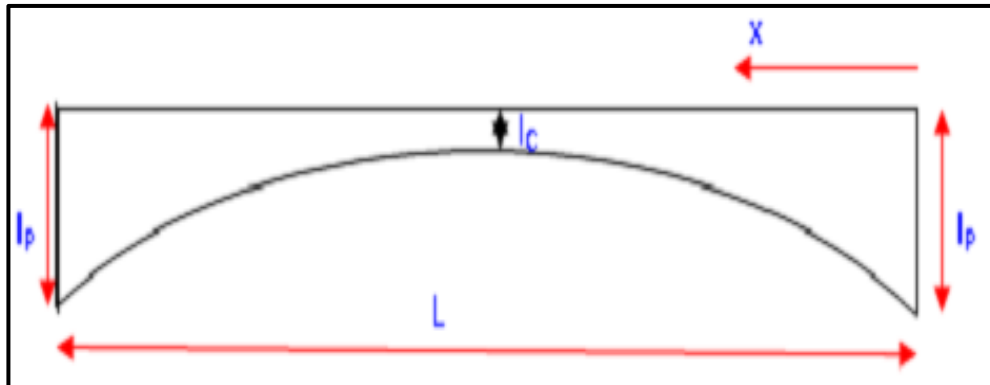


Fig.IV.8 : La variation de l'inertie de la section.

VII-4- Variation de la section :

la variation de la section est donnée par la formule suivante :

$$S(x) = s_p - 2 \times (s_p - s_c) \times \left(\frac{x}{L} \right) + (s_p - s_c) \times \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

Avec :

s_p : la section de voussoir sur pile.

s_c : la section de voussoir à la clé.

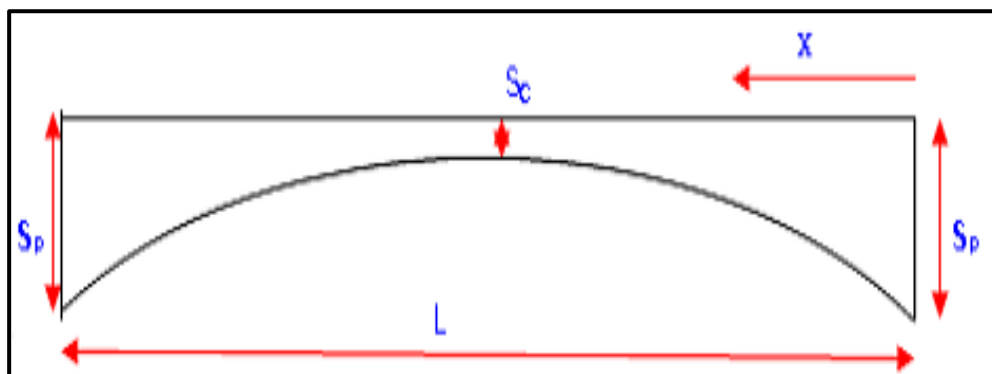


Fig.IV.9 : La variation de la section.

VII--5-variation du centre de gravité :

La variation de centre de gravité est donnée par la formule suivante :

$$Y_G = Y_{Gc} \left[1 + \left(\frac{Y_{Gp}}{Y_{Gc}} - 1 \right) \times \left(1 - \frac{X}{L} \right)^2 \right]$$

Avec :

YGp : centre de gravité du voussoir sur pile.

YGc : centre de gravité du voussoir à la clé.

Remarque :

On définit le rendement géométrique de la section **ρ** :

$$\rho = (I(y) / s.v.v')$$

Tel que :

I(y) : Moment d'inertie à la flexion (par rapport à un axe horizontal passant par G).

S : surface de voussoir.

V : la distance de G à la fibre supérieure.

V' : la distance de G à la fibre inférieure.

$$C = \rho.V \quad \text{et} \quad C' = \rho.V'$$

Avec :

C' : ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.

C : ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central

Le tableau suivant représente les différents paramètres des voussoirs :

N° voussoir	X m	H (m)	ei (m)	Aire (m2)	Longueur(m)	Volume(m ³)
sur pile	O	6	0,7	12,85	7,5	96,375
	0	6	0.7	12,85	7,5	96,375
v1	8,75	5,37037	0,61185	11,79	5	58,9505
v2	13,75	4,814814	0,534074	10,854	5	54,2745
v3	18,75	4,333333	0,466666	10,044	5	50,222
v4	23,75	3,925925	0,409629	9,3586	5	46,793
v5	28,75	3,592592	0,362962	8,7975	5	43,9875
v6	33,75	3,333333	0,32666	8,3611	5	41,8055
v7	38,75	3,1481	0,30074	8,0493	5	40,2465
v8	43,75	3,03703	0,2851	7,8623	5	39,3115
v9	48,75	3	0,28	7,8016	5	39,008
à la clé	51	3	0,28	7,8005	2,5	19,50125

YG(x)(m)	IG(x)(m4)	v'	v	r	c	c'
3,52	53,29	3,52	2,48	0,475059	1,1781482	1,6722103
3,17	41,160085	3,17	2,200370	0,500499	1,1012844	1,5865837
2,86	31,89702	2,86	1,954814	0,525596	1,0274442	1,5032065
2,59	24,870914	2,59	7433333	0,548387	0,9560221	1,4203236
2,36	19,609533	2,36	1,565925	0,566987	0,8878597	1,3380894
2,18	15,730327	2,18	1,412592	0,580637	0,8202041	1,2657896
2,03	12,930188	2,03	1,303333	0,584507	0,7618077	1,1865496
1,93	10,975979	1,93	1,218148	0,579999	0,7065255	1,1193993
1,87	9,6961079	1,87	1,167037	0,565095	0,659486	1,0567279
1,85	8,9734545	1,85	1,15	0,540637	0,6217334	1,0001799
1,85	8,7436	1,85	1,15	0,526863	0,6058932	0,9746978

Tableau IV.1 : différent paramètres des voussoirs

Chapitre : V

**Charges
Et
surcharges**

I-Caractéristique du pont :

I-1-Largeur chargeable et largeur roulable :

- ❖ La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures, elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt,etc. dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.
- ❖ La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable : en enlevant une bande de **0.5m** le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre cas :

La largeur roulable L_r est de **7m**.

La largeur chargeable L_c est de **7m**.

I-2-Nombre de voies :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière de quotient par **3** de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

Dans notre cas :

- Le nombre de voies **$n = 2$ voies**.
- La largeur de chaque voies **$L = 3,5m$** .

I-3-Classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

❖ Première classe comprend :

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m.
- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées.
- Les ponts, de largeur roulable inférieure à 7m, qui sont désignés par le C.P.S (cahier de prescription spéciales)

❖ Deuxième classe comprend :

Autre que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre **5,5m** et **7m** valeurs limite exclues.

❖ la troisième classe comprend :

Autre que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à **5,5m**.

NB :

Dans notre cas la largeur roulable $L_r = 7\text{m}$, donc : pont de première classes.

II-Définition des charges :

II-1-charge permanente :

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

II-1-1- les éléments porteurs :

C'est le poids propre des caissons, pour notre cas la hauteur des caissons est variable paraboliquement, le tablier est composé de 2 fléaux identiques chacun comporte 9 voussoirs de part et d'autre du voussoir de tête de pile. Voir le demi-fléau (Fig.V.1).

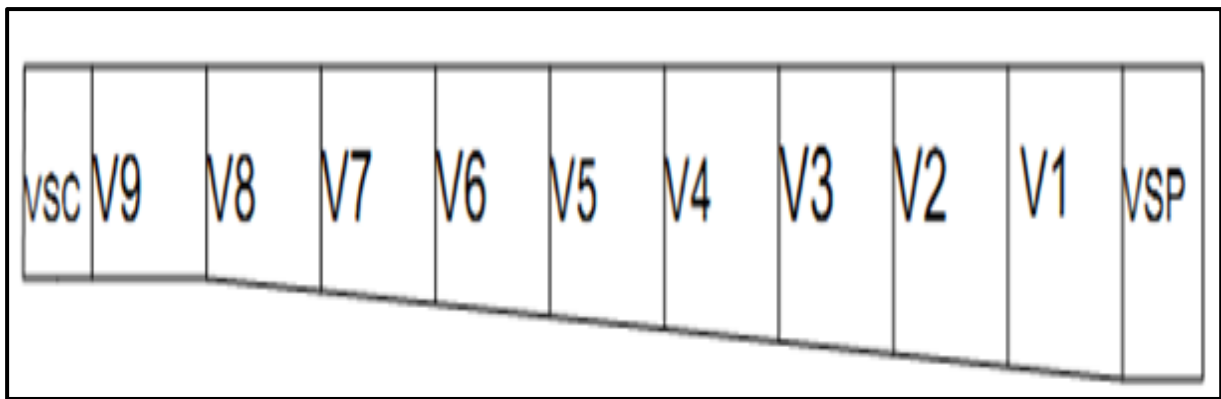


Fig.V.1 : les éléments porteurs.

Découpage de voussoir du demi-fléau :

Leurs poids sont calculés dans le tableau suivant :

voussoirs	volume m3	nombre de voussoir	poids volumique	poids unitaire	poids de voussoirs
sur pile	96,375	2	2,5	240,9375	481,875
v1	58,9505	4	2,5	147,37625	589,505
v2	54,2745	4	2,5	135,68625	542,745
v3	50,222	4	2,5	125,555	502,22
v4	46,793	4	2,5	116,9825	467,93
v5	43,9875	4	2,5	109,96875	439,875
v6	41,8055	4	2,5	104,51375	418,055
v7	40,2465	4	2,5	100,61625	402,465
v8	39,3115	4	2,5	98,27875	393,115
v9	39,008	4	2,5	97,52	390,08
à la clé 1	19,50125	1	2,5	48,753125	48,753125
à la clé 2 et 3	17,551125	2	2,5	43,8778125	87,755625
sur cintre	39,0025	2	2,5	97,50625	195,0125
Poids total					4959,38625

Tableau V.1 : poids des voussoirs.

II-1-2- Les éléments non porteurs :

Ce sont :

- Le revêtement et la chape.
- Trottoirs.
- Corniche.
- garde-corps.
- glissière de sécurité.

❖ Revêtement :

On utilise une couche d'étanchéité avec une couche de roulement d'une forme géométrique trapézoïdale ($E=8\text{cm}$ au bord de trottoirs et elle atteint $16,75\text{cm}$ au milieu de la chaussée avec un divers en toit de $2,50\%$).

Le poids volumique béton bitumineux $\gamma=2,2\text{t/m}^3$

Pour une section totale de chaussée $S=0,86625\text{m}$

On aura : $P=S\gamma=0,86625 \cdot 2,2 = 1,90575\text{t/ml}$

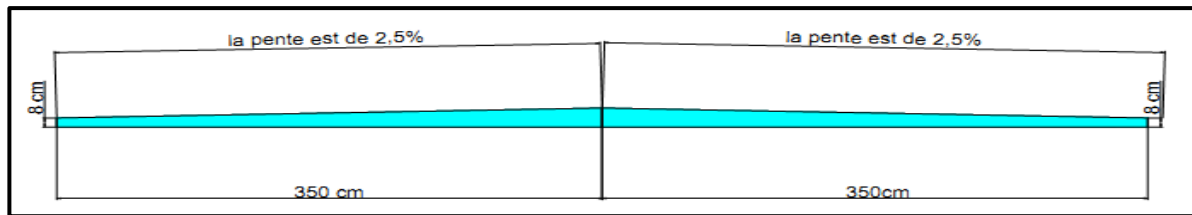


Fig.V.2 : revêtement.

❖ Garde-corps :

Le poids propre d'un garde-corps est estimé à $0,1\text{t/m}$ donc :

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

❖ Poids des trottoirs + corniche :

Poids de corniche : $Sc \cdot \gamma_b = 0,1133 \times 2,5 = 0,2832\text{t/ml}$

Pour les deux corniches $= 0,2832 \times 2 = 0,5664\text{t/ml}$

Poids d'un trottoir $= St \cdot \gamma_b = 0,3542 \times 2,5 = 0,8855\text{ t/ml}$

Pour les deux trottoirs $= 1,771\text{t/m}$

❖ Glissières de sécurité :

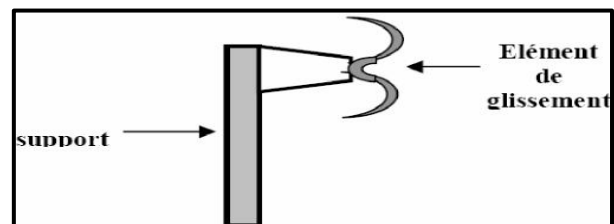


Fig.V.3 : glissière de sécurité.

La glissière de sécurité est en acier, son poids propre est de: $0,06\text{t/m}$.

$$P(2gli)=0,12\text{t/m}$$

$C_{cp} = \text{trottoirs} + \text{corniche} + \text{revêtement} + \text{garde-corps} + \text{glissière de sécurité}$

$$C_{cp} = 1,771 + 0,5664 + 1,90575 + 0,2 + 0,12 = 4.5631\text{t/ml}$$

II-2-Les sur charges routières :

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

- La charge routière type : A(l)
- La charge routière type : B (B_c, B_t, B_r)
- La charge militaire M_c : (M_{c80}, M_{c120})
- Convoi exceptionnel : D_{240}
- Sur charges sur trottoirs : S_t
- Vent : w
- Température : T
- Force de freinage :
- Séisme :

Les différents cas de charge :

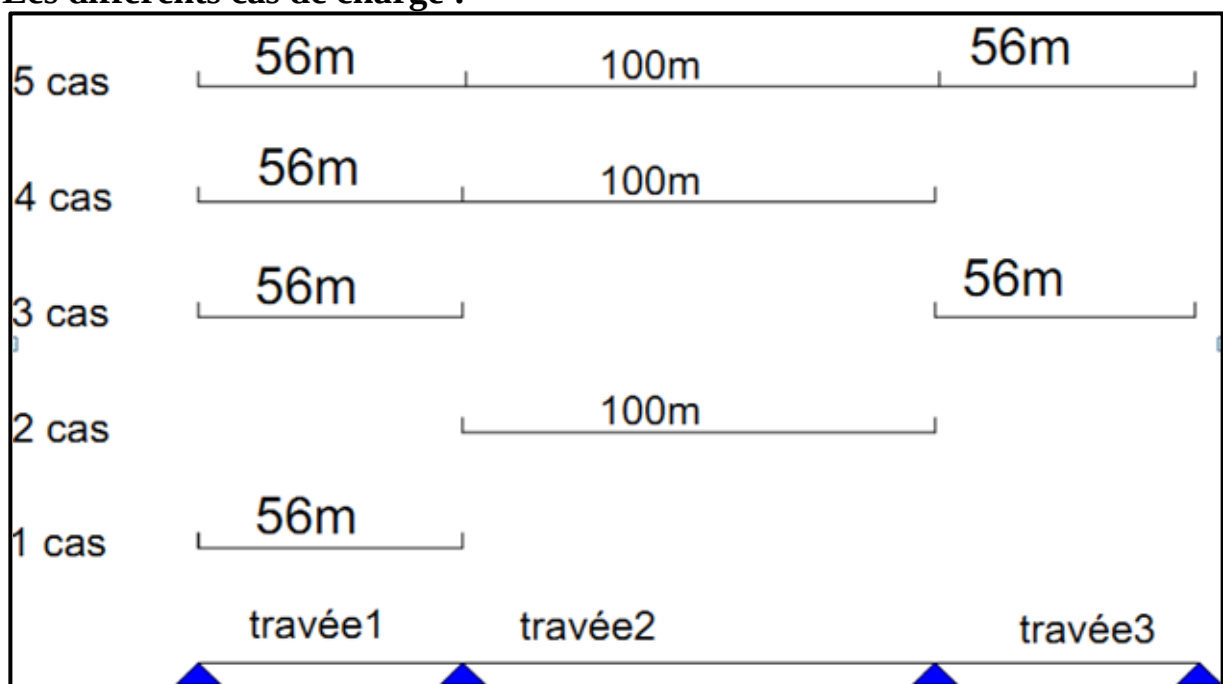


Fig.V.4 : Les différents cas de charge.

II-2-1-système de charge A :

Afin de rechercher l'effet maximal, on charge les travées une à une, puis deux ensemble, trois ensemble, etc....., en utilisons toutes les combinaisons possibles.

La charge A(l) est donnée par le fascicule 61 titre II, par la formule suivante :

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

L : la longueur de la poutre

Avec :

$A(l) = a_1.a_2.A(l)$ tel que :

- a_1 : coefficient déterminée en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3
Classe du pont	Première	1	1	0.9
	Deuxième	1	0.9	-
	Troisième	0.9	0.8	-

Tableau V.2 : Valeur de coefficient a_1 .

- a_2 est donnée par la formule suivante : $a_2 = V_0/V$

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

- 3,5m pour les ponts de première classe.
- 3,00 pour les ponts de deuxième classe.
- 2,75m pour les ponts de troisième classe.

Alors pour un pont de premier classe et largeur de la voie égale à 3,5m

On a $a_2 = 1$

Tableau récapitulatif des valeurs de la charge $A(L)$ des différents cas de chargement :

Cas de chargement	l (m)	A(L) t/m2	1voie chargée	2voies chargées
1 cas	56	0,759	2,6565	5,313
2 cas	100	0,551	1,9285	3,857
3 cas	112	0,52	1,82	3,64
4 cas	156	0,444	1,554	3,108
5 cas	212	0,39	1,365	2,73

Tableau V.3 : Valeurs de $A(l)$ pour les différents cas de charge.

II-2-2-Système de charge B :

Le système de charge B comprend (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camion types (30t).
- Le système B_t se compose de groupe de deux essieux <<essieux tandems (32t)>>.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10t).

Les deux premiers systèmes B_c et B_r , s'appliquant à tous les ponts quelle que soit leur classe, mais le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

II-2-2-1-Système B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous a roues simples munies de pneumatique et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale30t.
- Masse portée par chacun des essieux arrières.....12 t.
- Masse portée par l'essieu avant6 t.
- Longueur d'encombrement.....10,50m.
- Largeur d'encombrement2,50m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière4,5m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu2m.
- Distance des essieux arrière.....1,50m.
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,2m de côté.

L'ensemble de ces caractéristiques sont représenté sur la figure suivante :

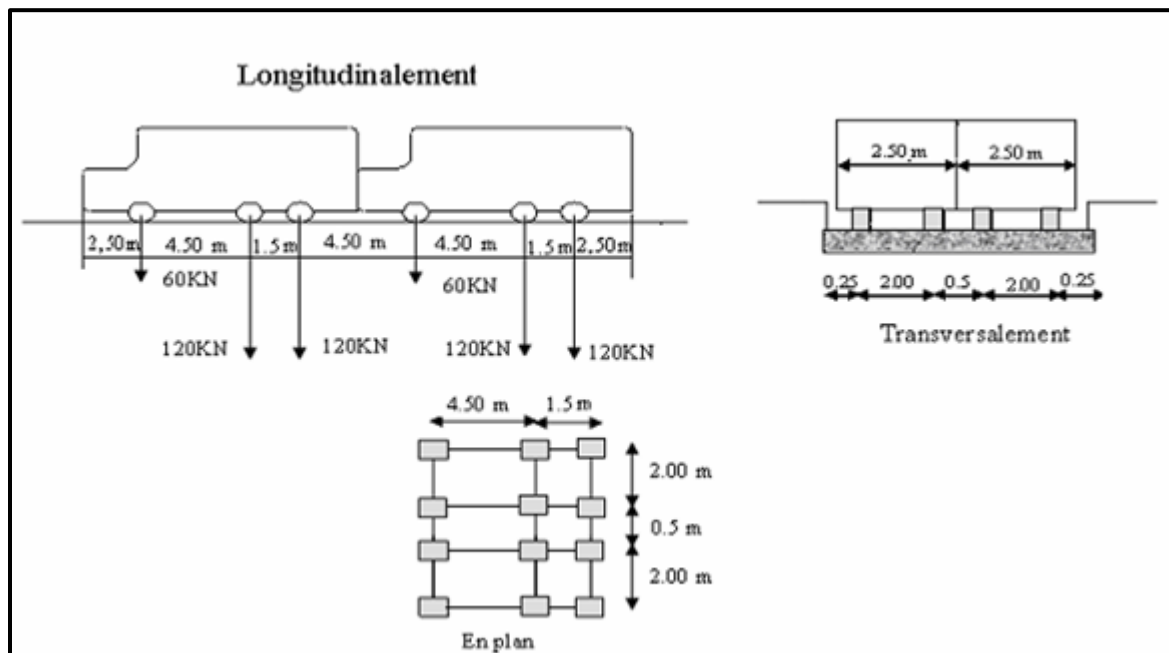


Fig.V.5 : Dimension de surcharge B_c.

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

❖ Disposition dans le sens transversal :

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

❖ Disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon de produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

N.B :

les charges de système B_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique noté δ_{Bc} donné par la formule suivante :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1 + 4G/s}$$

L : longueur de la travée.

G : la charge permanente de l'ouvrage.

S : la charge B_c maximale.

$$S = n \times 30 \times b_c$$

n : le nombre de camion

Avec b_c est un coefficient donné par le tableau suivant :

Nombre de files considérés		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

TableauV.4 : Valeur de coefficient b_c .

Donc pour notre cas : b_c pour une voie égale à 1,2.

b_c pour deux voies égale à 1,1.

Tableau récapitulatif des valeurs de coefficient de majoration dynamique (δ_{Bc}) pour le système de charge B_c :

cas de charge	L (m)	G (t)	S 1voies	S 2voies	δ 1 voie	δ 2 voies
1 cas	55	1553,88	72	132	1,0402	1,0458
2 cas	100	2818,995	72	132	1,022	1,0259
4 cas	155	4368,318	72	132	1,0149	1,01699
5 cas	210	5917,641	72	132	1,0111	1,01262

TableauV.5 : Valeurs de Coefficient de majoration dynamique δ_{Bc} .

N.B : le δ_{Bc} à prendre pour les calculs est le max $\delta_{Bc} = 1.0458$

II-2-2-2-Système de charge B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous les deux à roues simples et répondent aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu **16 t.**
- Distance entre les deux essieux.....**1,35 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu **2 m.**
- La surface d'impact de chaque roue (portant **8t**) sur la chaussée et un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure **0,6m** et le côté longitudinale mesure **0,25m.**

Le système est applicable seulement pour les ponts du 1ère et 2ème classe.

L'ensemble de ces caractéristiques sont représenté dans la figure suivante :

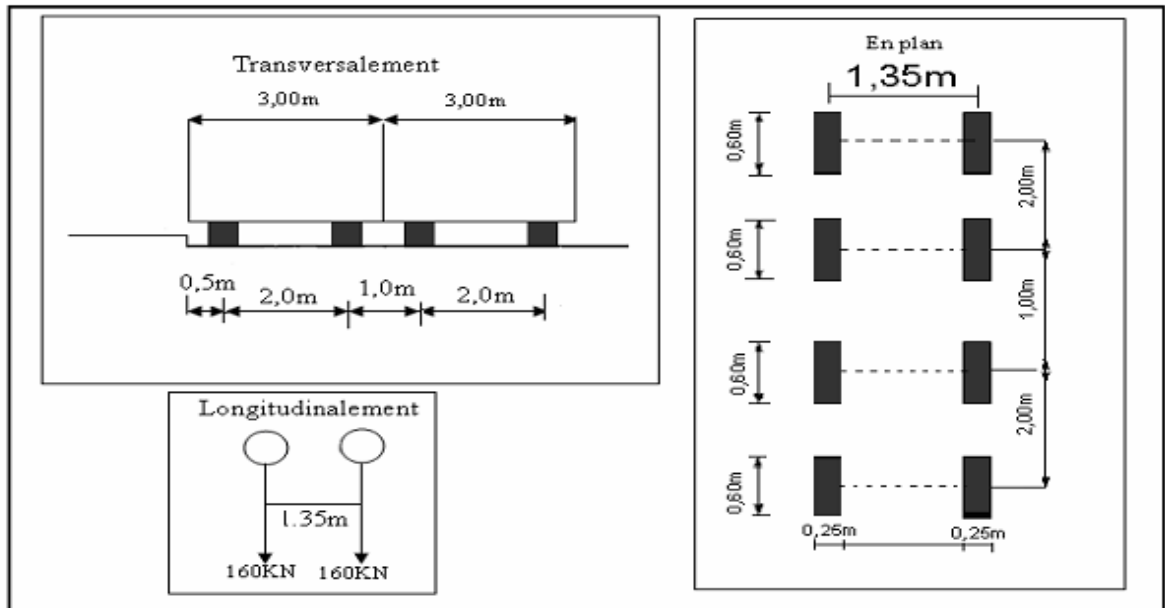


Fig.V.6 : Dimension de surcharge B_t .

N.B : les charges de système B_t sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique noté δ_{Bt} donné par la formule suivante :

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1 + 4G/s}$$

L : longueur de la travée.

G : la charge permanente de l'ouvrage.

S: la charge B_t maximale.

$$S = n \times 32 \times b_t$$

n : nombre de tandems sur le pont

Avec b_t est un coefficient donné par le tableau suivant :

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1.0	0.9

TableauV.6 : Valeur de coefficient b_t .

Donc pour notre cas : b_t pour une voie ou deux voies est égale à 1.

Tableau récapitulatif des valeurs de coefficient de majoration dynamique (δ_{Bt}) pour le système de charge B_t :

cas de charge	L (m)	G (t)	S 1voies	S 2voies	δ 1 voie	δ 2 voie
1 cas	55	1553,88	32	64	1,0364	1,0394
2 cas	100	2818,95	32	132	1,0207	1,0259
4 cas	155	4368,31	32	132	1,0135	1,0169
5 cas	210	5917,64	32	132	1,0101	1,012

TableauV.7 : Valeurs de Coefficient de majoration dynamique δ_{Bt} .

N.B : le δ_{Bt} à prendre pour les calculs est le max $\delta_{Bt} = 1.0394$

II-2-2-3-Système de charge B_r :

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une masse de **10t**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dans le côté transversal mesure **0,60m** et le cote longitudinalement mesure **0,30m**.

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable
Ses caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

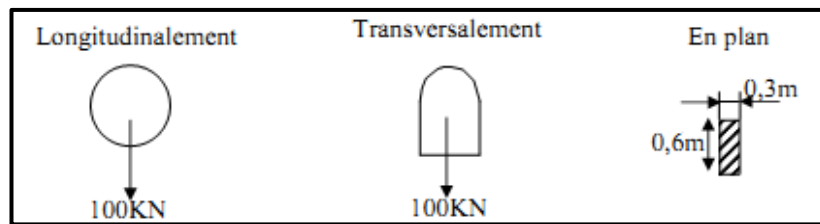


Fig.V.7 : Les dimensions de système B_r .

N.B : Les charges de système B_r sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique noté δ_{Br} donné par la formule suivante :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1 + 4G/s}$$

L : longueur de la travée.

G : la charge permanente de l'ouvrage.

S : la charge B_r maximale.

$$S = 10t$$

Tableau récapitulatif des valeurs de coefficient de majoration dynamique (δ_{Br}) pour le système de charge B_r :

cas de charge	G (t)	s(t)	δ
1 cas	1553,88	10	1,0342
2 cas	2818,995	10	1,0195
4 cas	4368,318	10	1,0128
5 cas	5917,641	10	1,0095

TableauV.8 : Valeurs de Coefficient de majoration dynamique δ_{Br} .

N.B : le δ_{Br} à prendre pour les calculs est le max $\delta_{Br} = 1.0342$

II-2-3-Les charges militaires :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les convois militaires de classe M_{C80} ou M_{C120} , susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B.

II-2-3-1-La surcharge militaire M_{C80} :

Un véhicule type de système $MC80$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale.....72t.
 - Longueur d'une chenille.....4,90m.
 - Largeur d'une chenille.....0,80m.
 - Distance d'axe en axe des deux chenilles.....2,80m.
- Le rectangle de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

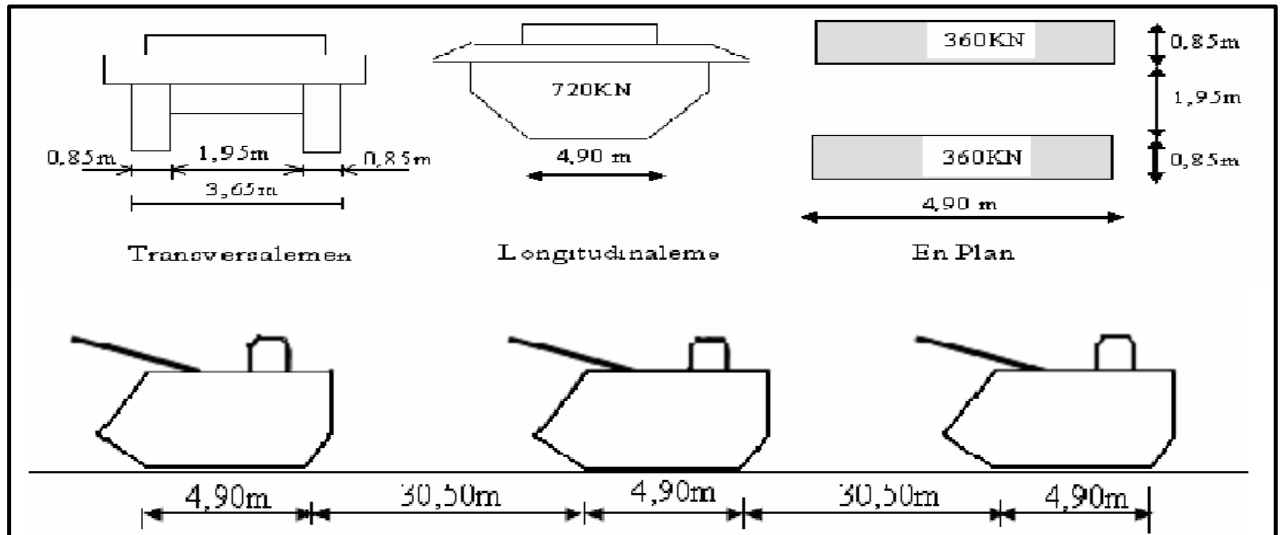


Fig.V.7 : Dimension de surcharge Mc80.

Tableau récapitulatif des valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la charge militaire M_{c80} :

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S	δ
1 cas	55	1553,88	2	144	1,0469
2 cas	100	2818,995	3	216	1,0303
4 cas	155	4368,318	5	360	1,0246
5 cas	210	5917,641	6	432	1,02005

TableauV.8 : Valeurs Coefficient de majoration dynamique Mc80.

N.B : le δ_{Mc80} prendre pour les calculs est le max $\delta_{Mc80} = 1.0469$.

II-2-3-2- Surcharge militaire Mc120 :

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

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

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

- Poids total : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m

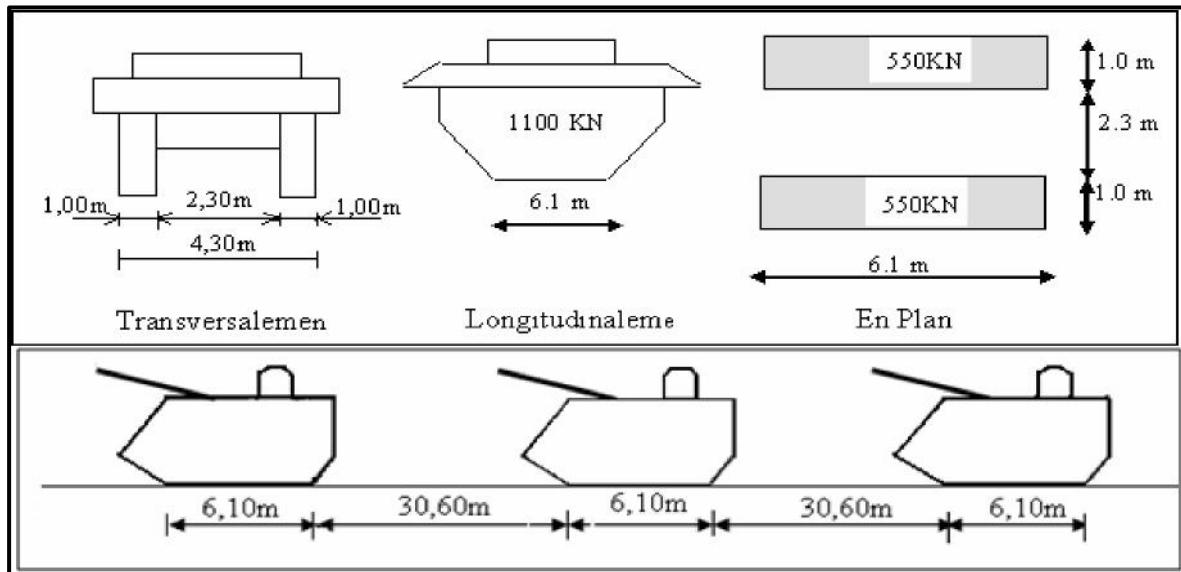


Fig.V.8 : Les dimensions de la surcharge militaire Mc120.

Tableau récapitulatif des valeurs de coefficient de majoration dynamique pour la charge militaire M_{c120} :

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S	δ
1 cas	55	1553,88	2	220	1,0538
2 cas	100	2818,995	3	330	1,0361
4 cas	155	4368,318	4	440	1,0272
5 cas	210	5917,641	5	550	1,0229

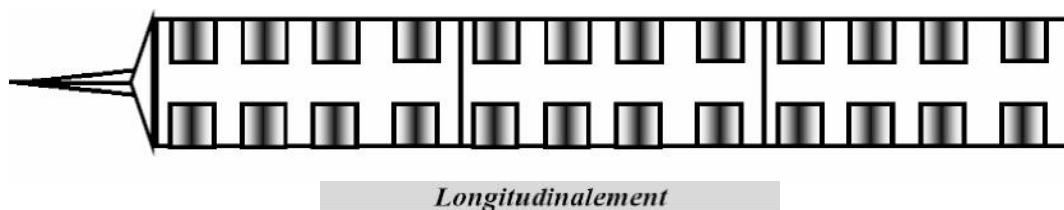
TableauV.9 : valeur de coefficient de majoration de Mc120 δ .

II-2-4-Convois exceptionnelles D_{240} :

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de largeur et 18,6 longs, le poids par mètre linéaire égale à 12.9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul.

Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.



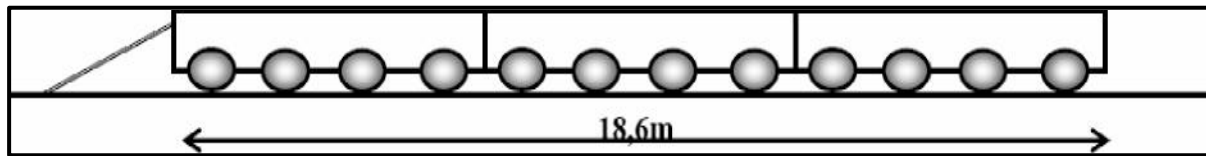


Fig.V.8 : Les dimensions de convois exceptionnelles D₂₄₀.

II-3-Autres surcharges :

II-3-1-Surcharge sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs :

$$q_{2t}=0,15(1,54+1,54)=0,462\text{t/ml.}$$

II-3-2-Le vent :

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

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

II-3-4-Forces de freinage :

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

II-3-4-1-Effort de freinage correspondant à la charge A :

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

$$F = \frac{1}{20 + 0,0035.S} \times A(l)$$

S : la surface chargée en mètre carré

Remarque :

- La surface chargée (S) est pour le cas le plus défavorable.
- A(l) le cas de charges le plus défavorable.

$$A(l)=5,313\text{t/ml.}$$

$$S=56 \times 7=392\text{m}^2$$

$$F=0,248\text{t/ml.}$$

II-3-4-2-Effort de freinage correspond au système de charge Bc :

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

II-3-5-Le séisme:

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante définies Comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II- a : sismicité moyenne.

Zone II-b : sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

« Notre ouvrage est classé en zone IIa »

N.B : les efforts sismiques sont plus détaillés lors du calcul de l'ouvrage.

III-Combinaisons des charges:

III-1-Les coefficients de majoration:

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système B _c	1.6	1.2
Mc120	1.5	1
D240	1.5	1
gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharge sur les Trottoirs(ST)	1.6	1.2

TableauV.9 : Valeurs des coefficients de majoration.

Tel que:

G : les charges permanentes.

Qr: charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

W : charge du vent.

ΔT : gradient thermique.

III-2-Les combinaisons :

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

Le tableau suivant donne les différentes combinaisons de charge possible à **ELU** et **ELS** :

Action prépondérante	Combinaisons
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6(A (l) + ST)$
	$1,35G + 1,6(BC + ST)$
	$1,35G + 1,5MC120$
	$1,35G + 1,5D240$
A L'E.L.S	$G + 1,2(A (l) + ST)$
	$G + 1,2(BC + ST)$
	$G + MC120$
	$G + D240$
	$G + 1,2(A (l) + ST) + 0,5 T$
	$G + 1,2(BC + ST) + 0,5 \Delta T$
	$G + MC120 + 0,5 \Delta T$
	$G + D240 + 0,5 \Delta T$

TableauV.10 : Les combinaisons des charges.

IV- Préfabrication des voussoirs :

La préfabrication des voussoirs se fait en atelier dans des bancs de préfabrication. Ils sont ensuite transportés sur chantier afin d'être montés en fléau.

Dans les voussoirs préfabriqués, les voussoirs comportent une série de clés à engrenage réparties de façon régulière afin de permettre la transmission de l'effort de cisaillement entre voussoirs. Voir (Fig 9), (Fig 10), (Fig11).



FigV9 : zone de préfabrication des voussoirs.



Fig V10 : détails des clés sur âme.



FigV11 : détails des clés sur hourdis.

V- Pose des voussoirs préfabriqués :

La mise en place des voussoirs préfabriqués se fera à l'aide d'une poutre de lancement appelé aussi lanceur qui est un engin de manutention auto déplaçable, lequel s'appuie sur le tablier et sur les piles, et contourne donc presque toutes les contraintes du franchissement voir(**Fig12**), la position de cette poutre est variable durant la construction et les voussoirs préfabriqués lui seront acheminés à l'aide d'un engin roulant sur la partie de tablier déjà construite.

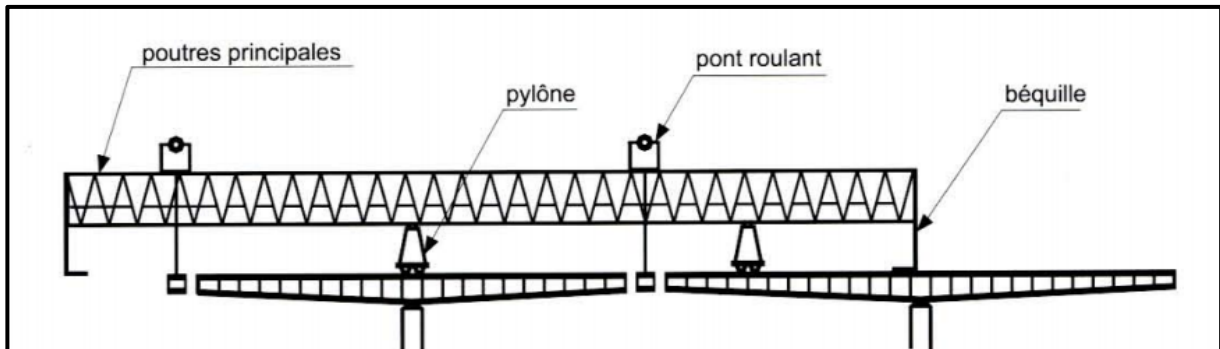


FigV12 : poutre de lancement.

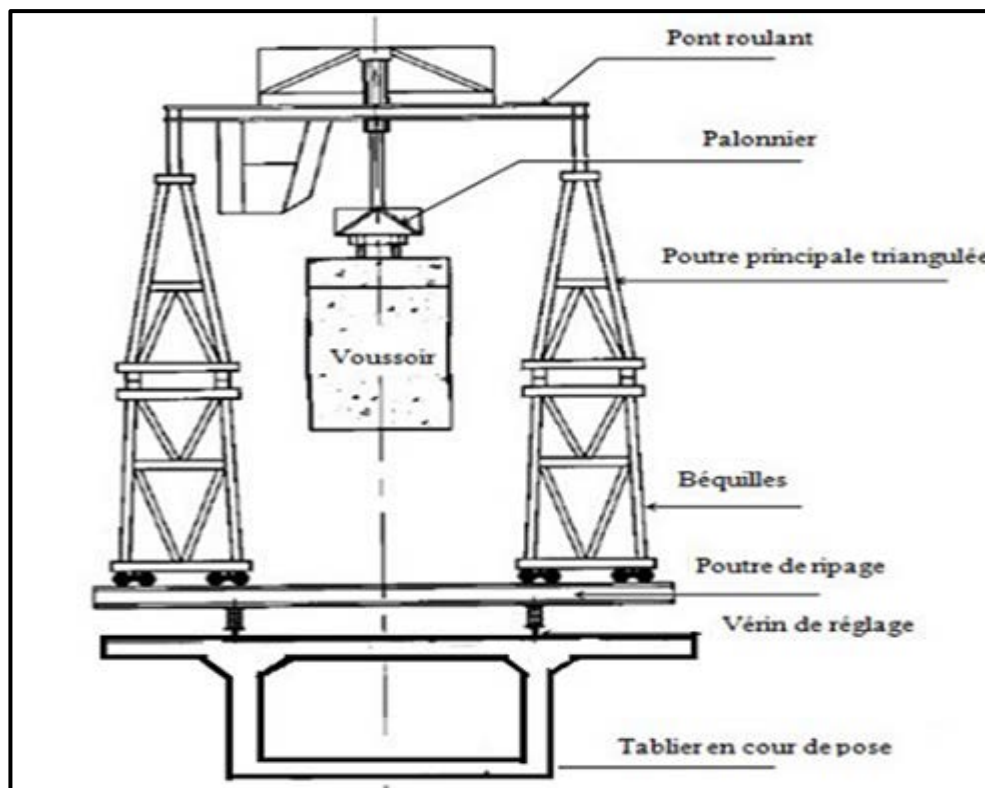
V-1 Structure des poutres lancement :

Les lanceurs courants se décomposent en une dizaine d'éléments, tous entièrement métallique, et qui sont :

- Deux poutres en treillis de section triangulaire, de hauteur comprise entre 3m et 5m, de longueur comprise entre 100 et 250m selon les poutres, constituées de tronçons assemblés par des barres de précontrainte.
- Deux pylônes, avant et arrière, servant d'appuis principaux.
- Deux béquilles, avant et arrière, servant d'appuis secondaire.
- Deux ponts roulant circulant sur les poutres en treillis et prenant en charge les voussoirs.



FigV13 : Principaux éléments constitutifs d'une poutre.

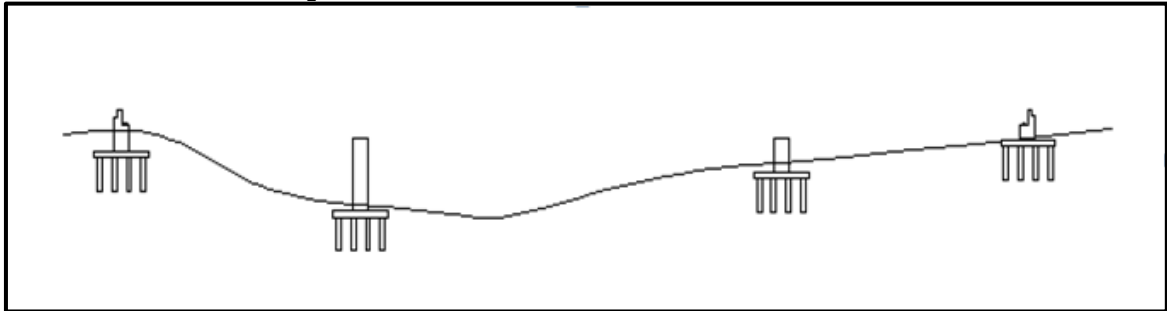


FigV14 : coupe transversale d'une poutre de lancement.

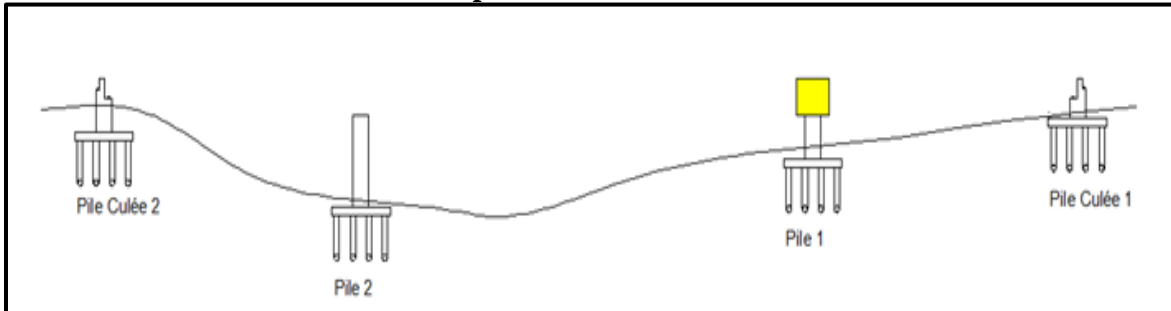
VI- cinématique de construction :

Les phases de construction sont :

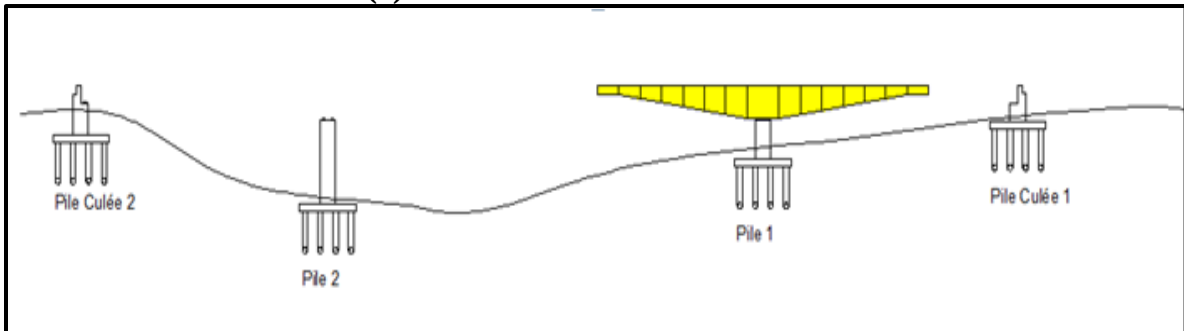
1. Construction des piles :



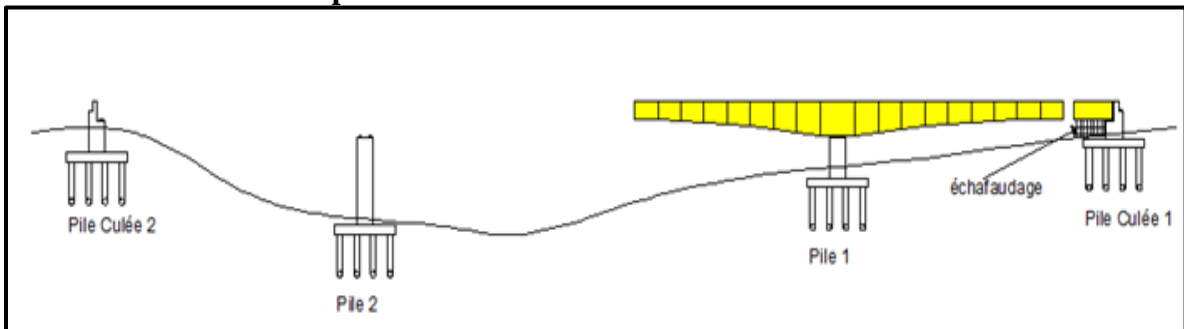
2. Construction de voussoir sur pile1 :



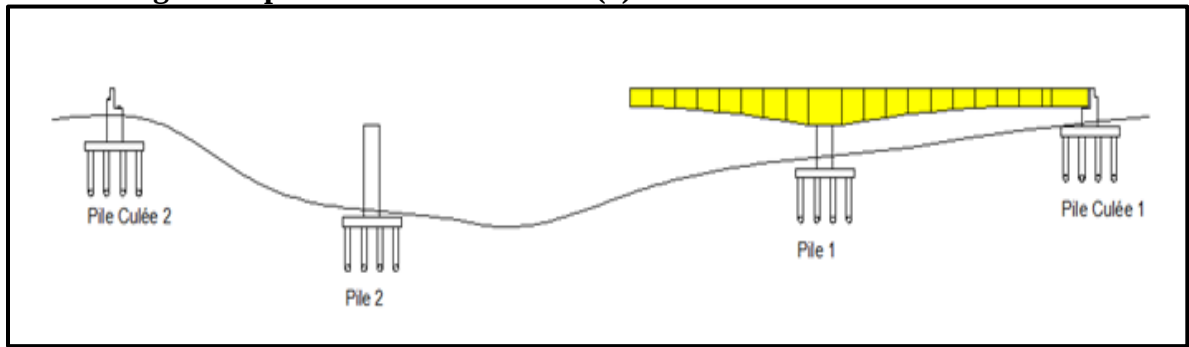
3. Construction de fléau(1) sur P1 :



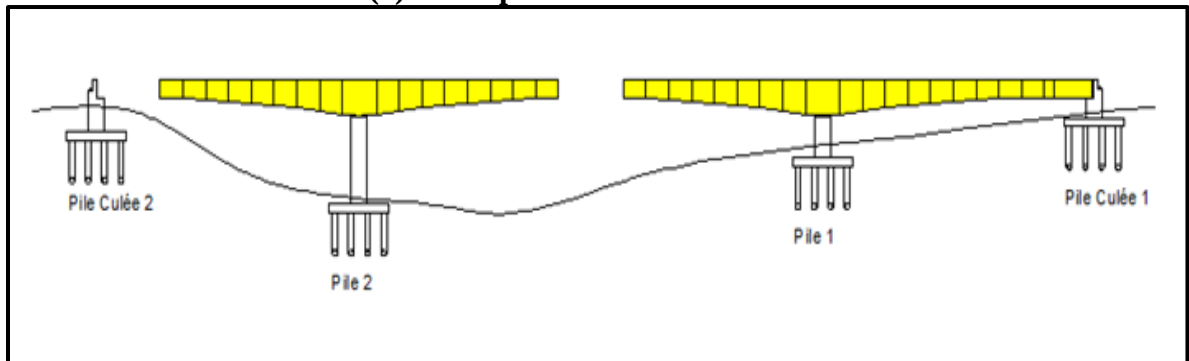
4. Construction de la partie coulée sur cintre :



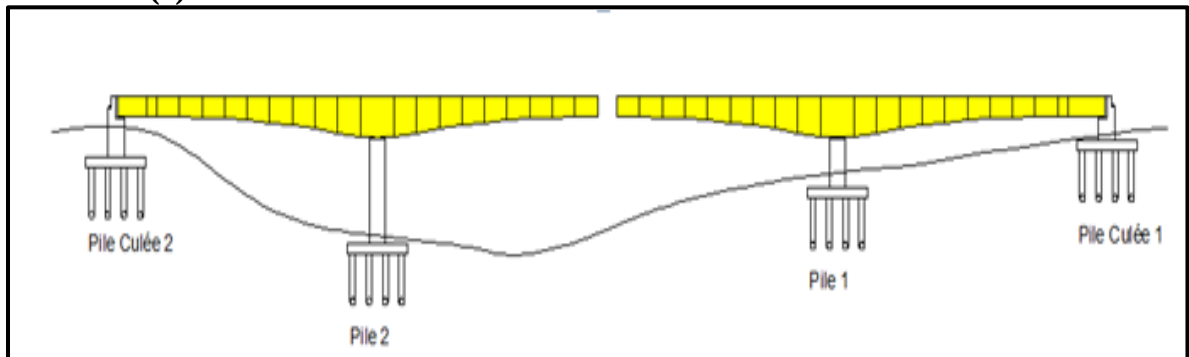
5. Clavage de la partie sur cintre et fléau(1):



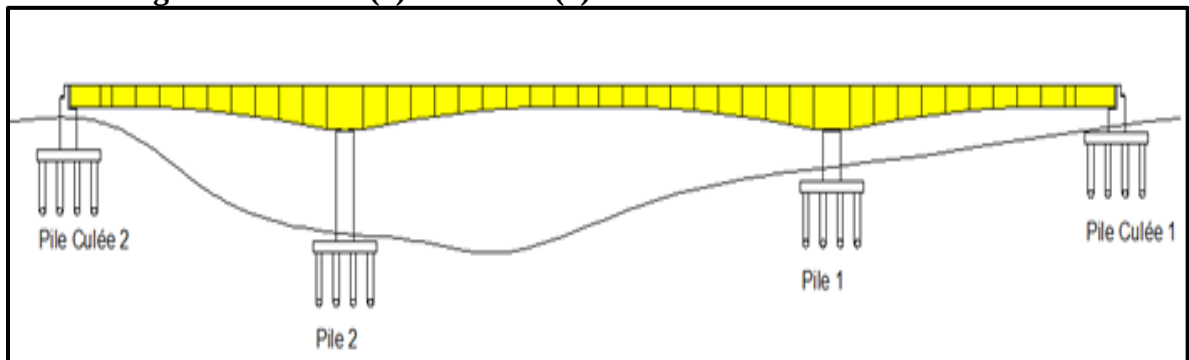
6. Construction de fléau(2) sur la pile 2 :



7. Construction de la partie coulée sur cintre sur la pile culée 2 et clavage avec le fléau (2) :



8. Clavage entre le fléau(1) et le fléau (2) :



Chapitre : VI

Etude **DE Fléau**

I-Etude longitudinale en phase de construction :

Les ponts construits par encorbellement successif sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

La stabilité de fléau est assurée par différentes méthodes, la plus courante et la plus économique est celle de l'encastrement provisoire.

Les charges intervenant dans l'équilibre sont :

1. Le poids propre des voussoirs.
2. Charges des ouvriers et équipements de chantier divers.
3. Equipage mobile.
4. Force due au vent.
5. Force accidentelle due à la chute d'un voussoir préfabriqué.

L'ouvrage est modélisé par un portique dans sa phase de construction, le tablier travaillant comme une bi-console.

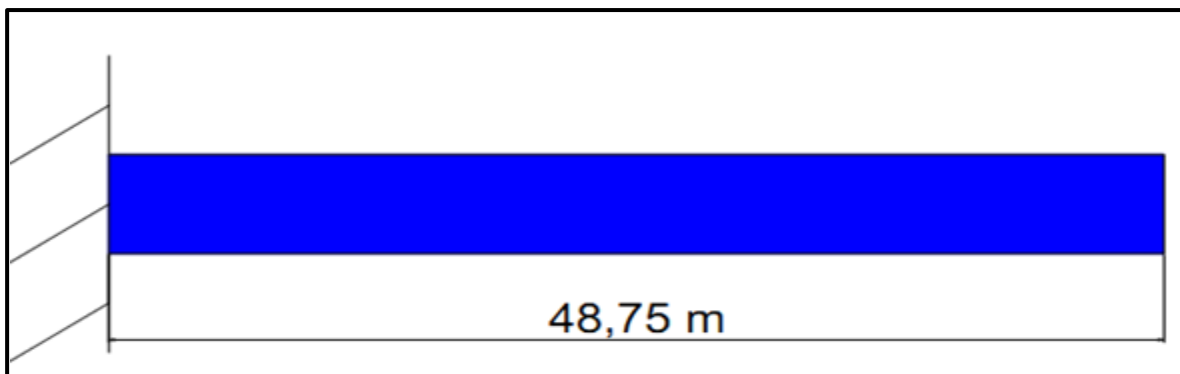
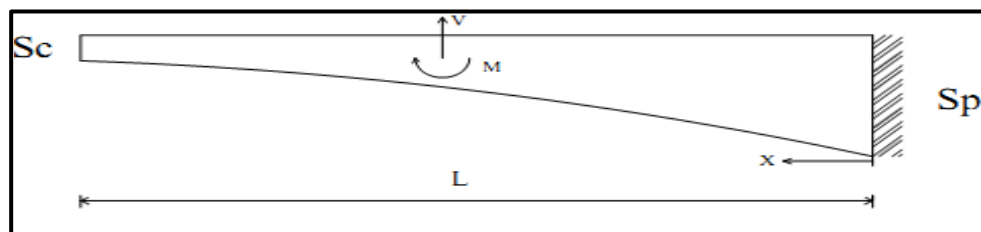


Fig VI.1 : Phase de la construction de la console.

II- Evaluation des sur charges :

II-1-Le poids propres du tablier :

Le tablier possède une hauteur variant paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique.. Considérons alors le demi-fléau représenté sur FigVI 2.



FigVI .2 : la variation de la hauteur du tablier.

❖ **Loi de variation de la section :**

La fonction représentative de l'aire de la section est alors :

$$S(x) = s_p - 2 \times (s_p - s_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (s_p - s_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

❖ **Effort dus au poids propre:**

- $0 < x < 3,75$ $G = S \times 2,5 = 6,425 \times 2,5 \times 3,75 = 120,465 \text{ t}$.
- $3,75 < x < 48,75$ $G(x) = 2,5 \times S(x) \text{ t}$.

a-L'expression de l'effort tranchant:

$$T(x) = [\gamma S_p(L-x) - \gamma(S_p - S_c)[(L^2 - x^2)/L] + \gamma(S_p - S_c)[(L^3 - x^3)/3L^2]$$

b-L'expression du moment fléchissant :

$$M(x) = \gamma \{ -[S_p(L-x)^2/2] + (S_p - S_c)(L-x)^2((2L+x)/3L - (3L^2 + 2Lx + x^2)/12L^2) \}$$

Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant dus au poids propre de demi fléau sont illustrés dans le tableau suivant :

voussoirs	x(m)	M(x) (t.m)	T(x) (t)
V	0	-25673,06	1155,82
sur pile	3,75	-21560,14	1038,9
V 1	8,75	-16734,17	893,36
V 2	13,75	-12608,76	758,45
V 3	18,75	-9134,1	632,84
V 4	23,75	-6267,04	515,19
V 5	28,75	-3971,07	404,18
V 6	33,75	-2216,29	298,49
V 7	38,75	-979,48	196,78
V 8	43,75	-244,04	97,72
V 9	48,75	0	0

Tableau VI.1 : les valeurs de (M, T) dus au poids propre.

II-2-Évaluation des surcharges de chantier :

On considérera :

- Des surcharges de chantier uniformément réparties sur la moitié de la longueur du fléau.
Une charge de chantier répartie $Q_{PRA1} = 0,02 \text{ t/m}^2$
 $Q = 0,02 \times 10,08 = 0,2016 \text{ t/ml}$
- Des surcharges de chantier ponctuel concentré sur l'extrémité de fléau.
Une charge ponctuelle concentrée $Q_{PRA2} = (50 + 5b) \text{ Kn/m}^2$
Avec $b = \text{largeur de voussoir} = 10,08 \text{ m}$

Donc $Q_{PRA2}=100,4 \text{ kN/m}^2= 10,04 \text{ t}$

- Une surcharge concentrée de l'équipage mobile. On considérera l'équipage mobile comme une force ponctuelle, dont la valeur doit être de ($Q_{PRC1}= 50 \text{ t}$) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir.

II-2-1- les charges réparties (Q_{PRA1}) :

Les surcharges de chantier : $M(x)= 0,2016(LX-L^2/2-X^2/2)$

$T(x)= 0,2016(L-X)$

Les valeurs du moment fléchissent et effort tranchant sont illustrés dans le tableau suivant :

voussoirs	X(m)	L(m)	M(x) (t.m)	T(x) (t)
V sur pile	0	48,75	-239,5575	9,828
	3,75	48,75	-204,12	9,072
V 1	8,75	48,75	-161,28	8,064
V 2	13,75	48,75	-123,48	7,056
V 3	18,75	48,75	-90,72	6,048
V 4	23,75	48,75	-63	5,04
V 5	28,75	48,75	-40,32	4,032
V 6	33,75	48,75	-22,68	3,024
V 7	38,75	48,75	-10,08	2,016
V 8	43,75	48,75	-2,52	1,008
V 9	48,75	48,75	0	0

TableauVI.2 : les valeurs de (M, T) dus aux charges répartir (Q_{PRA1}).

II-2-2- Les charges concentrées :

❖ l'équipage mobile Q_{PRC1} :

On a $Q_{PRC1}=50\text{t}$

❖ $M(x)=50(X-L)$
 $T(x)=50$

Les valeurs du moment fléchissent et effort tranchant sont illustrés dans le tableau suivant :

voussoirs	X(m)	L(m)	M(x) (t.m)	T(x) (t)
V sur pile	0	48,75	-2437,5	50
	3,75	48,75	-2250	50
V 1	8,75	48,75	-2000	50
V 2	13,75	48,75	-1750	50
V 3	18,75	48,75	-1500	50
V 4	23,75	48,75	-1250	50
V 5	28,75	48,75	-1000	50
V 6	33,75	48,75	-750	50
V 7	38,75	48,75	-500	50
V 8	43,75	48,75	-250	50
V 9	48,75	48,75	0	50

TableauVI.3 : les valeurs de (M, T) dus à la charge (Q_{PRC1}).

❖ La charge Q_{PRA2} :

$$Q_{PRA2} = (50+5b) \text{ kN}$$

$$= 50 + 5 \times 10,08 = 100,4 \text{ kN} = 10,04 \text{ t}$$

$$M(x) = 10,04(X-L)$$

$$T(x) = 10,04 \text{ t}$$

Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant sont illustrés dans le tableau suivant :

voussoirs	X(m)	L(m)	M(x) (t.m)	T(x) (t)
V	0	48,75	-489,45	10,04
sur pile	3,75	48,75	-451,8	10,04
V 1	8,75	48,75	-401,6	10,04
V 2	13,75	48,75	-351,4	10,04
V 3	18,75	48,75	-301,2	10,04
V 4	23,75	48,75	-251	10,04
V 5	28,75	48,75	-200,8	10,04
V 6	33,75	48,75	-150,6	10,04
V 7	38,75	48,75	-100,4	10,04
V 8	43,75	48,75	-50,2	10,04
V 9	48,75	48,75	0	10,04

TableauVI.4 : les valeurs de (M, T) dus à la charge Q_{PRA2} .

II-3-Evaluation de la force de vent :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge de vent est égale à 125 kg, soit $0,125 \text{ t/m}^2$:

$$Q_v = 0,125 \times 10,5 = 1,3125 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharge verticale de vent : } M(X) = 1,26((X^2/2) - LX + (L^2/2))$$

$$T(X) = 1,26(X-L)$$

Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant sont illustrés dans le tableau suivant :

voussoirs	X (m)	L (m)	M(x) (m.t)	T(t)
V	0	48,75	1497,234375	-61,425
Sur pile	3,75	48,75	1275,75	-56,7
V 1	8,75	48,75	1008	-50,4
V 2	13,75	48,75	771,75	-44,1
V 3	18,75	48,75	567	-37,8
V 4	23,75	48,75	393,75	-31,5
V 5	28,75	48,75	252	-25,2
V 6	33,75	48,75	141,75	-18,9
V 7	38,75	48,75	63	-12,6
V 8	43,75	48,75	15,75	-6,3
V 9	48,75	48,75	0	0

TableauVI.5 : les valeurs de (M, T) dus au vent.

II-4-La force accidentelle due à la chute d'un voussoir :

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipement mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (FA) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage ou du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi-fléaux.

Pour les ouvrages préfabriqués, toute pièce non brélée par précontrainte pendant une ou plusieurs phases de la cinématique de pose est susceptible de chuter.

$$M(x)=50(L-X)$$

$$T(x)=-50 \text{ t}$$

Les valeurs du moment fléchissent et effort tranchant sont illustrés dans le tableau suivant :

voussoirs	X (m)	L (m)	M(x) (t.m)	T(x)(t)
SVSP	0	48,75	2437,5	-50
S1	3,75	48,75	2250	-50
S2	8,75	48,75	2000	-50
S3	13,75	48,75	1750	-50
S4	18,75	48,75	1500	-50
S5	23,75	48,75	1250	-50
S6	28,75	48,75	1000	-50
S7	33,75	48,75	750	-50
S8	38,75	48,75	500	-50
S9	43,75	48,75	250	-50
S10	48,75	48,75	0	-50

Tableau VI.6 : les valeurs de (M, T) dus à Fa.

III-Combinaisons de charges :

III-1-Combinaisons en situation temporaire de construction (TYPE A) :

Pour la vérification aux états limites ultimes de résistance, les différents organes (cales, câbles, palées, haubans provisoires, ...) ainsi que les appuis et fondations les supportant sont vérifiés avec les coefficients de sécurité sur les matériaux correspondant à la combinaison fondamentale.

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires. Si le fléau est encastré sur pile, aucune vérification d'équilibre statique n'est requise, mais il faut vérifier la résistance de la pile.

Pour la vérification aux états limites ultimes de résistance, les différents organes (cales, câbles, palées, haubans provisoires, ...) ainsi que les appuis et fondations les supportant sont vérifiés avec les coefficients de sécurité sur les matériaux correspondant à la combinaison fondamentale.

❖ **Combinaison A1 :**

$$1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w)$$

❖ **Combinaison A2 :**

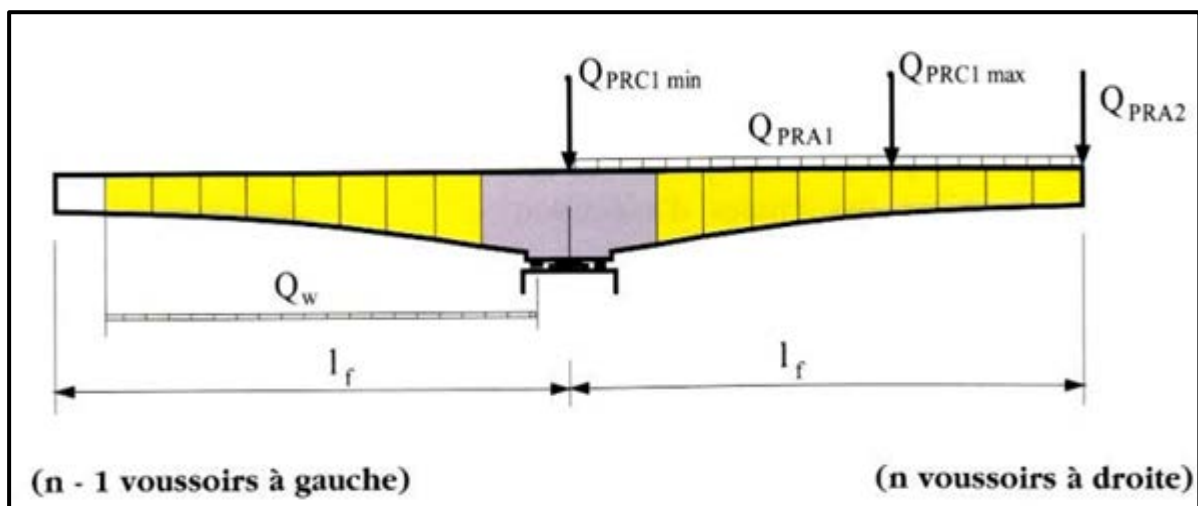
$$0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_w)$$

Avec : $G_{\max} = 1,03XG$

$G_{\min} = 0,98XG$

$Q_{\text{PRC1 max}}$: le poids de l'équipage mobile majoré par 6%

$Q_{\text{PRC1 min}}$: le poids de l'équipage mobile minoré par 4%



FigVI.3 : combinaisons de charge situation temporaire.

Les valeurs du (M, T) sous ces combinaisons sont illustrées dans le tableau suivant :

voussoirs	X (m)	L (m)	M (t.m)	T (t)
SVSP	0	48,75	-33228,5283	1400,63118
S1	3,75	48,75	-28228,796	1267,21508
S2	8,75	48,75	-22313,4229	1101,06564
S3	13,75	48,75	-17198,0789	946,95266
S4	18,75	48,75	-12826,3431	803,371592
S5	23,75	48,75	-9149,31738	668,817874
S6	28,75	48,75	-6125,62637	541,786948
S7	33,75	48,75	-3721,4175	420,774257
S8	38,75	48,75	-1910,36101	304,27524
S9	43,75	48,75	-673,649903	190,785341
S10	48,75	48,75	0	78,8

TableauVI.7 : les valeurs de (M, T) sous la combinaison type A.

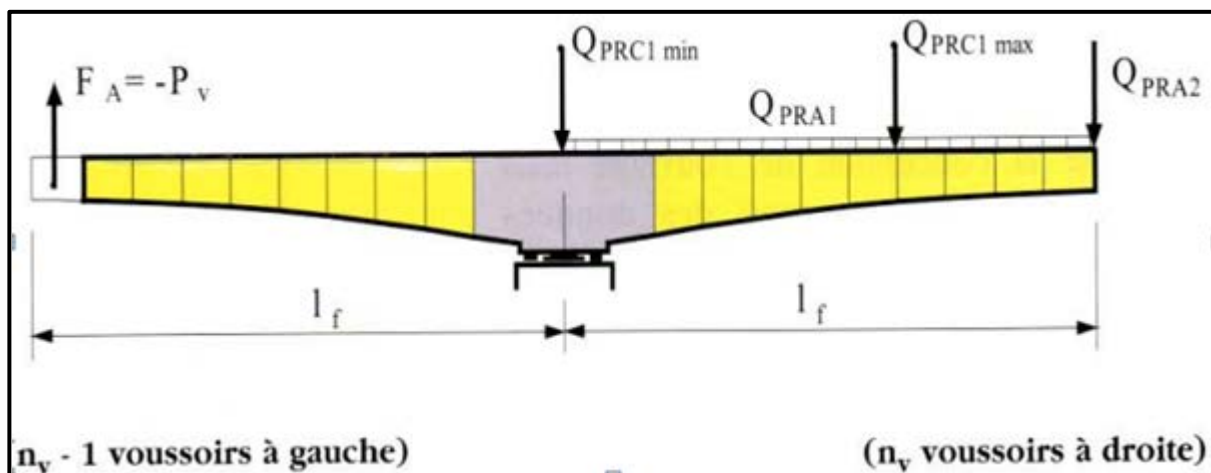
III-2- Combinaisons accidentelles de construction (TYPE B) :

Ces combinaisons sont utilisées pour la justification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sous combinaison accidentelle des organes destinés à assurer l'encastrement provisoire ainsi que des appuis et fondations supportant les fléaux.

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile ou à la chute d'un voussoir dans le cas d'un ouvrage préfabriqué.

❖ Combinaison B :

$$(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC1 max}} + Q_{\text{PRC1 min}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_{\text{PRA2}})$$



FigVI.4 : combinaisons de charge situation temporaire.

Les valeurs du (M, T) sous ces combinaisons sont illustrées dans le tableau suivant :

voussoirs	X (m)	L (m)	M (t.m)	T (t)
vsp	0	48,75	-27318,5134	1213,36453
v1	3,75	48,75	-22997,8709	1092,18026
v2	8,75	48,75	-17919,0826	941,272761
v3	13,75	48,75	-13566,9063	801,307509
v4	18,75	48,75	-9890,05009	670,91672
v5	23,75	48,75	-6844,06125	548,732613
v6	28,75	48,75	-4391,32579	433,387408
v7	33,75	48,75	-2501,06864	323,513324
v8	38,75	48,75	-1149,35364	217,742582
v9	43,75	48,75	-319,083548	114,707401
v10	48,75	48,75	0	13,04

TableauVI.7 : les valeurs de (M, T) sous la combinaison type B.

IV-Etude de l'encastrement :

L'encastrement provisoire est réalisé par une précontrainte verticale et des câbles provisoires disposés entre le tablier et la pile, la force de précontraint provisoire est déterminé par la condition d'équilibre suivante :

$$\sum M/0 = 0 \quad \Rightarrow \quad M_R - F_p \times v' = 0 \text{ (pour le voussoir sur pile)}$$

$$F_p = \frac{M_R}{v'}$$

$$\text{Le nombre de câble : } N \geq \frac{F_p}{0.8F_0}$$

Avec : F_0 est la force de précontrainte utile d'un câble 12 T15S

$F_0 = 254.88 \text{ t}$ (cette valeur sera justifiée dans le chapitre 7)

IV-1-Calcul de moment de renversement :**IV-1-1-En situation temporaire de construction :**

$$M_R = 1.1 \cdot (G_{\max} - M_{\min}) + 1.25 \cdot (Q_{\text{PRC1max}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_{\text{PRA1}} + Q_w)$$

$$M_R = -7424,50827 \text{ t.m}$$

IV-1-2-En situation accidentelle de construction :

$$M_R = 1.1 \cdot (G_{\max} - M_{\min}) + (Q_{\text{PRC1max}} + Q_{\text{PRA2}} + Q_{\text{PRA1}} + F_A)$$

$$M_R = -7162,27602 \text{ t.}$$

$$\text{Alors : } M_R = \max (-7424,50827 \text{ et } 7162,27602)$$

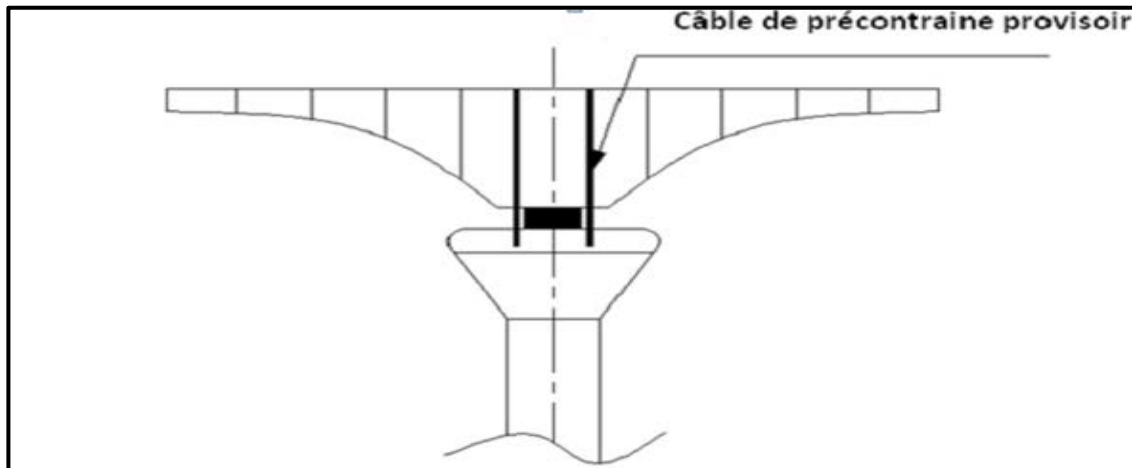
$$M_R = -7424,50827 \text{ t.}$$

IV-2-calcul de nombre de câble :

$$e = 2.52 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad F_p = \frac{7424,50827}{2.52} = 2946.24 \text{ t}$$

$$N = \frac{2946.24}{0.8 \times 254.88} = 16 \text{ câbles.}$$

Après solidarisation des fléaux entre eux, le joint sera libéré en supprimant le précontraint provisoire.



FigVI.5 : Schéma du précontraint provisoire.

V-Étude longitudinale en cours de service :

Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel **Robot Structural**.

V-1-Présentation du logiciel :

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

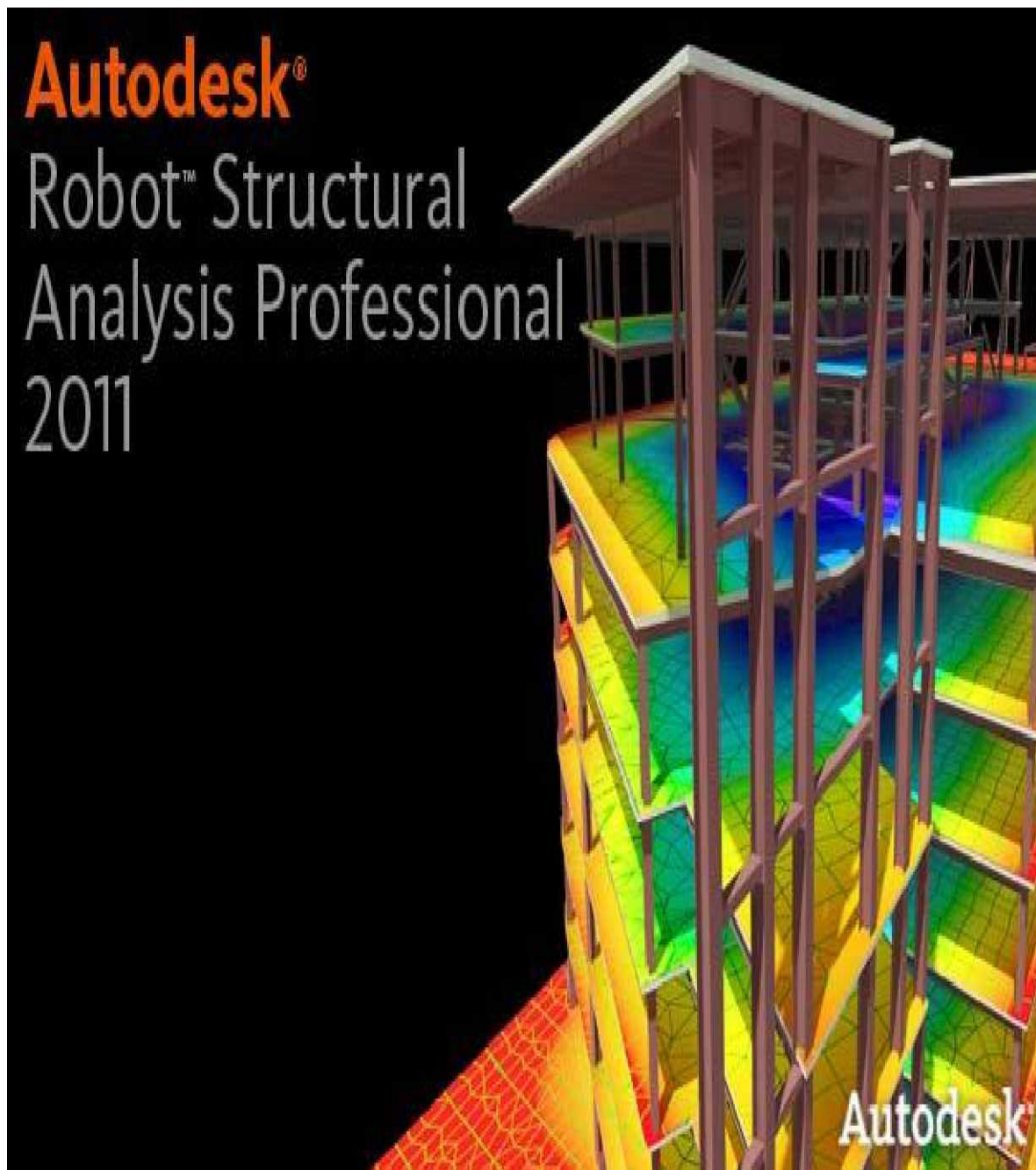
Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de Robot Structural pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

Robot Structural permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

Robot Structural peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

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

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



V-2-Principe de fonctionnement de logiciel robot :

Robot utilise Comme tous les logiciels de calcul des structures la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie d'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (Mf, Mt, N et T) et les déformées des éléments de structure.

❖ 1^{ère} étape :

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques (préférence) de l'affaire c'est-à-dire :

- Définition de la langue de travail.
- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités et du système métrique à utiliser.
- Définition des normes et règlement.

❖ 2^{ème} étape :

Le logiciel nécessite la définition de la structure :

- Définition de la grille de système d'axes.
- Définition des éléments verticaux.
- Définition des éléments horizontaux.
- Définition des points singuliers (particularités et vides éventuels).
- Définition des conditions d'appuis.

❖ 3^{ème} étape :

- Le logiciel nécessite la définition et l'application des chargements de la structure.
- Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structures noté comme des charges permanentes (pp).
- Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires(CCP)).
- Définition des charges d'exploitation (trafic).
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.

❖ 4ème étape :

Choix de type d'analyse de structure :

- Analyse sous charges permanente.
- Analyse sous les surcharges d'exploitation.
- Analyse modale.
- Analyse des contraintes.
- Analyse sismique.

❖ 5ème étape :

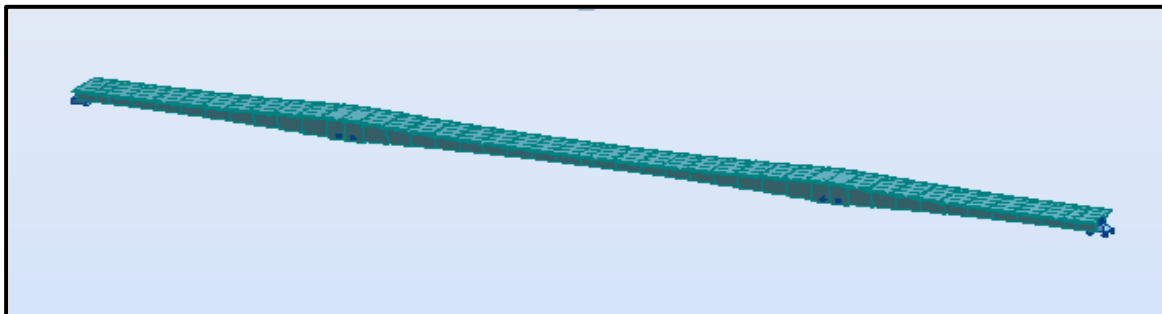
Définition des combinaisons de calcul et coefficients de pondération.

❖ 6ème étape :

Lancement de calcul.

❖ 7ème étape :

Affichage et édition éventuelle des résultats.



FigVI.6 : modèle 3D de Caisson.



FigVI.7 : Modèle de caisson en élément barre.

Chapitre : VII

Etude De La **Précontrainte**

I- Discussion des résultats :

Remarquons que ces résultats présentent des valeurs importantes de l'effort du moment fléchissent dans la flexion longitudinale.

Il apparait clairement que de tel effort ne peuvent être repris par les sections armées, c'est la justification de l'utilisation de la précontrainte.

II- Qu'est-ce que la précontrainte :**II-1- Début de la précontrainte :**

Dès les dernières années de XIX^e siècle, on commença à utiliser le béton armé, matériau composite où le béton reprend les efforts de compression et où les armatures en acier travaillent en traction. Mais comme le béton ne peut pas s'allonger autant que les armatures, des microfissures apparaissent à leur voisinage et il ne reprend que partiellement son état initial lorsque la charge est enlevée.

Ces microfissures sont des voies privilégiées d'entrée de l'eau dans la structure qui peut à terme entraîner des dommages graves à la structure.

Il revient à Eugène Freyssinet d'avoir l'idée de pré-comprimer le béton avant qu'il ne soit soumis à une charge le faisant travailler en flexion pour éviter l'apparition de ces fissures. Un brevet est déposé le 2 octobre 1928 définissant le principe même de la précontrainte et le procédé de mise en œuvre par pré-tension et fils adhérents.

Le principe est particulièrement adapté pour la fabrication des pièces de dimensions modestes.

Il utilise d'abord sa technique pour réparer et renforcer les ouvrages de la gare maritimes du Havre en 1934, puis les conduites d'eau de l'oued Fodda en Algérie en 1936.

Ce procédé éveille l'intérêt du directeur de l'entreprise Wayss et Freytag en Allemagne. Le premier pont en béton précontraint est ainsi construit en 1938, d'après les plans de Freyssinet en 1938 à Oelde sur l'autoroute de Dortmund à Hanover. Il fut suivi en 1941, d'un autre pont, sous autoroute, à une cinquantaine de kilomètres à l'est de Wrocław.

En 1939, Eugène Freyssinet invente le cône d'ancrage et le vérin de mise en tension. Il s'agit d'une avancée majeure qui va faciliter la mise en tension des armatures et permettre ainsi la précontrainte d'ouvrage de toutes sortes et de toutes dimensions. Ce type de précontrainte est appelé précontrainte par post-tension.

II-2 Définition de la précontrainte :

A aucun degré, le béton précontraint n'est du béton armé amélioré. Il n'a, avec le béton armé aucune frontière commune. E. Freyssinet, 1946

Dans la poutre en béton précontrainte, l'acier n'est pas une armature, c'est une force. Y. Guyon

II-3 Evolution :

Du domaine des ponts à poutres, puis ponts dalles, ponts à poutres préfabriquées, le principe de la précontrainte s'est étendu aux ponts poussés, aux ponts construits en encorbellement successifs, aux ponts suspendus, aux ponts à haubans.

D'autre part, le champ s'est élargi aux réservoirs, aux poteaux, tuyaux, dalles de planchers, tirants de voutes, tirants d'ancrages, portiques, radiers, réparations d'ouvrages...

II-4 classification de la précontrainte :

Il existe deux types :

II-4-1- Précontrainte par pré tension :

Dans ce type de précontrainte les armatures sont tendues avant bétonnage (dans des bancs de précontrainte) à l'aide de vérins entre deux massifs d'ancrage. Le béton frais est mis au contact des armatures. Lorsque il a acquis une résistance suffisantes, on libère la tension des câbles, qui se transmet au béton par adhérence et engendre par réaction sa mise en compression (les câbles détendus veulent reprendre leur longueur initiale, mais leur adhérence au béton empêche se raccourcissement et l'effort qu'il a fallu exercer pour les tendre se transmet au béton). Cette technique est uniquement appliquée à la préfabrication.

Ce type de précontrainte est réalisé par des armatures (câbles) mise en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis.

II-4-2- Précontrainte par post-tension :

La mise en tension par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- Des conduits(les plus utilisées sont des " gaines ") sont positionnées à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage.
- Les armatures sont enfilées dans les conduites après bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leur extrémités par des vérins et « ancrées » par des systèmes d'ancrages.
- Le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures).
- Les conduites sont injectées par un coulis de ciment(ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontraintes de la corrosion.

II-5 Qualités et défauts du béton précontraint :**II-5-1- Avantages :**

Comme principaux avantages du béton précontraint, on peut citer :

- Une meilleure utilisation de la matière puisque contrairement au béton armé, il n'y a pas de béton tendu "inutile" (tout au moins en classe I et II).
- Le béton situé autour des armatures de précontraintes est toujours comprimé, on limite ainsi sérieusement les risques de corrosion des aciers.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère, à force égale, que les aciers de béton armé.
- L'effort de précontrainte, agissant en sens inverse des charges extérieures, limite les déformées. On obtient ainsi une diminution des flèches des poutres et donc une diminution de leur hauteur.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage de deuxième phase : ponts construits avec des voussoirs préfabriqués posés en encorbellement successifs, fléau de couverture de stade (parc des Princes, stade olympique Montréal,).
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.

II-5-2- Inconvénient :

Comme inconvénient, on retiendra :

- La nécessité de fabriquer des bétons plus résistants, principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gains et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décintre ou décoffrer.
- Des calculs en général plus complexes que pour les ouvrages en béton armé.

III- Etude de la précontrainte de fléaux :

- Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales, pour cela on ne tient compte que des éléments essentiels, c'est dans cet esprit que nous ne ferons intervenir à ce stade ni les moments hyperstatiques de précontrainte, ni la redistribution des efforts dus au fluage du béton, ni les efforts dus à la température.
- Ces câbles créent des contraintes de traction dans les fibres supérieures, et des contraintes de compression dans les fibres inférieures. Donc les câbles de précontrainte doivent reprendre ces efforts en exerçant la contrainte suivante.

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{Pev'}{I}$$

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

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

P : La force de précontrainte.

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

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

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

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

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

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} - \frac{|M|}{I} v = 0$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{Pev'}{I} + \frac{|M|}{I} v' = 0$$

A la limite on aura :

$$P = \frac{\frac{|M|}{S} v}{1 + \frac{ev}{I}}$$

Où :

M : le moment fléchissant du au poids propre et les surcharges.

S : section droite du voussoir.

Dans cette dernière expression, **P** et **e** sont des inconnues, pour cela on doit fixer **e** et on détermine **P**.

➤ **Le nombre de câble est donné par :**

$$N = \frac{P}{0,8P_0}$$

P : la force de la précontrainte.

P₀ : effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15s peut créer.

Avec **P₀ = σ_{p0} x S**

$$\sigma_{p0} = \min(0,8F_{prg}, 0,9F_{peg}) = \min(1416, 1425) = 1416 \text{ Mpa}$$

Et : **F_{prg} = 1770 Mpa** pour un câble de 1T15s

F_{peg} = 1583 Mpa pour un câble de 1T15s

$$P_0 = 1416 \times 0,0018 = 2,5488 \text{ MN} = 254,88 \text{ t}$$

Pour les caractéristiques de câble voir **chapitre (3) (caractéristique des matériaux)**.

III-1 Répartition des câbles dans les voussoirs :

La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter au moins un câble dans chaque voussoir, pour éviter le phénomène de torsion : on doit arrêter un nombre pair de câble par caisson.

Soit le nombre de câbles nécessaire pour le voussoir **i** :

$$N_i = \frac{P_i}{0,8P_0} \text{ et } P_i = \frac{\frac{|M_i|}{S_i} v_i}{1 + \frac{ev_i}{I_i}}$$

e = v - d, on prend l'enrobage **d = 0,20 m**



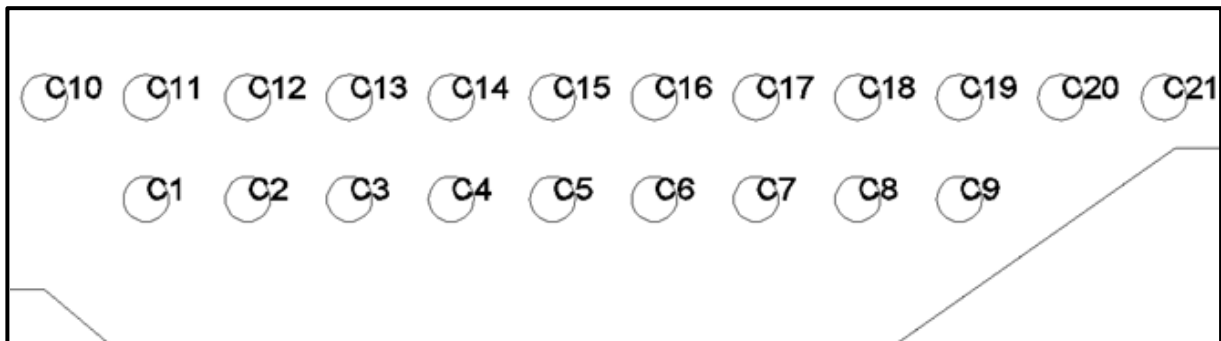
e = v - 0,2

Grace à la symétrie des deux fléaux, on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

voussoirs	M (m.t)	S (m2)	v (m)	I(m4)	e (m)	P (t)	NCâble	N réel
0	-33228,52	12,85	2,48	53,29	2,28	8407,58	41,2	42
3,75	-28228,79	11,79	2,20	41,16	2,0003	7869,85	38,5	40
8,75	22313,42	10,85	1,95	31,89	1,7548	6848,76	33,5	34
13,75	-17198,07	10,04	1,74	24,87	1,5433	5802,99	28,4	30
18,75	-12826,34	9,35	1,56	19,60	1,3659	4743,44	23,2	24
23,75	-9149,31	8,79	1,41	15,73	1,2125	3691,64	18,1	20
28,75	-6125,62	8,36	1,30	12,93	1,1033	2675,08	13,1	14
33,75	-3721,41	8,04	1,21	10,97	1,0181	1740,97	8,53	10
38,75	1910,36	7,86	1,16	9,69	0,9670	943,96	4,62	6
43,75	-673,64	7,80	1,15	8,97	0,95	345,42	1,69	4
48,75	0	7,80	1,15	8,74	0,95	0	0	0

TableauVII1 : calcul de nombre de câbles pour chaque voussoir.



FigVII1: Disposition des câbles dans le voussoir.

III-2 -Tracés des câbles de fléau :

Les câbles de fléaux accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câble doit être égal dans chaque âme.

III-2-1- Etude de tracé en élévation :

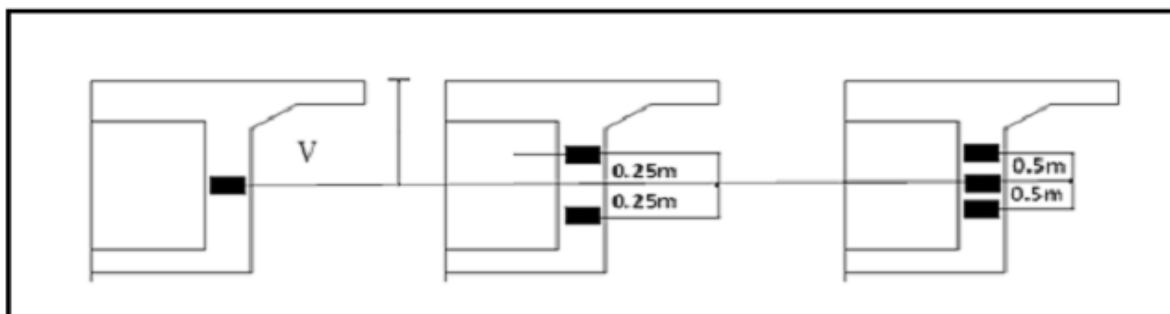
Après avoir déterminé les câbles de fléaux nécessaires au niveau de chaque section, on étudiera le tracé des câbles en élévation et pour cela on a besoin d'un tableau qui nous résume non seulement le nombre de câbles mais aussi le nombre des câbles arrêtés par âme.

X (m)	0	3,75	8,75	13,75	18,75	23,75	28,75	33,75	38,75	43,75	48,75
N ^{bre} de câble	42	40	34	30	24	20	14	10	6	4	0
N ^{bre} de câble/âme	21	20	17	15	12	10	7	5	3	2	0
N ^{bre} de câble arrêtés/âme	0	1	3	2	3	2	3	2	2	1	2

TableauVII.2 : câble de fléau arrêté par âme.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de **0,5m** entre les axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de préférence on l'ancrera au niveau du centre de gravité de la section.



FigVII.2 : Encreage des câbles au niveau de l'âme.

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique d'équation :

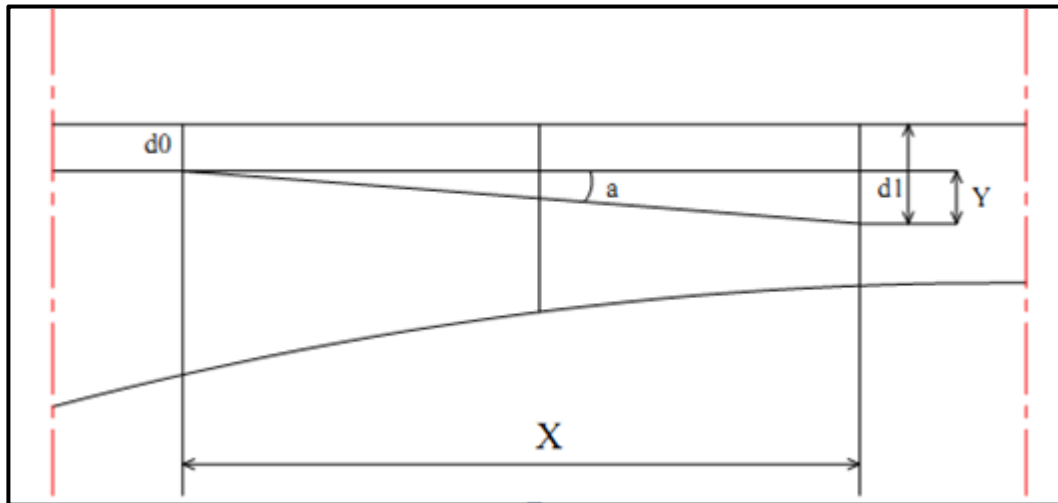
$$d(x)=d_0+ (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

- L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R=(X^2/Y)$$

- $R_{\min}= 6m$ (rayon minimal de courbure)
- L'inclinaison des câbles par rapport l'horizontale :

$$Tg \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{2Y}{X}$$



FigVII3 : Tracé de câble en élévation.

❖ Etude de câblage de voussoir sur pile :

Dans ce voussoir on arrête deux câbles, soit un par âme.

Le câble est arrêté dans la section ($X=3,75\text{m}$) c'est-à-dire à la fin du $\frac{1}{2}$ VSP.

$$X = 3,75\text{m}$$

$$V = 2,48\text{m}$$

$$d0 = 0,38\text{m}$$

$d1 = V = 2,48\text{ m}$ (s'il y a deux câbles dans un même voussoir, on aura $d1 = V - 0,25$ pour l'un, et $d1 = V + 0,25$ pour l'autre, donc en total, ce sera une distance de 50 cm entre les axes des deux câbles).

$$Y = d1 - d0 = 2,48 - 0,38 = 2,10\text{ m}$$

$$R = X^2/2Y = (3,75)^2/2 \times 2,1 = 3,35\text{ m} < R_{\min}$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R \geq 6\text{m} \quad \Rightarrow \quad (3,75)^2/2Y \geq 6$$

$$Y \leq 1,17\text{ m}$$

On prend $Y = 1\text{m}$

$$d1 = Y + d0 = 1 + 0,38 = 1,38\text{ m}$$

$$R = (3,75)^2/2 = 7,03$$

$$\text{Tga} = 2Y/X = 2/3,75 = 0,53$$

$$\alpha = 28,07^\circ$$

L'équation de la parabole :

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

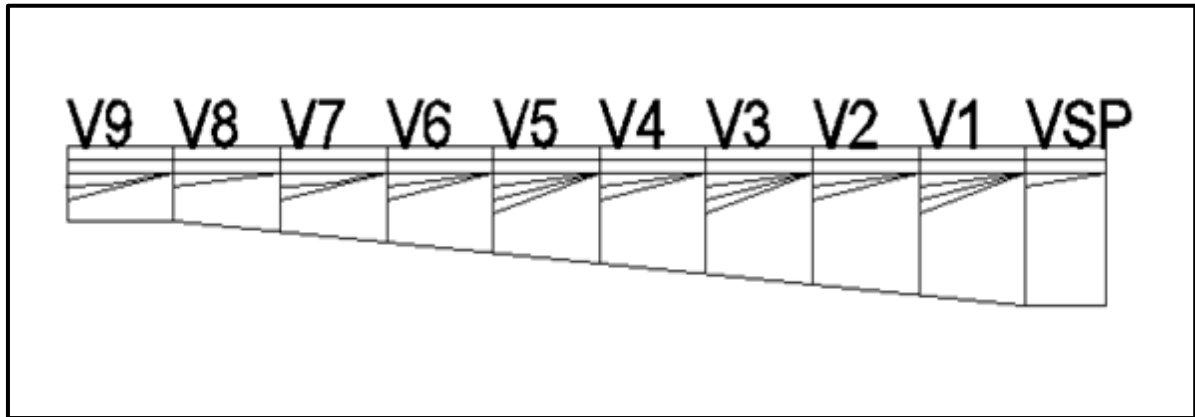
$$d(x) = 0,38 + (1,38 - 0,38) X^2 / (3,75)^2$$

$$d(x) = 0,38 + 0,071X^2$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

N de voussoir	N de câble	X (m)	V (m)	d0 (m)	d1 (m)	Y (m)	R (m)	α°	Eq. de la courbure
VSP	1	3,75	2,48	0,38	1,38	1	7,03	28,07	$0,38 + 0,071 X^2$
V1	2	5	2,2	0,38	1,95	1,57	7,961	32,12	$0,38 + 0,062 X^2$
	3	5	2,2	0,38	2,2	1,82	6,868	36,05	$0,38 + 0,072 X^2$
	4	5	2,2	0,38	2,45	2,07	6,038	39,62	$0,38 + 0,082 X^2$
V2	5	5	1,95	0,38	1,7	1,32	9,469	27,83	$0,38 + 0,052 X^2$
	6	5	1,95	0,38	2,2	1,82	6,868	36,05	$0,38 + 0,072 X^2$
V3	7	5	1,74	0,38	1,49	1,11	11,261	23,94	$0,38 + 0,044 X^2$
	8	5	1,74	0,38	1,74	1,36	9,191	28,54	$0,38 + 0,054 X^2$
	9	5	1,74	0,38	1,99	1,61	7,763	32,78	$0,38 + 0,064 X^2$
V4	10	5	1,57	0,38	1,32	0,94	13,297	20,6	$0,38 + 0,037 X^2$
	11	5	1,57	0,38	1,82	1,44	8,68	29,94	$0,38 + 0,057 X^2$
V5	12	5	1,41	0,38	1,16	0,78	16,025	17,33	$0,38 + 0,031 X^2$
	13	5	1,41	0,2	1,41	1,21	10,33	25,82	$0,2 + 0,048 X^2$
	14	5	1,41	0,2	1,66	1,46	8,561	30,28	$0,2 + 0,058 X^2$
V6	15	5	1,3	0,2	1,05	0,85	14,705	18,77	$0,2 + 0,034 X^2$
	16	5	1,3	0,2	1,55	1,35	9,259	28,36	$0,2 + 0,054 X^2$
V7	17	5	1,22	0,2	0,97	0,77	16,233	17,11	$0,2 + 0,03 X^2$
	18	5	1,22	0,2	1,47	1,27	9,842	26,93	$0,2 + 0,05 X^2$
V8	19	5	1,17	0,2	1,17	0,97	12,886	21,2	$0,2 + 0,038 X^2$
V9	20	5	1,15	0,2	0,9	0,7	17,857	15,64	$0,2 + 0,028 X^2$
	21	5	1,15	0,2	1,4	1,2	10,416	25,64	$0,2 + 0,048 X^2$

TableauVII3 : Tracé en élévation des câbles.



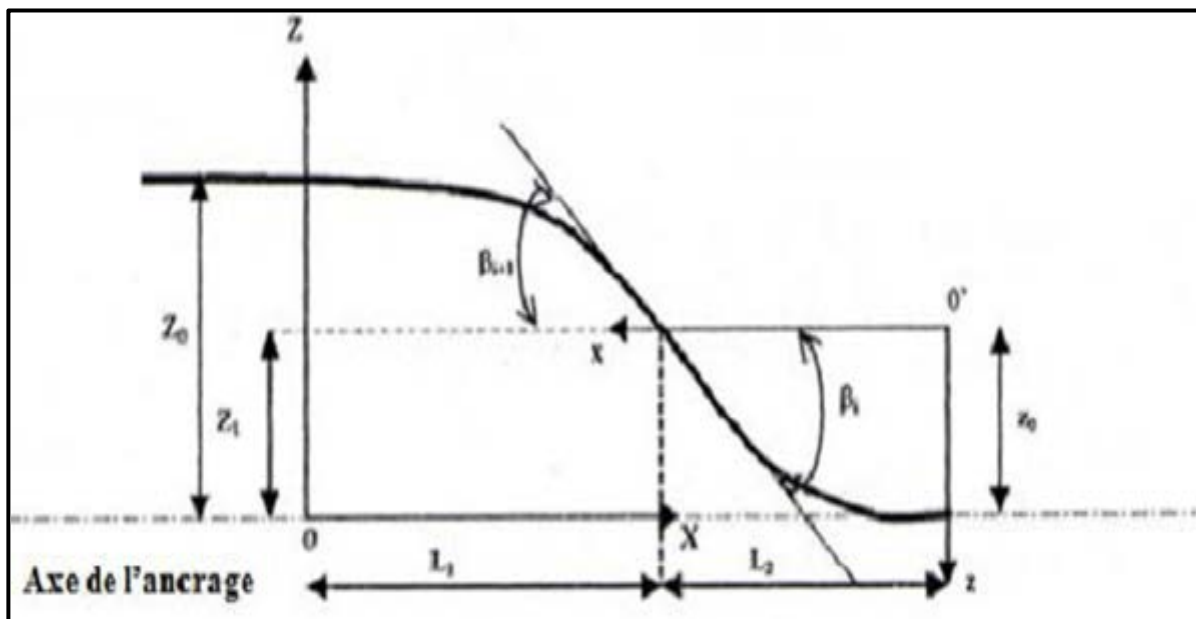
FigVII4 : tracé en élévation des câbles.

III-2-2- Tracé en plan des câbles :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbure : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S ».

Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40cm du fait que l'encrage se fait dans l'âme.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.



FigVII.5 : câblage en plan.

La courbure est obtenue par la continuité de 2 paraboles d'équation :

$$Z_i(X) = Z_0 - (Z_0 - Z_1) (X/L_1)^2 \text{ dans le repère } (O.X.Y)$$

$$Z_i(X) = Z_0 - (Z_0) (X/L_2)^2 \text{ dans le repère } (O'.X.Y)$$

- Le rayon de courbure :

$$R_{i+1} = (L)^2 / 2(Z_0 - Z_1)$$
- L'inclinaison : $Tg(\beta) = \frac{2(Z_0 - Z_1)}{L}$

Les résultats se trouvent dans le tableau suivant :

N de voussoir	N de câble	L	L1	L2	Z0	Z1	R	βi	EQ de la 1ère courbure
VSP	1	3,75	1,875	1,875	-0,72	-0,36	-6,88	-21	-0,72 + 0,1X2
V1	2	5	2,5	2,5	-0,54	-0,27	-11,57	-12,19	-0,54 + 0,04 X2
	3	5	2,5	2,5	-0,36	-0,18	-17,36	-8,19	-0,36 + 0,02 X2
	4	5	2,5	2,5	-0,18	-0,09	-34,72	-4,19	-0,18 + 0,01 X2
V2	5	5	2,5	2,5	0	0	∞	0	0
	6	5	2,5	2,5	0,18	0,09	34,72	4,19	0,18 - 0,01 X2
V3	7	5	2,5	2,5	0,36	0,18	17,36	8,19	0,36 - 0,02 X2
	8	5	2,5	2,5	0,54	0,27	11,57	12,19	0,54 - 0,04 X2
	9	5	2,5	2,5	0,72	0,36	8,68	16,06	0,72 - 0,05 X2
V4	10	5	2,5	2,5	-0,9	-0,45	-6,94	-19,8	-0,9 + 0,07 X2
	11	5	2,5	2,5	-0,72	-0,36	-8,68	-16,06	-0,72 + 0,05 X2
V5	12	5	2,5	2,5	-0,54	-0,27	-11,57	-12,19	-0,54 + 0,04 X2
	13	5	2,5	2,5	-0,36	-0,18	-17,36	-8,19	-0,36 + 0,02 X2
	14	5	2,5	2,5	-0,18	-0,09	-34,72	-4,19	-0,18 + 0,01 X2
V6	15	5	2,5	2,5	0	0	∞	0	0
	16	5	2,5	2,5	0,18	0,09	34,72	4,19	0,18 - 0,01 X2
V7	17	5	2,5	2,5	0,36	0,18	17,36	8,19	0,36 - 0,02 X2
	18	5	2,5	2,5	0,54	0,27	11,57	12,19	0,54 - 0,04 X2
V8	19	5	2,5	2,5	0,72	0,36	8,68	16,06	0,72 - 0,05 X2
V9	20	5	2,5	2,5	0,9	0,45	6,94	19,8	0,9 - 0,07 X2
	21	5	2,5	2,5	1,08	0,54	5,78	23,36	1,08 - 0,08 X2

TableauVII.4 : tracée en plan des câbles de fléau.

IV- Etude de la précontrainte de continuité :

Les câbles de continuité se sont des câbles disposés au niveau de la membrure inférieure, ils sont soit relevés dans les âmes et ancrés dans l'hourdis inférieure (ancrés dans les bossages au-dessus de celui-ci).

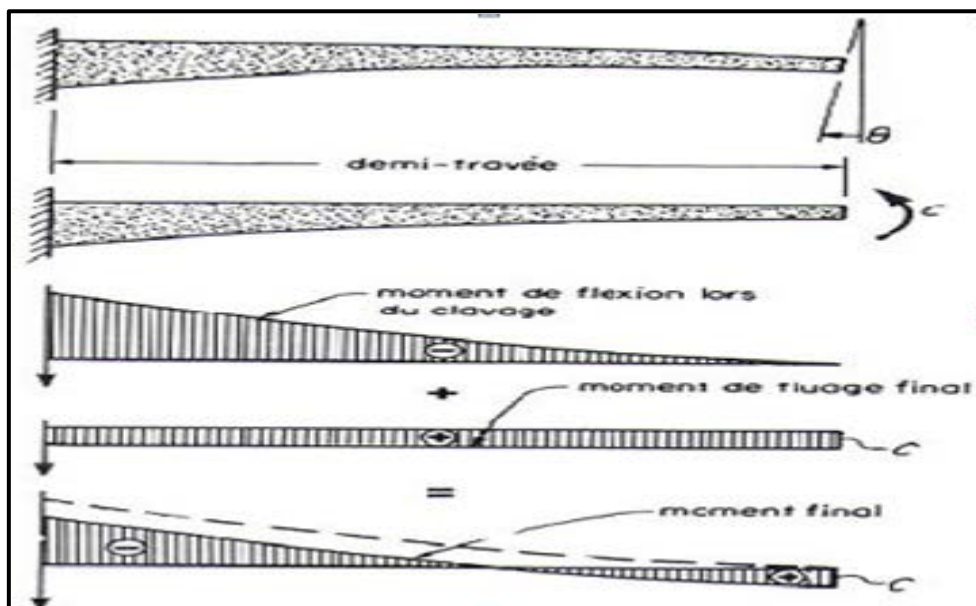
Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison :
 $G + 1,2 A(L) + 1,2 ST + 0,5 \Delta T + FL$

Avec : G : poids propre de tablier.
 $A(L)$: surcharge routière dominante.
 ST : surcharge de trottoir.
 ΔT : gradient thermique.
 FL : effet de fluage.

❖ Effet de fluage :

Les ouvrages érigés selon un système isostatique qui devient hyperstatique en fin de construction sont soumis à des efforts de fluage. Le phénomène est simple à comprendre mais difficile à prédire. Si le système restait isostatique, les déformations dues à la charge permanente continueraient à croître librement. Cet accroissement dans le temps est dû au fluage du béton. Lorsqu'on réalise la continuité, on crée des liaisons surabondantes qui restreignent cet accroissement des déformations du au fluage, ce qui engendre des efforts.

Dans les ouvrages construits par encorbellements les rotations aux extrémités des consoles ne sont plus libres de se produire après le clavage. Le moment à la section de clavage du au poids propre est nul lorsqu'on réalise la continuité. En fait tout se passe comme si on appliquait un couple de flexion concentré au bout des consoles pour annuler l'augmentation de la rotation causée par le fluage, après clavage. Ce couple fictif modifie le diagramme des efforts de poids propre car il apparait un moment de flexion positif qui augmente la valeur du moment positif à la section de clavage et réduit le moment négatif sur appuis.



Afin d'avoir la valeur approximative de ce moment, on se réserve une marge de **1MPa** sur la contrainte en fibre inférieure à la section à la clé (cas de pont construit avec des voussoirs préfabriqués).

$$M_{flu} = \frac{I}{V'} \sigma_{flu}$$

N.B : des tableaux récapitulatifs, en annexe, donnent des détails concernant le moment du fluage.

❖ **Calcul de l'effort de la précontrainte :**

$$N_i = \frac{Pi}{0,8P_0} \quad \text{avec} \quad Pi = \frac{\frac{|M_i|}{I_i} v' i}{\frac{1}{S_i} + \frac{e v' i}{I_i}}$$

➤ **Exemple de calcul pour le moment à l'abscisse x=38,75 :**

M = 2896,46 t.m, et (S = 8,04 m², i = 10,97 m⁴, V' = 1,93 m, e = 1.01 m).

$$p = \frac{\left(\frac{2896.46 \times 1.93}{10.97} \right)}{\left(\frac{1}{8.04} \right) + \left(\frac{1.93 \times 1.01}{10.97} \right)} = 1188,55 \text{ t.}$$

$$N = \frac{p}{0.8P_0} = \frac{2323,64}{0.8 \times 254,88} = 5,82.$$

Donc **N= 6 câbles.**

Le tableau suivant illustre les résultats obtenus pour chaque voussoir de la première travée de notre ouvrage (partie construite par encorbellement successif).

V	X (m)	M (t.m)	v' (m)	I(m ⁴)	S (m ²)	e(m)	P (t)	N	NRéel
Vp	0	-25339,23	3,52	53,29	12,85	3,32	/	/	
	3,75	-20170,62	3,52	53,29	12,85	3,32	/	/	
v1	8,75	-14196,46	3,17	41,16	11,79	2,97	/	/	
v2	13,75	-9150,44	2,86	31,89	10,85	2,66	/	/	
v3	18,75	-5091,31	2,59	24,87	10,04	2,39	/	/	
v4	23,75	-1858,21	2,36	19,6	9,35	2,16	/	/	
v5	28,75	491,35	2,18	15,73	8,79	1,98	175,42	0,85	2
v6	33,75	2083,83	2,03	12,93	8,36	1,83	803,97	3,94	4
v7	38,75	2896,46	1,93	10,97	8,04	1,73	1188,55	5,82	6
v8	43,75	2926,2	1,87	9,69	7,86	1,67	1256,27	6,15	8
v9	48,75	2086,2	1,85	8,97	7,8	1,65	918,37	4,5	6
vc	51,25	1475,7	1,85	8,74	7,8	1,65	654,21	3,2	4
v sur cintre	53	680,31	1,85	8,74	7,8	1,65	301,59	1,47	2
	55	0	/	/	/	/	/	/	

TableauVII.5 : Câble de continuité pour les deux travées de rive.

Le tableau suivant donne le nombre de câble de continuité dans la travée centrale :

V	X (m)	M (t.m)	V' (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (t)	N calculé	N réel
Vp	0	-28325,6	3,52	53,29	12,85	3,32	/	/	/
	3,75	-23601,2	3,52	53,29	12,85	3,32	/	/	/
v1	8,75	-15574,1	3,17	41,16	11,79	2,97	/	/	/
v2	13,75	-9626,19	2,86	31,89	10,85	2,66	/	/	/
v3	18,75	-4491,83	2,59	24,87	10,04	2,39	/	/	/
v4	23,75	-211,78	2,36	19,6	9,35	2,16	/	/	/
v5	28,75	3326,34	2,18	15,73	8,79	1,98	1187,6	5,822	6
v6	33,75	6056,82	2,03	12,93	8,36	1,83	2336,82	11,46	12
v7	38,75	8113,7	1,93	10,97	8,04	1,73	3329,43	16,32	18
v8	43,75	9359,583	1,87	9,69	7,86	1,67	4018,25	19,7	20
v9	48,75	9941,52	1,85	8,97	7,8	1,65	4376,39	21,45	22
vc	51,25	9958,34	1,85	8,74	7,8	1,65	4414,77	21,64	22
v9	56,25	9941,52	1,85	8,97	7,8	1,65	4376,39	21,45	22
v8	61,25	9376,53	1,87	9,69	7,86	1,67	4025,53	19,73	20
v7	66,25	8143,76	1,93	10,79	8,04	1,73	3357,75	16,46	18
v6	71,25	6100,23	2,03	12,93	8,36	1,83	2353,57	11,54	12
v5	76,25	3383,1	2,18	15,73	8,79	1,98	1207,86	5,921	6
v4	81,25	-141,56	2,36	19,6	9,35	2,16	/	/	/
v3	86,25	-4408,6	2,59	24,87	10,04	2,39	/	/	/
v2	91,25	-9530,4	2,86	31,89	10,85	2,66	/	/	/
v1	96,25	-15464	3,17	41,16	11,79	2,97	/	/	/
Vp	100	-27220,0	3,52	53,29	12,85	3,32	/	/	/

Tableau VII.6 : Câble de continuité pour la travée centrale.

❖ Tracé des câbles de continuité :

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

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

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

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

V-Calcul des pertes de tension de précontrainte pour les câbles de fléau :

En général, on désigne par «perte de précontrainte» : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Le calcul se fait phase par phase, nous évaluons ainsi le manque de tension dans les deux sections extrêmes de chaque voussoir relatif à chaque avancée.

L'origine d'un déficit de précontrainte est essentiellement due à deux facteurs :

- D'une part, à court terme, la difficulté d'assurer une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entraînant fréquemment une majoration des frottements, de telles majorations sont aussi constatées au niveau des zones où les câbles sont soumis à de faibles rayons de courbure.
- D'autre part, à long terme, la redistribution par fluage peut s'avérer plus importante que celle calculée par des formules empiriques ou forfaitaires, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité.

On en conclut donc que les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories : pertes instantanées et perte différées.

V-1- les pertes instantanées :

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes par raccourcissement du béton

V-1-1- pertes par frottement :

Lors de la mise en tension, il en résulte un frottement entre les armatures de précontrainte et les gaines réduisant progressivement la tension des câbles à partir de leur extrémité active.

Dans la section d'abscisse x , la perte de tension par frottement vaut :

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

Avec :

α : la variation d'angle entre deux points où on calcule les pertes.

f : coefficient de frottement du câble $f=0,18$

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur. $\varphi=0,002$

Les résultats des différentes pertes par frottements sont résumés dans le tableau suivant :

N de voussoir	N de câble	α°	β°	$\alpha^\circ + \beta^\circ$	$\alpha^\circ + \beta^\circ$ rad	$(0,18\alpha + 0,002x)e$	$\Delta\sigma_{P0}(x)$
VSP	1	28,07	-21	7,07	0,12	0,97	41,43
V1	2	32,12	-12,19	19,93	0,34	0,92	108,97
	3	36,05	-8,19	27,86	0,48	0,9	141,11
	4	39,62	-4,19	35,43	0,61	0,87	171,06
V2	5	27,83	0	27,83	0,48	0,89	153,68
	6	36,05	4,19	40,24	0,7	0,85	201,92
V3	7	23,94	8,19	32,13	0,56	0,87	183
	8	28,54	12,19	40,73	0,71	0,84	215,85
	9	32,78	16,06	48,84	0,85	0,82	246,02
V4	10	20,6	-19,8	0,8	0,01	0,95	69,075
	11	29,94	-16,06	13,88	0,24	0,91	123,27
V5	12	17,33	-12,19	5,14	0,08	0,92	100,52
	13	25,82	-8,19	17,63	0,3	0,89	151,11
	14	30,28	-4,19	26,09	0,45	0,86	184,27
V6	15	18,77	0	18,77	0,32	0,88	168,17
	16	28,36	4,19	32,55	0,56	0,84	221,02
V7	17	17,11	8,19	25,3	0,44	0,85	205,66
	18	26,93	12,19	39,12	0,68	0,81	257,06
V8	19	21,2	16,06	37,26	0,64	0,81	261,87
V9	20	15,64	19,8	35,44	0,61	0,81	266,81
	21	25,64	23,36	49	0,85	0,77	314,71
σ							3786,69

Tableau VII.7: Pertes par frottement.

V-1-2-Perte par recul d'ancrage :

Lors du blocage des armatures de précontrainte par le système d'ancrage (clavette), il se produit toujours un léger raccourcissement des armatures entraînant une chute de tension. Celle-ci est fonction de système d'ancrage.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

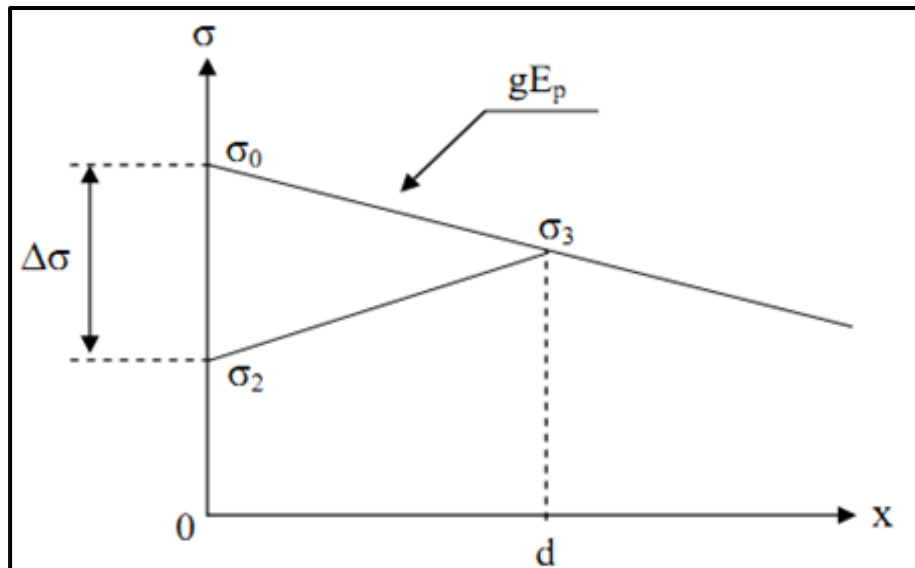
σ_{p0} : contrainte initiale.

σ_2 : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = \frac{1}{E_p} \int \Delta\sigma dx$

E_p : module d'élasticité des aciers = 190000 MPa selon de BPEL91.



FigVII.6 : action du glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier.

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma = 2 \cdot d \cdot k$$

$$\text{Avec : } d = \sqrt{\frac{g \cdot X \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot X \cdot k}}$$

- $d > x$ il faut tendre le câble par ces deux extrémités afin d'obtenir des tensions supérieure à celle du cas où le câble serait tendu par une seule extrémité.
- $d \leq x$ il faut tendre le câble par une seule extrémité car cela donne des tensions plus élevées.

Tel que : $K = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$

$$g = 6 \text{ mm}$$

N de voussoir	N de cable	x	α rad	k	d	$\Delta\sigma$
VSP	1	3,75	0,48	0,02550395	5,61	0,28
V1	2	8,75	0,56	0,013	7,71	0,2
	3	8,75	0,62	0,014	7,34	0,21
	4	8,75	0,69	0,016	7,04	0,22
V2	5	13,75	0,48	0,008	9,81	0,16
	6	13,75	0,62	0,01	8,87	0,18
V3	7	18,75	0,41	0,006	11,57	0,13
	8	18,75	0,49	0,006	10,89	0,14
	9	18,75	0,57	0,007	10,36	0,15
V4	10	23,75	0,35	0,004	13,05	0,12
	11	23,75	0,52	0,005	11,62	0,13
V5	12	28,75	0,3	0,003	14,38	0,11
	13	28,75	0,45	0,004	12,92	0,12
	14	28,75	0,52	0,005	12,31	0,13
V6	15	33,75	0,32	0,003	14,65	0,1
	16	33,75	0,49	0,004	13,17	0,12
V7	17	38,75	0,29	0,003	15,41	0,1
	18	38,75	0,46	0,004	13,87	0,11
V8	19	43,75	0,36	0,003	15,12	0,1
V9	20	48,75	0,27	0,003	16,36	0,09
	21	48,75	0,44	0,003	14,84	0,1
$\Delta\sigma$ totale						3,12

TableauVII.8 : Pertes par recul d'ancrage.

V-1-3-Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

Cette perte est due principalement au non simultané de la mise en tension des câbles. Pour les estimer le BPEL propose la formule suivante :

$$E_p = \sum \frac{k \Delta \sigma_{bj}}{E_{lj}}$$

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

En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformations instantanées du béton peut généralement être obtenue en la prenant égale à : $E_p = 6k\sigma_b$

Avec :

- σ_b : désignant la contrainte finale du béton.
- $K = \frac{n-1}{2n}$, n : nombre de câbles.

❖ **Application :**

Dans notre cas on a 21 câbles.

$$K = \frac{21-1}{40} = 0,5$$

$$E_p = 6 \cdot 0,5 \cdot 35 = 105 \text{ MPa}$$

Donc les pertes instantanées pour les câbles de fléau sont égales à :

$$\Delta\sigma_{\text{ins}} = 105 + 3,12 + 3786,69 = 3894,84 \text{ MPa}$$

V-2-Calcul des pertes différées :**V-2-1-Pertes dues au retrait de béton :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, qui est dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage de béton.

Selon le B.P.E.L.91, les pertes par le retrait et le fluage à temps infini se calculent à travers la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \xi_r E_p$$

ξ_r : le retrait final du béton pour un climat humide.

$$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$$

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

V-2-2-Pertes dues au fluage de béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ξ à la mise en charge, on constate que la déformation total augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

La différence de contrainte développée par le fluage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_M + \sigma_\infty)$$

Avec :

σ_M : contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_∞ : contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

En considérant $\sigma_\infty \leq 1,5 \sigma_M$

$$\Delta\sigma_{fl} = (2,5 \sigma_M) \frac{Ep}{E_{ij}} \text{ avec } \sigma_M = (P/S) + (P/I)e^2 - (M/I)e.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

X	voussoirs	N de câble	P (t)	S (m ²)	I (m ⁴)	e (m)	M (t.m)	σ_m	$\Delta\sigma$
3,75	vsp	1	8407,58	12,85	53,29	2,28	33228,528	0,527	6,96
8,75	v1	2	7869,85	11,79	41,16	2	28228,796	0,606	8,008
		3	7869,85	11,79	41,16	2	28228,796	0,606	8,008
		4	7869,85	11,79	41,16	2	28228,796	0,606	8,008
13,75	v2	5	6884,76	10,854	31,897	1,75	22313,422	0,713	9,4177
		6	6884,76	10,854	31,897	1,75	22313,422	0,713	9,417
18,5	v3	7	5802,99	10,044	24,87	1,54	17198,078	0,662	8,748
		8	5802,99	10,044	24,87		17198,078	0,662	8,748
		9	5802,99	10,044	24,87	1,54	17198,078	0,662	8,7486
23,75	v4	10	4743,44	9,3586	19,609	1,36	12826,343	0,647	8,544
		11	4743,44	9,3586	19,609	1,36	12826,34	0,647	8,544
28,75	v5	12	3691,64	8,7975	15,73	1,21	9149,317	0,594	7,842
		13	3691,64	8,7975	15,73	1,21	9149,317	0,594	7,842
		14	3691,64	8,7975	15,73	1,21	9149,317	0,594	7,842
33,75	v6	15	2675,08	8,3611	12,9301	1,1	6125,626	0,49	6,48
		16	2675,08	8,3611	12,93	1,1	6125,626	0,49	6,48
38,75	v7	17	1740,97	8,0493	10,975	1,01	3721,417	0,355	4,687
		18	1740,97	8,0493	10,975	1,01	3721,417	0,355	4,687
43,75	v8	19	943,9638	7,8623	9,6961	0,96	1910,361	0,205	2,716
48,75	v9	20	345,4296	7,8016	8,9734	0,95	673,6499	0,077	1,016
		21	345,4296	7,8016	8,9734	0,95	673,6499	0,077	1,016
Totale									143,77

TableauVII.9 : Pertes dues au fluage.

V-2-3-Pertes dues à la relaxation de l'acier :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît dans les aciers à haute limite élastique utilisées en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, **RN**.
- à très basse relaxation, **TBR**.

Dans notre cas on utilise des **TBR**, $\rho_{1000}=2.5\%$ relaxation des aciers à 1000h en %.

Les pertes par relaxations sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{ra} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_i \times \rho_{1000}$$

Avec : σ_i : la tension initiale de l'acier, après pertes instantanées = $\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}$.

σ_0 : tension à l'origine.

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.

μ_0 : coefficient pris égale à :

- 0,43 pour les aciers **TBR**.
- 0,30 pour les aciers **RN**.
- 0,35 pour les autres aciers. Les résultats sont dans le tableau suivant :

X	voussoir	N de câble	σ_0 (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)
3,75	Vsp	1	1416	146,71	1269,29	54,66
8,75	v1	2	1416	214,17	1201,83	44,88
		3	1416	246,32	1169,68	40,5
		4	1416	276,28	1139,72	36,56
13,75	v2	5	1416	258,84	1157,16	38,83
		6	1416	307,1	1108,9	32,68
18,5	v3	7	1416	288,13	1127,87	35,05
		8	1416	320,99	1095,01	30,98
		9	1416	351,17	1064,83	27,4
23,75	v4	10	1416	174,195	1241,805	50,58
		11	1416	228,4	1187,6	42,92
28,75	v5	12	1416	205,63	1210,37	46,08
		13	1416	256,23	1159,77	39,18
		14	1416	289,4	1126,6	34,89
33,75	v6	15	1416	273,27	1142,73	36,95
		16	1416	326,14	1089,86	30,36
38,75	v7	17	1416	310,76	1105,24	32,23
		18	1416	362,17	1053,83	26,14
43,75	v8	19	1416	366,97	1049,03	25,59
48,75	v9	20	1416	371,9	1044,1	25,04
		21	1416	419,81	996,19	19,84
$\Delta\sigma(Totale)$						751,45

TableauVII.10 : Pertes dues à la relaxation de l'acier.

❖ Pertes différées totale :

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par le coefficient (5/6= 0,83).

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{ra} + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{dif} = 38 + 143,77 + 5/6 \times 751,45 = \mathbf{807,98 \text{ MPa}}$$

❖ **Conclusion :**

La perte total du aux pertes instantanées et perte différées égale à :

$$3894,84 + 807,98 = 4702,82 \text{ MPa}$$

Donc on a un pourcentage de perte égale à :

$$100 \times \frac{4702,82}{21 \times 1416} = 15,81 \% < 20\%$$

Donc, on gardera le nombre de câble précédent 21 câbles de 12T15.

VI-Vérification des contraintes :

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

On distingue deux phases :

VI-1-Phase de construction :

Dans cette étape on doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{M_{xv}}{I} - \frac{P.e.v}{I} \leq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{M_{xv}}{I} + \frac{P.e.v}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

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

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par l'application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.

v : Distance de centre de gravité à la fibre supérieure.

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

$\bar{\sigma}_{bt}$: 0 Mpa car l'ouvrage est justifié en classe I.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression = $0,6 F_{c28} = 21 \text{ MPa}$.

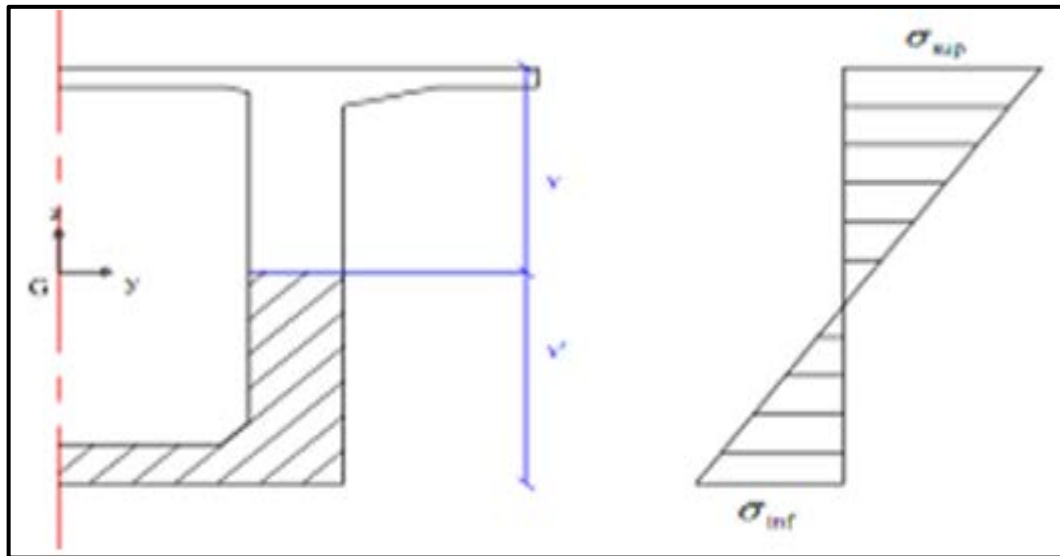


Fig7 : Diagramme des contraintes.

❖ Vérification des contraintes supérieure :

X	M	I	S	V	e	P	σ_{sup}	vérification
0	33228,53	53,29	12,85	2,48	2,28	8568	0,29	✓
3,75	28228,8	41,16	11,79	2,2	2,00	8160	0,55	✓
8,75	22313,42	31,89	10,855	1,95	1,75	6936	0,18	✓
13,75	17198,08	24,87	10,044	1,74	1,54	6120	0,66	✓
18,75	12826,34	19,6	9,3586	1,56	1,36	4896	0,34	✓
23,75	9149,317	15,73	8,7975	1,41	1,21	4080	0,87	✓
28,75	6125,626	12,93	8,3611	1,3	1,10	2856	0,42	✓
33,75	3721,418	10,97	8,0493	1,21	1,01	2040	0,72	✓
38,75	1910,361	9,696	7,8623	1,16	0,96	1224	0,687	✓
43,75	673,6499	8,97	7,8016	1,15	0,95	816	1,17	✓
48,75	0	8,74	7,8005	1,15	0,95	0	/	/

TableauVII.11 : Vérification des contraintes supérieure dans la phase de construction.

❖ Vérification des contraintes inférieure :

X	M	I	S	V'	e	p	σ_{inf}	vérification
0	33228,53	53,29	12,85	3,52	3,32	8568	9,82	✓
3,75	28228,8	41,16	11,79	3,17	2,97	8160	9,99	✓
8,75	22313,42	31,897	10,85	2,86	2,66	6936	9,85	✓
13,75	17198,08	24,871	10,04	2,59	2,39	6120	8,77	✓
18,75	12826,34	19,61	9,35	2,36	2,16	4896	7,94	✓
23,75	9149,317	15,73	8,79	2,18	1,98	4080	6,12	✓
28,75	6125,626	12,93	8,36	2,03	1,83	2856	4,82	✓
33,75	3721,418	10,976	8,049	1,93	1,73	2040	2,87	✓
38,75	1910,361	9,6961	7,86	1,87	1,67	1224	1,29	✓
43,75	685,6499	8,9735	7,8	1,85	1,65	816	0,31	✓
48,75	0	8,7436	7,8	1,85	1,65	/	/	/

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes inférieure dans la phase de construction.

VI-2-phase d'exploitation :

Dans cette phase il y a deux vérifications à faire :

- **1^{ère} cas** : l'ouvrage ne subit aucune surcharge, il est calculé sous l'effet des charges permanentes, c'est-à-dire la vérification à vide.
- **2^{ème} cas** : l'ouvrage est sollicité par son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I}$$

- **État à vide :**
 $\sigma_{sup} \geq 0$ et $\sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa}$
- **État en charge :**
 $\sigma_{sup} \leq 21 \text{ MPa}$ et $\sigma_{inf} \geq 0$

Avec :

M_{min} : Moment engendré par les charges permanentes.

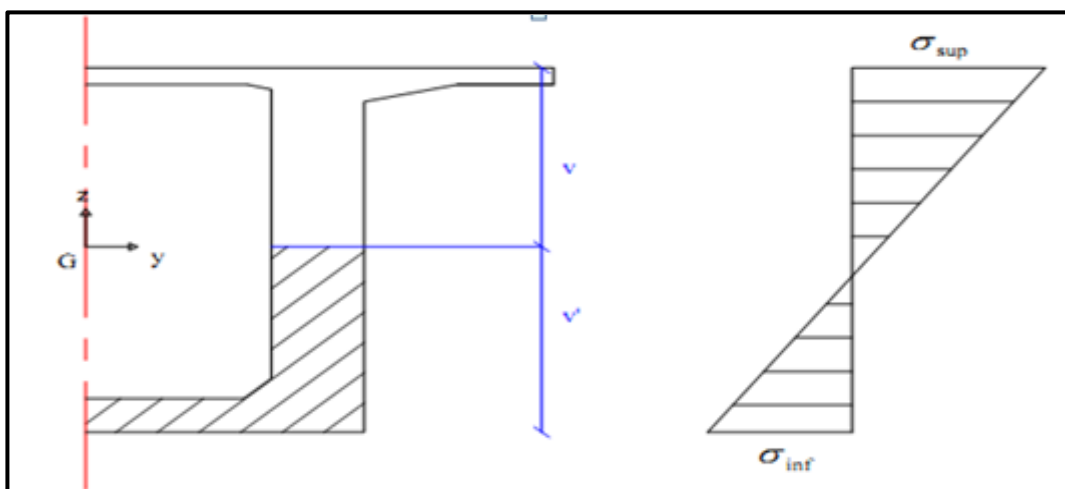
M_{max} : Moment engendré par les charges permanentes et toutes les surcharges.

S : Aire de voussoir.

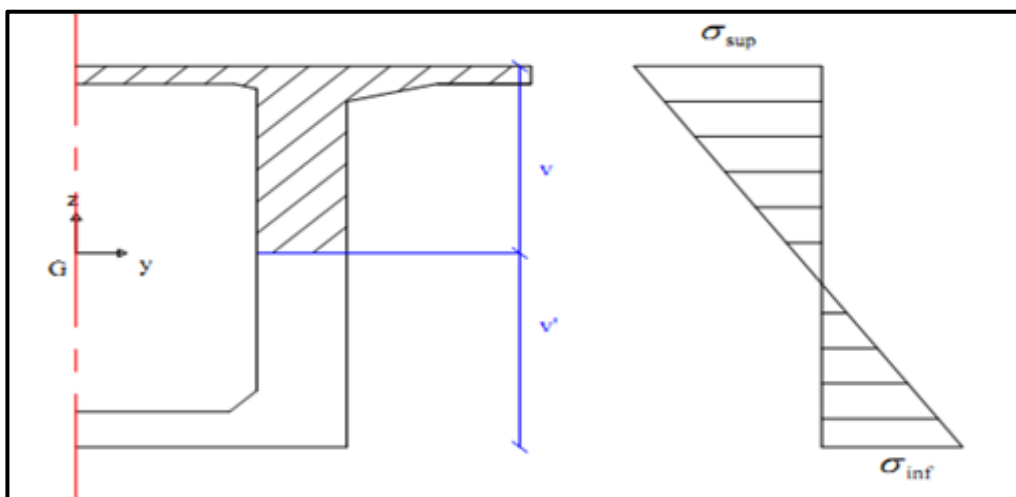
e_0 : L'excentricité.

σ_{ti} : Contrainte admissible de traction.

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.



FigVII.8 : les contraintes dans l'état à vide.



FigVII.9 : vérification des contraintes état en charge.

• **Etat à vide :**

➤ **Travée de rive :**

La vérification des contraintes pour les fibres inférieures et supérieures de la travée de rive sont illustrées dont le tableau suivant :

V	X m	M t.m	V'm	e'm	Vm	e m	Sm ²	I m ⁴	P t	σ_{sp}	σ_{inf}	Vérif
v5	28,75	0	2,18	1,98	1,41	1,21	8,79	15,73	408	0,02	1,58	✓
v6	33,75	153,44	2,03	1,83	1,3	1,1	8,36	12,93	816	0,22	3,08	✓
v7	38,75	1090,07	1,93	1,73	1,21	1,02	8,04	10,97	1224	1,34	3,33	✓
v8	43,75	1767,52	1,87	1,67	1,16	0,97	7,86	9,69	1632	2,29	3,92	✓
v9	48,75	1189,84	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,97	1224	1,60	3,28	✓
vc	51	871	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,74	612	1,16	1,07	✓
v cintre	53	430	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,74	408	0,57	1,03	✓
	55	0	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,74	408	0,01	1,94	✓

TableauVII.13 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.

➤ **Travée intermédiaire :**

La vérification des contraintes pour les fibres inférieures et supérieures de la travée intermédiaire sont illustrées dont le tableau suivant :

V	X	M	v'	e'	v	e	S	I	p	σ_{sup}	σ_{inf}	v
v5	28,75	2332,23	2,18	1,98	1,41	1,21	8,79	15,7	1224	2,15	1,51	✓
v6	33,75	4585,27	2,03	1,83	1,3	1,1	8,36	12,9	2448	4,83	2,76	✓
v7	38,75	6261,9	1,93	1,73	1,21	1,01	8,04	11	3672	7,38	4,72	✓
v8	43,75	7294,18	1,87	1,67	1,16	0,96	7,86	9,69	4488	9,28	6,09	✓
v9	48,75	7763,44	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,97	4896	10,26	6,92	✓
vc	51,25	7780,59	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,74	4896	10,39	6,90	✓
v9	56,25	7768,42	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,97	4896	10,73	6,91	✓
v8	61,25	7310,85	1,87	1,67	1,16	0,96	7,86	9,69	4488	9,30	6,06	✓
v7	66,25	6291,9	1,93	1,73	1,21	1,01	8,04	10,8	3672	7,46	4,67	✓
v6	71,25	4628,5	2,03	1,83	1,3	1,1	8,36	12,9	2448	4,87	2,69	✓
v5	76,25	2388,9	2,18	1,98	1,41	1,21	8,79	15,7	1224	2,20	1,44	✓

TableauVII.14 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

• Etat en charge :

➤ Travée de rive

La vérification des contraintes pour les fibres inférieures et supérieures de la travée de rive sont illustrées dont le tableau suivant :

V	X	M	V'	e'	V	e	S	I	P	σ_{sup}	σ_{inf}	Vérifi
v5	28,75	491,35	2,18	1,98	1,41	1,21	8,79	15,73	408	0,46	0,903	✓
v6	33,75	2083,83	2,03	1,83	1,3	1,1	8,36	12,93	816	2,16	0,049	✓
v7	38,75	2896,46	1,93	1,73	1,21	1,02	8,04	10,97	1224	3,34	0,152	✓
v8	43,75	2926,2	1,87	1,67	1,16	0,97	7,86	9,69	1632	3,68	1,689	✓
v9	48,75	2086,2	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,97	1224	2,75	1,432	✓
vc	51	1475,7	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,74	816	1,96	0,772	✓
v cintre	53	680,31	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,74	408	0,90	0,508	✓
	55	0	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	8,74	408	0,01	1,948	✓

TableauVII.15 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.

➤ Travée intermédiaire :

La vérification des contraintes pour les fibres inférieures et supérieures de la travée intermédiaire sont illustrées dont le tableau suivant :

V	X	M	V'	e'	V	E	S	P	I	σ_{sup}	σ_{inf}	vérif
v5	28,75	3326,34	2,18	1,98	1,41	1,21	8,79	1224	15,73	3,04	0,141	✓
v6	33,75	6056,82	2,03	1,83	1,3	1,1	8,36	2448	12,93	6,31	0,45	✓
v7	38,75	8113,7	1,93	1,73	1,21	1,01	8,04	3672	10,97	9,42	1,46	✓
v8	43,75	9359,58	1,87	1,67	1,16	0,96	7,86	4080	9,69	11,70	0,27	✓
v9	48,75	9941,52	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	4488	8,97	13,03	0,52	✓
vc	51,25	9958,34	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	4488	8,74	13,24	0,34	✓
v9	56,25	9941,52	1,85	1,65	1,15	0,95	7,8	4488	8,97	13,03	0,52	✓
v8	61,25	9376,53	1,87	1,67	1,16	0,96	7,86	4080	9,69	11,72	0,24	✓
v7	66,25	8143,76	1,93	1,73	1,21	1,01	8,04	3672	10,79	9,54	1,36	✓
v6	71,25	6100,23	2,03	1,83	1,3	1,1	8,36	2448	12,93	6,35	0,38	✓
v5	76,25	3383,1	2,18	1,98	1,41	1,21	8,79	1224	15,73	3,09	0,06	✓

TableauVII.16 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

Chapitre : VIII

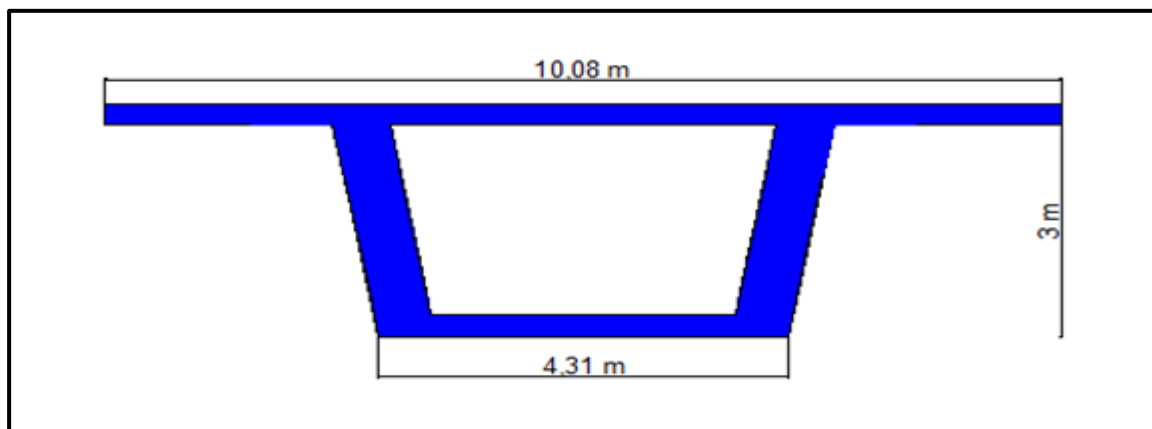
Etude **transversale**

I-Définition géométrique des sections à étudier :

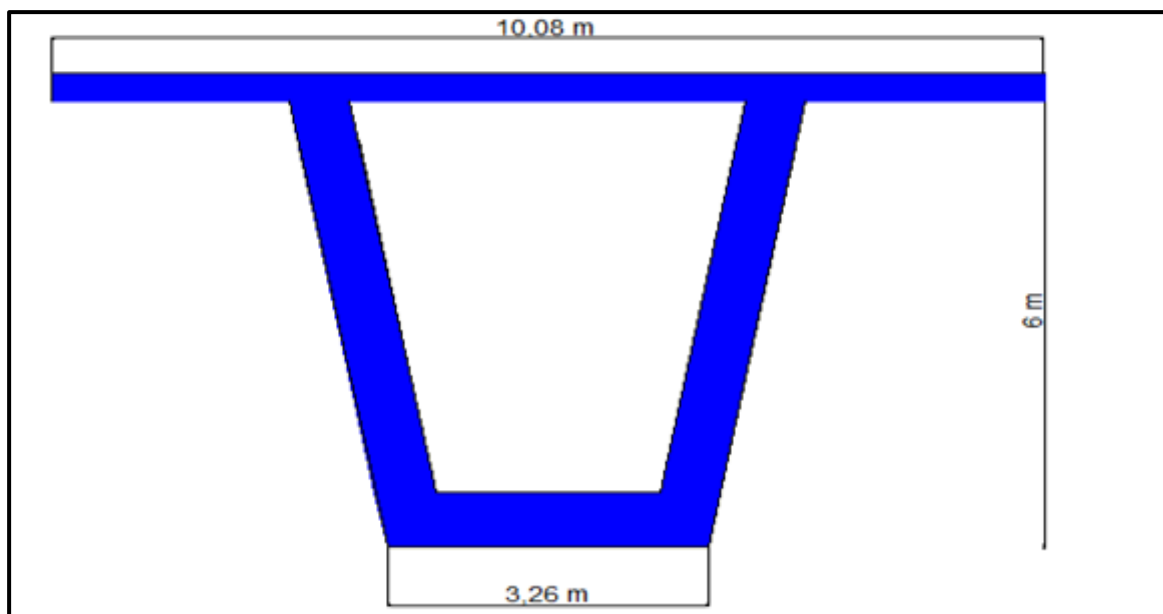
Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis.....). Pour le faire, on doit calculer les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

L'ouvrage est de hauteur variable, les calculs seront menés dans une section près des piles et dans la section à la clef ce qui permettra de prendre en compte les différences de comportement entre deux sections de hauteurs extrêmes.



FigVIII.1 : Section transversale du voussoir sur clef.

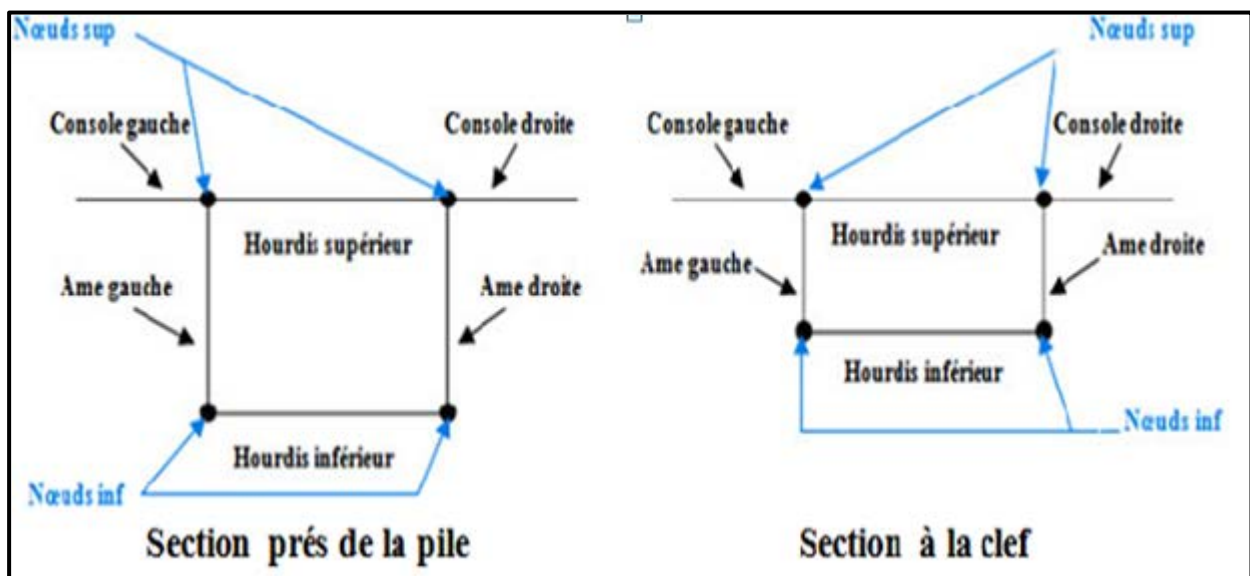


FigVIII.2 : section transversale de voussoir près de pile.

II-Etude des sections transversales :

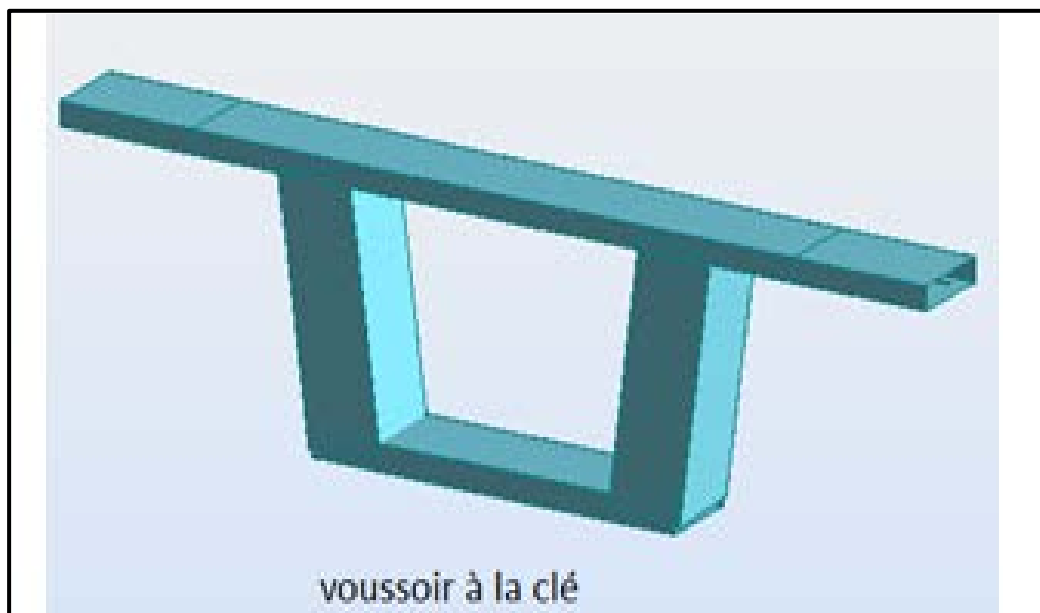
II-1-modélisation :

L'étude se fera à l'aide du logiciel **robot Millenium**. Les caissons sont modélisés en éléments barre de largeur unitaire simplement appuyés et les principaux nœuds à justifier sont les suivants :

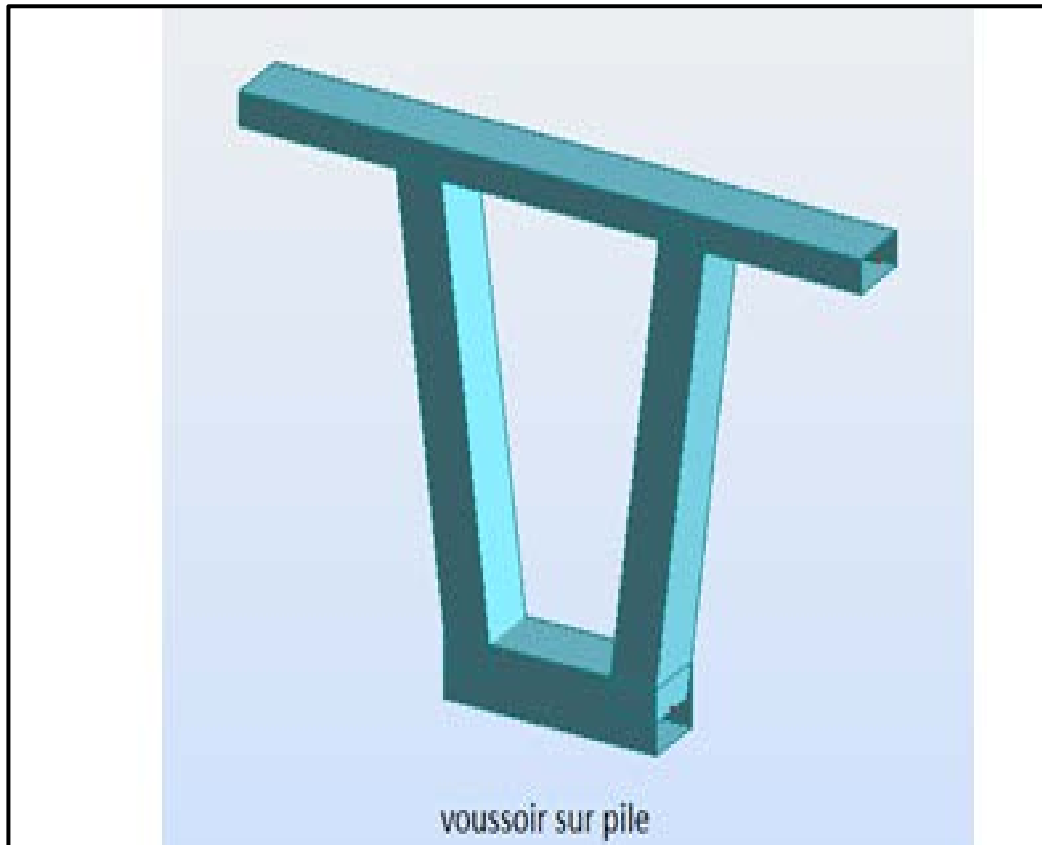


FigVII.3 : Principaux nœuds à justifier.

Auxquels on ajoute évidemment les centre des hourdis supérieurs et inférieurs.



FigVIII.4: modèle 3D de voussoir sur clé.



FigVIII.5: modèle 3D de vousseur sur pile.

III-définition des sollicitations :

En service, les actions à prendre en compte sont :

1. Le poids propre de la structure.
2. Le poids de la superstructure.
3. Le poids des surcharges routières.

Remarque :

Se référer au chapitre 6. Pour la détermination des charges et surcharges et de leurs coefficients de majoration dynamique.

III-1-Définition des charges permanente :

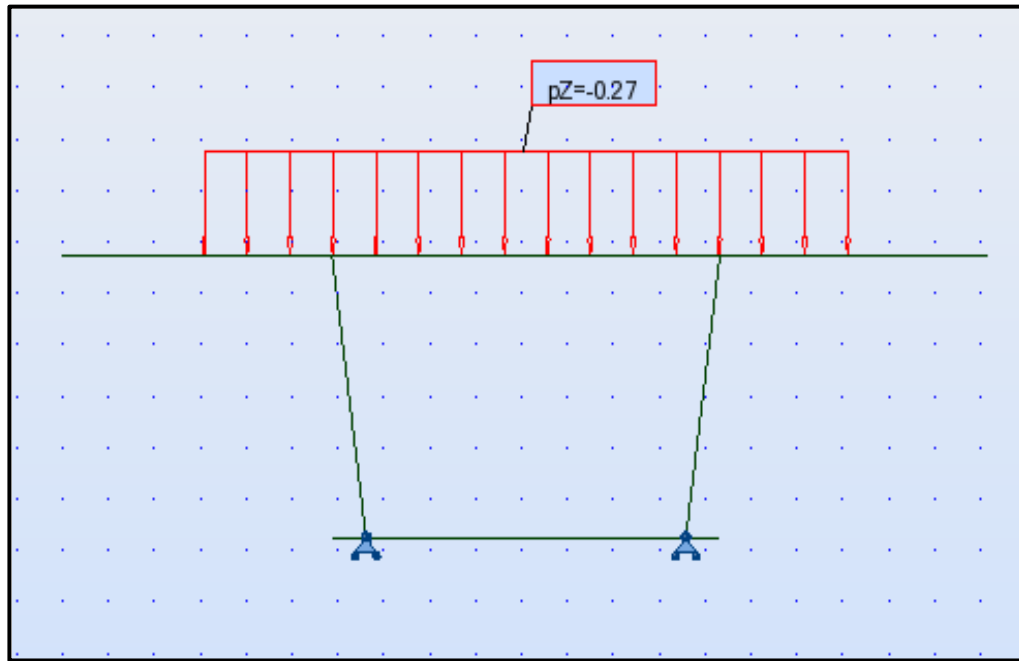
1-Poids propre de caisson

Le poids propre de caisson est généré automatiquement par le logiciel.

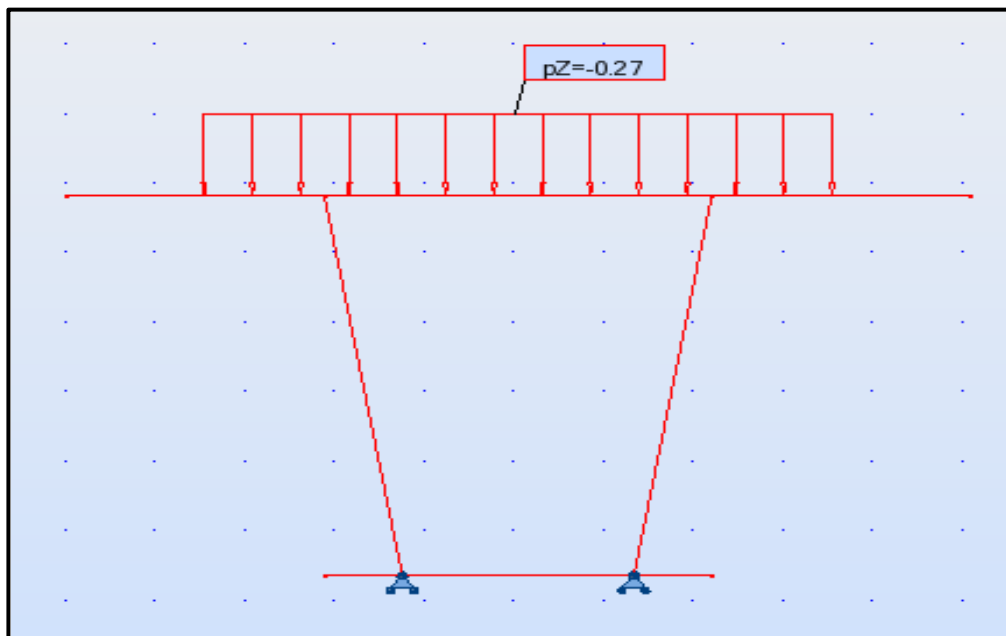
2-poids de revêtement :

Le poids de revêtement est représenté par une surcharge linéaire $P_r = 0,176 \text{ t/ml}$

❖ Section à la clé :



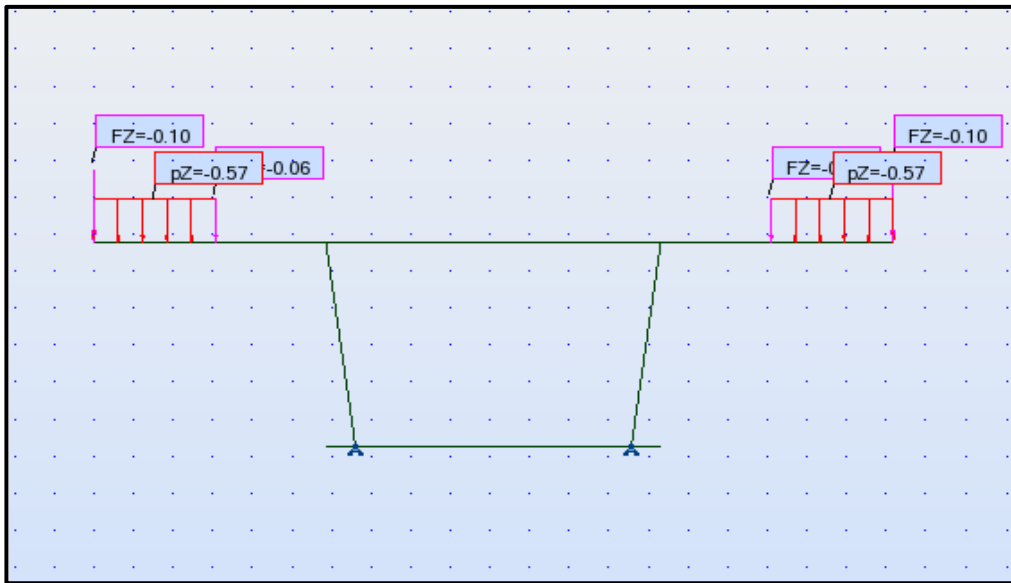
❖ Section de voussoir à la pile:



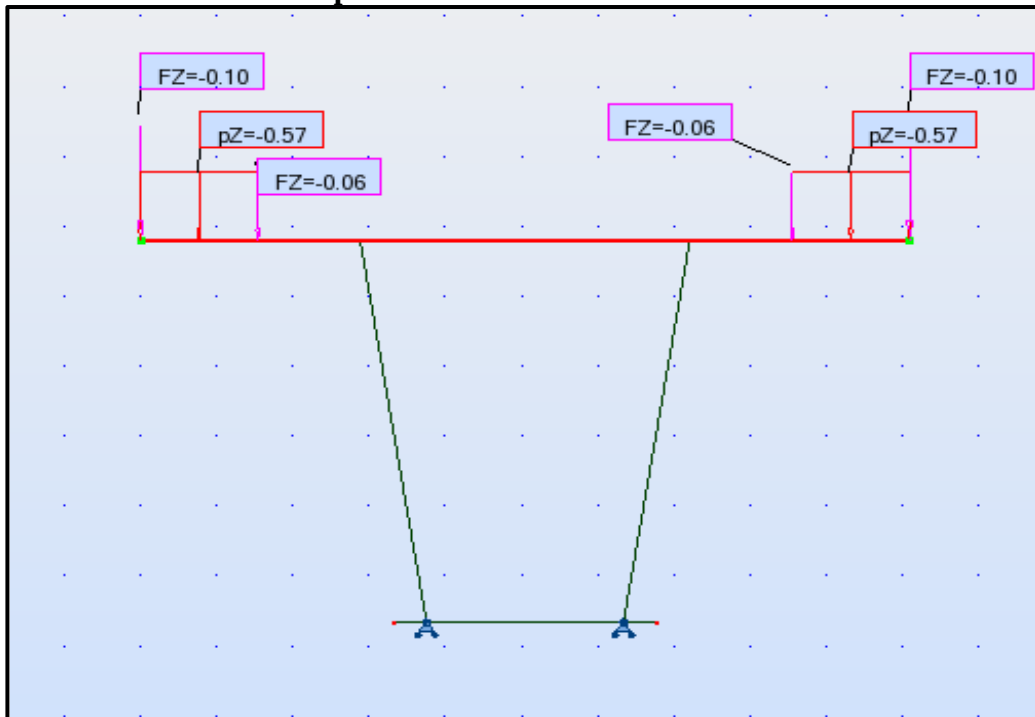
3- poids du garde-corps, des glissières de sécurité, trottoirs et corniche :

- Poids des glissières de sécurité = 0,06 t (charge ponctuel appliqué à l'extrémité).
- Poids de gardes corps = 0,1 t (charge ponctuel appliqué à l'extrémité).
- Poids de trottoir = 0,18 t/ml.

❖ Section à la clé :

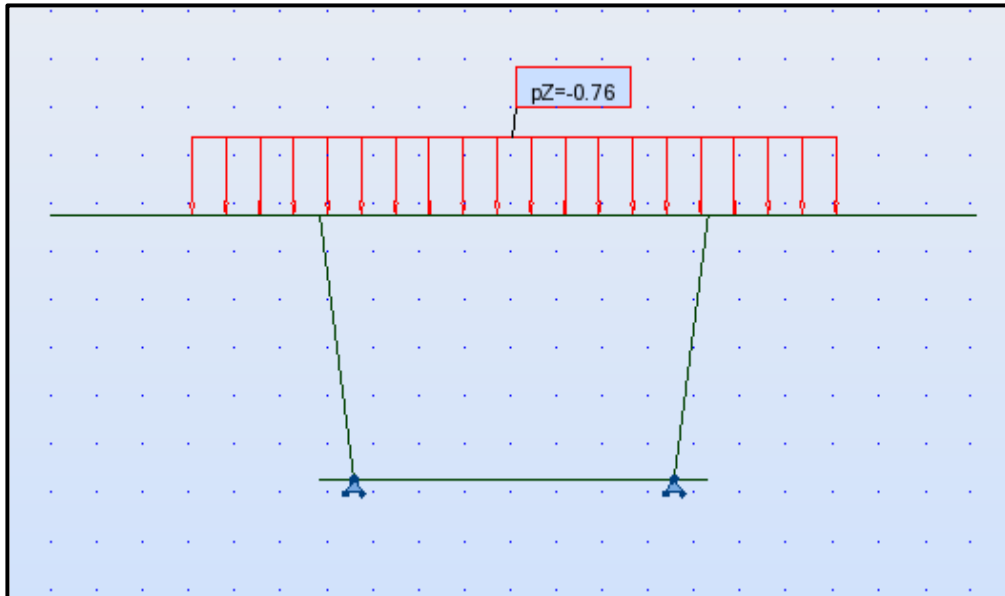
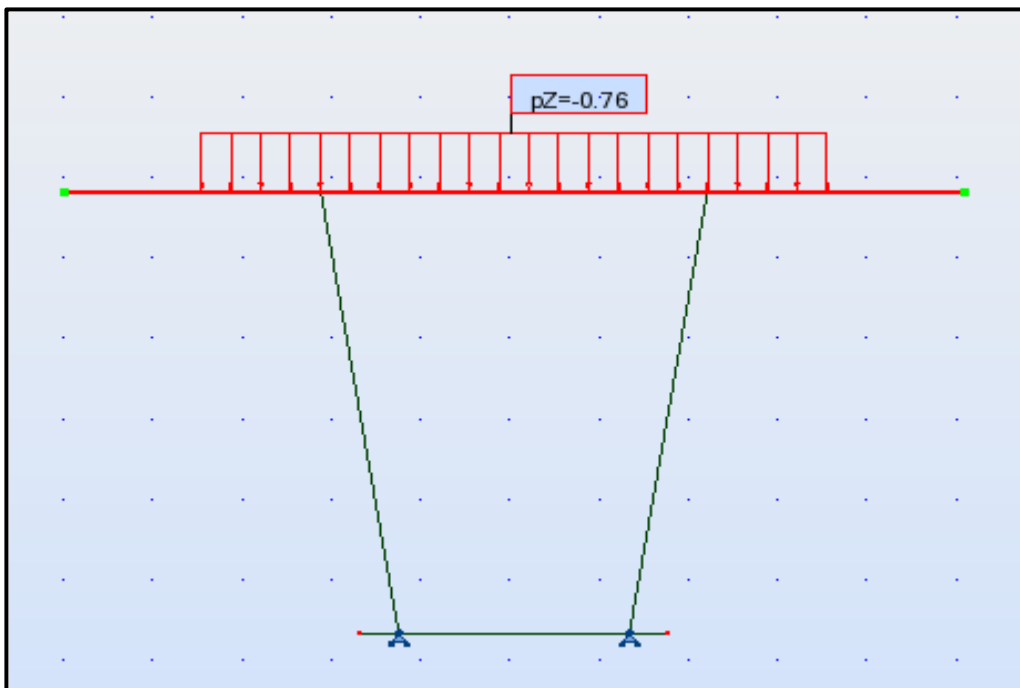


❖ Section de voussoir à la pile :



III-2-Définition des charges d'exploitation :**III-2-1-système de charge A(L)**

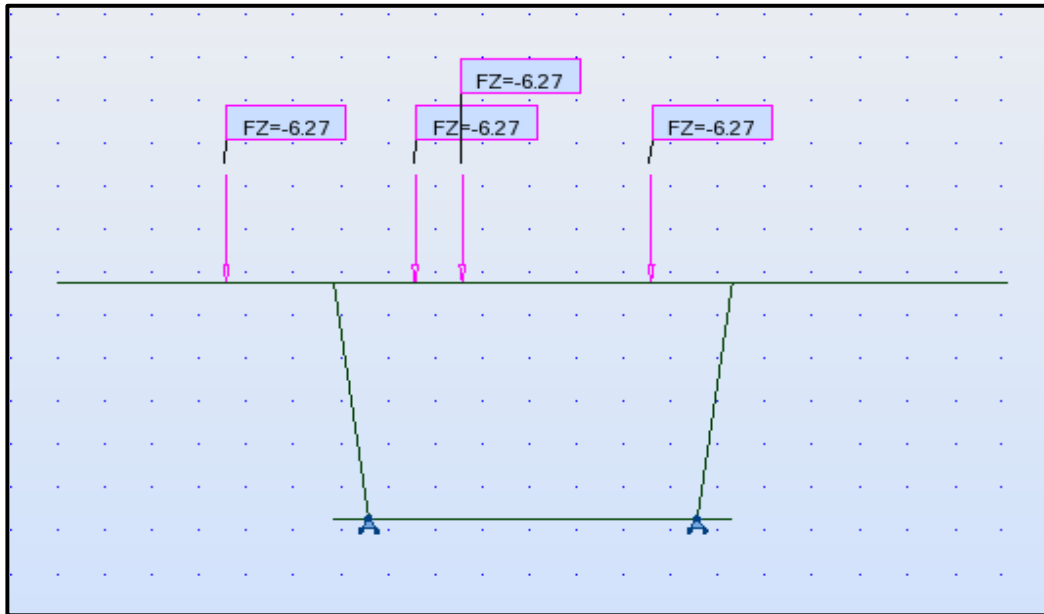
Représenté par une surcharge linéaire : $A(L) = 0,76 \text{ t/m}$

❖ Section à la clé :**❖ Section de voussoir à la pile :**

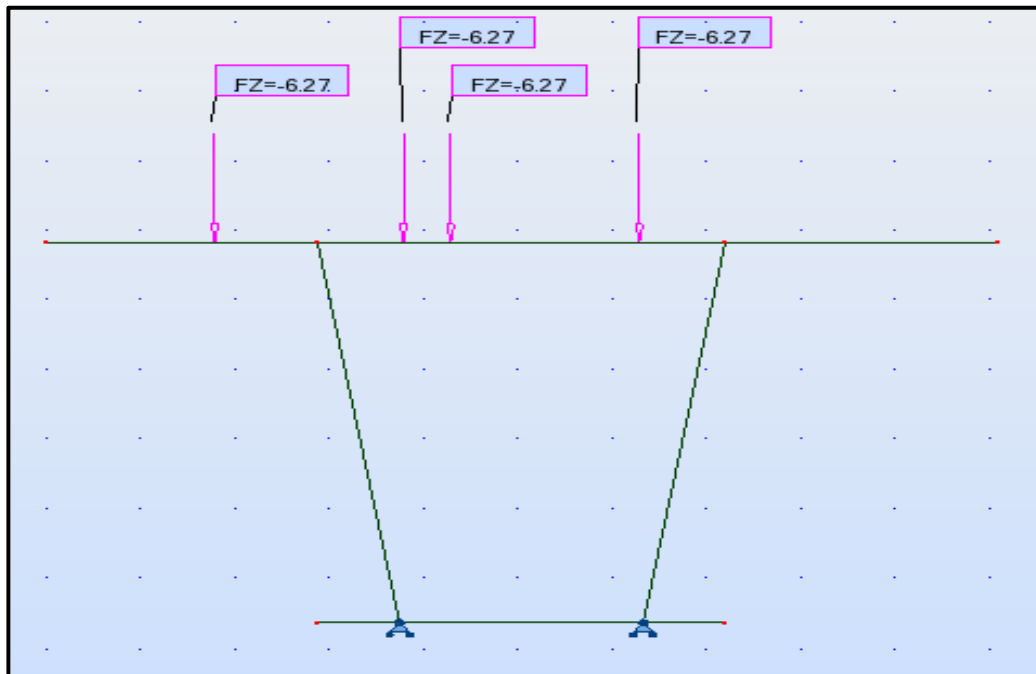
III-2-2-système de charge Bc :

Représenté par une charge ponctuel roulante, elles sont multiplié par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{Bc} = 1,04$.

❖ Section à la clé :



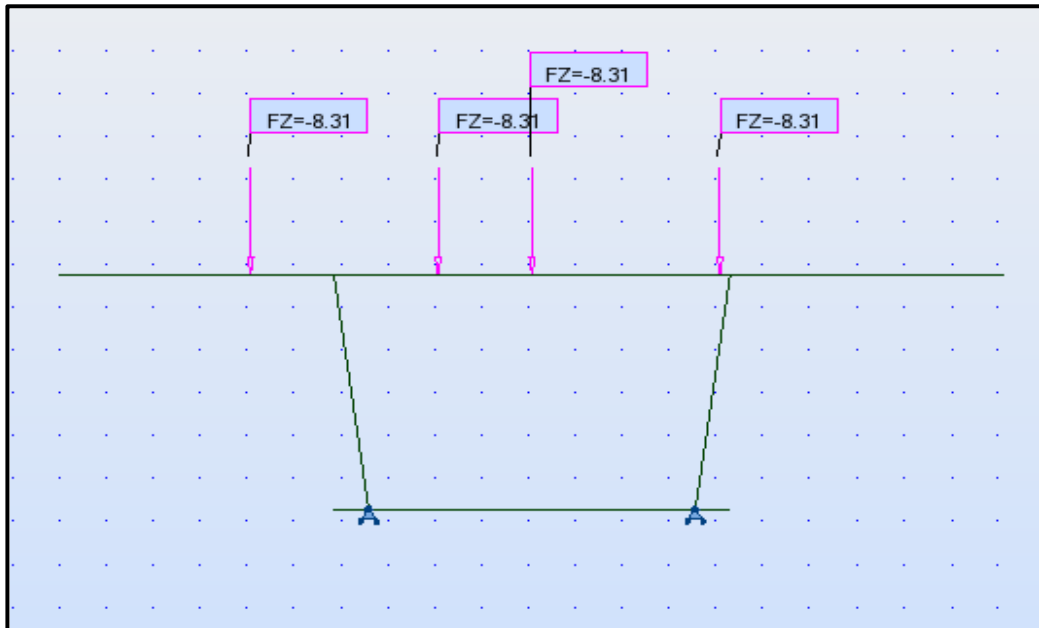
❖ Section de voussoir à la pile :



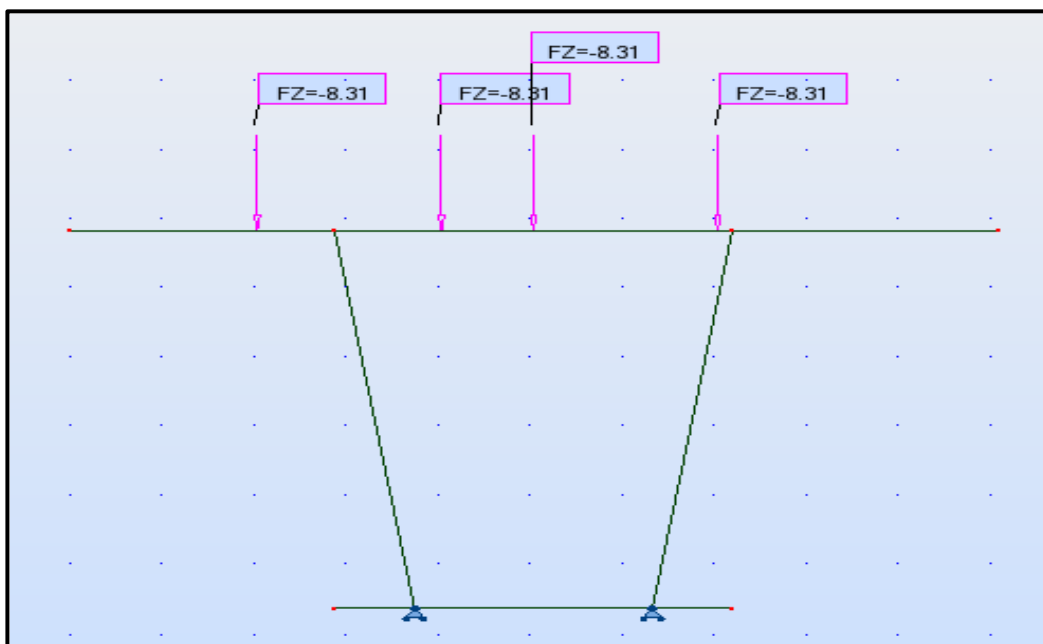
III-2-3-système de charge Bt

Représenté par une charge ponctuel roulante, elles sont multiplié par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{Bt} = 1,03$.

❖ Section à la clé :

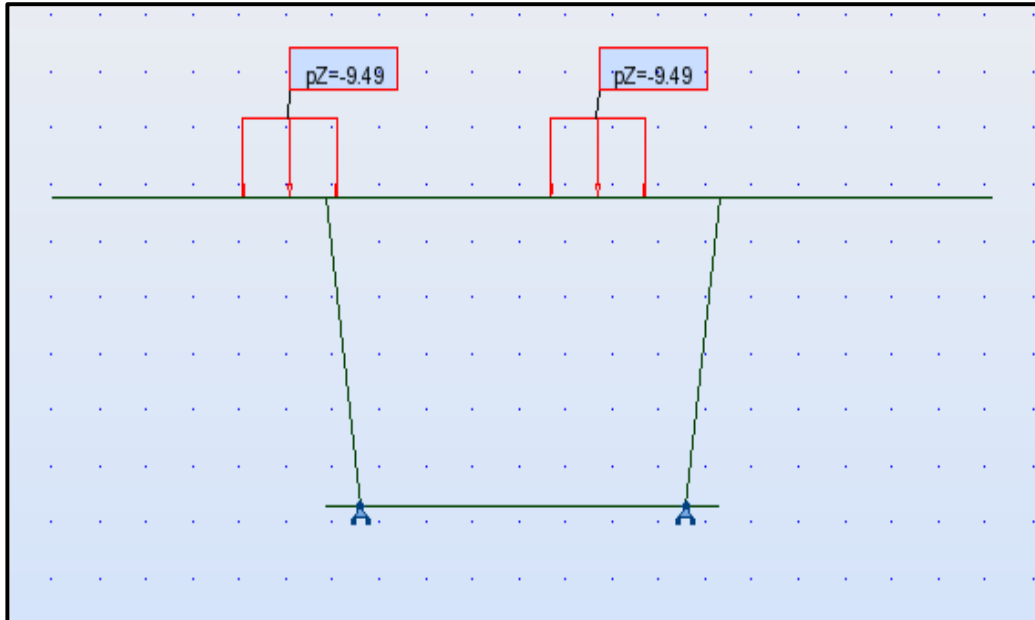
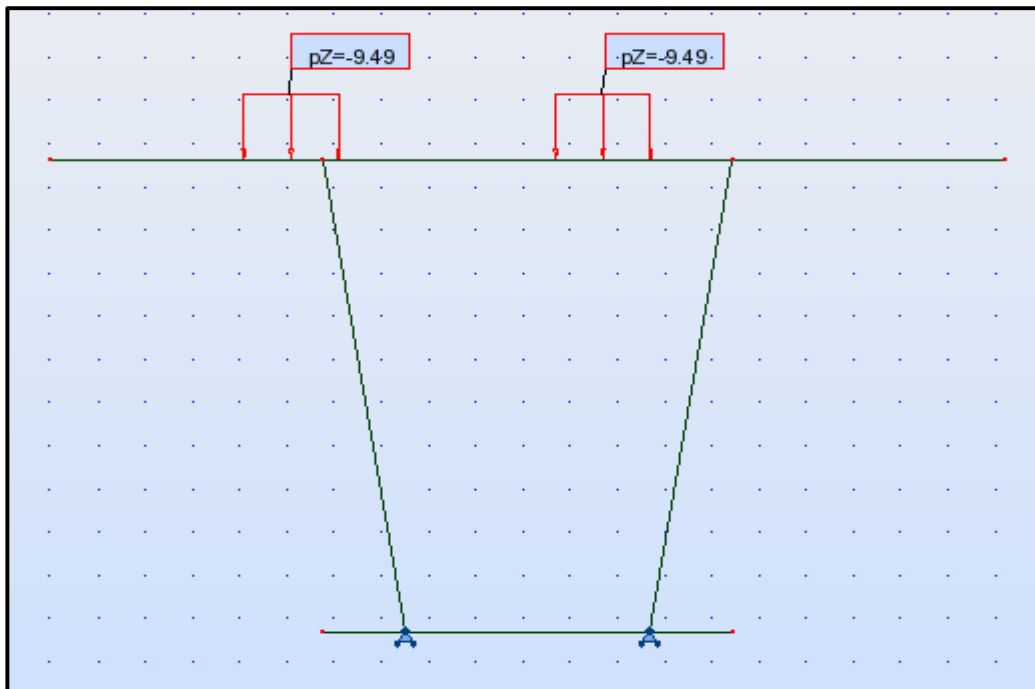


❖ Section de voussoir à la pile :



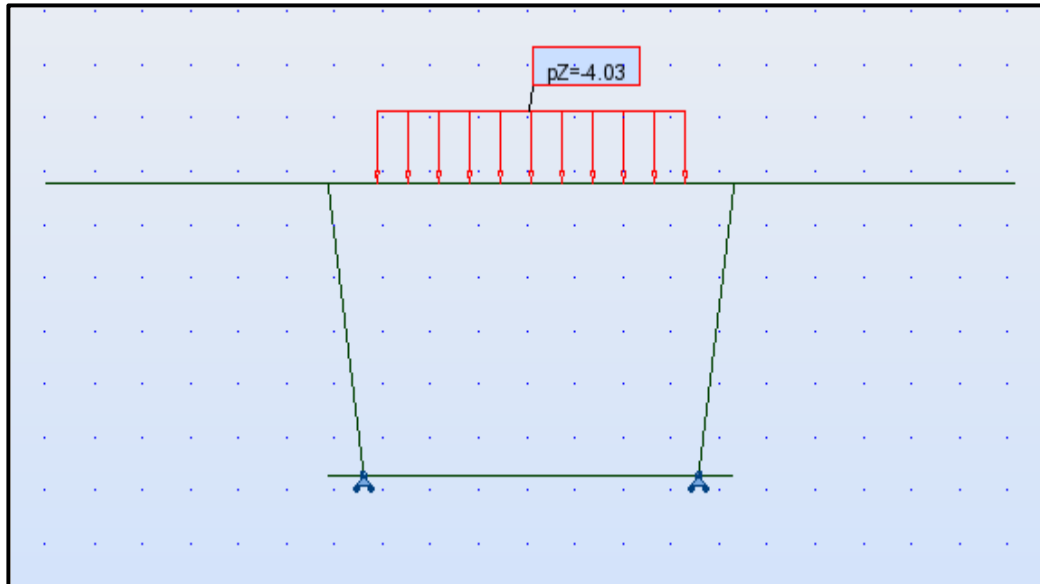
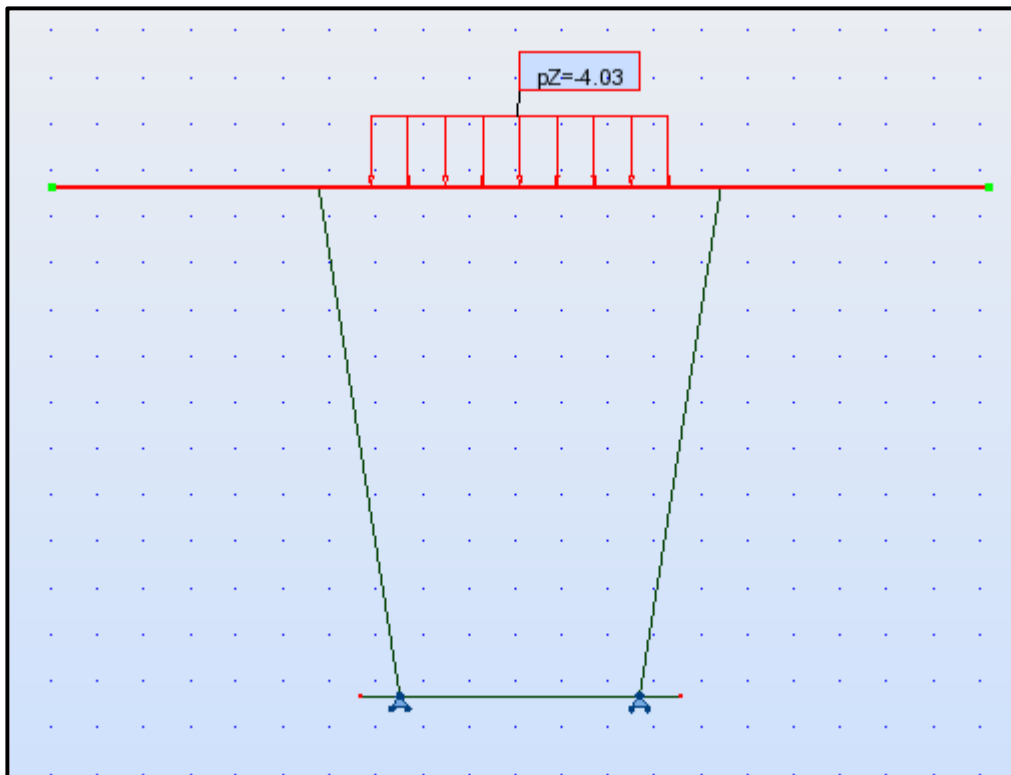
III-2-4-surcharges militaires MC120 :

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1m de large distant de 2,3 m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique = 1,05.

❖ Section à la clé :**❖ Section de voussoir à la pile :**

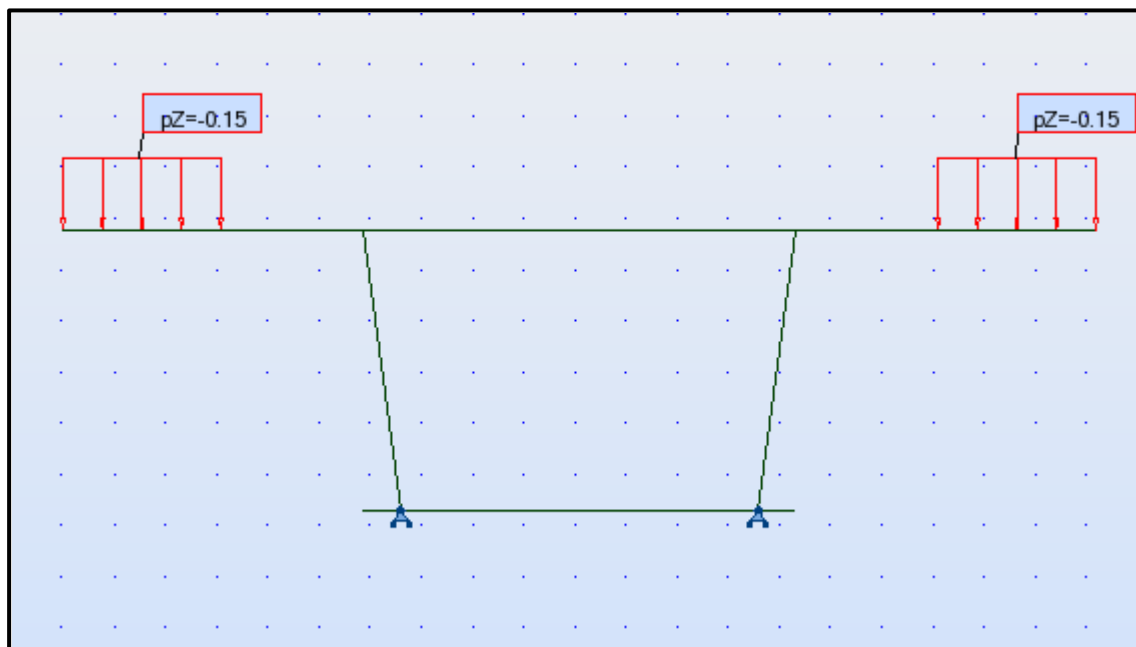
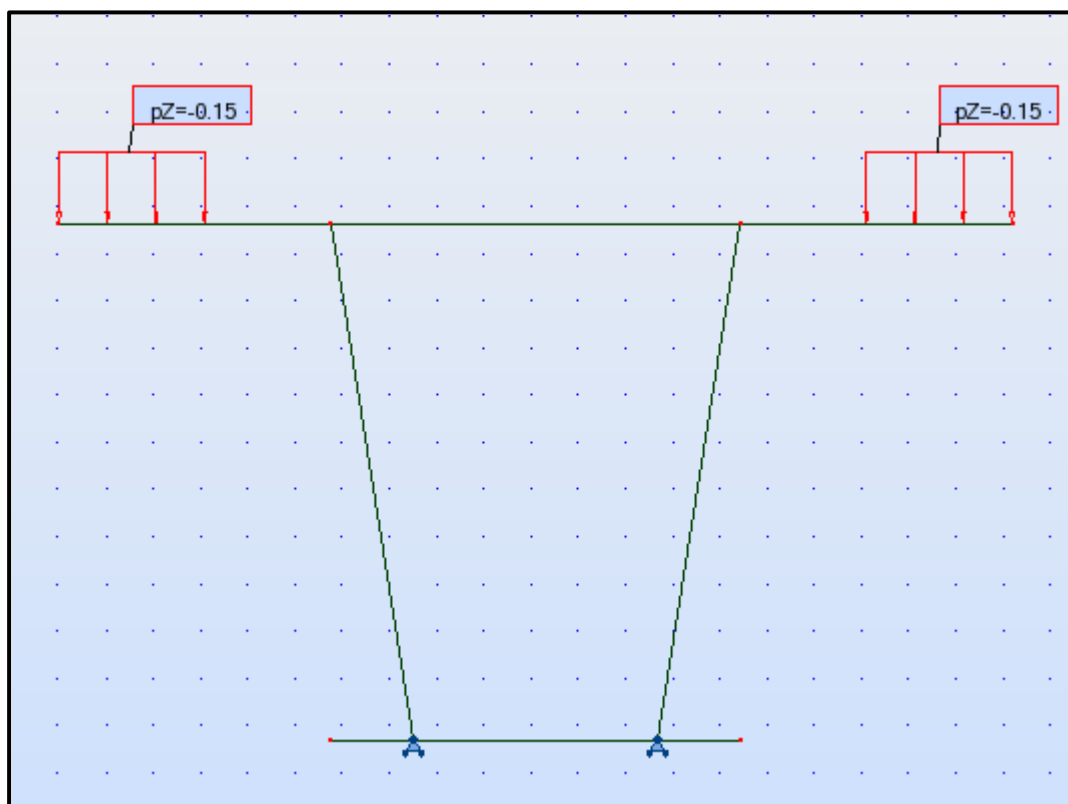
III-2-5-charges exceptionnelles D240 :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 240t sur largeur de 3,2m.

❖ Section à la clé :**❖ Section de voussoir à la pile :**

III-2-6-surcharges de trottoirs :

La charge est uniformément répartie et vaut selon le fascicule 0,15 t/m par trottoir.

❖ Section à la clé :**❖ Section de voussoir à la pile :**

IV-Sollicitation max dans les deux sections :**IV-1-Section sur clé :****❖ Hourdis supérieure :**

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	0,17	-2,53
Surcharge A(L)	0,57	-1,12
Surcharge Bc	3,09	-9,78
Surcharge Bt	5,66	-10,70
Surcharge MC120	3,42	-4,31
Surcharge D240	3,02	-5,43
Surcharge de trottoirs	0	-0,05

TableauVII.1 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour hourdis supérieure.**❖ Hourdis inférieure :**

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	0,02	0
Surcharge A(L)	0	-0,01
Surcharge Bc	2,92	-3,01
Surcharge Bt	2,37	-2,47
Surcharge MC120	2,84	-2,89
Surcharge D240	0	-0,05
Surcharge de trottoirs	0	0

Tableau VIII .2 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour hourdis inférieure.

❖ Ame droite:

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	0,02	-2,1
Surcharge A(L)	0,39	0
Surcharge Bc	4,5	0
Surcharge Bt	5,64	0
Surcharge MC120	4,07	0
Surcharge D240	5,43	0
Surcharge de trottoirs	0	-0,49

TableauVII.3 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour âme droite.

❖ Ame gauche :

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	0,02	-2,1
Surcharge A(L)	0,39	0
Surcharge Bc	2,63	-3,01
Surcharge Bt	2,65	-2,37
Surcharge MC120	0,11	-2,89
Surcharge D240	5,43	0
Surcharge de trottoirs	0	0

TableauVIII.4 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour âme gauche.

IV-2-Section sur Pile :

❖ Hourdis supérieure :

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	0,56	-6,4
Surcharge A(L)	0,64	-1,14
Surcharge Bc	3,41	-10,43
Surcharge Bt	6,29	-11,11
Surcharge MC120	3,93	-4,84
Surcharge D240	3,63	-5,14
Surcharge de trottoirs	0	-0,49

TableauVII.5 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour H.S.

❖ Hourdis inférieure :

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	1,45	0
Surcharge A(L)	0	-0,14
Surcharge Bc	3,98	-6,23
Surcharge Bt	2,24	-5,11
Surcharge MC120	3,07	-4,59
Surcharge D240	0	-1,45
Surcharge de trottoirs	0,13	0

TableauVIII .6 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour H.I.

❖ Ame droite:

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	0,55	-4,12
Surcharge A(L)	0,45	0
Surcharge Bc	3,98	0
Surcharge Bt	5,23	0
Surcharge MC120	3,43	0
Surcharge D240	5,14	-1,45
Surcharge de trottoirs	0	-0,44

TableauVIII.7 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour A.D.

❖ Ame gauche :

Cas de charges	Moment max (t.m)	Moment min (t.m)
Charges permanentes	0,56	-4,12
Surcharge A(L)	0,45	0
Surcharge Bc	3,59	-6,23
Surcharge Bt	4,13	-5,11
Surcharge MC120	1,49	-4,59
Surcharge D240	5,14	-1,45
<i>Surcharge de trottoirs</i>	<i>0</i>	<i>-0,44</i>

TableauVIII.8 : les valeurs de ($M_{\max}$, $M_{\min}$) pour A.G.

IV-3-Les valeurs ($M_{\max}$, $M_{\min}$) :

Les valeurs des efforts max et min après la combinaison sont résumé dans les tableaux suivant :

❖ **Section à la clé :**

			$M_{\text{ser}} \text{ (t.m)}$
La dalle	La dalle supérieure	M max (t.m)	3,878
		M min (t.m)	-14,326
	La dalle inférieure	M max (t.m)	3,524
		M min (t.m)	-3,612
L'âme	Ame droite	M max (t.m)	5,69
		M min (t.m)	-5,57
	Ame gauche	M max (t.m)	5,7
		M min (t.m)	-3,884

TableauVIII.9 : les valeurs de M_{ser} pour section à la clé.

❖ **Section à la pile :**

			$M_{\text{ser}} \text{ (t.m)}$
La dalle	La dalle supérieure	M max (t.m)	4,652
		M min (t.m)	-19,504
	La dalle inférieure	M max (t.m)	6,382
		M min (t.m)	-7,476
L'âme	Ame droite	M max (t.m)	5,69
		M min (t.m)	-5,57
	Ame gauche	M max (t.m)	5,7
		M min (t.m)	-12,124

TableauVIII.10 : les valeurs de M_{ser} pour section sur pile.

V-Ferraillage des voussoirs :

On prend comme exemple la dalle supérieure de la section sur pile :

$$b = 1 \text{ m}, h = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 2f_e/3 ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{(nftj)}) \} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}} d = 0,127 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_{st}} = 11,49 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{ser} \geq A_{min} = (0,23 f_{tj} b d) / f_e = 3,41 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{ls} = 11,49 \text{ cm}^2$, soit **6HA16 (longitudinale)**.

$$A_{st} = \frac{A_{ls}}{3} = 3,83 \text{ (3HA14) (transversale)}.$$

V-1-Ferraillage des dalles (supérieure et inférieure) :

			$M_{ser} \text{ (t.m)}$	$A_{ls} \text{ (cm}^2\text{)}$	Nbr de barre/ml	$A_{tr} \text{ (cm}^2\text{)}$	Nbre de barre/ml
Voussoir sur pile	Hourdis sup	M max	4,652	11,49	6HA16	3,83	3HA14
		M min	-19,504	48,19	10HA25	16,06	9HA16
	Hourdis inf	M max	6,382	15,77	8HA16	5,26	5HA14
		M min	-7,476	18,47	4HA25	6,16	9HA16
Voussoir à la clé	Hourdis sup	M max	3,878	9,58	5HA16	3,19	3HA14
		M min	-14,326	35,40	8HA25	11,8	6HA16
	Hourdis inf	M max	3,524	8,71	5HA16	2,9	2HA14
		M min	-3,612	8,92	5HA16	2,97	2HA14

Tableau VIII.11: ferraillage de voussoir sur pile.

V-2-Ferraillage des âmes (gauche et droite) :

			M_{ser} (t.m)	A_{ls} (cm ²)	Nbr de barres/ml	A_{tr} (cm ²)	Nbr de barres/ml
Voussoir sur pile	Ame droite	M max	5,69	14,06	7HA16	4,69	4HA14
		M min	-5,57	13,76	7HA16	4,59	3HA14
	Ame gauche	M max	5,7	14,08	8HA16	4,69	4HA14
		M min	-12,124	29,96	7HA25	9,98	5HA16
Voussoir à la clé	Ame droite	M max	5,69	14,06	7HA16	4,69	4HA14
		M min	-5,57	13,76	7HA16	4,59	3HA14
	Ame gauche	M max	5,7	14,08	8HA16	4,69	4HA14
		M min	-3,884	9,60	5HA16	3,2	3HA14

Tableau VIII.12: ferraillage de voussoir à la clé.

VI-Effet de torsion :

La torsion est un phénomène courant dans la structure de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance.

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera joint au niveau des âmes, et ce, en rajoutant des armatures longitudinales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion $M_t = M_{max} = 29 \text{ t.m}$

Il est engendré par la combinaison : $M_t = G + 1,2(A(l) + St)$

La contrainte de cisaillement due à cette faible torsion est : $\tau = \frac{Mt}{\Omega b}$

- $M_t = 29 \text{ t.m}$
- $b = \text{épaisseur de deux Ames} = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m.}$
- $\Omega = 12,85 \text{ m}^2$ (voussoir sur pile).
- $\Omega = 7,80 \text{ m}^2$ (voussoir à la clé).
- $U = 29,57 \text{ m}$ (périmètre du voussoir sur pile).
- $U = 24,57 \text{ m}$ (périmètre du voussoir à la clé).
- $S_t = 20 \text{ cm.}$

VI-1 Calcul d'armatures de torsion :

❖ Voussoir sur pile :

$$\tau = \frac{Mt}{\Omega b} = \frac{0,29}{12,85 \times 1,2} = 0,018 \text{ MPa} \leq 3,5 \text{ MPa.}$$

$$A_l^+ = \frac{Mt}{2\Omega} \times \frac{U \cdot \gamma_s}{f_e} = 0,018 \times \frac{29,57 \times 1,15}{400} = 9,59 \text{ cm}^2$$

$$A_t^+ = \frac{Mt}{2\Omega} \times \frac{S_t \cdot \gamma_s}{f_e} = 0,011 \times \frac{0,2 \times 1,15}{400} = 0,06 \text{ cm}^2 \text{ (négligeable).}$$

Alors on rajoute : $4,79 \text{ cm}^2$ /âme longitudinalement soit **3HA16** = $6,03 \text{ cm}^2$.

❖ Voussoir à la clé :

$$\tau = 0,03 \text{ MPa} \leq 3,5 \text{ MPa.}$$

$$A_l^+ = 13,13 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^+ = 0,1 \text{ cm}^2 \text{ (négligeable).}$$

Alors on rajoute : $6,56 \text{ cm}^2$ /âme longitudinalement soit **4HA16** = $8,04 \text{ cm}^2$.

Chapitre : IX

Effort **tranchant**

I-Introduction :

Ce présent chapitre traite que des effets de l'effort tranchant sur une poutre ayant un plan moyen vertical et soumise à la flexion.

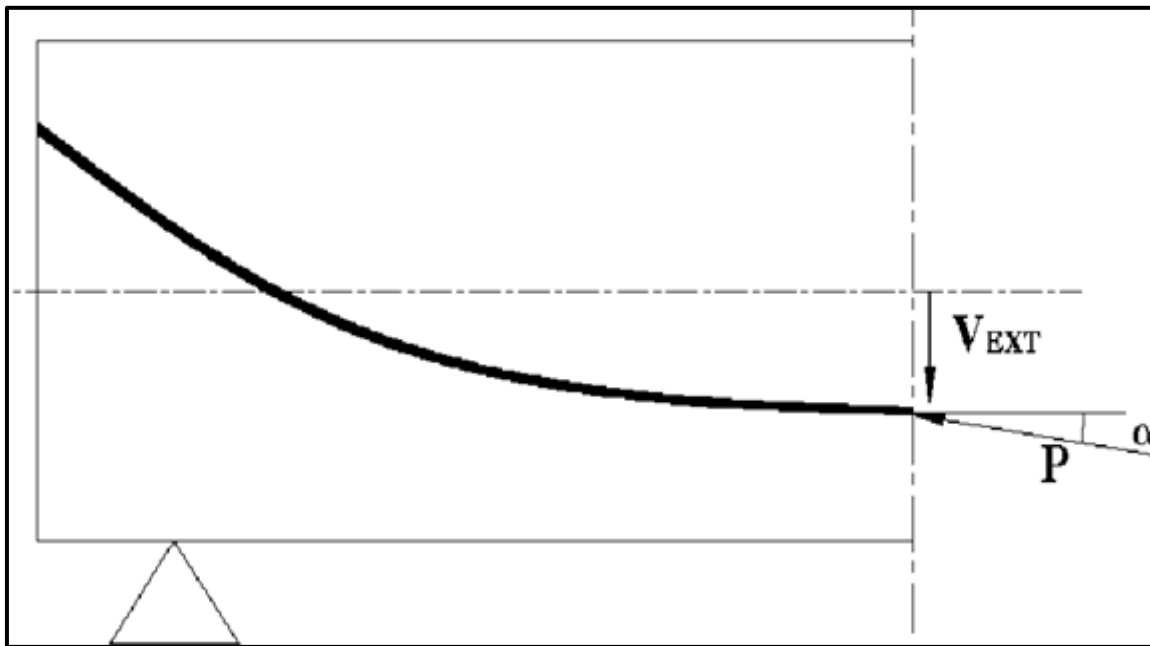
L'âme est la partie de caisson qui résiste à l'effort tranchant, donc elle est dimensionnée pour résistée à l'effort tranchant.

II-Détermination de l'effort tranchant :**II-1-effet isostatique :**

Les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

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

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



FigIX.1 : L'effet isostatique de l'effort tranchant.

II-2-Effet hyperstatique :

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

$$V_{\text{hyp}} = \frac{dM}{dx}$$

II-3- Effet RESAL :

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur totale dans la section considérée.

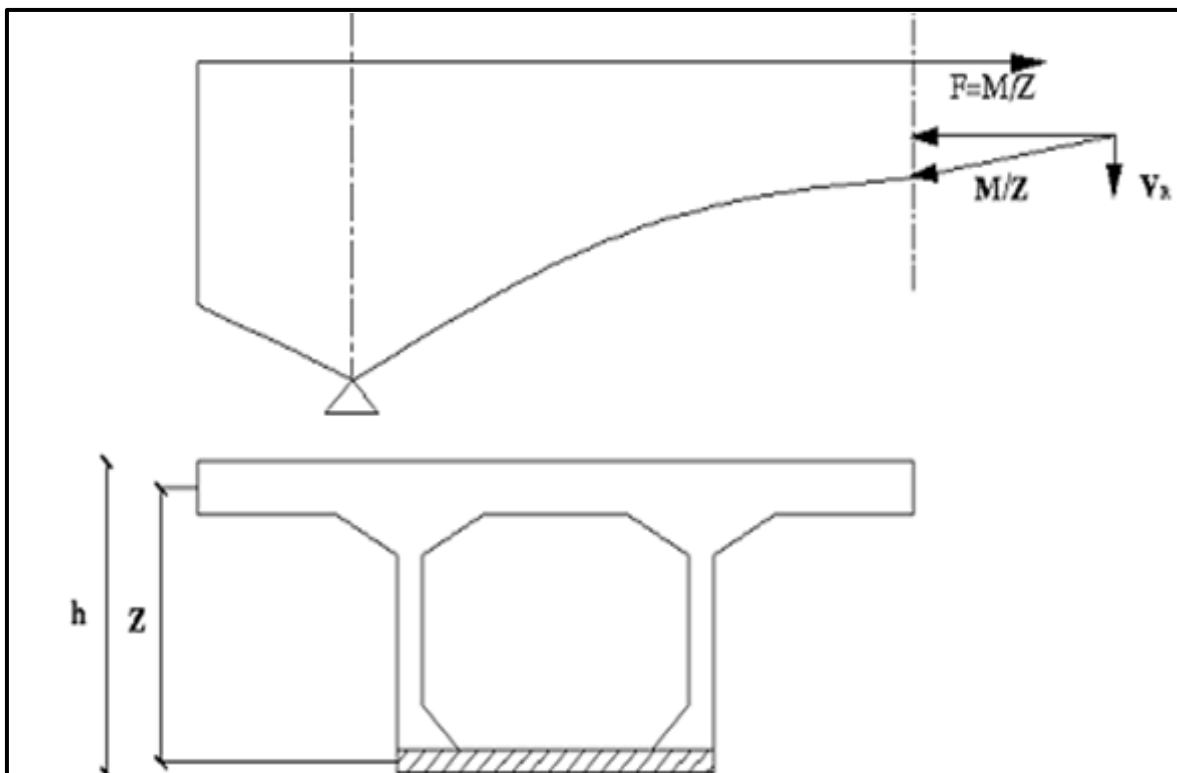
Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui s'ajoute à l'effort tranchant et à pour valeur :

$$V_{\text{rés}} = \frac{M}{Z} \times \frac{dh}{dx}$$

M : moment dans la section considérée.

Z : bras de levier.



FigIX.2 : Effet RESAL.

III-Vérification de l'effort tranchant :**III-1-Calcul de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant est obtenu avec la formule suivante :

$$V = (V_G + V_Q) - (P \times \sin \alpha) - V_{\text{RESAL}}.$$

III-2-Calcul de cisaillement :

La vérification se fera de façon à ce que la valeur du cisaillement à l'état limite de service ne dépasse pas la valeur du cisaillement admissible.

$$\tau = \frac{V}{2.Z.bn} \quad \text{et} \quad Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right).h$$

Avec :

V : l'effort tranchant.

Z : bras de levier.

ρ : le rendement de la section.

h: la hauteur de la section.

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

La vérification à faire est : $\tau < \bar{\tau}$

❖ **A l'état limite de service :**

$$\tau = \frac{V(ELS)}{2.Z.bn}$$

Le cisaillement admissible vaut : $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}1^2, \bar{\tau}2^2)$

Avec : $\bar{\tau}1^2 = 0,4 f_{ij} \left(f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$ avec $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$$\bar{\tau}2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad \text{et} \quad \sigma_y \geq \frac{\tau^2}{\sigma_x}$$

IV-Vérification de la contrainte pour la travée d'intermédiaire :

Le tableau suivant représente la vérification des contraintes de cisaillement à E.L.S.

x	V red(MN)	τ	σ_X	σ_Y	σ_T	τ_1	τ_2
0	-16,18	-2,28	4,15	3,48	9,2	2,428	4,7768
3,75	-14,97	-2,11	3,95	3,13	8,53	2,399	4,68
8,75	-10,42	-2,21	3,66	1,97	6,71	2,3551	4,368
13,75	13,11	2,14	3,51	3,92	8,973	2,331	4,823
18,75	10,47	2,24	3,03	3,47	7,85	2,257	4,674
23,75	7,7	2,21	2,71	2,5	6,29	2,205	4,398
28,75	4,49	1,64	2,02	1,34	4,037	2,089	3,963
33,75	1,31	0,51	1,51	0,17	1,84	2	3,43
38,75	-2,16	-0,9	0,94	0,86	2,18	1,895	3,58
43,75	-8,49	-1,71	0,6461	21,37	22,62	1,83	7,4416
48,75	-7,86	-1,53	0,65	19,24	20,5	1,83	7,139

Tableau IX.1 : vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

V- conclusion :

D'après le tableau suivant, on remarque que la condition $\tau < \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifiées pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

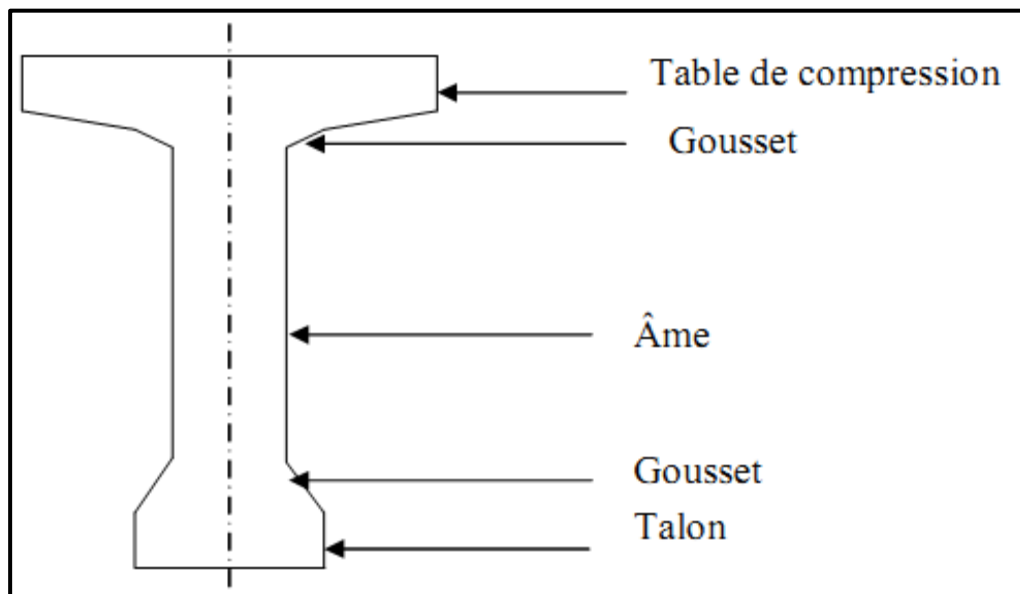
- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

Partie : B

Etude de la
partie
Construites en
Poutres
préfabriquées

Chapitre : X

Pré-dimensionnement

I-Pré-dimensionnement des éléments du tablier :**I-1-Les poutres :****FigX.1** : Coupe transversal d'une poutre.**1-L'espacement entre axe des poutres :**

L'espacement entre axe des poutres est situé entre 1,5 et 2,5 ($1.5 \leq \lambda \leq 2.5$)

Donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1,51$ m.

2-Nombre de poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par la formule suivante :

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

Avec :

L_a : la distance entre appui de rive $L_a = 9,05$ m

$$\lambda = 1.5 \text{ m}$$

$$N = (9.05 / 1.5) + 1 = 7$$

Donc $N = 7$ poutres.

3-La hauteur :

L'élancement des poutres variées entre : $L/22 \leq h_t \leq L/16$

On a : $L = 33,4$ m donc $1,50 \text{ m} \leq h_t \leq 2,08 \text{ m}$

On prend $h_t = 1,50\text{m}$.

4- Largeur de la table de compression :

La largeur de la table de compression variée entre : $0,5 h_t \leq d \leq 0,7 h_t$.

Alors : $0,75\text{m} \leq d \leq 1,05\text{m}$.

On prend $d = 1,03\text{ m}$.

5- Epaisseur de la table de compression :

$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$ on prend $e = 11\text{cm}$.

6- Largeur du talon (L_t) :

La valeur de L_t varié entre $40\text{cm} \leq L_t \leq 60\text{cm}$.

On prend $L_t = 47\text{cm}$, cette valeur peut être modifié l'étude de précontrainte.

7- Epaisseur du talon et :

e_t doit être supérieure à 14cm

On prend $e_t = 15\text{cm}$.

8- Epaisseur de l'âme :

➤ à mi travée :

On fixe $b_0 = 21\text{ cm}$.

➤ A l'intermédiaire :

On fixe $b_0 = 35\text{cm}$.

➤ Aux abouts d'appuis :

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre les efforts tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe $b_0 = 47\text{cm}$.

9- Gousset :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre :

$$45^\circ < \alpha < 60^\circ$$

❖ Gousset de la table de compression :

➤ A mi travée: $\alpha_1 = 11^\circ \Rightarrow e_1 = 6\text{cm}$.

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 10\text{cm}$.

➤ A l'intermédiaire :

$\alpha_1 = 11^\circ \Rightarrow e_1 = 6\text{cm}$.

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 3\text{cm}$.

➤ About :

$\alpha_1 = 12^\circ \Rightarrow e_1 = 6\text{cm}$.

❖ Gousset du talon :

➤ A mi- travée :

$$\alpha_3 = 57^\circ \Rightarrow e_3 = 20\text{cm.}$$

➤ A l'intermédiaire :

$$\alpha_3 = 57^\circ \Rightarrow e_3 = 9\text{cm.}$$

I-2-Pré dimensionnement de la dalle :

Longueur : $L_d = 33.4\text{m.}$

Largeur : $La_d = 10.08\text{m.}$

Epaisseur : 25 cm.

La dalle : épaisseur : 5cm.

Largeur : 55cm.

II- Caractéristique de la travée :

- Longueur des poutres précontraintes 33.40m.
- Porté de la travée 32.40m.
- Hauteur des poutres 01.50m.
- Nombre de poutres 07.
- L'entraxe des poutres 01.50m.
- Epaisseur de l'hourdis 25cm.
- Largeur de travée 10.08m.
- Largeur de la chaussée 07.00m.
- Largeur des trottoirs 1.54m.

III- Caractéristiques géométriques des poutres :**Notation :**

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

Z : position de c.d.g. de la section i par rapport à l'axe Δ .

I/ Δ : moment d'inertie par rapport à Δ .

I/ G : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité.

IO : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

S/ Δ : moment statique.

V' = S/ Δ / B : distance de centre de gravité à la fibre inférieure.

V = S/ Δ / B : distance de centre de gravité à la fibre supérieure.

I : rayon de giration.

B : c'est la section de la poutre.

ρ : coefficient de rendement géométrique.

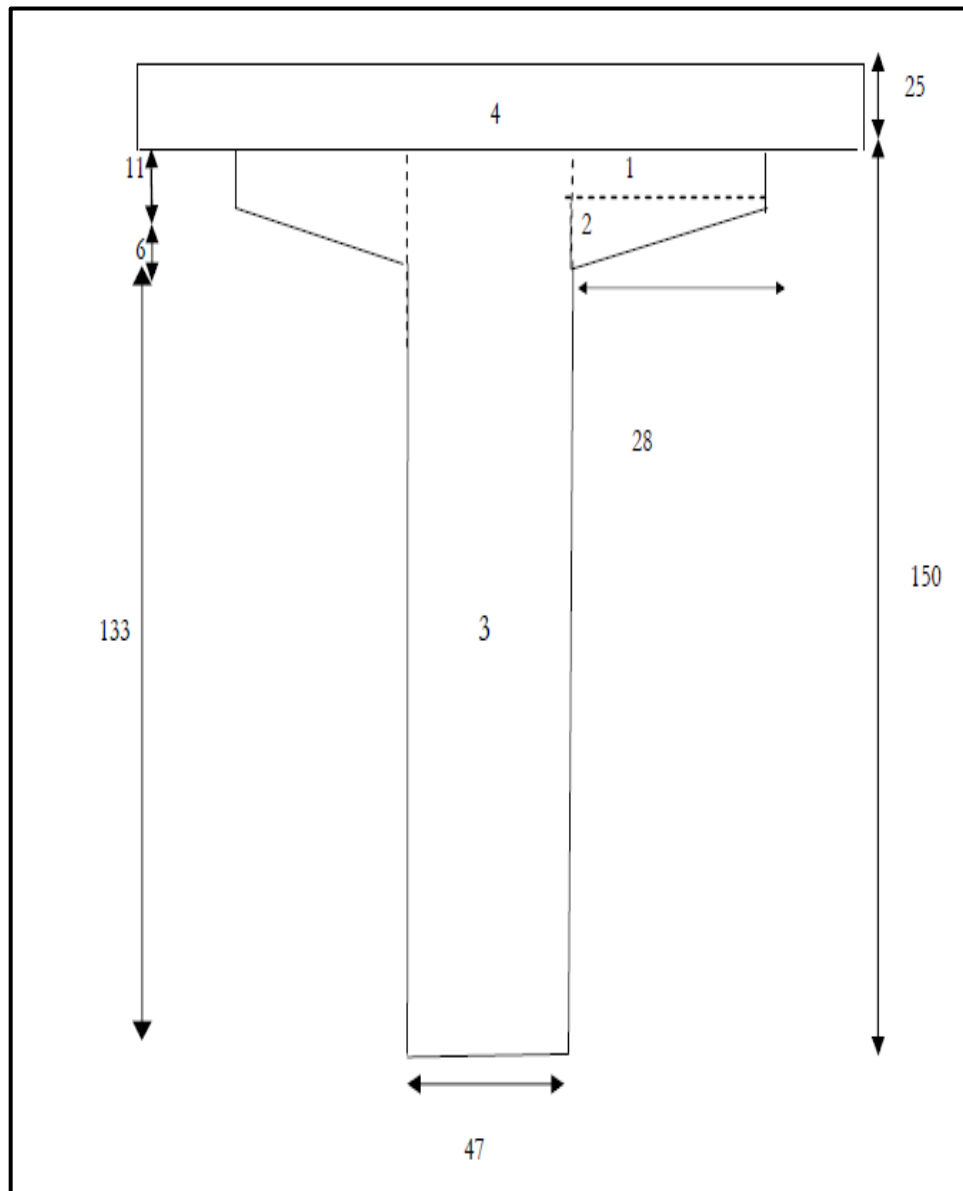
$B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)}.$

$S/\Delta \text{ (nette)} = S/\Delta \text{ (brute)} - 5\% S/\Delta \text{ (brute)}.$

$I/\Delta \text{ (nette)} = I/\Delta \text{ (brute)} - 10\% I/\Delta \text{ (brute)}.$

$$\rho = \frac{i^2}{v.v'}$$

III-1-Section d'about de la poutre :



FigX.2 : Section d'about de la poutre.

Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire de la poutre
Sont résumé dans le tableau suivant :

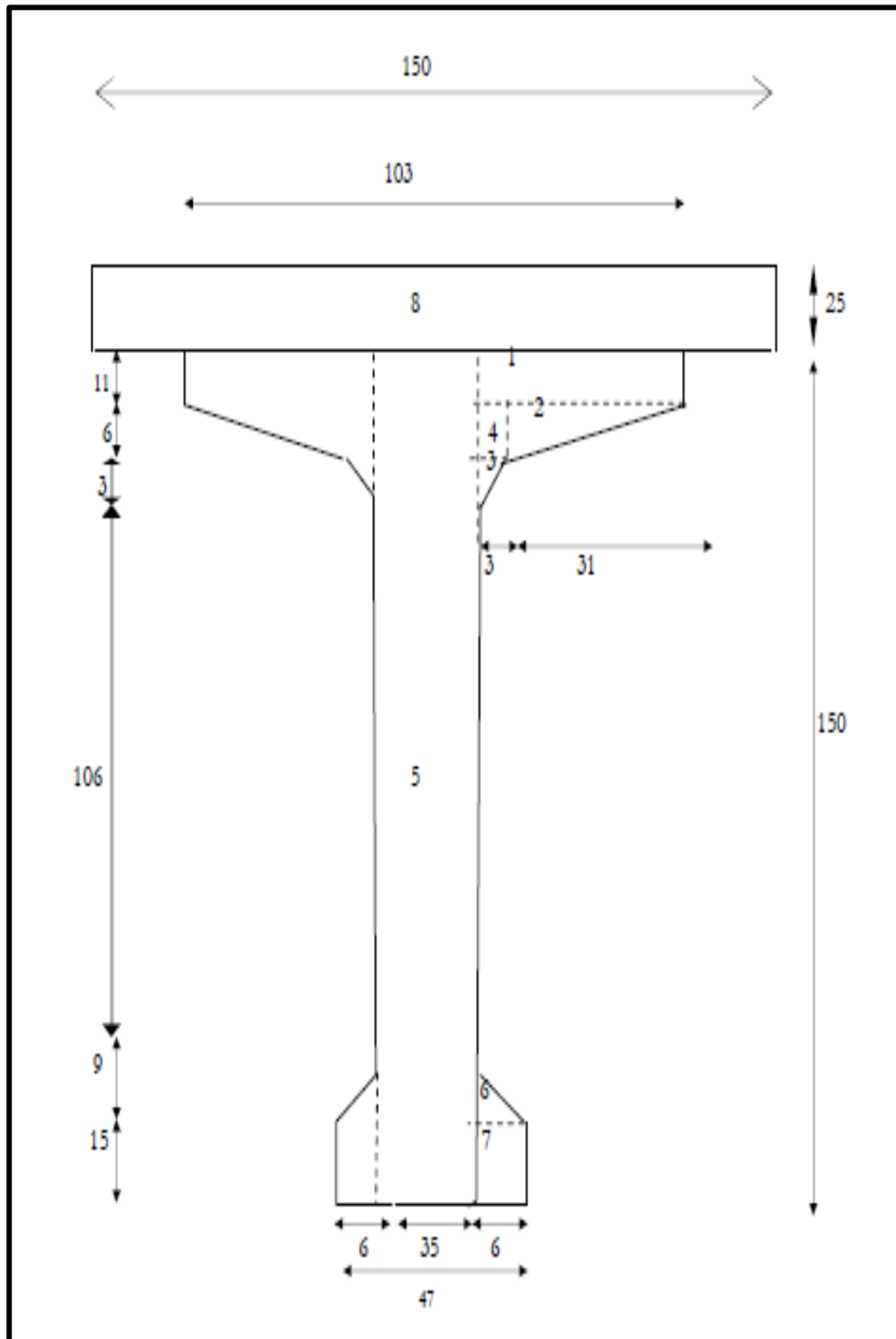
Désignation	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B x z	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ =I ₀ +BxZ ²
	b x h					
1	(28x11)x2	616	144.5	89012	6211.33	12868445.33
2	28x(6/2)x2	168	137	23016	336	3153528
3	47x150	7050	75	528750	13218750	528775000
Poutre préfabriquée		7834		640778		68896973.33
B brute		7834				
B nette		7442.3				
S/Δ brute				640778		
S/Δ nette				608739.1		
I _Δ brute						68896973.33
I _Δ nette						62007275.997
4	25x150	3750	162.5	609375	195312.5	99218750
Section complète		11584		1250153		168115723.33
B brute		11584				
B nette		11004.8				
S/Δ brute				1250153		
S/Δ nette				1187645.35		
I _Δ brute						168115723.33
I _Δ nette						151304150.997

	unités	Poutre préfabriquée	Section complète
Section B	Cm ²	7442.3	11004.8
C-D-G=S/Δ/B-V	cm	81.79	107.92
V'=h-V	cm	68.21	67.08
IG =I _Δ -BV ²	Cm ⁴	12221235,40	23134256,310
IG /V	Cm ³	149422.12	214364.866
IG /V'	Cm ³	179170.73	344875.616
$\rho=i^2/(V \times V')=(IG/B)/(V \times V')$		2,94 x 10-1	2,90 x 10-1

$\rho=29.4 \%$

TableauX.1 : les caractéristiques géométriques de la section d'about.

III-2-section intermédiaire de la poutre :



FigX.3 : Section intermédiaire de la poutre.

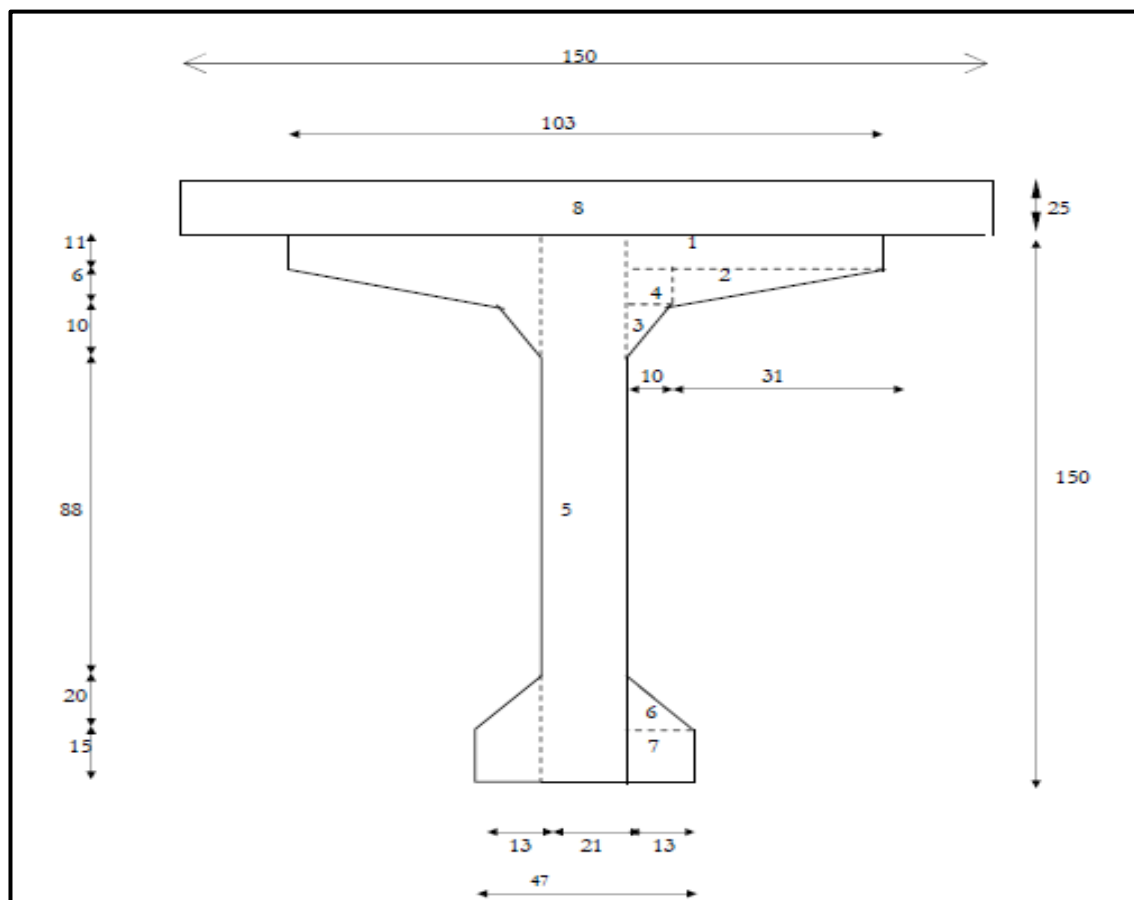
Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire de la poutre
Sont résumé dans le tableau suivant :

Désignation	dimension	B (cm ²)	Z(cm)	S/Δ=Bxz(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ =I ₀ +BxZ ²
	bxh					
1	34x11x2	748	144.5	108086	7542.33	15625969.33
2	6/2x31x2	186	137	25482	372	3491406
3	3/2x3x2	9	132	1188	4.5	156820.5
4	6x3x2	36	136	4896	108	665964
5	35x150	5250	75	393750	9843750	39375000
6	9/2x6x2	54	18	972	243	17739
7	15x6x2	180	7.5	1350	3375	135000
Poutre préfabriquée		6463		535724		59346398.83
B brute		6463				
B nette		6139.85				
S/Δ brute				535724		
S/Δ nette				508937.8		
I _Δ brute						59346398.83
I _Δ nette						53411758.95
8	25x150	3750	162.5	609375	195312.5	99218750
Section complète		10213				
B brute		10213				
B nette		9702.35				
S/Δ brute				1145099		
S/Δ nette				1087844.05		
I _Δ brute						158565148.83
I _Δ nette						142708633.95

	unités	Poutre préfabriquée	Section complète
Section B	Cm^2	6139.85	9702.35
$C-D-G=S/\Delta/B-V$	cm	82.89	112.12
$V'=h-V$	cm	67.11	62.88
$IG = I\Delta - BV^2$	Cm^4	11226371.67	20741416.67
IG / V	Cm^3	135436.1	184993.01
IG / V'	Cm^3	167283.14	329857.14
$r=i2/(V \times V')=(IG/B)/(V \times V')$		3.03×10^{-1}	3.03×10^{-1}

Tableau.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire ($\rho=30.3 \%$).

III-3-section médiane (à mi- travée) de la poutre :



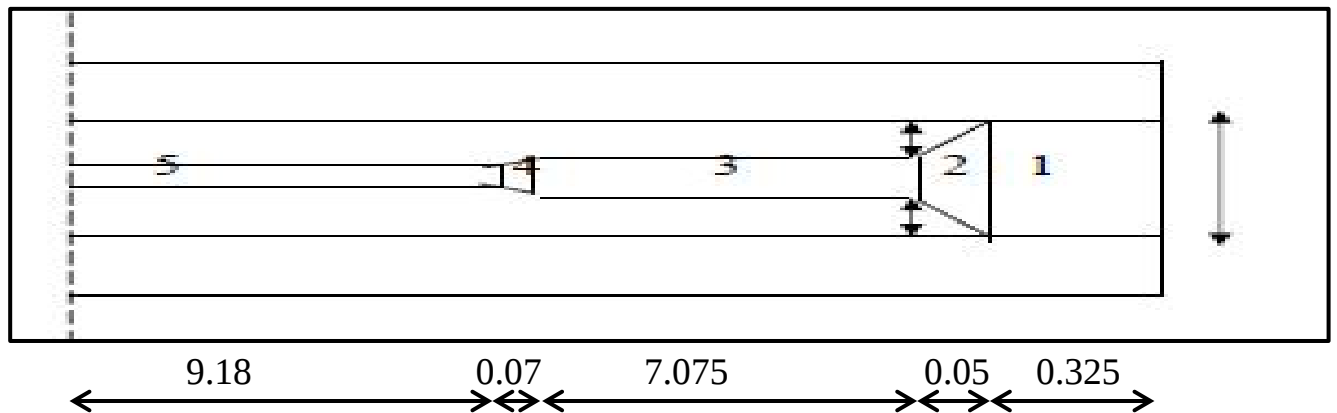
FigX.3 : Section médiane de la poutre.

Les caractéristiques géométriques de la section médiane sont résumées dans le tableau suivant :

Désignati on	dimension bxh	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BXZ (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ =I ₀ +BxZ ²
1	41x11x2	902	144.5	130339	9095.17	18843080.67
2	31/2x6x2	186	137	25482	372	3491406
3	10/2x10x2	100	129.67	12967	555.56	1681986.45
4	6x10x2	120	136	16320	360	2219880
5	21x150	3150	75	236250	5906250	23625000
6	13/2x20x2	260	21.67	5634.2	5777.78	127870.894
7	13x15x2	390	7.5	2925	7312.5	29250
Poutre préfabriquée		5108		429917.2		50018474.01
B brute		5108				
B nette		4852.6				
S/Δ brute				429917.2		
S/Δ nette				408421.34		
I _Δ brute						50018474.01
I _Δ nette						45016626.61
8	25x150	3750	162.5	609375	195312.5	99218750
Section complète		8858		1039292.2		149237224.01
B brute		8858				
B nette		8415.1				
S/Δ brute				1039292.2		
S/Δ nette				987327.59		
I _Δ brute						149237224.01
I _Δ nette						134313501.61

	unités	Poutre préfabriquée	Section complète
Section B	Cm ²	4852.6	8415.1
C-D-G=S/Δ/B-V	cm	84.17	117.33
V'=h-V	cm	65.83	57.67
IG =I _Δ -BV ²	Cm ⁴	10637950.51	18468466.67
IG /V	Cm ³	126382.92	157406.18
IG /V'	Cm ³	161597.3	320243.92
r=i ₂ /(VxV')=(IG/B)/(VxV')		3.96x10 ⁻¹	3.24x10 ⁻¹

TableauX.3: les caractéristiques géométriques de la section médiane (ρ=39.6 %).



FigX.5 : Coffrage de la poutre

IV-Calcul du poids propre de la poutre et de la dalle :

Le poids de la poutre :

$$P1=0.74423 \times 0.325 \times 2.5=0.6047 \text{ t.}$$

$$P2= [(0.74423+0.6463)/2] \times 0.05 \times 2.5=0.0869 \text{ t.}$$

$$P3=0.6463 \times 7.075 \times 2.5=11.4314 \text{ t.}$$

$$P4= [(0.6463+0.5108)/2] \times 0.07 \times 2.5=0.1012 \text{ t}$$

$$P5=0.5108 \times 9.18 \times 2.5 =11,72286\text{t.}$$

$$P=2 \times (P1+P2+P3+P4+P5) =47,894124 \text{ t.}$$

Le volume de la poutre égal à 19.15765 m^3

$$P=47.8941/33.4=1.434 \text{ t/ml.}$$

Le poids de la dalle :

$$P_d = 0,25 \times 10.08 \times 2,5 =6,3 \text{ t/ml.}$$

Chapitre : XI

Etude du Tablier

I-Calcul de charges :**I-1-Calcul de la charge permanente :**

- ❖ Poids de chaque poutre 1,434t/ml.
- ❖ Poids de la dalle 6,3t/ml.
- ❖ Poids de revêtement 1.905 t/ml.
- ❖ Poids de garde-corps 0,2t/ml.
- ❖ Poids de (trottoir +corniche)..... 2,337 t/ml.
- ❖ Poids de glissière de sécurité 0,12 t/ml.

$C_{cp} = 4,563 \text{ t/ml.}$

$C_p = 7 \times \text{pds de poutre} + \text{pds de la dalle} + C_{cp}$

$C_p = 7 \times 1,434 + 6,3 + 4,563 = 20,90 \text{ t/ml.}$

I-2-Calcul de surcharge routière :**I-2-1-Système de charge A :**

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{12+l} = 1,023 \text{ t/m}^2.$$

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(l) = 1 \times 1 \times 1,023 = 1,023 \text{ t.m}^2.$$

N de voies	1 voie t/ml	2 voies t/ml
A(l)	3,58	7,161

Tableau XI.1 : valeur de A(l).

I-2-2-Système de charge B :**I-2-2-1- Système de charge B_c :**

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4G/s}$$

S= 72t (une voie chargée).

S= 132 t (deux voies chargées).

L (m)	G (t)	S 1voie	S2 voies	δ 1 voie	δ 2 voies
32,4	698,06	72	132	1.068	1.08

Tableau XI.2 : valeur de coef de majoration δ_{Bc} .

I-2-2-2- Système de charge B_t :

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4G/s}$$

S = 32t (une voie chargée).

S = 64t (deux voies chargées).

L (m)	G (t)	S1 voie	S 2voies	δ 1 voie	δ 2 voies
32,4	698,06	32	64	1.064	1.075

Tableau XI.3 : valeur de coef de majoration δ_{Bt} .

I-2-2-3- Système de charge Br :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4G/s}$$

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

$$\delta_{Br} = 1.055$$

I-2-3-Les surcharges militaires :**I-2-3-1- La surcharge militaire M_{C80} :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4G/s}$$

$$S = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1.068$$

I-2-3-2-la surcharge militaire M_{C120} :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4G/s} \quad \text{et}$$

$$s = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1,075$$

I-3-Autre surcharge :

N.B : pour (D240, surcharge sur trottoir, température, vent) Voir le ch 5.

❖ Force de freinage :**➤ Effort de freinage correspondant à la charge A :**

$$F = \frac{1}{20+0,0035.S} \times A(l)$$

$$F = \frac{1}{20+0,0035 \times 336.67} \times 7,161 = 0,338$$

➤ Effort de freinage correspond au système de charge Bc :

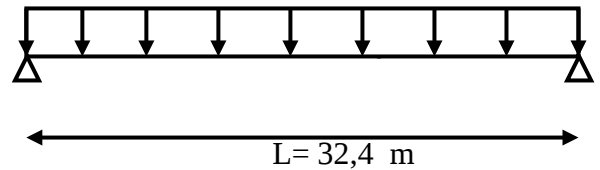
Les forces de freinage produites par le système de charge B_c seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids **30t**.

II- Les moments fléchissant longitudinaux :

II.1. Moments fléchissant dû au poids propre :

D'après calcul du l'R.D.M, on trouve le moment fléchissant sous la forme suivante

$$M(x) = Q x/2 + Q x^2/2$$



FigXI.1 : poids propre de la poutre.

❖ Pour $x = \frac{L}{2}$

$$M(L/2) = QL^2/8$$

La charge	Poutre intermédiaire (t/ml)	$M_i (x=L/2)$ (t.m)	Poutre de rive (t/ml)	$M_r (x=L/2)$ (t.m)
Poutre seule	1,434	188,16	1,434	188,16
La dalle	0,943	123,74	0,793	104,15
superstructure	0,651	85,42	0,651	85,42
total	3,028	385,52	2,878	377,73

Tableau XI .4 : Moment fléchissant dû au poids propre.

II-2- Moments fléchissant dû aux surcharges :

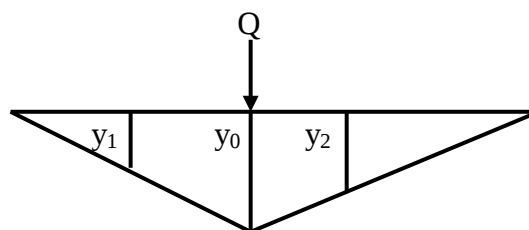
❖ Utilisation des lignes d'influences :

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre.

Pour trouver le moment, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences (Fig.2.), par la force P dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément à ce moment-là on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.

❖ Théorème de barrée :

Cette méthode est utilisée dans le cas où il y a des charges mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre. Tel que y_i : les ordonnées.



FigXI.2 : les ordonnées.

Pour $x = L / 2$:

II-2-1- Surcharge A (L) :

$$M(x) = Qx/2 + Qx^2/2$$

$$M(L/2) = QL^2/8$$

Moment revenant à chaque poutre :

$$Mr = M/n \quad n \text{ (nombre des poutres)} = 07$$

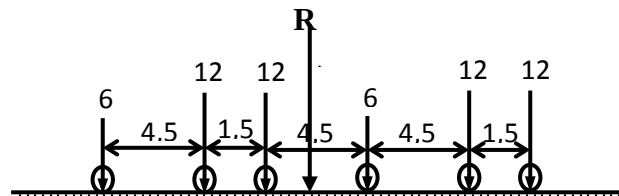
Nombre de voies	A_2 (L) T/ml	$M(x=L/2)$ (t.m)	Moment revenant à chaque poutre (t.m)
1	3,58	469,76	67,10
2	7,16	939,53	134,21

Tableau XI .5 : Moment fléchissant Du au Surcharge A (L).

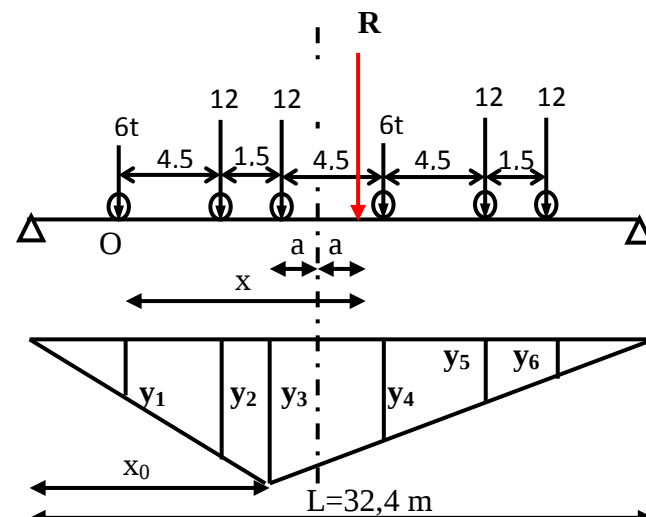
II-2-2- Surcharge routière :

II-2-2- 1-Système de charge B

❖ **surcharge B_c :**



FigXI.3 : coupe Longitudinale de la charge Bc



FigXI.4 : disposition de Bc selon le théorème de barrée.

➤ **1^{ère} cas**

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre. (Fig.4.).

$$\sum M/O = 0$$

$$\Rightarrow 12,4,5 + 12,6 + R.x + 6,10,5 + 12,15 + 12,16,5 = 0$$

$$R.x = 567$$

$$R = \sum P_i = 60 \text{ t.}$$

$$x = 567/R$$

$$= 567/60$$

$$x = 9,45 \text{ m}$$

$$\text{Donc } x = 2.a + 6 \Rightarrow a = 1,725 \text{ m.}$$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le côté gauche de l'essieu de 12 t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

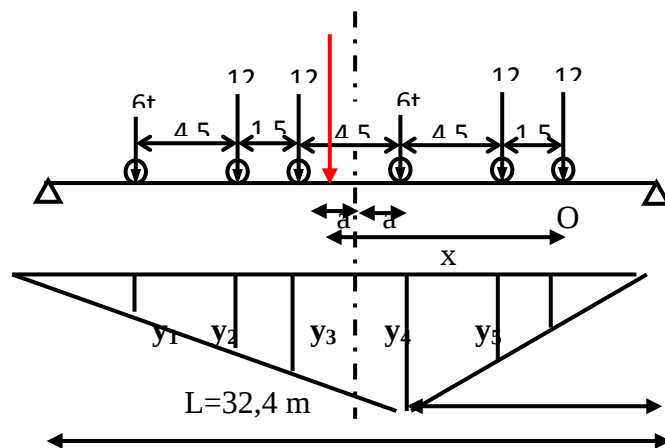
$$Y_3 = x_0 \cdot (L - x_0) / L \quad x_0 = 16,2 - 1,725 = 14,475 \text{ m}$$

$$Y_3 = 14,475(32,4 - 14,475)/32,4$$

$$Y_3 = 8,16 \text{ m.}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de t'hales

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6	$\sum Y_i$
4,77	7,31	8,16	6,11	4,06	3,38	33,79



FigXI.5 : disposition de Bc selon le théorème de barrée.

➤ 2^{ème} cas :

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre (Fig.5.)

$$\sum M/O = 0$$

$$\Rightarrow 12 \cdot 1,5 + 6 \cdot 6 + R \cdot x + 12 \cdot 10,5 + 12 \cdot 12 + 6 \cdot 16,5 = 0$$

$$R \cdot x = 423$$

$$R = \sum P_i = 60 \text{ t.}$$

$$x = 423/R$$

$$= 423/60$$

$$x = 7,05 \text{ m}$$

$$\text{Donc } x = 2.a + 6 \Rightarrow a = 0,525 \text{ m.}$$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le côté droit de l'essieu de 6 t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Calcul des ordonnées :

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_4 = x_0 \cdot (L - x_0) / L \quad x_0 = 16,2 - 0,525 = 15,675 \text{ m}$$

$$Y_4 = 15,675(32,4 - 15,675)/32,4$$

$$Y_4 = 8,09 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de Thalès.

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6	$\sum Y_i$
3,01	3,73	5,91	6,24	6,06	4,99	31,79

Donc le cas le plus défavorable c'est la 1ere cas.

$$M = P \sum Y_i$$

$$Y_1 + Y_4 = 4,77 + 6,11 = 10,88$$

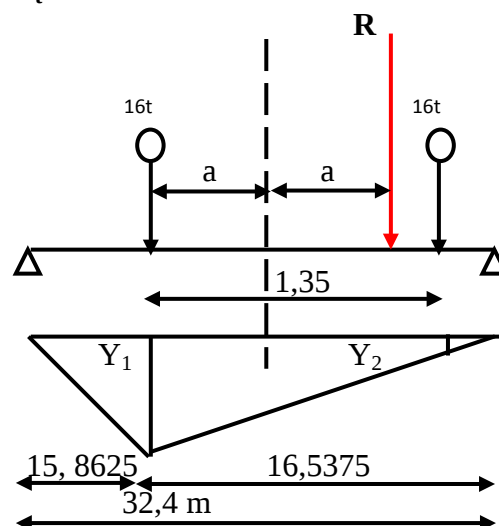
$$Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 7,31 + 8,16 + 4,06 + 3,38 = 22,91$$

$$M = P_{av} (Y_1 + Y_4) + P_{ar} (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6).$$

N° de vois chargée	essieu	P (t)	M (t.m)	$M_0 = M/7$ (t.m)
1	E.AV	6.48	367,416	52,48
	E.AR	12,96		
2	E.AV	12,96	734,83	104,97
	E.AR	25,92		

Tableau XI .6: Moment fléchissant Dus au Surcharge B_c .

❖ surcharge B_t :



FigXI.6 : disposition de B_t .

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. (Fig.6).La même procédure de calcul (théorème de barrée).

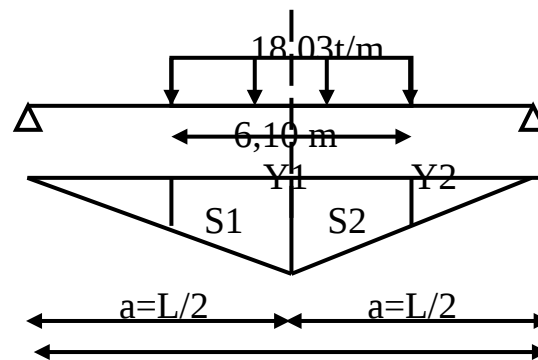
$$\begin{aligned}
 a &= 0.675 / 2 = 0,3375 \\
 Y_1 &= 15,8625 \times 16,5375 / 32,4 \\
 Y_1 &= 8,09 \\
 Y_2 &= 7,43 \\
 \sum Y_i &= Y_1 + Y_2 \\
 &= 15,52
 \end{aligned}$$

Nombre de tandem	P	M	$M_0 = M/7$
1	17,2	266, 94	38,13
2	34,4	533,88	76,26

Tableau XI .7 : Moment fléchissant Dus au Surcharge B_t.

II-2-2- 2- Système militaire M_c 120 :

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie



FigXI.7 : disposition de système Mc120

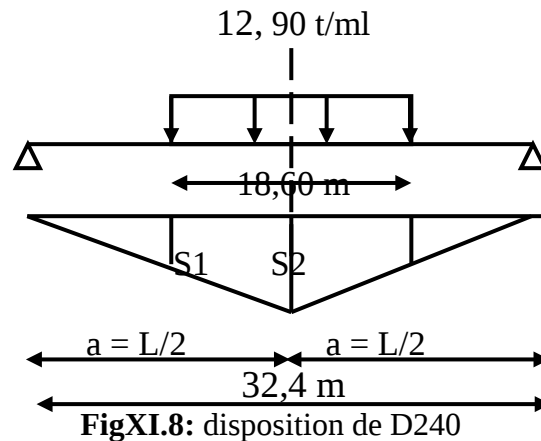
$$\begin{aligned}
 Y_1 &= a^2/L \\
 &= 8,1 \text{ m} \\
 Y_2 &= 6,575 \\
 S &= S_1 = S_2 \\
 &= (8,1 + 6,575) \cdot 3,05 / 2 \\
 &= 22,38 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

La charge (t/m)	Surface (S)	M (t.m)	M_0 (t.m)
18,03	22,38 x 2	807	115,28

Tableau XI.8 : Moment fléchissant Du au Surcharge (M_c120).

II-2-2- 3- Charge exceptionnelle D240 :

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie



$$Y1 = a2/L$$

$$= 8,1 \text{ m}$$

$$Y2 = 3,45 \text{ m}$$

$$S = S1 = S2$$

$$= (8,1 + 3,45) \cdot 9,30 / 2$$

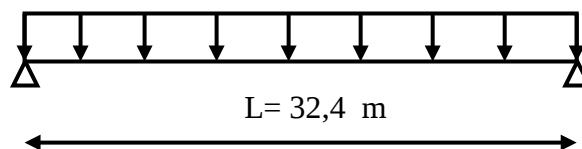
$$= 53,70 \text{ m}^2$$

La charge (t/m)	Surface (S)	M. δ (t.m)	M0 (t.m)
12,90	53,70 x 2	1489,36	197,92

Tableau XI.9: Moment fléchissant Dus au Surcharge D 240.

II-2-3- Surcharge de trottoir :

$$Q = 0,231 \text{ t/ml}$$



FigXI.9 : disposition de surcharge trottoir.

D'après le calcul du l'R.D.M on trouve que le moment fléchissant sous la forme suivante :

$$M(x) = Q x/2 + Q x^2/2$$

$$\text{Pour } x=L/2 \quad M(L/2) = QL^2/8$$

Trottoir chargé	Q	M (t.m)	M0 (t.m)
1	0,231	30,31	4,33
2	0,462	60,62	8,66

Tableau XI .10 : Moment fléchissant Du au Surcharge de trottoir

❖ Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

Les charges		Pour $x=0$	
		M (t.m)	M_0 (t.m)
Surcharge A(L)	1 Voie	467,76	67,10
	2 Voies	939,53	134,21
Surcharge Bc	1 Voie	367,41	52,48
	2 Voies	734,83	104,97
Surcharge Bt	1 Tandem	266,94	38,13
	2 Tandems	533,88	76,26
Convoi	MC120	807	115,28
	D240	1489,36	212,76
Trottoir	1 Trottoir	30,31	4,33
	2 Trottoirs	60,62	8,66

Tableau XI.11 : récapitulatif des moments dus aux surcharges.

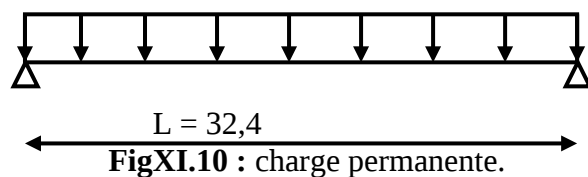
III- Calcul des efforts tranchants :**Pour $x = 0$:****III-1- Effort tranchant dû au poids propre :**

La charge totale qui revient à chaque poutre :

La charge	Poutre intermédiaire (t/ml)	Poutre de rive (t/ml)
Poutre seule	1,434	1,434
La dalle	0, 0,943	0, 793
superstructure	0, 651	0,651
total	3,028	2,878

Tableau XI.12 : La charge totale qui revient a chaque poutre.

$$T_0 = Q.L/2$$



La charge	Poutre intermédiaire (t)	Poutre de rive (t)
Poutre seule	23,23	23,23
La dalle	15,27	12,84
superstructure	10,54	10,54
total	49,04	46,61

Tableau XI.13 : L'effort tranchant dus au poids propre.

III-2-Effort tranchant dû aux surcharges routières :

III-2-1-surcharges A (I) :

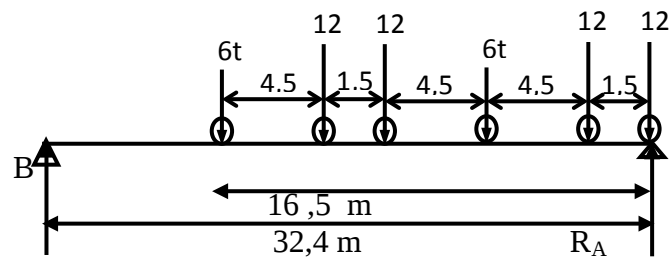
$$T = A_2 (L) L/2$$

$$T_0 = T/n \quad n=7$$

Nombre de voies	$A_2 (L) T/ml$	$T (t)$	T_0 revenant à chaque poutre (t)
1	3,58	58	8,285
2	7,16	116	16,57

Tableau XI.14 : L'effort tranchant dû à la surcharge A (I).

III-2-2-Système de charge B :

❖ surcharges B_c :Fig XI.11 : disposition de B_c .

$$\sum M_B = 0$$

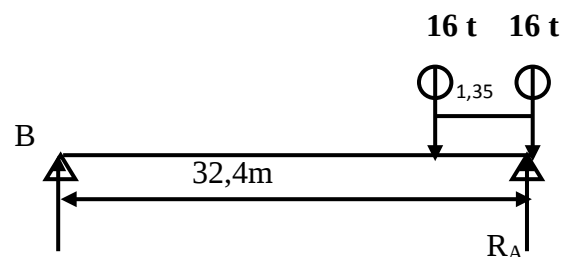
$$R_A 32,4 - 12 \times 32,4 - 12 \times 30,9 - 6 \times 26,4 - 12 \times 21,9 - 12 \times 20,4 - 6 \times 15,9 = 0$$

$$R_A = 46,94 \text{ t}$$

$$\delta = 1,08$$

$$T_0 = T/n \quad n=7$$

Nombre de voies chargée	$T (t)$		$T_0 (t)$
1	$1,08 \times 46,94$	50,69	7,24
2	$2 \times 1,08 \times 46,94$	101,39	14,48

Tableau XI.15: L'effort tranchant dû à la surcharge B_c .❖ surcharges B_t :Fig XI.12 : disposition de B_t .

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 32,4 \cdot R_A - 16 \times 32,4 - 16 \times 31,05 = 0$$

$$R_A = 31,33$$

$$\delta_{bt} = 1.075$$

Nombre de tandem	b t	T (t)		T0 (t)
1	1	1.075 x 33,67	33, 67	4,81
2	1	2 x 1.075 x 33,67	67, 34	9,62

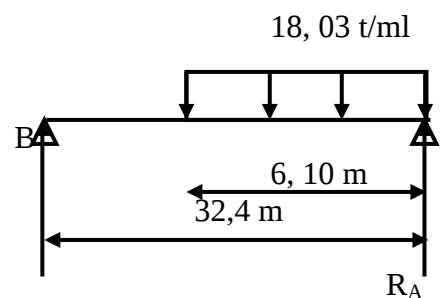
Tableau XI.16 : L'effort tranchant dû à la surcharge Bt.

II-2-3-surcharges M_{C120} :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 32,4.R_A - 18,03 \times 6,10 \times (29,35) = 0$$

$$R_A = 99,63 \text{ t.}$$

$$\delta_{mc120} = 1,075$$



FigXI.13 : disposition de M_{C120} .

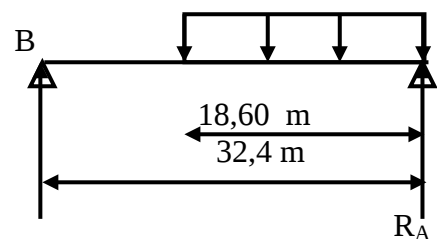
T (t)		T ₀ (t)
1,075 x 99,63	107,10	15,30

Tableau XI.17 : L'effort tranchant dû à la surcharge M_{C120} .

II-2-4-surcharges D 240

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 32,4.R_A - 12,90 \times 18,60 \times (23,1) = 0$$

$$R_A = 171,06 \text{ t.}$$



FigXI.14 : disposition de D240.

T (t)	T ₀ (t)
171,06	24,43

Tableau XI.18 : L'effort tranchant dû à la surcharge D 240.

II-3-surcharges de trottoir

$$T = Q L/2$$

$$Q = 0,231 \text{ t/ml}$$

Trottoir chargé	T (t)	T ₀ (t)
1	3,74	0,53
2	7,48	1,06

Tableau XI.19 : L'effort tranchant dû à la surcharge trottoir.

❖ Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :

Les charges		Pour x=0	
		T (t)	T ₀ (t)
Surcharge A(L)	1 Voie	58	8,28
	2 Voies	116	16,57
Surcharge Bc	1 Voie	50,69	7,24
	2 Voies	101,39	14,48
Surcharge Bt	1 Tandem	33,67	4,81
	2 Tandems	67,34	9,69
Convoi	MC120	107,10	15,30
	D240	171,06	24,43
Trottoir	1 Trottoir	3,74	0,53
	2 Trottoirs	7,48	1,06

Tableau XI .20 : L'effort tranchant dû aux surcharges

Chapitre : XII

Repartition **Transversale**

I-répartition transversale :

La répartition transversale des charges est faite par deux méthodes qui sont :

I-1-LA METHODE DE GUYON-MASSONNET :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e = b$; $e = \frac{3.b}{4}$; $e = \frac{b}{2}$; $e = \frac{b}{4}$; $e = 0$) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ($y = \pm b$; $y = \pm \frac{3.b}{4}$; $y = \pm \frac{b}{2}$; $y = \pm \frac{b}{4}$; $y = 0$). On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales (κ_α , ε_α , μ_α) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

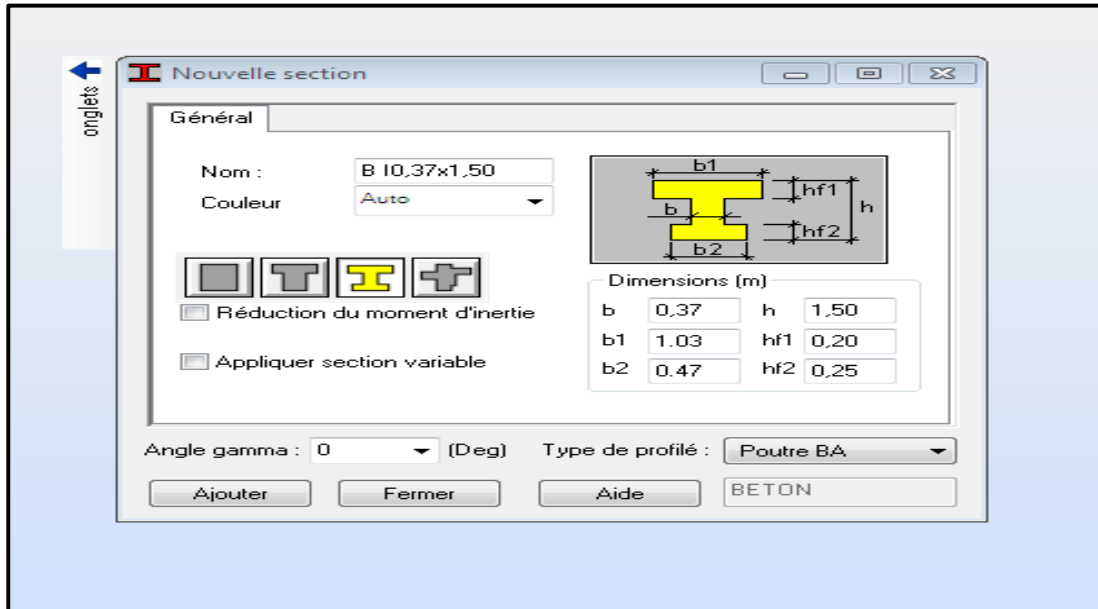
Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

I-2-LA METHODE NUMERIQUE (Robot Millenium) :**Modélisation :**

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supportée par sept appuis, tel que un appui simple d'un côté et double d'autre côté, la dalle est modélisée en élément panneau.

I-2-1-Modélisation de la poutre :

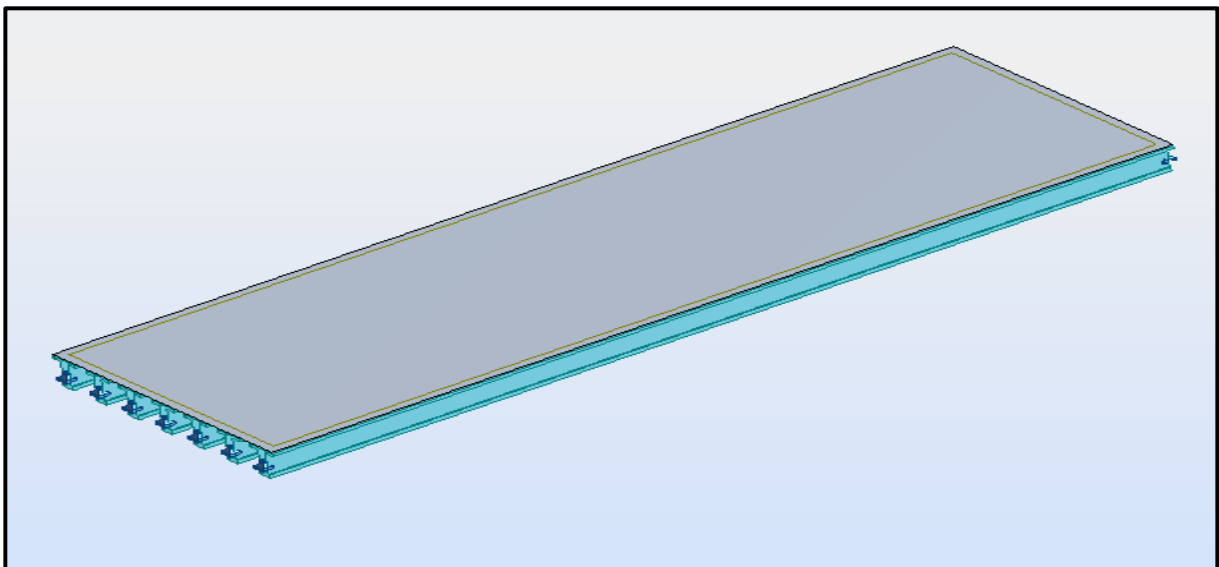
Les poutres sont modélisées de la manière suivante :



FigXII.1 : Modélisation de la poutre.

I-2-2-Modélisation de tablier :

Le tablier est modélisé de la manière suivante :



FigXII.2 : Modélisation de tablier

II- Les valeurs de ($M_{\max}$, $T_{\max}$) :

II-1-Les valeurs du moment fléchissant max :

Le moment fléchissant max est situé à mi- travée($X=L/2$) de chaque poutre.
Les valeurs du moment fléchissant max dans chaque poutre sous les différents chargements sont données par le tableau suivant :

M	Cp+Ccp	A(l)à1v	A(l) 2v	BC1v	BC2v	Mc120	D240	ST1	ST2
poutre									
P4(y=4,53)	400,03	95,56	115,23	72,727	115,25	99,96425	171,15	11,28	9,63
P3(y=3,02)	394,36	88,7	134,04	70,038	125,55	119,8625	185,39	8,92	8,66
P2(y=1,51)	390,46	79,96	137,27	64,379	140,65	138,6213	196,60	6,63	7,95
P1 (y=0)	385,01	69,06	155,79	54,529	164,55	136,9873	205,39	4,49	7,66
P2' (-1,51)	390,46	79,96	167,27	64,379	140,65	138,5138	211,66	6,63	7,95
P3' (-3,02)	394,36	88,7	144,04	70,038	125,55	119,8625	200,39	8,92	8,66
P4'(y=4,53)	400,03	95,56	125,23	72,727	115,25	99,96425	176,15	11,28	9,63

Tableau XII.1 : Les valeurs de Mmax.

II-2-Les valeur de l'effort tranchant max :

L'effort tranchant max est situé à l'appui($x=0$) de chaque poutre.
Les valeurs de l'effort tranchant max dans chaque poutre sous les différents chargements sont données par le tableau suivant :

T	cp+ccp	A(l)1v	A(l) 2v	Bc 1v	Bc 2v	Mc120	D240	ST1	ST2
poutre									
P4 (y=4,53)	54,75	10,92	12,67	8,2404	12,52	10,137	16,49	2,07	1,59
P3 (y=3,02)	46,79	11,36	16,84	10,854	15	14,824	20,99	1,08	0,96
P2 (y=1,51)	46,81	12,86	17,9	11,7828	18,05	25,789	26,68	0,72	0,78
P1 (y=0)	42,04	9,46	18,18	8,4564	20,31	19,39	32,93	0,47	0,72
P2' (y=-1,51)	46,81	12,86	17,9	11,7828	18,05	25,789	26,68	0,72	0,78
P3' (y=-3,02)	46,79	11,36	16,84	10,854	15	14,824	20,99	1,08	0,96
p4' (y=-4,53)	54,75	10,92	12,67	8,2404	12,52	10,1372	16,49	2,07	1,59

Tableau XII.2 : Les valeurs de Tmax.

III-La détermination des efforts max :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BAEL.

❖ à l'état limite de service (E.L.S)

a- $C_p + C_{cp} + 1,2 (A(l) + S_t)$

b- $C_p + C_{cp} + 1,2 (B_c + S_t)$

c- $C_p + C_{cp} + M_{c120} + 1,2 S_t$

d- $C_p + C_{cp} + D_{240} + 1,2 S_t$

❖ à l'état limite ultime (E.L.U)

a- $1,35 (C_p + C_{cp}) + 1,6 (A(l) + S_t)$

b- $1,35 (C_p + C_{cp}) + 1,35 M_{c120} + 1,6 S_t$

d- $1,35 (C_p + C_{cp}) + 1,35 D_{240}$

III-1-les valeurs des efforts (M,T) d'après la combinaison à l'ELS :

Poutre	p1	p2	p3	p4
Combinaisons				
CP+CCP+1,2(A(l) 2v + ST2)	581,15	570,72	565,6	549,86
cP+CCP+1,2(BC 2v + ST2)	585,67	560,44	546,22	539,53
cP+CCP+Mc120+1,2 ST2	529,65	537,07	522,82	509,62
CP+CCP+D240	590,4	587,06	579,75	571,18

Tableau XII.3: Les valeurs de moment fléchissent à ELS.

Poutre	P1	P2	P3	P4
Combinaisons				
CP+CCP+1,2(A(l) 2v + ST2)	64,72	69,22	48,17	65,81
cP+CCP+1,2(BC 2v + ST2)	69,22	69,13	67,38	72,88
cP+CCP+Mc120+1,2 ST2	62,29	72,54	62,77	66,8
CP+CCP+D240	74,97	73,49	62,79	69,24

Tableau XII.4 : Les valeurs de l'effort tranchant à ELS.

II-2-les valeurs des efforts (M,T) d'après la combinaison à l'ELU :

Poutre	P1	P2	P3	P4
Combinaisons				
1,35(Cp+Ccp)+1,6(A(l) 2v+ST)	829,28	807,47	776,70	755,81
1,35(cp+Ccp)+1,35Mc120+1,6ST	716,95	726,79	708,05	690,40
1,35(Cp+Ccp)+1,35D240	817,29	812,78	802,91	791,34

Tableau XII.5 : Les valeurs de moment fléchissent à l'ELU.

Poutre	P1	P2	P3	P4
Combinaisons				
1,35(Cp+Ccp)+1,6(A(l) 2v+ST)	88,99	93,08	91,64	96,72
1,35(cp+Ccp)+1,35Mc120+1,6ST	82,26	96,82	83,31	89,18
1,35(Cp+Ccp)+1,35D240	101,25	99,21	91,5	96,17

Tableau XII.6 : Les valeurs de l'effort tranchant à l'ELU.

❖ A l'ELS :

Après avoir déterminé les éléments de réduction, le moment maximum est donnée par la combinaison suivante (la poutre la plus sollicitée) :

$$C_p + C_{cp} + D_{240}$$

- Tel que $M_{\max} = 590,4t.m$

Le moment trouvé manuellement est : $M_{\max} = 605,49t.m$

- L'effort tranchant sur l'appui intermédiaire est $T_{\max} = 74,97t$

L'effort tranchant manuellement est $T_{\max} = 81,31t$.

❖ A l'ELU :

Les efforts max sont donnés par la combinaison suivante :

$$1.35 (C_p + C_{cp}) + 1.35(D_{240})$$

- Tel que $M_{\max} = 797,29t.m$

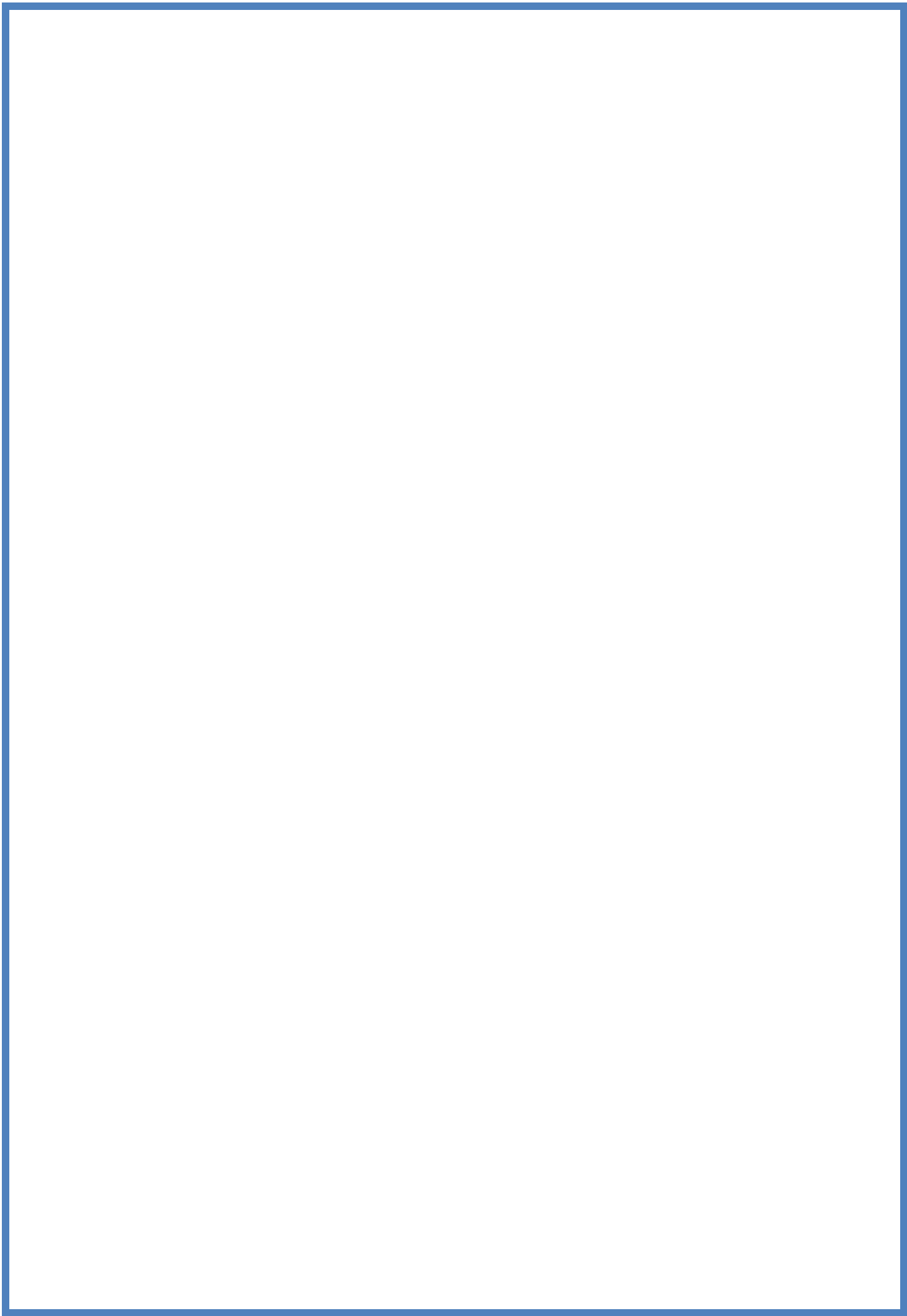
Le moment trouvé manuellement est : $M_{\max} = 794.67 t.m$

- L'effort tranchant sur l'appui intermédiaire est $T_{\max} = 101,25 t$

L'effort tranchant manuellement est $T_{\max} = 109,76t$.

Chapitre : XIII

Etude De la **Précontrainte**



I-Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (pour application de forces additionnelles) telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendre qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré tension.

Dans notre cas on utilise la précontrainte par **post tension**

II-Précontrainte par post-tension :

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour prolonger les câbles contre la corrosion.

❖ béton :

Les mêmes caractéristiques qu'en béton armé sauf qu'il faut réaliser une résistance de caractéristique plus élevée (bonne qualité du béton).

On utilisera donc un ciment CPA 350 dose à 400 kg/m² + adjuvant, soit une résistance de caractéristique moyenne :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

Armature de précontrainte : 12T15

III- Dimensionnement de la précontrainte :**❖ Caractéristiques géométriques de la section médiane :****Poutre seule :**

$$B = 4852,6 \text{ cm}^2$$

$$V' = 84,17 \text{ cm}$$

$$V = 65,83 \text{ cm}$$

$$I = 10637950,51 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 0.396$$

Poutre + dalle :

$$B = 8415,1 \text{ cm}^2$$

$$V' = 117,33 \text{ cm}$$

$$V = 57,67 \text{ cm}$$

$$I = 18468466,67 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 0.324$$

II-1-Dimensionnement :

La précontrainte minimale doit respecter la condition suivante :

$$P_{\min} = \text{Sup} (P_I ; P_{II})$$

➤ Si $P_{\min} = P_I$: le fuseau de passage est situé hors de la zone d'enrobage, section sous critique.

➤ Si $P_{\min} = P_{II}$: le fuseau de passage a une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage, section sur critique.

Les caractéristiques géométriques à considérer sont celles de la section médiane

(poutre + dalle) avec :

$$C = \rho \cdot V = 0,1868 \text{ m}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0,38 \text{ cm}$$

$$d' = 0,12 \text{ m (Enrobage)}$$

$$h = 1,75 \text{ m}$$

$$P_I = (M_{\max} - M_{\min}) / \rho h = 3,61 \text{ MN}$$

$$P_{II} = M_{\max} / (c + v' - d') = 4,77 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = \text{Sup} (3,61; 4,77) = 4,77 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = P_{II} = 4,77 \text{ MN}$$

Donc la section est sur critique d'où l'excentricité au niveau de la section médiane:

$$e_0 = -v' + d'$$

$$e_0 = -0,8 \text{ m (poutre seule)}$$

$$e_0 = -1,05 \text{ m (poutre + dalle)}$$

II-1-1-Détermination du nombre de câble n et de la valeur minimale P_0 :

La précontrainte minimale $P_{\min}$ doit être respecté durant toute la durée de vie de l'ouvrage.

On estime les pertes totales à **25%** de la précontrainte initiale.

$$0,75 P_0 = 0,75 n P_0 \geq P_{\min} = P_{II}.$$

$$P_0 = \min (0,8 f_{prg} A_p ; 0,9 f_{peg} A_p) = \min (2,5488 ; 2,564)$$

$$\text{Donc : } P_0 = 2,54 \text{ MN}$$

$$0,75 \times n \times 2,54 \geq 4,77$$

$$n \geq 2,53 \quad \text{on choisira donc } \mathbf{3 \text{ câbles de 12T15}}$$

La précontrainte totale initiale est :

$$P_0 = 3 \times P_0 = \mathbf{7,62 \text{ MN}}$$

III-1-2 Détermination de nombre de câbles a l'about :

Ces câbles doivent être tirés à 100% avant la mise en place de la poutre.

Fibre Supérieur, FS : $\sigma_s > \sigma_m = -1,5 \text{ ft28}$

Fibre Inferieure, FI : $\sigma_i > \sigma_M = -0,6 \text{ fc28}$

NB :

Les Caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi travée:

$$d' = 0,12 \text{ m. } h = 1,50 \text{ m. } e_0 = -0,7217 \text{ m.}$$

$$\text{Section nette : } B = 0,9 \times 0,4852 = 0,43 \text{ m}^2$$

$$V' = 84,17 \text{ cm} \quad \text{et} \quad V = 65,83 \text{ cm}$$

$$I_g = 10637950,51 \text{ cm}^4 \quad I_n = 0,095 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0,396$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M_{\min} V / I_{GN} + P (1/B_n + e_0 V / I_{GN}) \geq 0$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M_{\min} (V') / I_{GN} + P (1/B_n + e_0 (V') / I_{GN}) \leq 0,6 f_{c28}.$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 13,02 + P (-5,27) \geq 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{inf}} = -16,65 + P (9,77) \leq 21.$$

$$\text{Alors : } P \leq 3,23 \text{ MN et } P \leq 3,86 \text{ MN}$$

On estime que les pertes est de 10% alors :

$$n = 3,23 / (0,9 \times 2,54) = 1,68 \text{ donc } \mathbf{02 \text{ câbles.}}$$

On place deux câbles à l'about et le troisième câble en extrados.

IV-Vérification des contraintes normales :

$$\sigma_{\text{sup}} = M_g V / I_{GN} + P (1/B_n + e_0 V / I_{GN}) \geq 0$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M_g (V') / I_{GN} + P (1/B_n + e_0 (V') / I_{GN}) \leq 0.6 f_{c28}.$$

σ_{sup} : contraintes à la fibre supérieure.

σ_{inf} : contraintes à la fibre inférieure.

P : force due à la précontrainte ($P = n x P_0$).

M_g : moment due au poids propre.

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

❖ Première étape :

N.B : les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi- travée de la poutre seule.

➤ après le septième jour, la mise en tension est 50%.

➤ Les pertes considérées.

$$F_{c7} = 0,685 f_{c28} \log(27 + 1) = 21,65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 13 \text{ MPa.}$$

On a :

$$P = 2 x P_0 x 0,9 x 0,5 = 2,286 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 6,12 > 0 \quad \text{(vérifié).}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2,90 < 13 \quad \text{(vérifié).}$$

❖ 2ème étape :

➤ La mise en tension des câbles est à 100% à 28 jours.

➤ Les pertes considérées sont 20%.

➤ $f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$

➤ $\sigma_{\text{max}} = 21 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,91 > 0 \quad \text{(vérifié).}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 17,90 < 21 \text{ MPa.} \quad \text{(vérifié).}$$

❖ 3ème étape :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont :

➤ Efforts dus à la deuxième phase.

➤ Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

$$\sigma_{\text{sup}} = 1,32 \text{ MPa} > 0 \quad \text{(vérifié).}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 13,51 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \quad \text{(vérifié).}$$

❖ 4ème étape :

Tablier à vide (poutre + dalle) :

- La mise en tension du troisième câble est faite à 100%.
- Les pertes considérées sont de 25%.

$$\sigma_{\text{sup}} = 4,5 \text{ MPa} > 0 \quad (\text{vérifié}).$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 6,90 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié}).$$

❖ 5ème étape :

L'ouvrage est en service :

- Mise en tension est déjà faite à 100%.
- Les pertes considérées sont de 25%.

$$\sigma_{\text{sup}} = 7,19 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié}).$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 8,25 \text{ MPa} > 0 \text{ MPa} \quad (\text{vérifié}).$$

L'ensemble des étapes de vérification des contraintes normales sont illustrées dans le Tableau suivant :

désignation	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	vérification
étape 1	6,12	2,92	✓
étape 2	0,91	17,9	✓
étape 3	1,32	13,5	✓
étape 4	4,5	6,9	✓
étape 5	7,19	8,25	✓

Tableau XIII.1 : vérification des contraintes normales.

V-Disposition constructive des câbles :

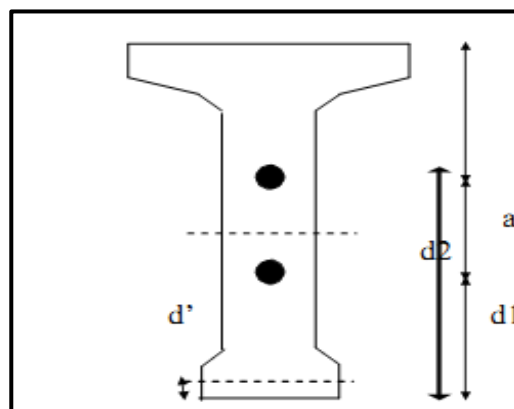
A l'about on prendra un espacement de 50cm entre deux câbles successifs, et on détermine d de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

$$\sum M/FI = 0$$

$$2PV' = P A + P (A+0,5)$$

$$d1 = V' - 0,5/2 = 0,56 \text{ m}$$

$$d2 = d1 + 0,5 = 1.06 \text{ m}.$$



FigXIII.1 : Disposition des câbles en section d'about.

V-1-Tracé des câbles :

❖ **Détermination de l'angle de relevage :**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{Arcsin} \left(\frac{VM - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \left(\frac{Vm + \bar{V}}{P} \right)$$

Avec: $VM = V_{\max} = 0,8197 \text{ MN}$.

$Vm = V_{\min} = V_G = 0,4904 \text{ MN}$.

$\bar{V}$: L'effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8h$ ($h = 1,75$: hauteur de la poutre + dalle)

$\bar{\tau} = \sqrt{0,4ftj (ftj + \sigma_x)}$: Contraintes tangentiels limites à ELS.

$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

$\sigma_x = P/B_n$: contraintes normales au niveau de la fibre neutre.

B_n : La section nette d'about (poutre +dalle).

P : effort de la précontrainte :

$P = n \times (1 - \Delta P) P_0$: n = nombre de câble dans la section d'about.

$P = 2 \times (1 - 0,25) \times 2,54 = 3,31 \text{ MPa}$.

$B_n = B_{(p+d)} - 2 \times \pi \times \phi^2 = 1,1584 - 2 \times 3,14 \times (0,08)^2 = 1,148 \text{ m}^2$.

$\phi^2 = 0,08$: diamètre de gain.

$\sigma_x = (3,81/1,148) = 3,31 \text{ MPa}$.

$\bar{\tau} = 2,30 \text{ MPa}$.

$b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \Phi$ (largeur nette de section d'about).

$m = 1$ nombre de gaine par lit.

$k = 0,5$ câble injecté de coulis de ciment.

$b_n = 0,47 - 1 \times 0,5 \times 0,08 = 0,43 \text{ m}$.

Donc :

$\bar{V} = 2,30 \times 0,43 \times 0,8 \times 1,75 = 1,386 \text{ MN}$.

$$\text{Arcsin} \left(\frac{0,81 - 1,368}{3,81} \right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \left(\frac{0,49 + 1,368}{3,81} \right)$$

$$-8,54^\circ \leq \alpha \leq 29,50^\circ$$

La valeur optimale de α est donnée par la relation suivante :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin}((VM + Vm)/2p) = 9,90^\circ = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$$

On fixe $\alpha_1 = 9^\circ$ et on trouve $\alpha_2 = 10,80^\circ$.

❖ **. Tracé individuel des câbles :**

Chaque câble aura un tracé parabolique avec une partie courbe et désigné par x_k et la partie rectiligne est désignée par x_d .

L'équation de la parabole de chaque câble est donnée par

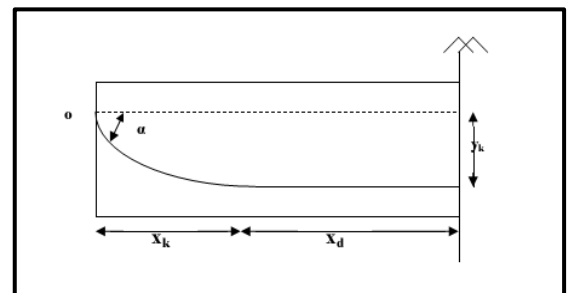
$$Y = ax^2$$

$$\text{Tg} \alpha = dx/dy = 2ax$$

Pour $x = x_k$ on trouve

$$a = \frac{\text{tg} \alpha}{2 x_k}$$

$$x_k = \frac{2 Y_k}{\text{tg} \alpha}$$



FigXIII. 2 : tracé de câbles

$x_d = L/2 - x_k$ avec $L = 33,4\text{m}$.

Câble	α	$\text{tg}\alpha$	Y_i	Y_k	X_k	X_d	a
1	9	0,15	0,56	0,44	5,86	10,83	0,0127
2	10,8	0,19	1,06	0,94	9,89	6,80	0,0096
3	25	0,46	1,5	1,38	6	6,7	0,0383

Tableau XIII.2 : tracé individuel des câbles.

L'équation de câble moyen est déterminée comme suit :

$$x_k = \frac{\sum x_{ki}}{3} \quad \text{et} \quad y_k = \frac{\sum y_{ki}}{3}$$

$$\alpha = \text{Arctg}(2.y_k / x_k)$$

Alors : $x_k = 7,2\text{m}$ et $y_k = 0,92\text{ m}$

Alors : $\alpha = 14,19^\circ$ et $a = 0,0186\text{ m}^{-1}$

cable	α	$\text{tg}\alpha$	Y_i	Y_k	X_k	X_d	a
moyen	14,19	0,256	1,04	0,92	7,2	9,44	0,017

Tableau XIII.3 : tracé de câble moyen.

La position des câbles dans la poutre est donnée par le tableau suivant ;

Câble	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble Moy
x	y	y	y	y Moy
0	0,56	1,06	/	1,04
1	0,547	1,080	/	1,023
2	0,508	1,051	/	0,972
3	0,444	1,00	/	0,887
4	0,355	0,936	1,5	0,768
5	0,240	0,849	1,46	0,615
5,88	0,12	0,758	1,437	0,452
6	0,12	0,744	1,46	0,428
7,25	0,12	0,585	1,09	0,146
8	0,12	0,475	0,88	0,146
9,89	0,12	0,150	0,19	0,146
10,22	0,12	0,150	0,18	0,146
12	0,12	0,150	0,18	0,146
14	0,12	0,150	0,18	0,146
16,7	0,12	0,150	0,18	0,146

Tableau XIII.4 : position des câbles.

V-2-Les caractéristiques géométriques des sections :

❖ à $X=0$:

1. Section sans hourdis :

Position du C.D.G : $Y = 81,79$ cm

Diamètre de la gaine = 8 cm (T15)

$$I_0 (\text{gaine}) = n \pi / 64 \phi^4$$

$$B (\text{gaine}) = n \pi \phi^2 / 4$$

n = nombre de câble.

	B(cm ²)	Y (cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Sect brute	7834		640778	16484866,46	68896973.33
Gaines	100,48	81,79	8281,26	401,92	672171,48
Sect nette	7733,52		632490,74	164446,54	68224801.84

Tableau XIII.5 : Caractéristique de la section seule.

$$V' = S_A/B = 81,7 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 68,3 \text{ cm.}$$

$$\rho = I_G/(V \times V' \times B) = 38,47\%$$

$$I_G = I_A - BV'^2 = 16604406,53 \text{ cm}^4.$$

$$i = (I_G/B)^{1/2} = 46,33 \text{ cm.}$$

2. section avec hourdis :

	B(cm ²)	Y(cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Section brute	11584		1250153	33198378,43	168115723.33
Gaines	100,48	81,79	8281,26	401,92	672171,48
Section nette	11483,52		1241871,74	33197976,51	167443551,8

Tableau XIII.6 : Caractéristique de la section avec l'hourdis.

$$V' = S_A/B = 108,14 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 66,86 \text{ cm.}$$

$$\rho = I_G/(V \times V' \times B) = 39,92\%.$$

$$I_G = I_A - BV'^2 = 33152287,8 \text{ cm}^4.$$

$$i = (I_G/B)^{1/2} = 53,73 \text{ cm}$$

❖ $X=0,25L$

3. Section sans hourdis :

	B(cm ²)	Y (cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Sect brute	6463		535724	14939744,93	59346398.83
Gaines	150,72	49,16	7409,39	602,88	364245,87
Sect nette	6312,28		528314,61	14939142,05	58982152,96

Tableau XIII.7: Caractéristique de la section seule.

$$V' = S_A/B = 83,69 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 66,31 \text{ cm.}$$

$$\rho = I_G/(V \times V' \times B) = 42,16\%$$

$$I_G = I_A - BV'^2 = 14770842,21 \text{ cm}^4.$$

$$i = (I_G/B)^{1/2} = 48,37 \text{ cm}$$

4. section avec hourdis :

	B(cm ²)	Y (cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Sect brute	10213		1145099	30174693,55	158565148,83
Gaines	150,72	49,16	7409,39	602,88	364245,87
Sect nette	10062,28		1137689,61	30174090,7	158929394,7

Tableau XIII.8 : Caractéristique de la section avec l'hourdis.

$$V' = S_A/B = 113,06 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 61,94 \text{ cm.}$$

$$\rho = I_G/(V \times V' \times B) = 43,01\%$$

$$i = (I_G/B)^{1/2} = 54,88 \text{ cm}$$

$$I_G = I_A - BV'^2 = 30307916,29 \text{ cm}^4.$$

❖ X=0,5L:

5. Section sans hourdis :

	B(cm ²)	Y(cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Sect brute	5108		429917,2	13834370,54	50018474,01
Gaines	150,72	15	2260,8	602,88	33912
Sect nette	4957,28		427656,4	13833767,66	49984562,01

Tableau XIII.9: Caractéristique de la section seule.

$$V' = S_A/B = 86,26 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 63,74 \text{ cm.}$$

$$\rho = I_G/(V \times V' \times B) = 48,03\%$$

$$i = (I_G/B)^{1/2} = 51,38 \text{ cm}$$

$$I_G = I_A - BV'^2 = 13091347,09 \text{ cm}^4.$$

6. section avec hourdis :

	B(cm ²)	Y (cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Sect brute	8858		1039292,2	27299215,30	149237224,01
Gaines	150,72	15	2260,8	602,88	33912
Sect nette	8707,28		1037031,4	27298612,42	149203312

Tableau XIII.10 : Caractéristique de la section avec l'hourdis.

$$V' = S_A/B = 119,09 \text{ cm.}$$

$$\rho = I_G/(V \times V' \times B) = 44,32\%$$

$$V = h - V' = 55,90 \text{ cm.}$$

$$i = (I_G/B)^{1/2} = 54,32 \text{ cm}$$

$$I_G = I_A - BV'^2 = 25693544,94 \text{ cm}^4.$$

VI-Calcul des pertes de précontraintes :**VI-1-Pertes instantanées :****VI-1-1-Pertes par frottement :**

C'est la perte de tension due au frottement des câbles dans la gaine lors de la mise en tension, donc pour obtenir une tension donnée dans un point du câble il faut réaliser à l'ouvrage une tension de valeur supérieure.

Cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha - \phi x)}) \quad (B \cdot A \cdot E \cdot L)$$

section	N° cable	L(m)	α (rad)	$F_x\alpha + \phi$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ Moy (MPa)
0,25L	1	8,63	0,157	0,04512	62,283	65,07
	2	8,75	0,18	0,0493	67,913	
	3	4,8	0,43	0,087	117,64	117,64
0,5L	1	17	0,157	0,06186	84,688	87,62
	2	17,5	0,18	0,0663	90,568	
	3	13,8	0,43	0,104	139,459	139,459

Tableau XIII.11 : pertes par frottement.

VI-1-2-Pertes par recul d'ancrage :

La perte par recule d'ancrage est celle qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin, et reportée directement de béton par l'ancrage elle intervient donc au moment où l'ancrage de l'armature étant constituée, la tension des vérins est relâchée en général, la perte pour recule d'ancrage n'affecte qu'une faible partie de la longueur de l'armature de précontrainte, car relaxation de fil est contrariée par les frottements de l'acier sur la gaine et ne s'effectue que sur quelque mètre au maximum sur une longueur « X ».

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot x \cdot E_a}{\sigma_{p0} \left[f \frac{\alpha}{L} + \phi \right]}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6mm

E_A module d'élasticité de l'acier = 2×10^6 kg/cm²

L : longueur du câble

N° CABLES	α (rad)	L(M)	$f \frac{\alpha}{L} + \phi$	X(M)
1	0,157	34	0,00284	17,2
2	0,18	35	0,00295	17,5
3	0,43	27,6	0,0049	13,83

Tableau XIII.12 : Longueur max des câbles.

N.B :

On remarque que $X > L/2$. Il faut tendre les deux câbles par un seul côté car cela donne des tensions plus élevées.

❖ **Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :**

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\Delta\sigma_{p0} \left[f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right] \cdot X$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès» appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left[1 - \frac{Xi}{X} \right]$$

N°	$\left[f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right]$	X(m)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 0.0L (MPa)	0,25 L MPa	0,5L (MPa)
Cables					
1	0,00284	17,2	138,36	71,1910465	4,15
2	0,00295	17,5	146,2	76,4417143	7,31
3	0,0049	13,83	0	86,77	15,89
Moy câble à l'about	/	/	142,28	73,81	5,73
câble à l'extrados	/	/	0	86,77	15,89

Tableau XIII.13 : Pertes par recul d'ancrage.

VI-1-3-Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces derniers sont tirés l'un après l'autre et à chaque mise en tension d'un câble il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancré précédemment.

La perte moyenne par câble est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_a = \sigma_{bj} (E_a/E_i)$$

E_a : module d'élasticité longitudinale des câbles.

E_i : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

σ'_{bj} : contrainte probable du béton.

- Au 7^{ème} jours les deux câbles seront tirés à 50% de la précontrainte initiale.
- Au 28^{ème} jour les deux câbles seront tirés à 100% de la précontrainte initiale.

❖ **Les pertes à 7 jours :**

$$F_{c28} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$F_{c7} = 0.685 \times 35 \log(7+1) = 21.65 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 11000 (f_{cj})^{1/3} = 30658.85 \text{ Mpa}$$

La perte sera :

$$\Delta\sigma_a = (2.10^5 / (2 \times 35981.85)) \times \sigma'_{b7} = 3.26 \sigma'_{b7}$$

$$\Delta\sigma_a = 3.26 \sigma'_{b7}$$

❖ **Les pertes à 28 jours :**

$$E_i = 11000 (35)^{1/3} = 35981.73 \text{ Mpa}$$

La perte sera :

$$\Delta\sigma_a = (2.10^5 / (2 \times 35981.73)) \times \sigma'_{b7} = 2.78 \sigma'_{b7}$$

$$\Delta\sigma_a = 2.78 \sigma'_{b28}$$

section	0	0,25l	0,5l
p	5,08	4,62	4,46
I	0,166	0,1477	0,1309
B	0,7733	0,6312	0,4957
M _p	0	1,5	1,85
σ _{bi}	6,569	13,270	23,752
Δσ _a 7j	21,415	43,262	77,432
Δσ _a 28j	18,262	36,892	66,0309

Tableau XIII.14 : Pertes par raccourcissement instantané du béton pour les 2 câbles d'about.

❖ **Pertes dues à la mise en tension de 3^{ème} câble à l'extrados :**

La section à considérer dans ce cas est la section de la (poutre + dalle) le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans les câbles de 1^{ère} et 2^{ème} famille la contraintes est donnés par :

$$\sigma_{bij} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 \cdot e^2}{I_p} - \frac{M_p \cdot e}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 \cdot \bar{e}^2}{I_t} - \frac{M_d \cdot \bar{e}}{I_t}$$

$$P_1 = 2Ax(1416 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rac})$$

$$P_2 = Ax(1416 - \Delta\sigma_{fr})$$

B_p : section de la poutre seule.

B_t : section de la poutre + dalle.

I_p : inertie de la poutre seule.

I_t : inertie de la poutre + dalle

M_p : moment de la poutre seul.

M_d : moment de l'hourdis.

section	0,00 L	0,25 L	0,5 L
σ _{bij}	0	19,7	38,7
Δσ _{rac}	0	63,46	127,85

Tableau XIII.15 : Pertes par raccourcissement instantané du béton pour les 3 câbles d'extrados.

Le tableau suivant est un résumé pour l'ensemble des pertes instantanées :

Tableau récapitulatif des pertes instantanées

désignation	section	frottement	recul	raccourcissement	TotaleMPa
câble d'about	0,00 L	0	142,28	21,41	163,69
	0,25 L	65,07	73,81	43,26	182,14
	0,5 L	87,62	5,73	77,43	170,78
câble de l'extrados	0,00 L	0	0	0	0
	0,25 L	117,64	86,77	63,46	267,87
	0,5 L	139,449	15,99	127,85	283,289

Tableau XIII.16 : valeurs des pertes instantanées.

VI-2-Pertes différées :**VI-2-1-Pertes due au retrait de béton :**

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r [1 - r(j)] E_p \text{ (Article 3.3.2.1. BPEL91).}$$

$\varepsilon_r = 0,0003$ étant le retrait total du béton

j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

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

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r(m)} \quad . \quad \text{Avec } r(m) = B_n/P.$$

B_n : la section nette.

P : le périmètre de la section. $S1=495,26$

❖ Section about:

$$B_n = 7733,52 \text{ cm}^2, P = 495,26 \text{ cm}$$

$$\text{A 7 jours : } r(t) = 7/(7 + 9 \cdot (7733,52/495,26)) = 0,047$$

$$\Delta\sigma_r = 0,0003(1 - 0,047) \cdot 190000 = 5432,1 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{A 28 jours : } r(t) = 28/(28 + 9 \cdot (7733,52/495,26)) = 0,1661$$

$$\Delta\sigma_r = 0,0003(1 - 0,1661) \cdot 190000 = 4753,23 \text{ t/m}^2.$$

❖ Section intermédiaire :

$$B_n = 6312,28, P = 507,59 \text{ cm}$$

$$\text{A 7 jours : } r(t) = 7/(7 + 9 \cdot (6312,28/507,59)) = 0,059$$

$$\Delta\sigma_r = 0,0003(1 - 0,059) \cdot 190000 = 5363,7 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{A 28 jours : } r(t) = 28/(28 + 9 \cdot (6312,28/507,59)) = 0,2$$

$$\Delta\sigma_r = 0,0003(1 - 0,2) \cdot 190000 = 4560 \text{ t/m}^2$$

❖ Section médiane:

$$B_n = 4957,28, P = 517,14 \text{ cm}$$

$$\text{A 7 jours : } r(t) = 7/(7 + 9 \cdot (4957,28/517,14)) = 0,075$$

$$\Delta\sigma_r = 0,0003(1 - 0,075) \cdot 190000 = 5272,5 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{A 28 jours : } r(t) = 28/(28 + 9 \cdot (4957,28/517,14)) = 0,24$$

$$\Delta\sigma_r = 0,0003(1 - 0,24) \cdot 190000 = 4332 \text{ t/m}^2$$

	0	0,25L	0,5L
2 câbles			
$\Delta\sigma_{7J}$ (MPa)	54,32	53,63	52,72
$\Delta\sigma_{28J}$ (MPa)	47,53	45,60	43,32
3 câbles			
$\Delta\sigma_{7J}$ (MPa)		54,26	53,82
$\Delta\sigma_{28J}$ (MPa)		47,44	46,10

Tableau XIII.17 : pertes due au retrait du béton.

VI-2-2- Pertes par fluages :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) E_p / E_{ij} \text{ (Article 3.3.2.2. BPEL1991).}$$

σ_b : la contrainte finale de béton.

σ_M : la contrainte maximale supportées par le béton dans la section considérées, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{ci,j}}$$

	0	0,25L	0,5L
Pertes dues aux fluages(MPa)	201,81	295,70	322,10

Tableau XIII.18 : pertes par fluage.

VI-2-3-pertes dues à la relaxation :

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

μ_0 coefficient égal à : 0,3 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

$f_{prg} = 1770$ (MPa), $\mu_0 = 0,43$, $\rho_{1000} = 2,5$ %

$\sigma_{p0} = 1416$ MPa.

$\sigma_i(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$. Avec $\Delta\sigma_i$: la contrainte totale instantanée.

	0	0,25L	0,5L
σ_{p0}	1416	1416	1416
$\Delta\sigma_i$	163,69	450,01	454,07
$\sigma_i(x)$	1252,31	965,99	961,93
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	52,13	16,77	16,37

Tableau XIII .19 : pertes dues à la relaxation.

Les valeurs de pertes différées sont illustrées dans le tableau suivant :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

	0L	0,25L	0,5L
Pertes dues au retrait	54,32	54,26	53,82
Pertes dues au fluage	201,81	295,70	322,10
Pertes dues à la relaxation	43,44	13,97	13,64
$\Delta\sigma$ total	299,57	363,93	389,56

Tableau XIII .20 : valeurs de pertes différées.

VI-3-Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

$$\% \text{pertes} = \Delta\sigma \text{ total} / (3.1460)$$

	0L	0,25L	0,5L
Pertes instantanées	163,69	450,01	454,07
Pertes différées	299,57	363,93	389,56
$\Delta\sigma$ total	463,26	813,94	908,14
% pertes	16,35	19,16	21,37

Tableau XIII.21 : récapitulatif des pertes (instantanées, différées).

❖ **Conclusion :**

L'estimation des pertes à 25% est vérifié dans les différentes sections de la poutre après le calcul, donc le nombre de câbles est bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15.

VII-Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue en phase per phase (les phases sont les mêmes considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\text{red}} = \frac{V_{\text{red}} \cdot S}{b_n \cdot I}$$

V_{red} : effort tranchant réduit.

S : moment statique par rapport l'axe horizontal passant par C.D.G de la section située au-dessus de l'axe neutre (pour les étapes 1,2 et 3 on prend le moment statique de la poutre seul et pour les étapes 4 et 5 on prend le moment statique de la poutre + hourdis)

b_n : épaisseur nette de l'âme = 47 - 8 = 41 cm.

I : moment d'inertie de la section considérée (cm⁴).

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton :

$$\tau^2 \leq 0,4f_{tj} (f_{tj} + 2\sigma/3) = \tau_1$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j .

σ : la contrainte de la précontrainte appliquée.

$$V_{\text{red}} = T_G + T_p$$

T_G : effort trancant et T_p : % de la mise en tension x A_p x σ_i ($\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2$).

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

section	B	S	I	V
poutre seule	4957,28	427656,4	138367,66	0,23
poutre + hourdis	8707,28	1037031,4	27298612,4	0,385

Le tableau suivant illustre la vérification des contraintes pour les différentes étapes :

désignation	T_G	T_p	V_{red}	τ	τ^2	τ_1	vérification
étape 1	0,23	0,278	-0,048	-0,231	0,053	2,21	✓
étape 2	0,23	0,465	-0,235	-1,121	1,258	5,83	✓
étape 3	0,385	0,465	-0,080	-0,194	0,037	5,46	✓
étape 4	0,385	0,512	-0,127	-0,377	0,142	4,69	✓
étape 5	0,705	0,512	0,192	0,569	0,323	4,69	✓

Tableau XIII.22 : vérification des contraintes tangentielles.

VIII-Ferraillage de la poutre :**VIII-1-Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales et transversales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

B_t : surface tendue du béton (m^2).

N_{bt} : effort normale dans la partie du béton tendu = surface de diagramme de contrainte dans la zone du béton tendue.

σ_{bt} : valeur de la contrainte maximale de la traction dans la section.

h_{bt} : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

$$A_s = (B_t / 1000) + (N_{bt} / \sigma_{bt}) \times (f_{tj} / f_e \times \sigma_e)$$

On a :

$$P_I = (0,98 \times 1416 - 1,2 \times 908,14) \times 0,0018 = 0,53 \text{ MN}$$

$$P_{II} = (1,02 \times 1416 - 0,98 \times 908,14) \times 0,0018 = 0,99 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\min} = -2,34 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_{\max} = 5,37 \text{ MPa.}$$

$$h_{bt} = 0,53 \text{ m}$$

$$B_t = 0,62 \text{ m}^2 \text{ et } N_{bt} = 0,72 \text{ MN}$$

$$A_s = 7,45 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{4HA16} \text{ avec } A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

VIII-2-Armatures de peau :**❖ Longitudinale :**

Pour les armatures de peau on prend $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de périmètre de section et si

$$A/B > 0,1\% :$$

$$A_{pl} : 0,03 \times (1,5 + 0,35) \times 2 = 11,1 \text{ cm}^2$$

$$B_{pl} = 5520 \text{ cm}^2$$

$$A_{pl} / B_{pl} = 0,20\%$$

Soit alors **24HA8** répartie sur le porteur.

❖ Transversale :

$2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de parement mesuré parallèle à l'axe de CDG et placer sur le porteur, le choix se portera ici sur des cadres façonnés avec **4HA 8/ml**.

▪ Minimum d'armatures transversales :

Ecartement maximale entre les armatures transversales :

$$S_t = \min(0,8h, 3b, 1m) = \min(1,2, 1,8, 1) = 1m.$$

On prendra ici un écartement de 20 cm au droit des appuis pour atteindre 1m au centre.

$$A_t \geq b_r \times S_t \times \gamma_s \frac{\tau_u - 0,14\sqrt{f_{cj}}}{0,9f_e}$$

$$A_t \geq 0,235 \times 0,20 \times 1,15 \times \frac{41,22 - 8,28}{0,9 \times 40000} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Alors on prend des cadres de **HA8**.

❖ **Cadres du talon :**

Les cadres du talon sont en en constitué avec les armatures transversales de l'âme de poutre :

C: enrobage nécessaire pour la section à mi- travée on prend $c=10\text{cm}$.

$$\frac{Wt}{t} = c \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \times 100 = 10(21/3480) \times 100 = 6,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit **6 cadres HA8 /ml** on fixe l'espacement $St = 15\text{cm}$ à l'about et à **20cm** en travée.

VIII-3-Armatures de table de compression :

VIII-3-1- armatures supérieures de la table de compression :

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre : $q_1 = 0,22 \text{ t/ml}$

Le béton frais hourdis = $q_2 = 0,32 \text{ t/ml}$

Une surcharge de 450 kg/ml provoquée par la présence des ouvriers et de matériel de travaux : $q_3 = 0,45 \text{ t/ml}$

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 = 0,81 \text{ t/ml}$$

$$M = 0,1 \text{ t.m /ml}$$

$As = 0,48 \text{ cm}^2$ on prend **HA12** tous les **20 cm**.

VIII-3-2-Etude de la plaque d'about :

$h_t = 150 \text{ cm}$ et $b = 47 \text{ cm}$ et $a = 28 \text{ cm}$

VIII-3-2-1-Justification de la zone de régularisation :

❖ **Effet de surface :**

Au voisinage immédiat de s_a , il y a lieu de disposer une section d'acier

$$As = 0,04 \max (F_{jo} / \sigma_s)$$

$$\sigma_{slim} = 2/3 f_e = 266,66 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad F_{jo} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$As = 3,82 \text{ cm}^2$$

▪ **Plan vertical :** soit **un cadre de HA16** pour $As = 4,02 \text{ cm}^2$

▪ **Plan horizontal :** soit **un cadre de HA16** pour $As = 4,02 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

❖ **Effet d'éclatement :**

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_i = 0,25(1 - \frac{a_i}{d_i})F_{jo}$$

Pour chque niveau d'ancrage j, on calcul une section d'acier d'éclatement :

$$A_{cj} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{slim}}$$

Le coefficient K_j prend les valeurs : $K = 1$ c'est j est un niveau extrême.

$K = 1,5$ c'est j est un niveau intermédiaire.

$$As = 10,66 \text{ cm}^2$$

On dispose, en définitif, une section d'acier transversale sur une zone de longueur égal à $\max(d_j)$ en aval de ζ_a .

$$A_e = \sup (\text{Max } A_{cj}, 0,15 \text{ Max } F_{jo} / \sigma_{slim}) = \sup(10,66 \text{ et } 12,38)$$

$$A_e = 12,38 \text{ cm}^2$$

- **Plan horizontal** : soit **4 cadres de HA16** pour $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$
- **Plan vertical** : soit **4 cadres de HA16** pour $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

VIII-3-2-2-Vérification de contrainte du béton :

$$\sigma_{te\ 1,2} = 189,61 \leq 286,47 \text{ et } \sigma_{xmj} = 734 \leq 1879,78 \quad \text{(Vérifié).}$$

❖ **Justification vis –a-vis de l'équilibre général de diffusion :**

Justification des contraintes tangentielles :

$$\tau_{gmax} = \tau_d + \tau_r = 256,31 + 45 = 301,31 \text{ t/m}^2 \leq 1,5f_{ij} = 405 \text{ t/m}^2 \quad \text{(Vérifié).}$$

Armatures d'équilibre général :

$A_c = 15,58 \text{ cm}^2 < (A_s + A_e = 4,02 + 16,08 = 20,1)$ donc aucune armature supplémentaire n'est nécessaire.

VIII-3-2-3-Vérification de la contrainte normale dans la plaque :

$$\text{Section de la plaque} = 29 \times 29 = 841 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section nette} : 686,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section de la gaine} = 154,59 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = p/s = 191,25/686,41 = 2786 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{slim} = 26666 \text{ t/m}^2 \quad \text{(Vérifié).}$$

IX-Calcul des déformations :

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

- Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température) .

Pour le calcul de ces déformations on utilisera la méthode énergétique.

IX-1-Flèches et contre flèches :**❖ Flèche due au poids propre :**

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5ML^2}{48E_v I} = \frac{5 \times 3,8533,4^2}{48 \times 22897,46 \times 0,256} = 7,63 \text{ cm}$$

❖ Flèche due aux surcharges :

Le cas le plus défavorable est obtenu par le convoi D240

$$M = 2,05 \text{ MN}$$

$$f_s = \frac{5ML^2}{48EI} = \frac{5 \times 2,05 \times (33,4)^2}{48 \times 36000 \times 0,265} = 2,58 \text{ cm}$$

❖ Contre flèches dues à la précontrainte :

$$f_p = f_\mu + f_M$$

On calcul p pour chaque câble est dans les différentes sections puis on calcul la contre flèche horizontale et la contre flèche verticale pour chaque câble.

$$\text{Avec : } \mu = \frac{8fp}{L^2} \text{ et } f_\mu = - \frac{5\mu L^2 \cdot L^2}{348 E_v I}$$

$$\text{Alors : } f_M = - \frac{ML^2}{8.E_v.I}$$

1- Section d'about :**➤ Câble 1 :**

$$f_\mu = -4,21 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -0,19 \text{ cm. Alors } f_p = -4,4 \text{ cm}$$

➤ Câble 2 :

$$f_\mu = -4,31 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -0,26 \text{ cm. Alors } f_p = -4.57 \text{ cm}$$

2- Section intermédiaire :**➤ Câble 1 :**

$$f_\mu = -4,21 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -0,28 \text{ cm. Alors } f_p = -4,49 \text{ cm}$$

➤ Câble 2 :

$$f_\mu = -4,31 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -0,26 \text{ cm. Alors } f_p = -4.57 \text{ cm}$$

➤ Câble 3 :

$$f_\mu = -4,35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -1,63 \text{ cm. Alors } f_p = -5,98 \text{ cm.}$$

3- Section intermédiaire :**➤ Câble 1 :**

$$f_\mu = -4,21 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -0,36 \text{ cm. Alors } f_p = -4,56 \text{ cm}$$

➤ Câble 2 :

$$f_\mu = -4,31 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -0,24 \text{ cm. Alors } f_p = -4.61 \text{ cm}$$

➤ Câble 3 :

$$f_\mu = -4,35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_M = -1,03 \text{ cm. Alors } f_p = -5,38 \text{ cm}$$

• **Flèche de Construction :**

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieur à la flèche du poids propre de la Poutre.

Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente La dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de Construction vers le bas dont la valeur est :

1. **Flèche en service :** $f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G)$

2. **En service à vide :** $f = f_p + f_G + f_c$

3. **En service en charge :**

$$f = f_p + f_G + f_c + f_G$$

✓ **Section d'about :**

1. Flèche de construction : $f_c = \frac{3}{4}(-8,97 + 7,63) = 0,335\text{cm}$

2. En service à vide : $f = -8,17 + 7,63 + 0,035 = -9,23\text{ cm}$

3. En service en charge : $f = -9,23 + 2,58 = -6,65\text{ cm} \leq (L/300) = 11,13\text{ cm}$ (vérifié)

✓ **Section intermédiaire :**

1. Flèche de construction : $f_c = \frac{3}{4}(-15,04 + 7,63) = -5,55\text{cm}$

2. En service à vide : $f = -15,04 + 7,63 + 5,55 = -1,76\text{ cm}$

3. En service en charge : $f = -1,76 + 2,58 = 0,82\text{ cm} \leq (L/300) = 11,13\text{ cm}$ (vérifié).

✓ **Section médiane :**

1. Flèche de construction : $f_c = \frac{3}{4}(-14,55 + 7,63) = -5,19\text{cm}$

2. En service à vide : $f = -14,55 + 7,63 + 5,19 = -1,73\text{ cm}$

3. En service en charge : $f = -1,73 + 2,58 = -0,85\text{ cm} \leq (L/300) = 11,13\text{ cm}$ (vérifié).

IX -2- Calcul des rotations :

❖ **Rotation sous le poids propre :**

$$\theta_G = \frac{ql^3}{24 \times E_v \times I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 22405230,7\text{ cm}^4$$

E_v : module d'élasticité différée du béton.

$$E_v = 11993,91\text{MPa}$$

$$\theta_G = \frac{3.02 \times 10^{-2} \times (33,4)^3}{24 \times 22897,46 \times 0.256} = 7,99 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

❖ **Rotation sous charge D240 :**

$$\theta = P\alpha(3L^2 - \alpha^2)/48EI$$

$$\theta = 12,9(3 \times 33,4^2 - 21,3^2)/48EI = 2,55 \times 10^{-3}$$

❖ **Rotation due à la précontrainte :**
section médiane :

$$1\text{- Flèche de construction : } \theta_p = -8,70 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$2\text{- En service à vide : } \theta = (-8,7 + 7,99) \times 10^{-3} + 5,3 \times 10^{-4} = -1,77 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$3\text{- En service en charge : } \theta = -0,177 + 2,55 = 2,37 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

IX-3-Calcul des déplacements :

Ces déplacements sont dus ; à la rotation d'appuis, retrait, fluage et à la température.

❖ **Déplacement du à une rotation d'appui :**

$$(\Delta h)_{\text{tot}} = 0,02 \text{ cm}$$

❖ **Retrait :**

$$(\Delta r) = 3 \times 10^{-4} \times L/2 = 3 \times 10^{-4} \times 33,4/2 = 50,1 \times 10^{-4} \text{ m}$$

❖ **Fluage :**

$$(\Delta h)_{\text{II}} = \varepsilon_{\text{II}} / 2 \quad ; \quad \varepsilon_{\text{II}} = 2\sigma_b / E_{\text{inst}}$$

σ_b : Contrainte au niveau de l'axe neutre sous P et sous charges de longue durée.

$$\varepsilon_{\text{II}} = 2 \times \sigma_b / 35981,73$$

$$\text{Donc : } (\Delta h) = 0,88 \text{ cm}$$

❖ **Déplacement du à la variation de température :**

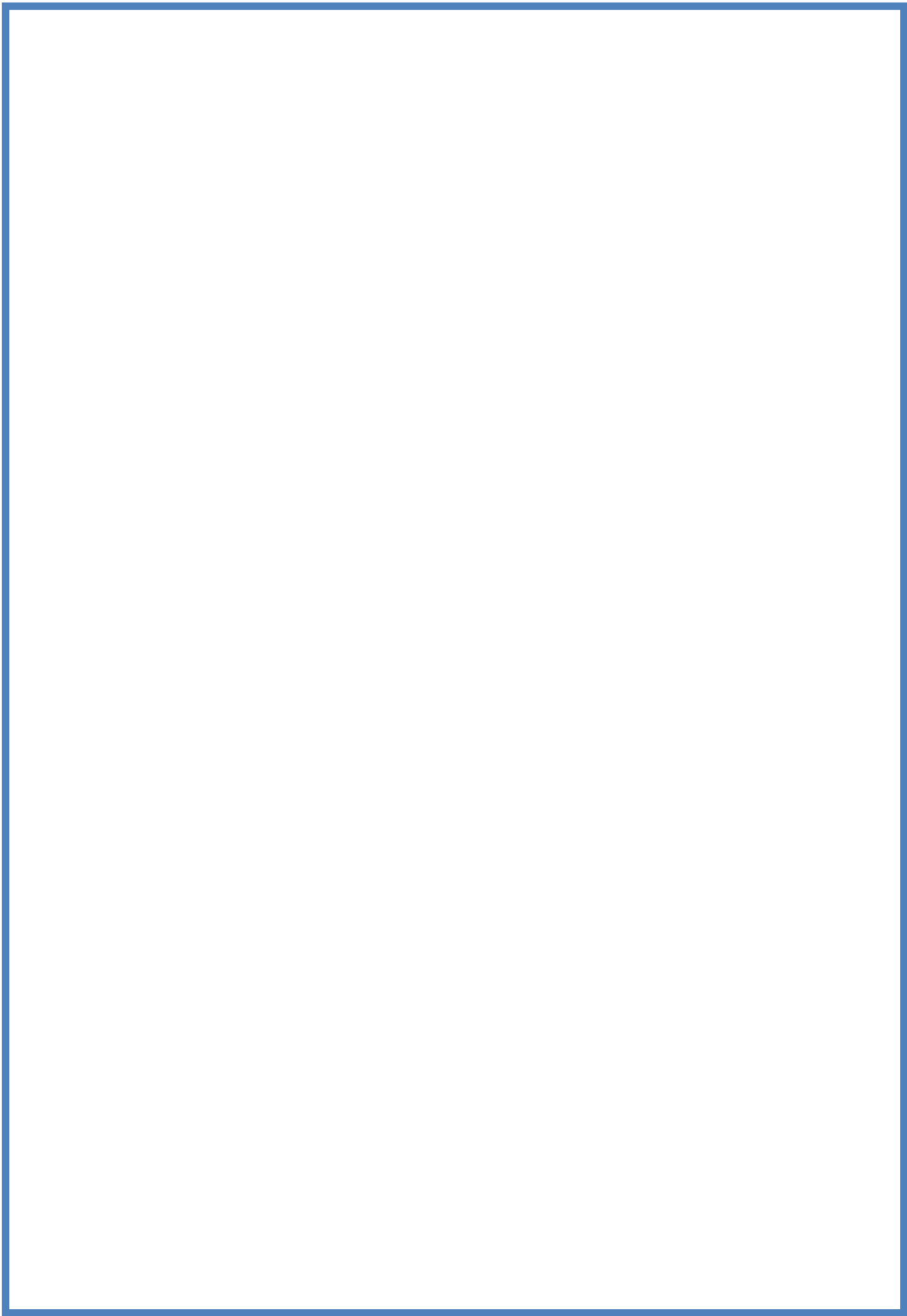
$$\Delta T = 3 \times 10^{-4} \times L/2 = 3 \times 10^{-4} \times 35/2 = 50,1 \times 10^{-4} \text{ m}$$

❖ **-Déplacement total**

$$U = \Delta\theta + \Delta r + \Delta f + \Delta T = 0,02 + 0,5 + 0,88 + 0,5 = 1,9 \text{ cm}$$

Chapitre : XIV

Etude De L'Hourdis



I-INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

II-Ferraillage transversal de la dalle :

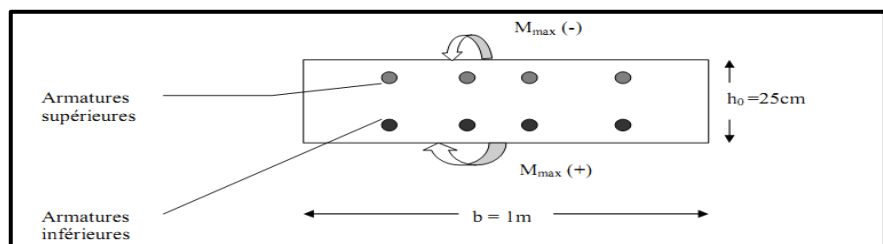
On calcule le moment longitudinal par la méthode des éléments finis à l'aide de logiciel robot.

$$M_{\max} = 11,16 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad M_{\min} = -3,26 \text{ t.m}$$

Donc on étudiera une section rectangulaire en flexion simple (le calcul se feront selon les règles de B.A.E.L).

L'étude se fait à ELU et la vérification à ELS (fissuration peu nuisible).

Considérons une bonde de dalle de longueur unitaire et de hauteur $h=25\text{cm}$, comme il est illustré ci-contre :

**Selon le BAEL :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{avec } \theta = 1 \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ (situation durable).}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,5} = 19,83 \text{ MPa.}$$

II-1-Calcul d'armatures inférieures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec } : b=1\text{m, et } d = h - c = 25-3 = 22\text{cm} \text{ (} c=3\text{cm)}$$

$$\mu = \frac{0,1116}{1 \times 0,22^2 \times 19,83} = 0,116$$

❖ Calcul du moment réduit critique (μ_c) :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = 1,35 \text{ et } f_{c28} = 35 \text{ MPa donc d'après l'abaque on a :}$$

$$\mu_c = 0,323$$

$\mu < \mu_c$ alors : section sans acier comprimé (SSAC).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,154$$

$$Z = 0,22(1 - 0,4 \times 0,154) = 0,206$$

$$\mu = \frac{0,1116}{1 \times 0,206^2 \times 19,83} = 0,132 < \mu_c = 0,323$$

alors :

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3} \text{ et } \sigma_s = f(\epsilon_s)$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 1,73 \times 10^{-3}$$

$\epsilon_s > \epsilon_{es}$ donc :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1,15 \text{ et } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,1116}{0,206 \times 347,82} \right) \times 104 = 15,57 \text{ cm}^2.$$

On prend: **5 HA20** = 15,71 cm²

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0,23 \times b d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$15,57 \times 10^{-4} \geq 0,23 \times 1 \times 0,22 \times (2,7/400) = 3,41 \times 10^{-4} \quad (\text{Vérifié}).$$

II-2-Armatures supérieures :

L'étude d'une section rectangulaire avec un moment négatif c'est la même procédure que une section subit un moment positif sauf que $A_s \text{ trouvés} = A_s'$

$$\mu = 0,036 < 0,323$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,045$$

$$Z = Z = 0,22(1 - 0,4 \times 0,045) = 0,215$$

$$\mu = 0,037 < 0,323$$

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3} \text{ et } \epsilon_{es} = 1,73 \times 10^{-3}$$

$\epsilon_s > \epsilon_{es}$ donc : $\sigma_s = 347,82 \text{ MPa.}$

$$A_s' = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,0346}{0,215 \times 347,82} \right) \times 10^4 = 4,42 \text{ cm}^2.$$

On prend: **4HA12** = 4,52 cm².

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0,23 \times b d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$4,42 \times 10^{-4} \geq 0,23 \times 1 \times 0,22 \times (2,7/400) = 3,41 \times 10^{-4} \quad (\text{Vérifié})$$

III-Ferraillage longitudinale :

$$M_{\max} = 3,3 \text{ t.m et } M_{\min} = 1,21 \text{ t.m.}$$

III-1-Calcul d'armatures inférieures :

$$\mu = 0,0331 < 0,323$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0331}) = 0,090$$

$$Z = Z = 0,22(1 - 0,4 \times 0,045) = 0,212$$

$$\mu = 0,0371 < 0,323$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \text{ et } \varepsilon_{es} = 1,73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \text{ donc : } \sigma_s = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$A_s' = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,0346}{0,212 \times 347,82} \right) \times 10^4 = 4,48 \text{ cm}^2.$$

On prend: **4HA12** = 4,52 cm².

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0,23 \times b d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$4,42 \times 10^{-4} \geq 0,23 \times 1 \times 0,22 \times (2,7/400) = 3,41 \times 10^{-4} \quad \text{(Vérifié)}$$

III-2-Armatures supérieures :

L'étude d'une section rectangulaire avec un moment négatif c'est la même procédure que une section subit un moment positif sauf que A_s trouvés = A_s'

$$\mu = 0,012 < 0,323$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,0158$$

$$Z = Z = 0,22(1 - 0,4 \times 0,045) = 0,218$$

$$\mu = 0,0127 < 0,323$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \text{ et } \varepsilon_{es} = 1,73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \text{ donc : } \sigma_s = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$A_s' = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,0346}{0,217 \times 347,82} \right) \times 10^4 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0,23 \times b d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$1,6 \times 10^{-4} \geq 0,23 \times 1 \times 0,22 \times (2,7/400) = 3,41 \times 10^{-4} \quad \text{(Non Vérifié)}$$

$$\text{Donc : } A_s' = 3,41 \text{ cm}^2$$

On prend: **4HA12** = 4,52 cm².

IV-Vérification de poinçonnement :

Le poinçonnement d'une dalle se manifeste lorsque celle-ci est sollicitée par les charges concentrées pour éviter la rupture par poinçonnement, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 U_c \cdot h_d \cdot f_{c28} \text{ avec :}$$

Q_u : charge concentrée a l'ELU, $Q_u = 1,6P$.

h_d : épaisseur de la dalle.

U_c : $2(u + v)$: périmètre de surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$u_0 = 0,25 \text{ m}$$

$$v_0 = 0,6 \text{ m}$$

$$u = u_0 + 2E$$

$$v = v_0 + 2E$$

$E = (1/2 \text{ épaisseur de la dalle} + 3/4 \text{ épaisseur de couche de roulement})$

$$E = 25/2 + 3 \times 8/4 = 18,5 \text{ cm}$$

$$u = 0,25 + 0,37 = 0,62 \text{ m} \quad \text{et} \quad v = 0,6 + 0,37 = 0,97 \text{ m}$$

$$\text{alors : } U_c : 2(u + v) = 3,18 \text{ m}$$

▪ Vérification de la condition :**❖ Pour Br = 10t**

$$1,6 \times 10 = 16t \leq 0,045 \times 3,18 \times 0,25 \times 35 \times 10^2 = 125,21t \quad \text{(Vérifié).}$$

❖ Pour Bc = 6t

$$1,6 \times 6 = 9,6t \leq 0,045 \times 3,18 \times 0,25 \times 35 \times 10^2 = 125,21t \quad \text{(Vérifié).}$$

❖ Pour Bt = 8t

$$1,6 \times 8 = 12,8t \leq 0,045 \times 3,18 \times 0,25 \times 35 \times 10^2 = 125,21t \quad \text{(Vérifié).}$$

V-Conclusion :**❖ Conclusion 1 :****➤ Armatures supérieures :**Longitudinalement : **4HA12.**Transversalement : **4HA12.****➤ Armatures inférieures :**Longitudinalement : **4HA12**Transversalement : **5HA20****❖ Conclusion 2 :**

Dans tous les cas de charges il n'y a pas risque de poinçonnement de la dalle.

Partie : C

Etude de
l'Infrastructure
Du pont

Chapitre : *XV*

Equipement **Du pont**

I-Equipement des ponts :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers, ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- Sécurité des personnes et de la circulation : ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières).
- Protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, et surtout l'étanchéité.
- Fonctionnement correct de la structure : appareils d'appuis et les joints de chaussée.

Par ailleurs, la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée facilitent la circulation, les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie de riverains, enfin les échelles, les portes, les passerelles,etc. permettant la visite et l'entretien courant du pont.

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujet à usure vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appui, d'où nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de remplacer dans des bonnes conditions.

Abordons dans ce chapitre, les principaux équipements du pont :

- Revêtement du tablier.
- Trottoir
- Dispositifs des retenus (garde-corps, glissières et barrières).
- Système d'évacuation des eaux.
- Corniche.
- Appareil d'appui
- Joints de chaussée.

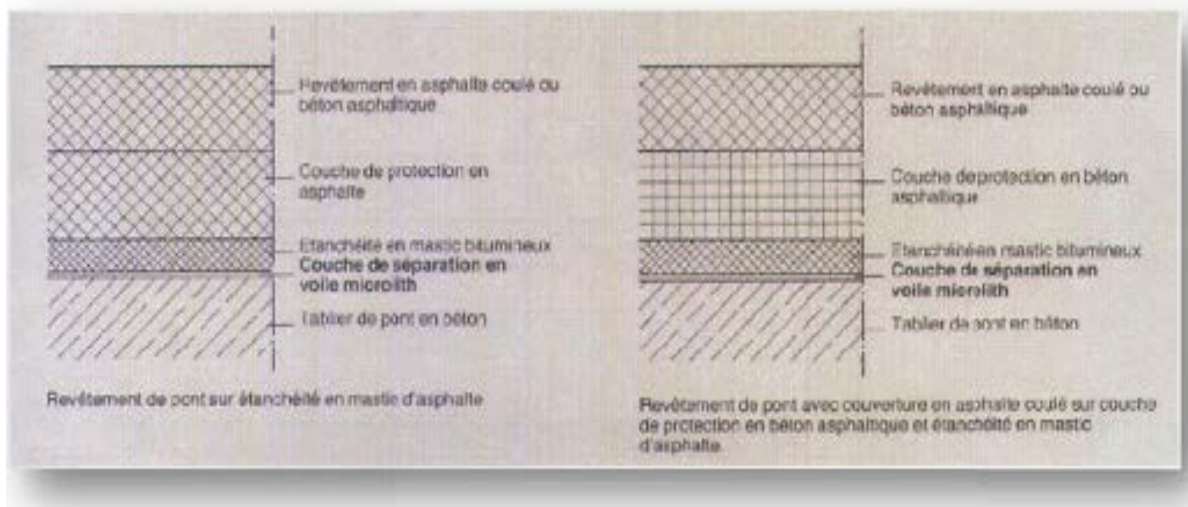
I-1-Revêtement et étanchéités

Les infiltrations des eaux à l'intérieur de tablier (eau de pluie, eau de lavage et surtout eau chargée de sels anti verglas) entraînent de risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doivent être évitées, quel que soit le matériau utilisé.

Pour cela, on recourt à une **chape d'étanchéité** (chape épaisse en asphalte coulé), disposée sur la dalle de béton en prenant des précautions très strictes à l'exécution pour que la chape soit réellement imperméable et durable.

La **couche de roulement (revêtement)** qui vient au-dessus de la chape d'étanchéité est constituée d'une couche de béton bitumineux de 4 à 5 cm d'épaisseur.

➤ **L'étanchéité :**



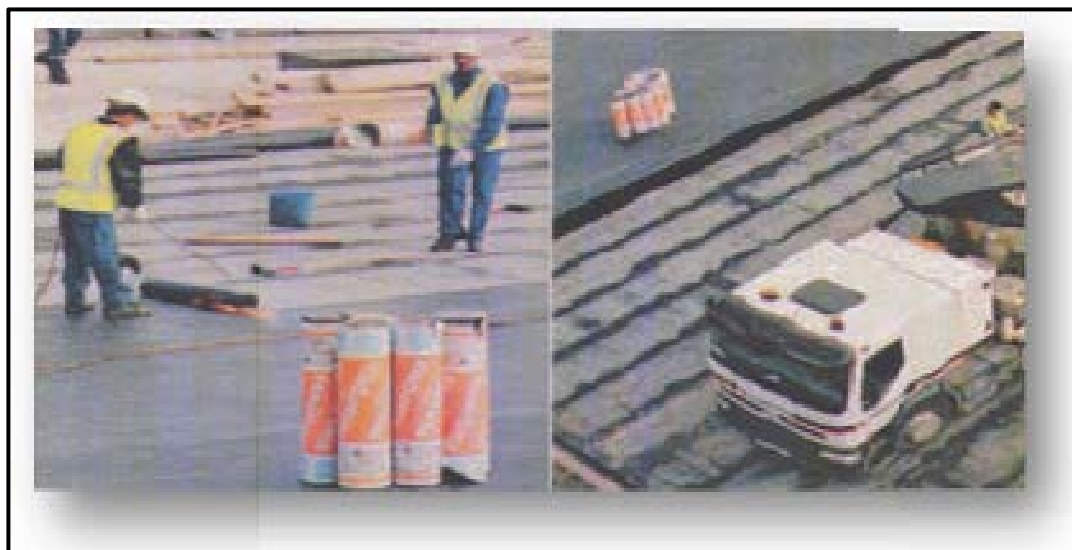
FigXV.1 : types d'étanchéité.

➤ **Le revêtement :**

Le revêtement du pont doit soutenir des nombreuses sollicitations en restant plan, durable et non déformé.

La structure de revêtement est épaisse de dix (10) centimètre et consiste en une couche de recouvrement, une couche protectrice et une couche d'étanchéité.

Les deux premières sont composées d'asphalte, pour les ponts en béton il y a des couches d'étanchéité en bitume ou en polyuréthane.



FigXV.2 : réalisation de revêtement.

I-2-Trottoir :

Son rôle principal est de protéger les piétons, en les surélevant du niveau de la chaussée d'une vingtaine de centimètre. La largeur minimale donnée par le guide ARP soit de 1m. En site urbain, les trottoirs sont souvent beaucoup plus larges, ce qui se conçoit aisément.



FigXV.3 : trottoir.

I-3-Dispositifs de retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les garde-corps, et les glissières.

- ❖ Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection de piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés. Ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.
- ❖ Les glissières sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



FigXV.4 : Dispositifs de retenue.

I-4-corniche :

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

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



FigXV.5 : Corniches.

I-5-joint de chaussée :

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

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

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

❖ Conforts et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement.
- Absence de bruits de vibrations.

❖ Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

❖ Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipe et aussi une bonne évacuation des eaux.

❖ Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

I-5-1-Dimensionnement du joint de chaussée :

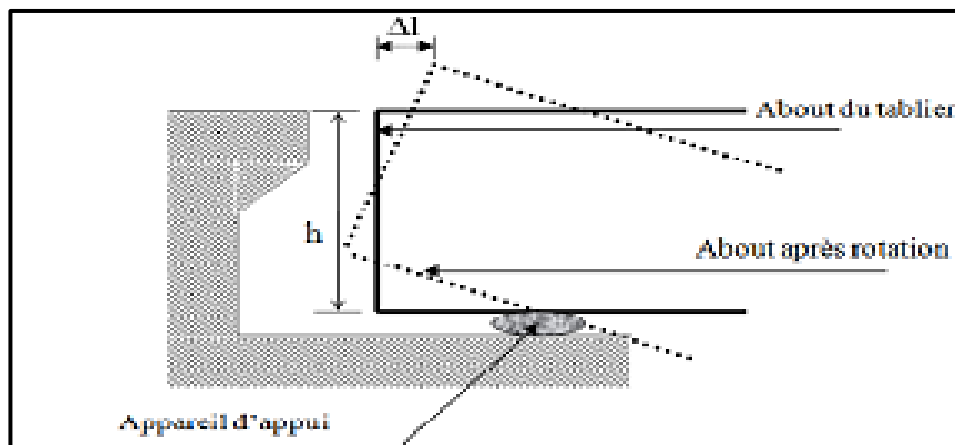
❖ Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs factures : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

• Rotation d'extrémités sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal $\Delta l = h \times \text{tg} \alpha$, on accepte pour dernier voussoir une rotation de 0.07 rad ce qui crée un déplacement égale : $\Delta l = 3 \times \text{tg} 0.07 = 2,1 \text{ cm}$.



FigXV.6 : rotation des extrémités du tablier.

• Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée, on prend dans le cas généralement relatif $\Delta l / L = 30 \times 10^{-5}$. Tel que L : la longueur de dilatation du tablier.

Pour notre cas : $L/2 = 106\text{m}$. Alors $\Delta l = 3,18 \text{ cm}$.

• Retrait :

$\Delta l / L = 3,5 \times 10^{-5}$ dans les zones où la température est considérable.

$\Delta l = 0,371 \text{ cm}$.

• Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation $\Delta l / L = Kfl \times 10^{-4}$

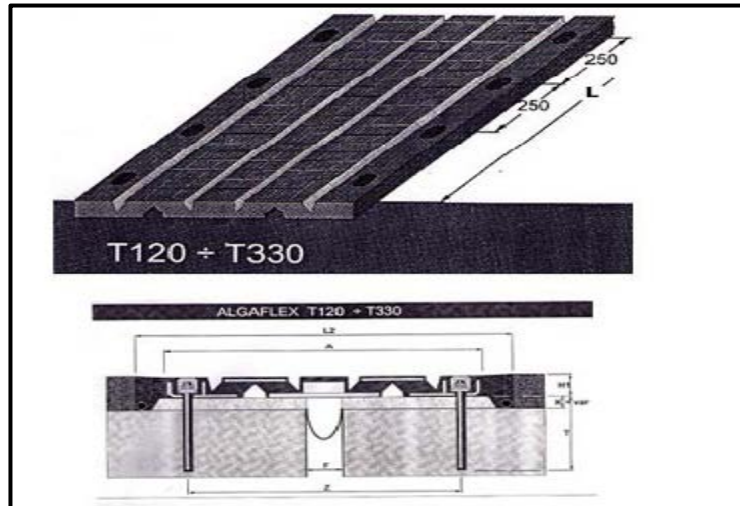
Kfl : coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2à3.

$\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$ donc $\Delta l = 3,18 \text{ cm}$.

❖ **Conclusion :**

Le souffle totale égale : $3,18 + 0,371 + 3,18 + 2,1 = 8,83$ cm.

Nous prendrons des joints ALGAFLEX T330 AS, les souffles admissibles pour ce genre de joints, sont ∓ 165 mm, ils permettent des déplacements transversaux de 10mm.



FigXV.7 : Détail du joint de la chaussée.

I-6-Les appareils d'appuis :

Les tabliers de ponts reposent, généralement, sur les appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, l'objectif de ces appareils est :

1. La transmission aux appuis les actions provenant du tablier.
2. La permissions de libres mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

Ce dernier est compatible avec notre ouvrage pour les raison qu'on va indiquer :

I-6-1-Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

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

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

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



FigXV.8 : détail des appareils d'appuis sur les piles.

I-6-2-Dimensionnement de l'appareil d'appui :

❖ Partie construites en encorbellement successif :

❖ Calcul de réaction sur l'appui :

Les réactions max sont données par le chargement A(L) et les surcharges de trottoirs.

Tableau suivant donne les différentes valeurs des réactions dues à A(l) et ST pour les différent cas de charges :

charge	rive 1	inter 1	inter 2	rive 2
charge permanentes	265,67	2540,69	2540,69	265,67
A(l) 1cas	125,53	187,7	-24,84	9,36
A(l) 2cas	-58	250,5	250,5	-58
A(l) 3cas	93,53	106,67	106,67	93,53
A(l) 4cas	27,24	305,24	185,82	-40,9
A(l) 5cas	29,02	257,63	257,63	29,02
ST 1cas	11,05	15,69	-2,14	0,81
ST 2cas	-6,85	29,65	29,65	-6,85
ST 3cas	11,86	13,55	13,55	11,86
ST 4cas	4,11	45,73	27,9	-6,13
ST 5cas	4,92	43,4	43,43	4,92

TableauXV.1 : valeurs de réactions.

D'après ces résultats la réaction max est :

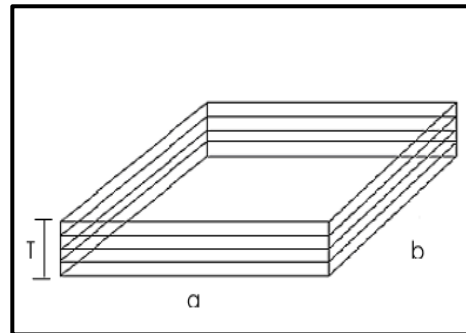
$$R_{\max} = 2961,69 \text{ t. } (G + 1.2 (A(l) 4\text{cas} + ST 4\text{cas})).$$

1. Compression : sous réaction verticale :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq \bar{\sigma}.$$

Les contraintes de cisaillement se développent sur les bords de chaque feuillet est de :

$$\tau_N = \frac{3 \cdot t \cdot (a+b) \cdot R}{a^2 \cdot b^2}$$



On prend : a = 800 mm

b = 800 mm

t = 10 mm

$$N_{\max} = \frac{R_{\max}}{4} = 740,42 \text{ t} = 7,4042 \text{ MN}.$$

Donc :

$$\sigma_m = \frac{740,42}{0,6 \times 0,6} = 1156,90 \text{ t/m}^2 = 11,56 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = \frac{3 \cdot 10 \cdot (800 + 800) \cdot 740,42}{800^2 \times 800^2} = 0,86 \text{ MPa}.$$

2. Distorsion :

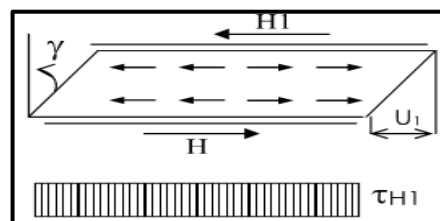
La distribution des contraintes est uniforme, deux cas de déformation qui se présente :

1° déformation lente U_1 de l'appareil.

2° déformation due à un effort dynamique.

❖ **Déformation lente U_1 de l'appareil :**

$$Tg\gamma = \frac{U_1}{T} \quad \text{et} \quad (\tau_{H1} = G \times Tg\gamma)$$



$U_1 = 23,4$ mm (calculé lors de calcul de joint de chaussée pour la dilatation thermique) et $G = 0,8$ MPa module de déformation transversal d'élastomère.

On prend $T = 120$ mm alors $T_{gy} = (23,4/120) = 0,195$

$$\tau_{h1} = 0,195 \times 0,8 = 0,156 \text{ MPa.}$$

❖ **L'appareil est soumis à un effort dynamique H (freinage, vent, force centrifuge) :**

$$\tau_{h2} = \frac{h^2}{ab}$$

$$\tau_{h2} = (30/1 \times 1) = 30 \text{ t/m}^2 = 0,3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_h = \tau_{h1} + 0,5 \times \tau_{h2}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_h = \tau_{h1} + 0,5 \times \tau_{h2} = 0,156 + 0,5 \times 0,3 = 0,306 \text{ MPa.}$$

3. Rotation :

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet, il apparaît des contraintes de cisaillement. La contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et à pour valeur :

$$\tau_{at} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t$$

$\alpha_t = \frac{\alpha T}{n}$ angle de rotation (rd) d'une feuille élémentaire. Avec : $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$

α_0 : on prend les valeurs suivantes :

- Pour un tablier de pont coulé sur place $\alpha_0 = 10/1000$ rd.
- Pour un tablier de pont préfabriqué $\alpha_0 = 3/1000$ rd.
- Pour un tablier métallique $\alpha_0 = 3/1000$ rd.

$$\alpha_T = 0,003 + 0,003 = 0,006$$

$$\tau_{at} = \frac{0,8}{2} \times \left(\frac{800}{120}\right)^2 \times 0,006 = 0,106 \text{ Mpa.}$$

• Vérification de l'appareil d'appui :

1- Limitation de contraintes de cisaillement :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $\tau = \tau_N + \tau_h + \tau_a \leq 5 \times G$
- $\tau_{h1} \leq 0,5 \times G$
- $\tau_h \leq 0,8 \times G$
- $\tau_{at} \leq \tau_N$

1^{ère} condition : $0,86 + 0,306 + 0,166 = 1,352 \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa. (Vérifié).}$

2^{ème} condition : $0,156 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa. (Vérifié).}$

3^{ème} condition : $0,306 \leq 0,8 \times 0,8 = 0,64 \text{ MPa. (Vérifié).}$

4^{ème} condition : $0,106 \leq 0,88 \text{ MPa. (Vérifié).}$

2- Vérification de Condition de non cheminement et de non glissement :

❖ **Condition de non glissement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$H < f \times N$$

- $f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m}$ lorsque les forces de l'appareil, en contact avec la structure, sont des frettes métalliques.
- $f = 0,12 + \frac{0,1}{\sigma_m}$ lorsque les forces de l'appareil, en contact avec la structure, sont en élastomère.

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{h1} + \tau_{h2}) \times ab = 0,306 \times 800 \times 800 = 195840 \text{ N}$$

$$H = 195840 < 0,128 \times 7,4 \times 10^6 = 9,52 \times 10^5 \text{ N} \quad \textbf{(Vérifié).}$$

❖ **Condition de non cheminement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} > 2 \text{ MPa.}$$

$$N_{\min} = (2540,69)/4 = 635,17 \text{ t} = 6,35 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{6,35}{0,8 \times 0,8} = 9,92 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa.} \quad \textbf{(Vérifié).}$$

3- Vérification de condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G} \text{ avec } \beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} = 20$$

$$0,023 \leq (3/20) \times (0,12^2 / 0,8^2) \times (11,56/0,8) = 0,048 \quad \textbf{(Vérifié).}$$

4- Vérification de condition de non flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$$

avec :

T : hauteur nette d'élastomère.

a : la plus petite dimension.

$$\frac{800}{10} = 80 \leq T = 120 \leq \frac{800}{15} = 160$$

• **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$1- t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_c} \quad \text{ou : } \sigma_c = 245 \text{ MPa pour l'acier inox.}$$

$$2- t_s \geq 2 \text{ mm}$$

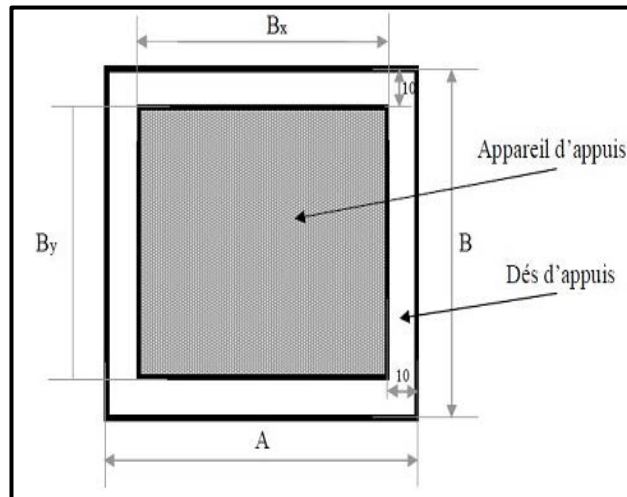
On a: $\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} = 20$

Alors : $t_s > 1,89 \text{ mm}$.

On prend donc $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc la hauteur totale de l'appareil d'appuis est égale = $12 (10+3) = 156 \text{ mm}$

I-6-3-Les Dés d'appuis :



FigXV.8 : Dimensions de dé d'appuis.

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelle fissures.

- **Les dimensions de dés d'appuis :**

$A = B_x + 200 = 1000 \text{ mm. (longueur)}$

$B = B_y + 200 = 1000 \text{ mm. (largeur)}$

$B_0 = 1000 \times 1000 = 1 \text{ m}^2 \text{ (section)}$

$P_0 = 4 \text{ m (perimeter)}$

$h = 2B_0 / P_0 = 0,5 \text{ m. (hauteur)}$

- **Ferraillage des dés d'appuis:**

$R_{\max} = 740,42 \text{ t}$

- ❖ **Armatures de chaînage :**

La section totale de frettage doit reprendre un effort égal à :

$0,25R_{\max} = 0,25 \times 740,42 = 185,06 \text{ t}$

L'aire de la nappe est :

$A_s = (0,25R_{\max}) / \bar{\sigma}_s$

$A_s = ((185,06 \times 0,01) / 348) \times 104 = 53,17 \text{ cm}^2$, Soit **11HA25** = 53,995 cm².

❖ **Armature de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelle fissure, on doit disposer des armatures :

$$A_{sp} = 0,125R_{max} / \overline{\sigma_s} = 53,17 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 17\text{HA}20 = 53,38\text{cm}^2.$$

❖ **Armatures de diffusions :**➤ **Ferraillage inférieur ou d'éclatement (frettes inf) :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que $h/3 < Z < h$

$$A_s = 0,1R_{max} / \overline{\sigma_s} = 21,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 7\text{HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferraillage de surface (frettes sup) :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$$A_s = ((0,04 \times 740,42) \times 0,01/348) \times 104 = 8,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}16 = 10,05 \text{ cm}^2.$$

Remarque : les aciers utilisés lors de ferraillage sont des aciers de haute adhérence type1 (HA type1).

partie construite par poutre préfabriqué :➤ **Détermination des dimensions de l'appareil d'appuis :**

On désigne par $a \times b$ l'aire

a : coté parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage

b : coté perpendiculaire à l'axe horizontale de l'ouvrage

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 15 MPa

$$a \times b \geq (0,817 / 15) = 0,05446 \text{ m}^2 = 54466 \text{ mm}^2$$

$$a = 250 \text{ mm et } b = 250 \text{ mm et } t = 10\text{mm}.$$

Hauteur nette d'élastomère

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0,5}$

U_1 = Déformation lente (retrait, fluage, température)

$$\text{D'où, } U_1 = 2,304 \text{ cm} = 23,04 \text{ mm}$$

Donc, $T \geq 46,05\text{mm}$, on prend $T = 50 \text{ mm}$ c'est-à-dire 5 feuilles de 10 mm.

La condition de non flambement

$$\frac{a}{10} = 100 \leq T = 120 \leq \frac{a}{5} = 200$$

Avec $a < b$

$$5T \leq a \leq 10T$$

$$250 \leq a \leq 500$$

On prend $a = 30 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

$$300 \times 400 \times 5 \times (12+3)$$

$$300 \times 400 \times 75 \text{ (mm}^3\text{)}$$

5 frettes métalliques de 3mm

5 feuillets d'élastomère de 10mm

• **Les dés d'appuis :**

Les dimensions de dé d'appuis sont :

$A = 40 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$.

a- Armatures de chaînage :

La section totale de frettage doit reprendre un effort égal à :

$$0,25R_{\max} = 0,25 \times 101,25 = 25,31 \text{ t}$$

L'aire de la nappe est :

$$A_s = (0,25R_{\max}) / \overline{\sigma_s}$$

$$A_s = ((25,31 \times 0,01) / 348) \times 10^4 = 7,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

b- Armature de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelle fissure, on doit disposer des armatures :

$$A_{sp} = 0,125R_{\max} / \overline{\sigma_s} = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

c- Armatures de diffusions :

c-1-Ferraillage inférieur ou d'éclatement (frettes inf) :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que $h/3 < Z < h$

$$A_s = 0,1 R_{\max} = 2,90 \text{ cm}^2$$

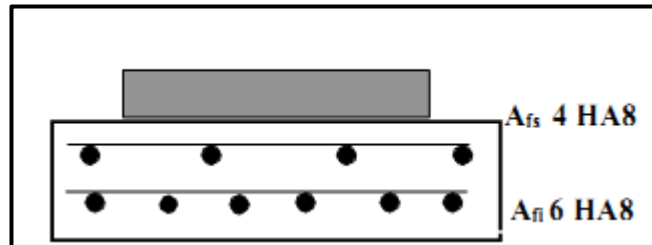
$$\text{Soit } 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferraillage de surface (frettes sup) :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$$A_s = (0,04 \times 101,25 \times 0,01) / 348 \times 10 = 1,16 \text{ cm}^4$$

Soit **4HA8** = 2,01 cm₂



FigXV.9 : Ferraillage de dé d'appui.

Remarque : les aciers utilisés lors de ferraillage sont des aciers de haute adhérence type1 (**HA type1**)

Chapitre : XVI

Etude

De la pile

L'infrastructure :

I- Les piles :

I-1-généralité :

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

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

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

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

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

I-2-Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles :

- Les piles de type caisson.
- Les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour **les piles caissons** (une section rectangulaire).

❖ Les avantages de notre choix :

- Grande hauteur des piles ou l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur.
- Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.
- Les futs ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.
- Elle pose moins de problèmes pour sa mise en œuvre.

II- Fondations :

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

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

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

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

II-1-Choix de type de fondation :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond : pieux de 20m de longueur, et de diamètre $\varphi = 1,2\text{m}$

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

II-2-Nombre de fils de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux, en général 3φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

III-La semelle

La semelle de liaison des pieux sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner en conséquence :

III-1-La largeur :

$$B = (N-1) \times l + 2\varphi = 3 \times 3,6 + 2 \times 1,2 = 13,2 \text{ m.}$$

Tel que :

N : nombres des files des pieux.

l : la distance entre deux files.

φ : diamètre des pieux.

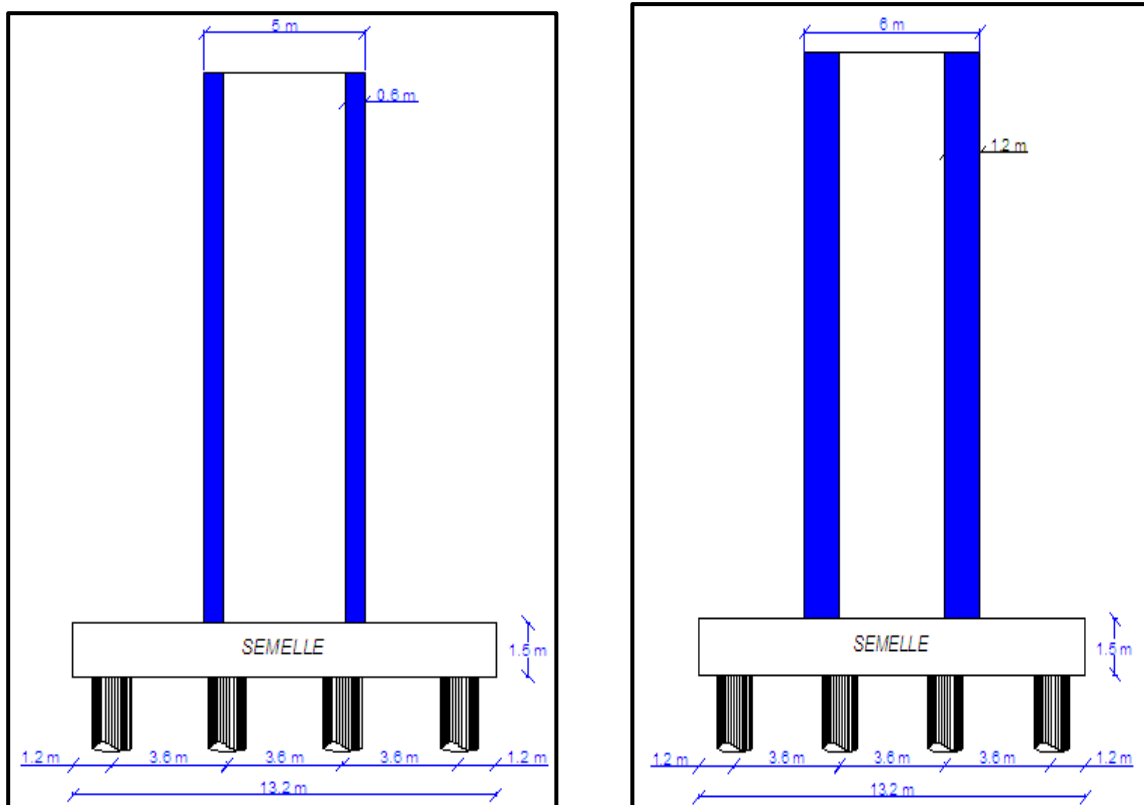
III-2-La longueur :

$$l_s = (N-1) \times l + 2\varphi = 3 \times 3,6 + 2 \times 1,2 = 13,2\text{m.}$$

III-3-La hauteur :

$$h_t \geq l/2,5 = 1,41 \text{ donc } h_t = 1,5\text{m.}$$

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales, et le plus souvent, des moments pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

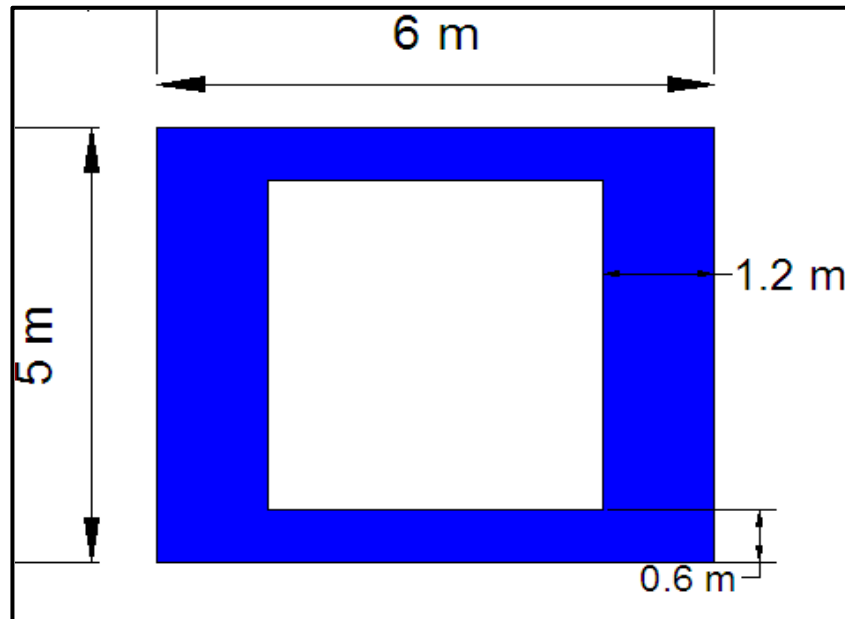


FigXVI.1: Vue transversale (pile, pieux, semelle). Vue longitudinale (pile, pieux, semelle).

IV-Etude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile N°2 , hauteur égale à : 15,26m qui est la plus élancée.



FigXVI.2 : Vue en plan de la pile.

IV-1 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile :

G : poids propre de la pile.

V : la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée.

W : la charge du vent.

FF : la force de freinage.

Ex : la composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

Ey : la composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

❖ Combinaisons des charges :

E.L.S : $G + V + W + F_F$

E.L.U : $1,35 (G+V) + 1,5 W + F_F$

E.L.A : $G + V + E_x$

$G + V + E_y$

❖ Application numérique :

-La charge permanente G :

$$S = 1,2 \times 5 \times 2 + 0,6 \times 3,6 \times 2 = 16,32 \text{ m}^2$$

$$G = 16,32 \times 2,5 \times 15,26 = 622,6 \text{ t.}$$

-La charge verticale :

La réaction d'appui verticale sur la pile $V = 2961,69 \text{ t}$

-La charge du vent W :

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2$$

-La force de freinage F_F :

$$F_f = 15 \text{ t.}$$

-La composante horizontale du séisme suivant l'axe E_x :

$$E_x = 20\% G$$

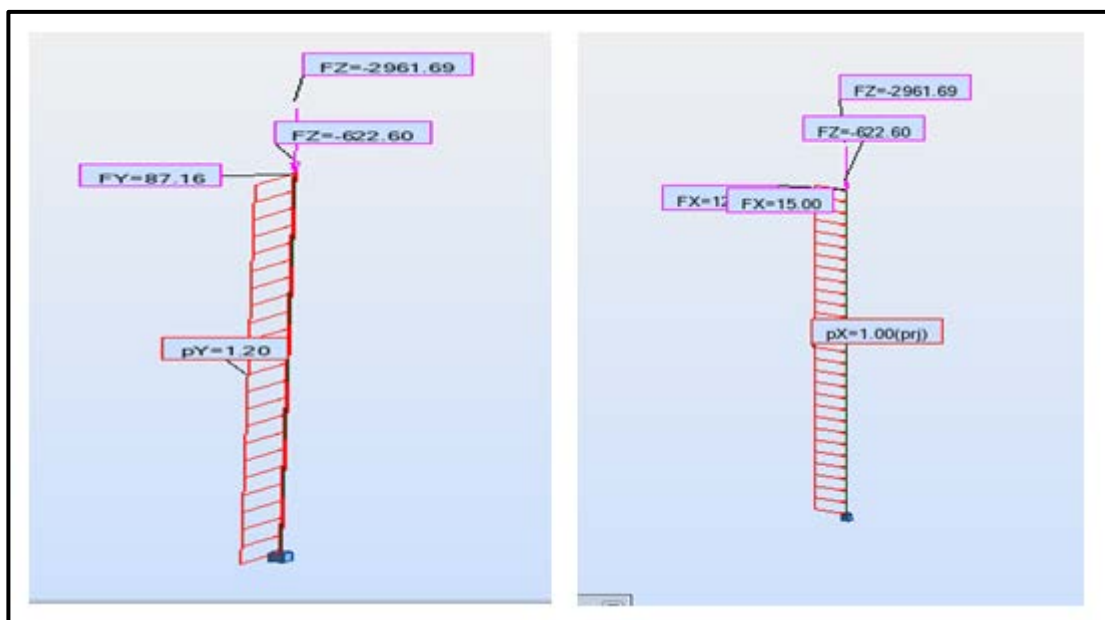
$$E_x = 0,2 \times 622,6 = 124,45 \text{ t}$$

-La composante horizontale du séisme suivant l'axe E_y :

$$E_y = 14\% G$$

$$E_y = 0,14 \times 622,6 = 87,16 \text{ t}$$

Le chargement selon x et y sont définis dans la figure suivante :



Les charges sur y

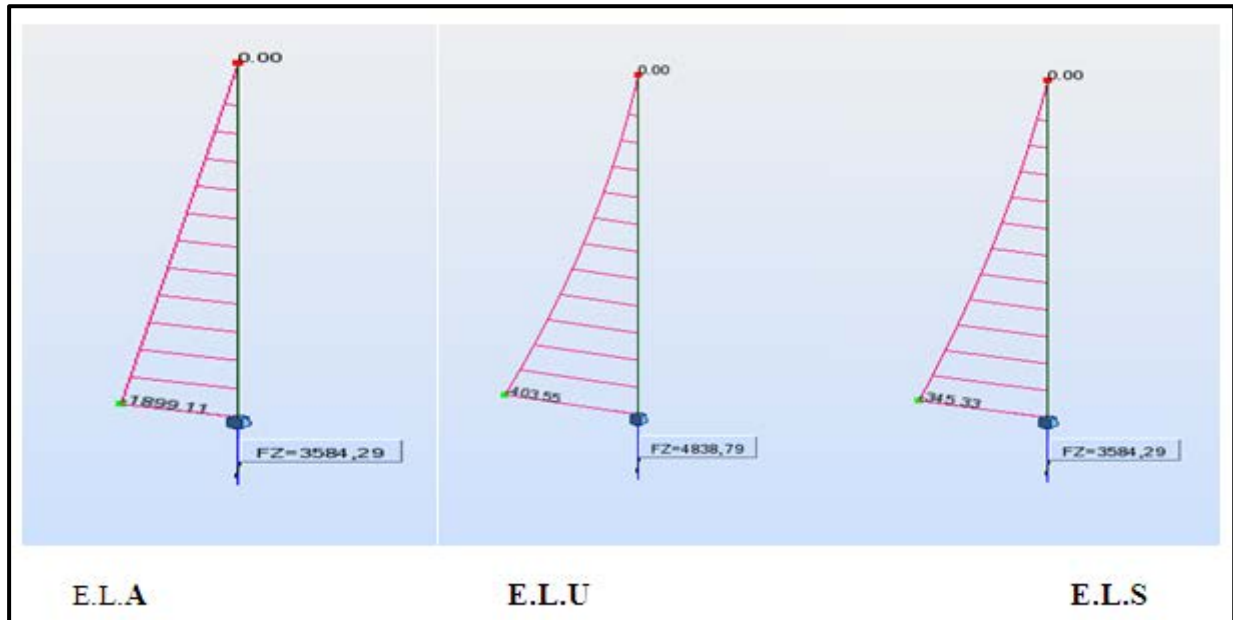
Les charges sur x

FigXVI.3 : les charges agissant selon la direction(X ou Y).

Les résultats obtenues à partir ces combinaisons sont illustrés dans les figures suivantes :

Résultats des combinaisons selon x :

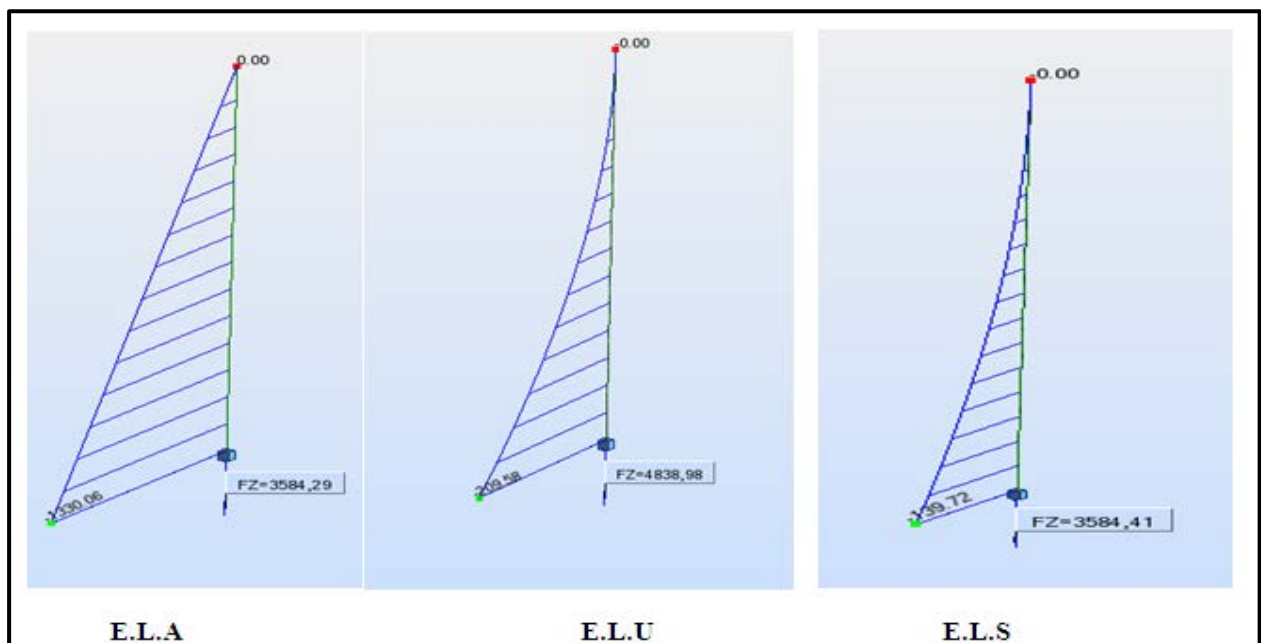
Quand le vent et le séisme agissent dans le sens x :



FigXVI.4 : diagramme du moment quand les charges agissent selon la direction x.

Résultats des combinaisons selon Y :

Le vent et le séisme agissent dans le sens Y :



FigXVI.5 : diagramme du moment quand les charges agissent selon la direction Y.

Les valeurs des moments et réaction après combinaison sont illustrées dans le tableau suivant :

	E.L.S	E.L.U	E.L.A
MX (t.m)	345,3	403,55	1899
MY (t.m)	139,7	209,58	1330
R (t)	3584	4838,8	3584

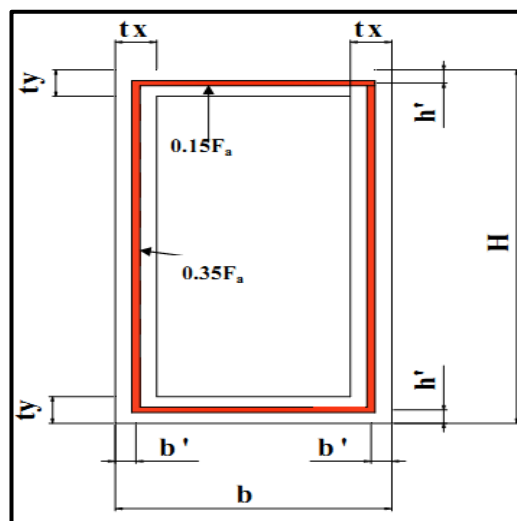
TableauXVI.1 : valeurs des efforts max agissant sur la pile.

IV-2-Dimensionnement des armatures de la pile :

La pile est soumise à la flexion déviée (un effort (N) et deux moment de flexion autour des axes (XOX) et (YOY) :

IV-2-1-Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :



FigXVI.6 : Répartition des armatures de la pile.

❖ Définition des différents paramètres utilisés :

n : effort intérieur relatif sans dimension.

b : longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 6m.

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

$\beta W = \beta W_{28} = 30$ MPa : résistance du béton sur cube à 28 jours.

ω : degré mécanique d'armatures totale = $F_a \cdot \sigma_f / b \cdot H \cdot \beta_w$

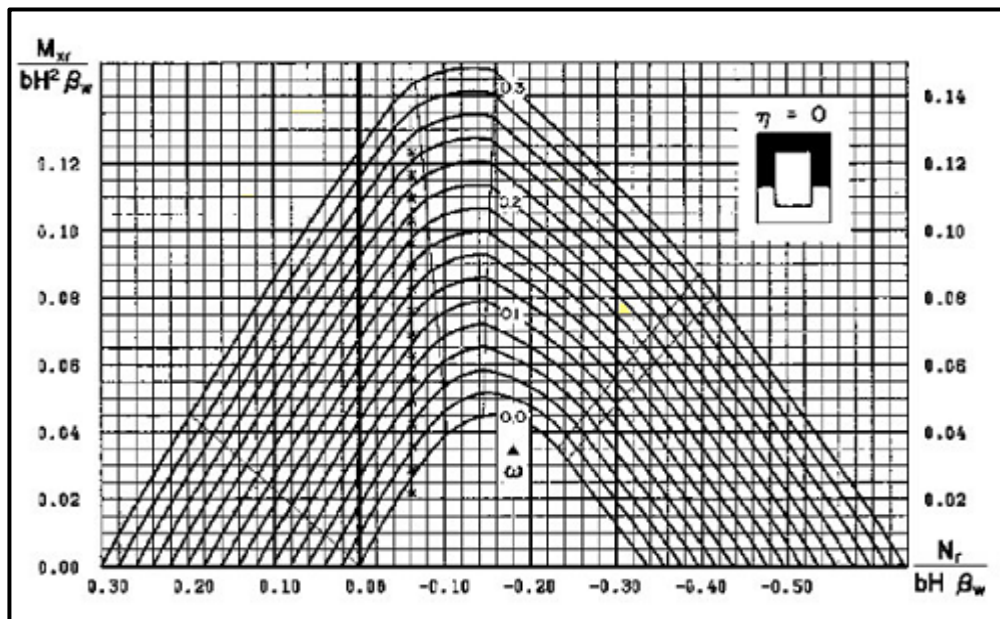
t_y, t_x : largeur de la pile.

❖ Condition d'orientation dans la section :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{t_y}{H} \leq \frac{t_x}{b}$$

$\frac{t_y}{H} = 0.6/5 = 0,12$ et $\frac{t_x}{b} = 1,2/6 = 0,2$ alors la condition est vérifiée.



FigXVI.7 : Abaque de Walther.

❖ Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N}{bH\beta_w} = (35,8429 / 6 \times 5 \times 30) = 0,04 \\ \frac{M_x}{bH^2\beta_w} = (19 / 6 \times 5^2 \times 30) = 0,0042 \end{array} \right.$$

D'après l'abaque de Walther $\omega = 0,03$

Alors $F_a = 675 \text{ cm}^2$

$0,15 F_a = 101,25 \text{ cm}^2$ alors : $16,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

$0,35 F_a = 236,25 \text{ cm}^2$ alors : $47,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

❖ **Condition de non fragilité** : selon le règlement BAEL91, on a :

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 6 \times 4,5 \times (2,4/400) = 372,6 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée alors soit :

$$A_{s1} = 60 \text{ HA32} = 376,38 \text{ cm}^2 \text{ donc : } \mathbf{10HA32 /ml}$$

$$A_{s2} = 80 \text{ HA 25} = 388,25 \text{ donc } \mathbf{16HA25/ml}$$

IV-2-2-Armatures transversal :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA avec la formule suivante :

❖ **Espacement des armatures de l'effort tranchant** :

En zone critique uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \min [24\phi_t; 8\phi_l; 0,25d]$$

Avec :

d : hauteur utile.

ϕ_t : diamètres des armatures transversales.

ϕ_l : diamètres des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \min [(24 \times 1,6); (8 \times 2,5); (0,25 \times 0,9 \times 500)] = \min [38,4 ; 20 ; 112,5] = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

❖ **Section minimale des armatures d'effort tranchant** :

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barre de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

Avec :

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm.

A_L : est la section totale des armatures longitudinales.

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

$$A_t \geq \frac{1537.28 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{200}{100} = 192,16 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{96HA16}$$

IV-3-Vérification de la stabilité de la pile :

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

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

L_f : longueur de flambement. i : rayon de giration.

$$\text{Donc } \lambda = \frac{30,52}{1,67} = 18,27 < 50 \quad (\text{Vérifié}).$$

V-Etude et ferrailage de la semelle :

V-1-Caractéristiques de la semelle :

Longueur : 13.20 m.

Largeur : 13.20m.

Epaisseur : 1,5 m.

V-2-Sollicitation dans le pieu :

❖ Conditions normales :

$$N_{\max} = 4838,79 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 403,55 \text{ t.m.}$$

❖ Conditions sismiques :

$$N_{\max} = 3584,29 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 1889,11 \text{ t.m.}$$

V-3-Détermination de nombre de pieux :

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

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{4838,79}{330} = 14,66$$

D'après ce calcul, on peut prendre un nombre de pieux égal à **16**.

V-4-Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

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

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport aux deux axes, l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{MxY}{\sum Y^2} \pm \frac{MyX}{\sum x^2}$$

❖ Condition normale :

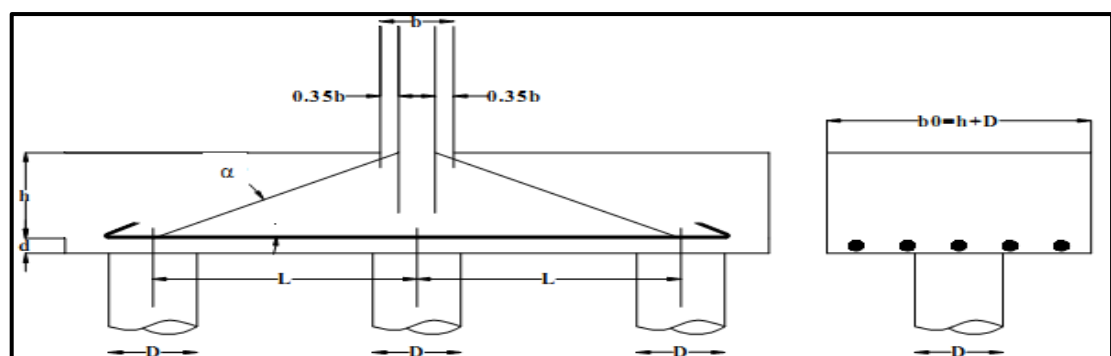
$$N_1 = \frac{4838,79}{16} + \frac{403,55 \times 7,2}{16 \times 7,2^2} = 302,42 + 3,5 = 305,92 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{4838,79}{16} - \frac{403,55 \times 7,2}{16 \times 7,2^2} = 302,42 - 3,5 = 298,92 \text{ t}$$

❖ Conditions sismiques :

$$N_1 = \frac{3584,29}{16} + \frac{1889,11 \times 7,2}{16 \times 7,2^2} = 224,01 + 16,39 = 240,40 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{4838,79}{16} - \frac{403,55 \times 7,2}{16 \times 7,2^2} = 224,01 + 16,39 = 224,01 \text{ t}$$

V-5-Ferraillage de la semelle (méthode des consoles) :

FigXVI .8 : la semelle (méthode des consoles).

V-5-1-Armatures transversales inférieures :

Le moment est donné par la formule suivante :

$$M = \left(\frac{L}{2} - 0,35b \right) \times R_{\max} = \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 0,4 \right) R_{\max} = 1,66 R_{\max}$$

❖ Condition normale :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{\max} \times 1,66}{\sigma_a \times h} = \frac{305,98 \times 1,66}{38400 \times (1,5 - 0,15)} = 104,32 \text{ cm}^2$$

❖ Condition sismique :

$$\sigma_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{240,40 \times 1,66}{40000 \times (1,5 - 0,15)} = 73,90 \text{ cm}^2$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_s = 104,32 \text{ cm}^2$, on prend **14HA32** ($A_s = 112,56 \text{ cm}^2$).

▪ L'espacement :

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{n - 1}$$

Avec :

n : nombre de barre = 14.

d : enrobage = 5 cm.

Φ : diamètre des pieux = 1.2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{14 - 1} = 0,2 \text{ m} = 20 \text{ cm}.$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) tel que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieux}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}.$$

V-5-2-Armatures de répartition :

Entre les bandes de 2,7m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_l = \frac{A}{3} = \frac{112,56}{3} = 37,52 \text{ cm}^2. \text{ Soit } \mathbf{8HA\ 25/ml} = 39,27 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = \mathbf{12cm}.$$

V-5-3-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux, leur section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{112,56}{3} = 37,52 \text{ cm. Soit } 8\text{HA } 25/\text{ml} = 39,27 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 12\text{cm.}$$

V-5-4-Armatures de construction :

V-5-4-1-Armatures transversales supérieures :

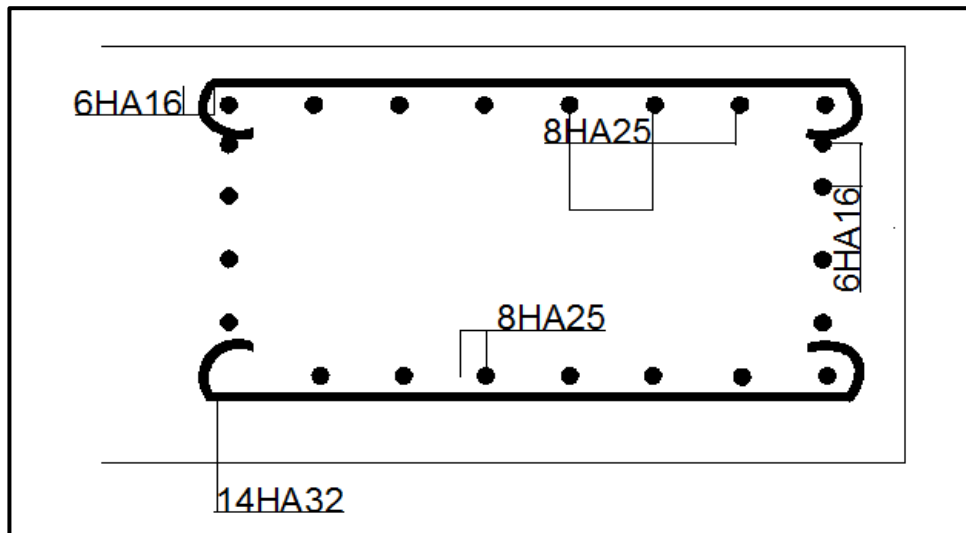
$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{112,56}{10} = 11,25 \text{ cm. Soit } 6\text{HA } 16 = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 18 \text{ cm.}$$

V-5-4-2-Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{112,56}{3} = 37,52 \text{ cm. Soit } 8\text{HA } 25 = 39,27 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 12\text{cm.}$$

V-5-4-2-Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{112,56}{10} = 11,25 \text{ cm. Soit } 6\text{HA } 16 = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 18 \text{ cm.}$$



FigXVI.9 : ferrailage de la semelle.

VI-Etudes et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne représente pas une bonne portance, ce implique descendre à une grande profondeur jusqu' au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassement différentiels et centrer sous les effort pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

VI-1-Action sur les pieux :

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

$$EI (d^4y/d^4x) + C_u b_y = 0$$

b : diamètre des pieux.

C_u : module de réaction du sol

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha^4 = \frac{4EI}{C_u b}$$

A : longueur élastique de pieu.

Le pieux est soumis un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode de Werner, le pieux étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

- **Calcul de λ :**

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

$C_u = 2,5$ kg/cm³.

E : module d'élasticité du béton. = $11000\sqrt[3]{30} = 34179.55$ Mpa.

I : moment d'inertie du pieu. = 0.1017 m⁴.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{25 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1078}} = 0,215 \text{ m}^{-1}.$$

λ : coefficient d'amortissement du module de Warner.

Donc : $\lambda L = 0,215 \times 20 = 4,3$.

VI-1-Effort tranchant en tête du pieu :**❖ Condition normale :**

$$H = 33,31 \text{ t.}$$

$$P = \frac{H}{16} = 2,08 \text{ t/pieu.}$$

❖ Condition sismique :

$$H = 124,25 \text{ t.}$$

$$P = \frac{H}{16} = 7,76 \text{ t/pieu.}$$

VI-2-Calcul des pieux par la formule de Warner :

La méthode de Warner permet de donner les moments fléchissent auquel, le pieu est soumis en différent point par la formule suivante :

$$EI\theta = (X_{\Theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \cdot X_{\Theta P})$$

VI-2-1-Détermination des coefficients $\chi_{\Theta M}$, $\chi_{\Theta P}$ tout le long du pieu :

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seul déformation qui peut se produire est le déplacement sans rotation.

$$M(z) = (X_{\Theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \cdot X_{\Theta P})$$

$$M(z) = EI\theta_0 = (X_{\Theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \cdot X_{\Theta P}) = 0 \implies \bar{M} = -\frac{X_{\Theta P}}{X_{\Theta M}} \cdot \frac{\bar{P}}{\lambda} \dots\dots\dots (1)$$

$$\lambda L = 4 \implies X_{\Theta P} = 1,26, \quad X_{\Theta M} = 1,54$$

$$\lambda L = 6 \implies X_{\Theta P} = 1,45, \quad X_{\Theta M} = 1,65$$

$$\text{donc } \lambda L = 4,3 \implies X_{\Theta P} = 1,32, \quad X_{\Theta M} = 1,57$$

D'après la formule (1) on obtient :

$$\text{❖ Condition normale : } \bar{P} = 2,08 \text{ t/pieu ; } \bar{M} = - 8,13 \text{ t.m.}$$

$$\text{❖ Condition sismique : } \bar{P} = 7,76 \text{ t/pieu. ; } \bar{M} = -30,34 \text{ t.m.}$$

Valeur des coefficients $X_{\Theta M}$, $X_{\Theta P}$ en fonction de Z (abaque de WERNER)

	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
Z (m)	2	4	6	8	10	12	14	16
$X_{\Theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
$X_{\Theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04

Tableau XVI .2 : valeurs des coefficients $X_{\Theta M}$, $X_{\Theta P}$ en fonction de Z.

Détermination des moments le long du pieu :

$$M(z) = (X_{\Theta M} \cdot \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \cdot X_{\Theta P}\right).$$

- **Condition normale :** $M(z) = -37,81 X_{\Theta M} + 71,81 X_{\Theta P}$
- **Condition sismique :** $M(z) = -144,11 X_{\Theta M} + 167,87 X_{\Theta P}$

	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
M(z) condit normale	-9,290	12,055	22,883	23,6212	20,3556	14,1815	8,545	2,4953
M(z) condit sismique	-75,99	-21,058	17,122	30,5988	33,0368	27,5565	17,737	5,2737

Tableau XVI.3 : valeur des moments dans le pieu en fonction de Z.

D'après les résultats, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -75,99 \text{ t.m.}$

V-2-2-Ferraillage de pieu :

Le ferraillage se fait à l'aide des abaques de WALTER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\max} = 2.24 \text{ MN.}$$

$$M_{\max} = -75,99 \text{ t.m} = -0,7599 \text{ MN.m}$$

$$\text{Et : } \frac{h'}{b} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Mr}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_w} = 0,019 \\ \frac{Nr}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w} = 0,066 \end{array} \right. \Longrightarrow \omega = 0,2$$

Alors $A_s = 169,56 \text{ cm}^2$. Soit **22HA32** = $176,88 \text{ cm}^2$

VI-2-2-1-L'espacement :

$$St = (2\pi R/21) = 18 \text{ cm.}$$

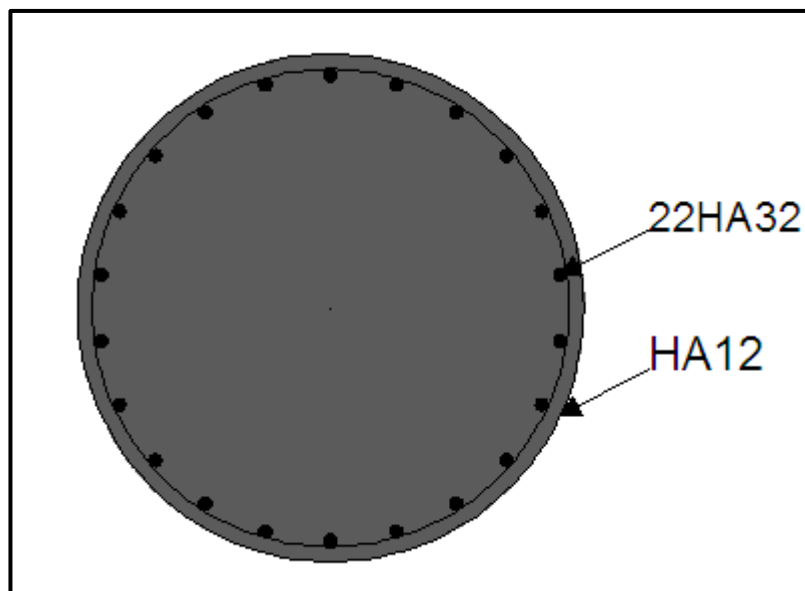
VI-2-2-2-Armature transversale :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,67 \text{ mm}$$

On prendra des cercles de **HA12** avec un espacement de 20cm dans les zones courantes et 15cm dans la zone de jonction.

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s = 0,06(\pi D^2/4) = 67,82 \text{ cm}^2 < 176,88 \text{ cm}^2 \text{ (la condition est vérifié).}$$



FigXVI.9 : Ferrailage de pieux (2D).

Chapitre :XVII

Etude

De la culée

I-introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le pont et le milieu et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

II-Fonction des culées :

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

➤ Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassement) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis.

➤ Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

III-Choix du type de culée :

On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées
- Les culées remblayées
- Les culées creuses
- Les culées en terre armée
- Les culées contrepoids

Le choix de type de la culée dépend essentiellement de :

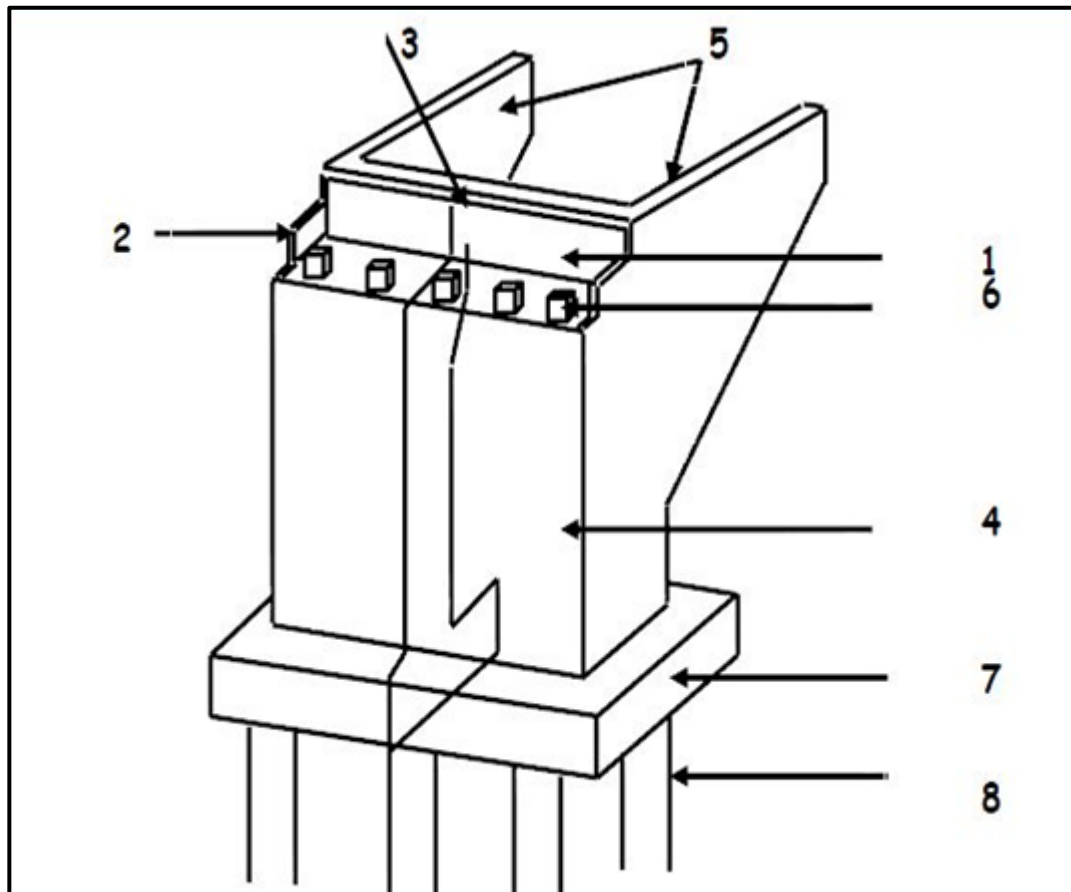
- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Dès le stade des premières études, le projeteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres. Si au cours des retouches successives, pour des raisons ou pour une autre, il lui paraît souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10m.

Dans notre ouvrage la hauteur des culées sont de l'ordre de **6,90 m**, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées.

III-1-Culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé, sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.



FigXVII.1 : les éléments constitutifs de la culée.

- 1) Mur garde grève.
- 2) Muret cache.
- 3) Corbeau arrière.
- 4) Mur de front ou frontal.
- 5) Mur en retour (mur en aile).
- 6) Dés d'appui.
- 7) Semelle.
- 8) Pieu.

III-2-Pré-dimensionnement de la culée remblayée:

III-2-1-Partie supérieure :

Composée de mur frontal surmonté par le mur de garde-grève et se prolongeant sur les cotés par les murs en retour, derrière le mur frontal s'encastre un corbeau sur lequel repose la dalle de transition.

III-2-1-1-Le mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0,8 à 1,2m selon la hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de charge verticale du tablier dans l'axe du mur de front. L'épaisseur du mur ne doit pas être supérieure à celle de la semelle pour assurer l'encastrement. On fixe l'épaisseur du mur est de **1.40m**.

III-2-1-2 Mur garde grève :

Disposé sur le mur frontal, son rôle est, d'une part, de retenir les terres derrière le tablier et, d'autre part, d'établir le joint de chaussée.

Il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

Pour ceci nous retiendrons une hauteur égale à la somme des hauteurs de : dé d'appui + poutre + épaisseur de la dalle, ce qui nous donne :

$$H = 0.20 + 0.065 + 1.50 + 0.25 = 2.10 \text{ m}$$

$$H = 2.10 \text{ m}$$

Soit l'épaisseur à retenir est telle que :

$$e = \text{Max} (30, h/8) \text{ avec } h = H = 2.10$$

Soit donc une épaisseur : $e = 30 \text{ cm}$

III-2-1-3 Les murs en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf, éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastres à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

$$R_2 \geq 0.2 \text{ m, nous prenons } R_2 = 1 \text{ m}$$

$$H_1 = H_y + H \quad (\text{hauteur vue de la culée}) ;$$

$$H_y = 2 \text{ m}$$

$$H_1 = 2.8 + 2.02 = 4.82 \text{ m} \quad H_1 = 4.82 \text{ m}$$

$$R_1 \geq H_1/10 = 4.82/10 = 0.482 \text{ m} ; \text{ nous prenons } R_1 = 1 \text{ m}$$

L_1 : longueur de mur en retour

$$1.10 + L_1 = H_1 (1/1) = 4.82 \text{ m}$$

$$L_1 = 4.82 - 1.10 = 3.72, \text{ nous prenons } L_1 = 4 \text{ m}$$

L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique. Elle varie entre 30cm et 50cm. Nous prenons $e = 35 \text{ cm}$

III-2-1-4 Dalle de transition :

Au voisinage des maçonneries constituant l'appui d'un ouvrage d'art, nous pouvons difficilement espérer pouvoir compacter parfaitement les remblais. A cause des cycles de chargements et de déchargements, nous risquons souvent une dénivellation entre la plate forme et le tablier, ce qui nous amène à utiliser une dalle de transition en béton armé s'appuyant sur le corbeau.

$$L_T = \min (6\text{m}, \max (3\text{m}, 0.6h)), \quad \text{longueur de la dalle}$$

$$h : \text{hauteur du remblais, } h = 4.1 \text{ m}$$

$$L_T = \min (6\text{m}, \max (3\text{m}, 2.46\text{m})) = 3 \text{ m,}$$

L'épaisseur de la dalle est généralement prise égale à **30 cm**

III-2-2 Fondation :

Nous avons :

$$B \geq 5\phi$$

$$L \geq 3\phi$$

La largeur B de la semelle est prise égale à **6 m** afin d'assurer la stabilité de la culée d'une part et du mur en retour d'autre part. L'épaisseur de la semelle peut être prise égale à 1.20, nous prenons **hs = 1.5 m** et une longueur **L = 13.10m**.

IV- Stabilité de la culée :**IV-1 Hypothèses de calcul :**

γ_R : densité de remblais, $\gamma_R = 1.8 \text{ t/m}$

γ_b : densité du béton, $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}$

φ : angle de frottement du remblai, $\varphi = 35^\circ$

q : surcharge sur remblai, $q = 3.6 \text{ t/m}^2$

IV-2-Calcul des paramètres :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBÉ-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\beta)}} \right]^2}$$

Avec :

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion, $\varphi = 35^\circ$

β : inclinaison de la culée, $\beta = 0^\circ$

δ : angle de frottement remblais culée (sol – béton), $\delta = 0^\circ$

θ : angle entre la direction de séisme et la verticale, $\theta = \text{Arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$

K : coefficient caractéristique du séisme, $K^2 = \varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2$

$\varepsilon_H = A = 0.15$, accélération du séisme dans le sens horizontal

$\varepsilon_V = 0.3\varepsilon_H = 0.045$ accélération du séisme dans le sens vertical

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 de RPOA2008)

Les données sont comme suit :

ε_H	ε_V	θ	K	K_{ah}
0.00	0.000	0.000	1.000	0.521
0.20	0.000	11,30	1.02	0,575
0.20	0.06	10,68	1.08	0,573
0.20	-0.06	12,01	0.96	0.585

IV-2-1- Calcul des efforts :

-Effort vertical : $V = (1 \pm \varepsilon_V) \cdot G$

-Effort horizontal : $H = \varepsilon_H \cdot G$

-Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm \varepsilon_V) H^2 K_{ah}$$

-Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q , la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F(q) = \frac{q H}{\cos \beta} (1 \pm \varepsilon_V) K_{ah}$$

Avec :

H : est la hauteur du mur.

- Poussée des terres : $H_p = \frac{1}{2} \gamma_R * K_{ah} * H^2$
- Poussée des surcharges de remblais : $H_q = q * H * K_{ah}$
 $q = 3.6 \text{ t/m}$ cette surcharge est répartie sur une largeur de 2.8 m de traverse
+ répartition à 45° sur 0.30 m d'épaisseur de ballaste.

IV-2-2- Stabilité de la culée :

NB : les calculs sont bien détaillés en annexe.

IV-2-2-1-Renversement :

Il faut vérifier la condition : $\frac{M_s}{M_R} > 1.5$

	Cas (1)	Cas (2)	Cas (3)	Cas (4)
M_s	4333,24	4394,6	4540,97	4210,26
M_R	1286,75	2260,76	2256,58	2281,82
$\frac{M_s}{M_R}$	3,35	1,94	2,01	1,84
remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

IV-2-2-2-Glisement :

Il faut vérifier la condition :

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi > b \quad \text{avec } b = 1.5$$

	Cas (1)	Cas (2)	Cas (3)	Cas (4)
V	1603,99	1625,75	1691,11	1560,39
H	300,35	546,17	545,14	551,36
$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$	3,73	2,08	2,17	1,98
remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 35 = 0.7$$

IV-2-2-3 Vérification du tiers central (calcul d'excentricité) :

$$Ve = M_s - M_R$$

$$e = \frac{M_s - M_R}{V}$$

$$M_G = V \left(\frac{B}{2} - e \right) - H * \frac{h_s}{2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{V}$$

$$B = 6\text{m}, \quad h_s = 1.5\text{m}, \quad M_G = V(3 - e) - 0.75 H$$

Condition de non glissement est :

$$e_G < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1$$

désignation	Cas (01)	Cas (02)	Cas (03)	Cas (04)
V (t)	1603,99	1625,75	1691,11	1560,39
H (t)	300,35	546,17	545,14	551,36
M_s (t.m)	4333,24	4394,6	4540,97	4210,26
M_R (t.m)	1286,75	2260,76	2256,58	2281,82
e (m)	1,79	1,90	1,93	1,88
M_G (t.m)	1554,85	1378,70	1400,63	1334,12
e_G (m)	0,95 < 1	0,85 < 1	0,82 < 1	0,87 > 1

IV-3 Ferrailage :

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée :

IV-3-1-Le mur garde grève :

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

- **Force verticales :**
 - Du au poids propre.
 - De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
 - De la réaction de la dalle de transition.
- **Force horizontales :**
 - poussée des terres.
 - Poussée d'une charge locale en arrière du mur garde grève.
 - Force de freinage d'un essieu lourd du camion B_c.

IV-3-1-1-Calcul des sollicitations :

- **Poussée des terres : elle est donnée par la formule suivante :**

$$P_t = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$$

Le moment du à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} P_t h = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3$$

K_a = coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,271$$

$$P_t =$$

$$M_t = \frac{1}{6} \cdot 0,271 \cdot 1,8 \cdot (2,1)^3 = 0,75 \text{ t.m}$$

- **Moment du à la force de freinage :**

Le moment du à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 P h}{0,25 + 2h} \gamma$$

Avec : P : poids d'une roue d'un camion B_c : P= 6t

H : hauteur de mur de garde grève.

γ : Coefficient de pondération : 1,2 à L'ELS
1,6 à L'ELU

$$\text{- à l'ELS : } M_f = \frac{2 \cdot 6,2,1}{0,25 + 2,2,1} 1,2 = 6,79 \text{ t.m}$$

$$\text{- à l'ELU : } M_f = \frac{2 \cdot 6,2,1}{0,25 + 2,2,1} 1,6 = 9,06 \text{ t.m.}$$

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents « SETRA », la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par le camion Bc, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (2 roues de 6 t distante de 0,5m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25 m, 0,75 m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira sur à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par Q :

$$Q = \frac{12}{0,75 \cdot 0,25} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M_p = \frac{12k}{0,75+2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Avec : $K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$ Ou :

B_c : 1,1 pour deux voies chargées.

δ : 1,08 coefficient de pondération dynamique.

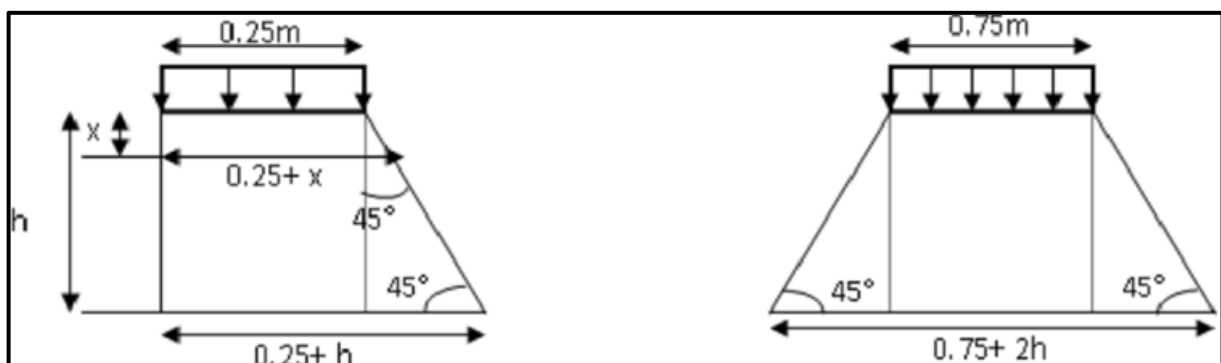
γ : Coefficient de pondération.

γ : 1,2 ELS

1,6 ELU

- à ELS : $K = 0,39$

- à ELU : $K = 0,52$



FigXVII.2 : poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dX = [(h + 0,25) \ln(0,25 + X) - X]$$

On a alors :

$$\int_0^{2,1} \frac{h-x}{0,25+x} dX = [(h + 0,25) \ln(0,25 + X) - X] = 3,14$$

$$M_p = \frac{12k}{0,75+2h} \times 3,14$$

$$M_p = 7,61.K$$

- à L'ELS : $M_p = 2,97 \text{ t.m}$

- à L'ELU : $M_p = 3,96 \text{ t.m}$

Le moment total à l'encastrement :

$$M_{ELU} = 1,35M_t + M_p + M_f = 14,03 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_t + M_p + M_f = 10,51 \text{ t.m}$$

IV-3-1-2-Ferraillage du mur garde grève :

➤ Calcul à l'E.L.U

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

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

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

Donc on aura :

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 347,82 \text{ MPa}$$

$$h = 0,30 \text{ m}, d = 0,27 \text{ m}, b = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 1,35 M_G + 1,45 M_Q = 1,35 * 0,75 + 1,45(3,96 + 9,06) = 19,82 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,82 \cdot 10^{-2}}{1 * 0,27^2 * 17} = 0,16 \leq 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,22$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,246$$

$$A_{us} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{19,82 \cdot 10^{-2}}{0,246 * 347,82} = 23,16 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à l'ELS

$$M_u = M_G + 0,8M_Q = 0,75 + 0,8(3,96 + 9,06) = 11,16 \text{ tm/m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{11,16 \cdot 10^{-2}}{1 * 0,27^2 * 18} = 0,08$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 215,55} = 0,556$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,219$$

$$A_{sser} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = \frac{11,16 \cdot 10^{-2}}{0,219 * 215,55} = 23,64 \text{ cm}^2$$

➤ Conclusion :

L'ELS est plus défavorable, $A_{sser} = 23,64 \text{ cm}^2$ donc on aura :

$$8 \text{ HA } 20 \text{ soit } 25,13 \text{ cm}^2$$

Pour le ferraillage extérieur (comprimé) on prend :

$$8 \text{ HA } 14 \text{ soit } 12,32 \text{ cm}^2$$

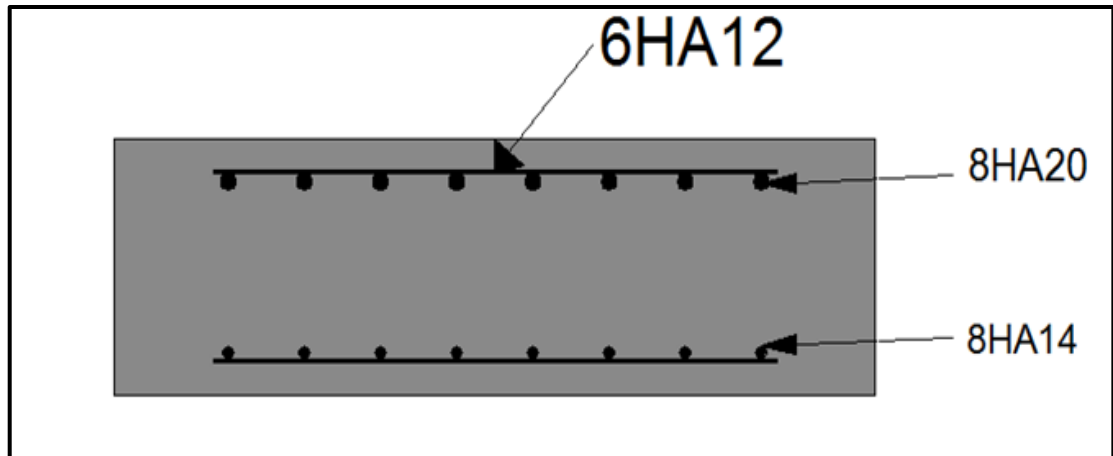
➤ **Ferraillage horizontal :**

$$A_y = A_s/4 = 5,91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 (f_{t28} / f_e) \cdot b \cdot d = 3,72 \text{ cm}^2 \leq 5,92 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend $A_y = 5,92 \text{ cm}^2$, soit **6HA12**, $A_y = 6,79 \text{ cm}^2$.



FigXVII.3 : Ferraillage de mur garde grève.

IV-3-2- La dalle de transition :

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

-poids de la dalle de transition : $1. 0,3. 2,5 = 0,75 \text{ t/m}$

-poids de remblais : $1. 1,2. 1,8 = 2,16 \text{ t/m}$

-poids propre de revêtement : $2,2 . 0,08 . 1 = 0,176 \text{ t/m}$

- poids total : $G_t = 3,09 \text{ t/m}$

-les surcharges : $3,6 . 1 = 3,6 \text{ t/m}$

	Charge (t/m)	M(t.m/ml)	T(t/ml)
Charge G	3,09	3,48	4,63
Surcharge Q	3,6	4,05	5,4

❖ **Combinaison des efforts :****A L'ELU :**

$$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6M_Q = 11,18 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELU} = 1,35T_G + 1,6T_Q = 14,89 \text{ t /ml.}$$

A L'ELS:

$$M_{ELS} = M_G + 1,2M_Q = 8,34 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELS} = T_G + 1,2T_Q = 11,11 \text{ t /ml.}$$

IV-3-2-1 Ferrailage :

❖ Calcul à ELU :

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

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

Donc on aura :

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,18 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0,27^2 \cdot 17} = 0,09 \leq 0,305 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,118$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,257$$

$$A_{us} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{11,18 \cdot 10^{-2}}{0,257 \cdot 347,83} = 12,51 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul à ELS :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2f_e}{3} = 266,66 \text{ MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5f_e = 200 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{nf_{tj}} = 215,55 \text{ MPa} \end{array} \right\} \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,34 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0,27^2 \cdot 18} = 0,06$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,556$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,219$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b d \alpha_r \sigma_{bc} Z_r = 0,295 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELS} = 0,083 \text{ MN.m} < \overline{M}_1 = 0,295 \text{ MN.} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_{ss} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = \frac{8,34 \cdot 10^{-2}}{0,219 \cdot 215,55} = 17,66 \text{ cm}^2$$

- L'ELS est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversal nécessaire est :

$$A_{ss} = 17,66 \text{ cm}^2$$

6 HA 20 soit 18,85 cm²

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinaux tels que :

$$A_{ls} = \frac{A_{ss}}{3}$$

$$A_{ls} = 5,88 \text{ cm}^2$$

4 HA 14 soit 6.16cm²

- Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{17,66}{100 \cdot 27} = 0,006.$$

$$0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{2,4}{400} = 0,001 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc on a } \frac{A_s}{b d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

La condition de non fragilité est assurée.

IV-3-3- Corbeau :

IV-3-3-1- Calcul des sollicitations :

- Réaction due à la dalle de transition :

$$R_1 = QL/2 = (0,3 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 2,5)/2 = 1,125 \text{ t}$$

- Réaction des poids des terres :

$$R_2 = QL/2 = (1,2 \cdot 3 \cdot 1,8)/2 = 3,24 \text{ t}$$

- Réaction due au revêtement :

$$R_3 = QL/2 = (0,08 \cdot 3 \cdot 2,2)/2 = 0,264 \text{ t}$$

- Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_4 = \frac{(0,6+0,3) \cdot 0,3 \cdot 2,5}{2} = 0,34 \text{ t}$$

- Réaction due aux surcharges sur remblais :

$$R_5 = 1/2(3,6 \cdot 3) = 5,4 \text{ t.}$$

- **Réactions :**

$$R_{ELU} = 1,35 (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = 15,35 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = R1 + R2 + R3 + R4 + 1,2 R5 = 11,45 \text{ t}$$

- ❖ **Moments :**

$$M_{ELU} = (1,35 (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5) \cdot 0,3/2 = 2,3 \text{ t.m.}$$

$$M_{ELS} = R1 + R2 + R3 + R4 + 1,2 R5 = 1,72 \text{ t.m.}$$

IV-3-3-2- Ferrailage de corbeau :

On assimile le corbeau arrière à un rectangle dont la hauteur moyenne est :

$$h_m = \frac{(0.6 + 0.3)}{2} = 0.45 \text{ m}$$

- ❖ **Armature transversal :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU ; $V_u = 15,35 \text{ t}$

b : Largeur de la poutre ou de la nervure ; $b = 1 \text{ m}$

d : Hauteur utile ; $d = 0.9 h_m = 40.5 \text{ cm}$

Donc on aura :

$$\tau_u = \frac{15,35}{1 * 0.405} = 37,90 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 K f_{tj})}{0.9 f_e}$$

telle que $K = 0$ (fissuration jugée très préjudiciable)

Espacement S_t des cours d'armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

On prendra : $S_t = 30 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{0.30 * 1} \geq \frac{1.15 (0,379)}{0.9 * 400} \Rightarrow A_t \geq 3,63 \text{ cm}^2$$

On prendra :

$$3 \text{ HA } 14 \text{ soit } A_t = 4.62 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Armature longitudinal :**

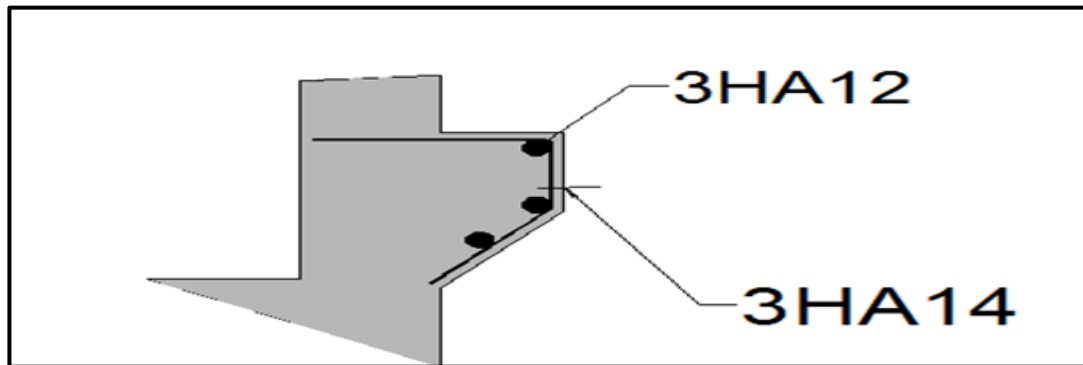
$$A_l = \frac{M}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

telle que $\bar{\sigma}_s = \max(0.5 * 400 ; 110\sqrt{1.6 * 2.40}) = 215,55 \text{ MPa}$

$$A_l = \frac{0,023}{0.9 * 0.405 * 215,55} = 2.92 \text{ cm}^2$$

Donc on aura

3 HA 12 soit $A_l = 3,39 \text{ cm}^2$



FigXVII.4 : ferraillage de corbeau.

IV-3-4- Le mur de front:

IV-3-4-1-Calcul des sollicitations :

Désignation	N	H		$(1 + \varepsilon_v)N$	X (m)	Y (m)	M (CN)	M (CS)
		CN	CS					
Poids du tablier	390,85	/	/	414,30	-0,15	/	-58,62	-62,14
Mur garde-grève	17,01	/	/	18,03	-0,55	/	-9,35	-9,91
Mur frontal	181,44	/	/	192,33	00	/	00	00
Mur en retour	39,58	/	/	41,95	2,4	/	95,06	100,7
Corbeau	2,87	/	/	3,04	0,85	/	2,43	2,58
Dés d'appuis	0,70	/	/	0,74	-0,55	/	-0,385	-0,407
Dalle de transition+ poids des terres	54,2	/	/	57,45	1,5	/	81,3	86,18
Poussée des terres sur le mur frontal	/	47,59	100,99	/	/	1,6	76,14	161,58
Poussée des terres sur mur garde-grève	/	2,97	6,31	/	/	5,5	16,33	34,70
Total	706,65	50,56	107,3	750,11	/	/	202,9	313,28
Freinage	/	15		/	/	6,9	124,2	
ELS	721,65	55,56	162,85	750,11			110,43	117,03
ELU	971,11	86,25	178,95	1012,64			169,41	172,89

$$M_{\max} = 172,89 \text{ t.m}$$

$$N_{\max} = 971,11 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 168,85 \text{ t}$$

IV-3-4-2- Ferrailage :

❖ A l'E.L.U :

$$M_{uA} = 172,89 + 168,85 \times 0,50 = 257,31 \text{ t.m/ml}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 C') \times b h f_{bu} = (0,337 \times 1,4 - 0,81 \times 0,05) \times 1,4 \times 17 \times 10^2$$

$$A = 1026,49 \text{ t.m/ml}$$

$$B = N_u \times (d - C') - M_{uA} = 168,85 \times 1,21 - 172,89$$

$$B = 62,65 \text{ t.m/ml}$$

$$C = (0,5h - C') \times b h f_{bu} = (0,7 - 0,05) \times 1,4 \times 17 \times 10^2$$

$$C = 1547 \text{ t.m/ml}$$

$B \leq A$ (Section Partiellement Comprimée).

$$\mu = \frac{MuA}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,57}{1 \cdot (1,26)^2 \cdot 17} = 0,095$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_c = 0,347$$

$$\alpha = 0,125$$

$$Z = 1,15 \times (1 - 0,4\alpha) = 1,09 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,72}{1,09 \cdot 347,82} - \frac{1,68}{3,47} < 0$$

$A'_s = 0$ pas d'armatures comprimées.

❖ Condition de non fragilité :

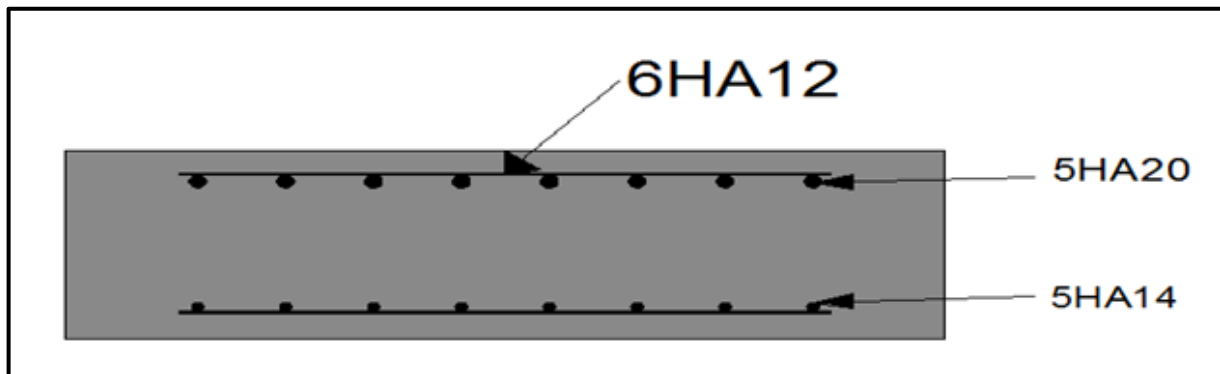
$$A_s = 0,23 (f_{t28} / f_e) \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 17,38 \text{ cm}^2.$$

Soit: 5 HA20, $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

Et pour les armatures inférieure on prend : **5HA14**, $A=7,70 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $A/3 = 6,28 \text{ cm}^2$. Soit **6HA12**, $A=6,76 \text{ cm}^2$.



FigXVII.5 : ferraillage de mur de front.

IV-3-5-Le mur en retour :

IV-3-5-1-Calcul des sollicitations :

Le mur en retour est soumis à des efforts comparables à ceux de mur de garde grève, ces efforts sont :

❖ **Poussée des terres : elle est donnée par la formule suivante :**

Le moment à l'encastrement est :

$$P_t = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} P_t h = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3$$

K_a = coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,271$$

$$M_t = 19,37 \text{ t.m}$$

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Comme il a été mentionné précédemment, la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges est engendrée par les camions type Bc, avec une charge de 12t répartie sur un rectangle de 0,25m x 0,75m.

La charge des deux roues est uniformément répartie :

$$Q = \frac{12}{0,75 \cdot 0,25} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M_p = \frac{12k}{0,75+2h} x \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Avec : $K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$ Ou :

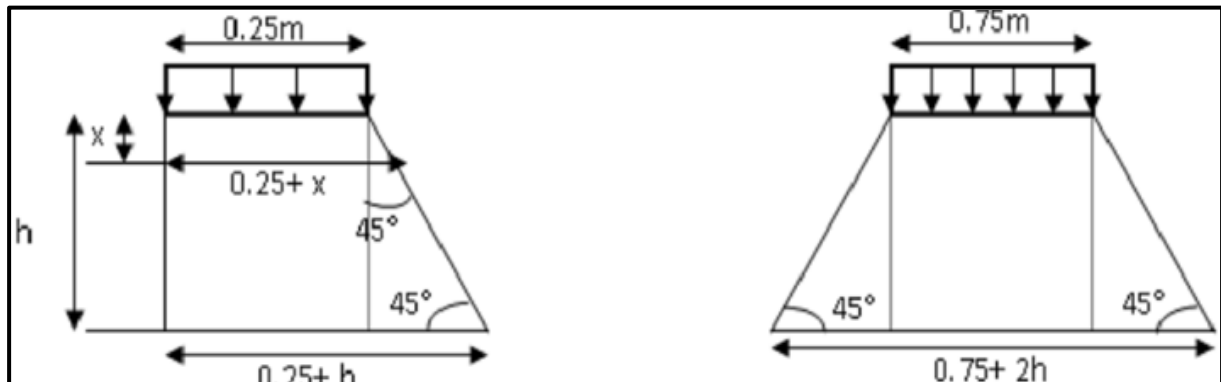
B_c : 1,1 pour deux voies chargées.

δ : 1,08 coefficient de pondération dynamique.

γ : Coefficient de pondération.

γ : 1,2 ELS
1,6 ELU

- à ELS : $K = 0,39$
- à ELU : $K = 0,52$



FigXVII.6 : poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$\int_0^h \frac{h-X}{0,25+X} dX = [(h + 0,25) \ln(0,25 + X) - X]$$

On a alors :

$$\int_0^h \frac{h-X}{0,25+X} dX = [(h + 0,25) \ln(0,25 + X) - X] = 3,41$$

$$M_p = \frac{12k}{0,25+2h} \times 3,41$$

$$M_p = 4,13.K$$

- à L'ELS : $M_p = 1,61t.m$
- à L'ELU : $M_p = 2,14t.m$

❖ **Les surcharges concentrées :**

Les surcharges concentrées sont appliquées à l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge horizontale de 3,6 t.

Le moment de cette charge est $M_{sc} = 17,35 t.m$.

Le moment total à l'encastrement :

$$M_{ELU} = 45,64 t.m/ml$$

$$M_{ELS} = 38,33t.m.$$

IV-3-5-2- Ferrailage du mur en retour :

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,315 \text{ m}$$

$$A_s = 23,25 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 5\text{HA}25, A_s = 24,54 \text{ cm}^2$$

Et pour A'_s on prend $5\text{HA}12$ ($A'_s = 5,65 \text{ cm}^2$)

❖ Vérification des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA's(X - c') - nA_s(d - X).$$

Avec: $n=15$ et $A_s = 24,54 \text{ cm}^2$, $A' = 0$

Donc $X = 13,82 \text{ cm}$

$$I_1 = \frac{bX^3}{2} + nA_s(d - X)^2$$

$$I_1 = 168381,81 \text{ cm}^4 = 16,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I_1} = 11,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (condition vérifié).}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser} (d - X)}{I_1} = 206,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa} \text{ (condition vérifié).}$$

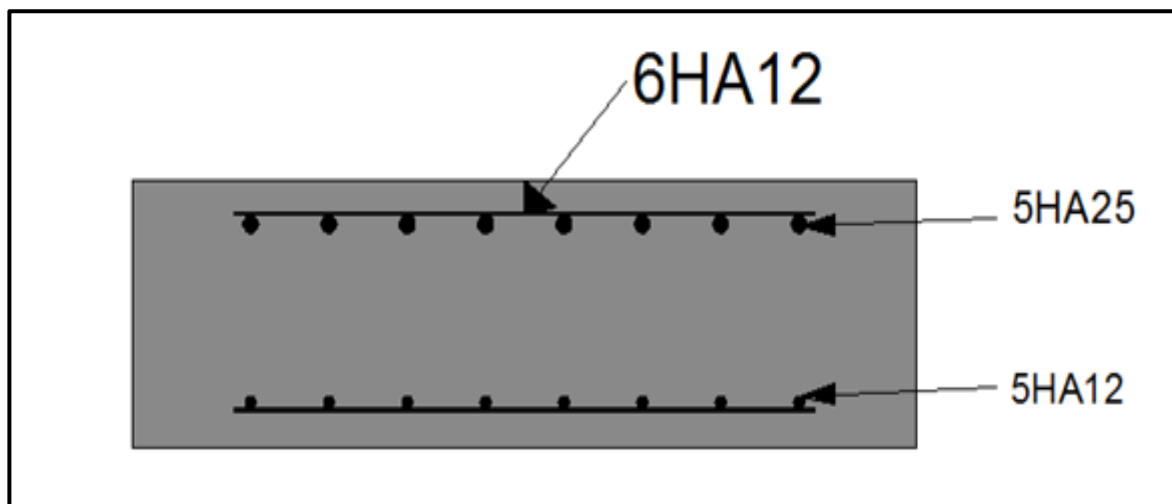
❖ Ferrailage horizontal:

$$A_y = A_s / 4 = 5,81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 (f_{t28} / f_e) \cdot b \cdot d = 4,34 \text{ cm}^2 \leq 5,81 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend $A_y = 5,81 \text{ cm}^2$, soit $6\text{HA}12$, $A_y = 6,79 \text{ cm}^2$.



FigXVII.7 : ferrailage de mur en retour.

IV-3-6- La semelle :**IV-3-6-1-Calcul des sollicitations :**

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

	condition	V	H	M _R	M _S
total	CN	1603,99	300,35	2286,24	4333,24
	H + V ⁺	1691,11	546,17	2260,76	4540,97
	H + V ⁻	1560,39	551,36	2281,82	4210,26

❖ Condition normal :

$$N_{\max} = 1603,99 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 4333,24 - 2286,24 = 2047 \text{ t.m}$$

❖ Condition sismique :

$$N_{\max} = 1691,11 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 4540,97 - 2260,76 = 2280,21 \text{ t.m}$$

❖ Effort revenant à chaque pieu :

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

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x Y}{aY^2} \pm \frac{My X}{aX^2}, \text{ n : nombre des pieux.}$$

Condition Normale :

$$N = \frac{1603,99}{8} + \frac{2047 \cdot 1,8}{8 \cdot 1,8^2} = 342,65 \text{ t}$$

$$N = \frac{1603,99}{8} - \frac{2047 \cdot 1,8}{8 \cdot 1,8^2} = 58,34 \text{ t}$$

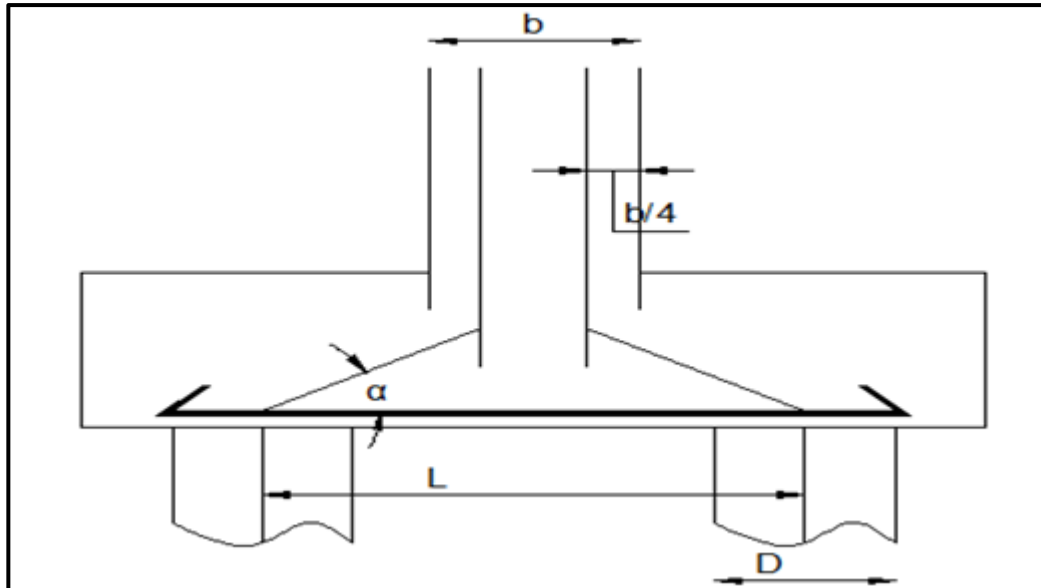
Condition sismique :

$$N = \frac{1691,11}{8} + \frac{2280,21 \cdot 1,8}{8 \cdot 1,8^2} = 369,73 \text{ t}$$

$$N = \frac{1691,11}{8} - \frac{2280,21 \cdot 1,8}{8 \cdot 1,8^2} = 53,05 \text{ t}$$

IV-3-6-2- Ferrailage de la semelle (méthode de bielle) :

❖ Armatures transversales inférieures :



FigXVII.8 : la semelle.

Les conditions de la méthode sont :

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq L/2 - b/4$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,5}{\frac{3,6}{2} - \frac{1,4}{4}} = 1,03 \Rightarrow \alpha = 45,84^\circ \geq 45^\circ$$

$$\frac{L}{4} - \frac{b}{4} = 1,45 < h = 1,5 \text{ m}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Condition normale :

$$\overline{\sigma a} = \frac{2}{3} \sigma_e = 26667 \text{ t/m}^2.$$

$$A = \frac{N_{\max}}{\overline{\sigma a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{342,65}{26667} \times \frac{1,45}{1,5} = 124,21 \text{ cm}^2.$$

Condition sismique :

$$\overline{\sigma a} = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2.$$

$$A = \frac{369,73}{40000} \times \frac{1,45}{1,5} = 89,35 \text{ cm}^2.$$

La condition normal est la plus défavorable : $A = 124,21 \text{ cm}^2$.

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

L'espacement est de : $S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{16 - 1} = 18 \text{ cm}$

d : enrobage = 5cm

ϕ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

Les armatures transversales sont placées dans les bandes d'axées sur pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \phi = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m.}$$

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

$$A_l = \frac{A}{3} = 41,40 \text{ cm}^2$$

Soit : **9 HA 25** ($A_l = 44,19 \text{ cm}^2$).

❖ Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle la transmission des efforts entre la semelle et les pieux.

$$A_{li} = \frac{A}{3} = 41,40 \text{ cm}^2$$

Soit : **9 HA 25** ($A_l = 44,19 \text{ cm}^2$).

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{9 - 1} = 33 \text{ cm}$$

❖ Armature de construction :

➤ Armature transversales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{124,21}{10} = 12,42 \text{ cm}^2$$

Soit : **9 HA 14** , $A_s = 13,85 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{9 - 1} = 33 \text{ cm}$$

➤ Armature longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{124,21}{3} = 41,40 \text{ cm}^2$$

Soit : **9 HA 25** ($A_l = 44,19 \text{ cm}^2$).

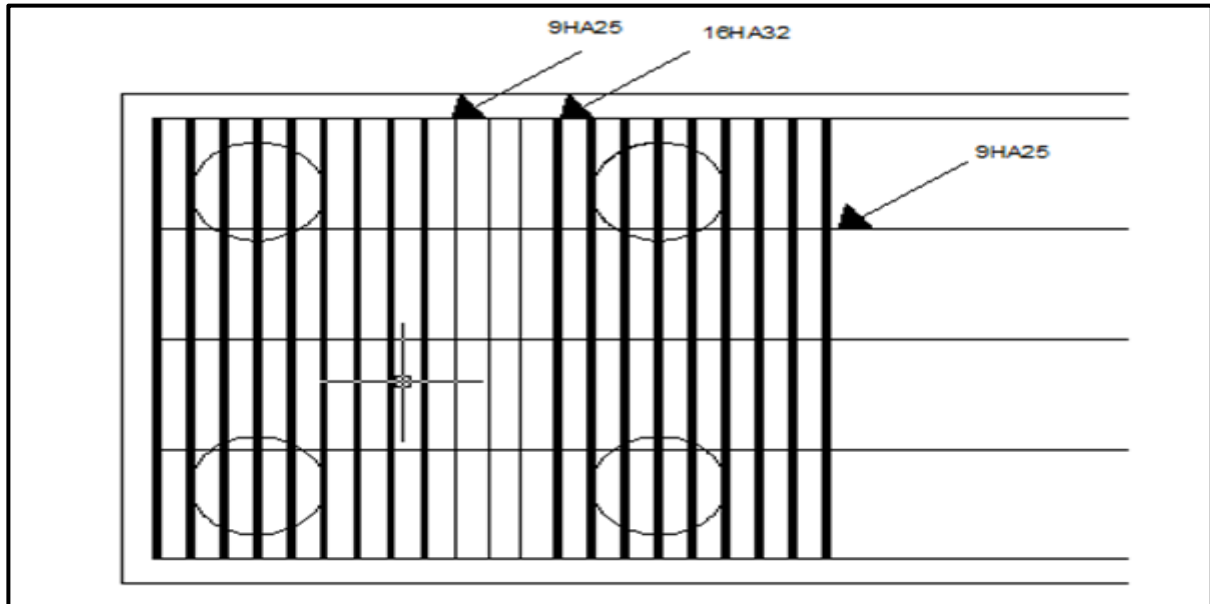
$$S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{9 - 1} = 33 \text{ cm}$$

➤ Armature latérales :

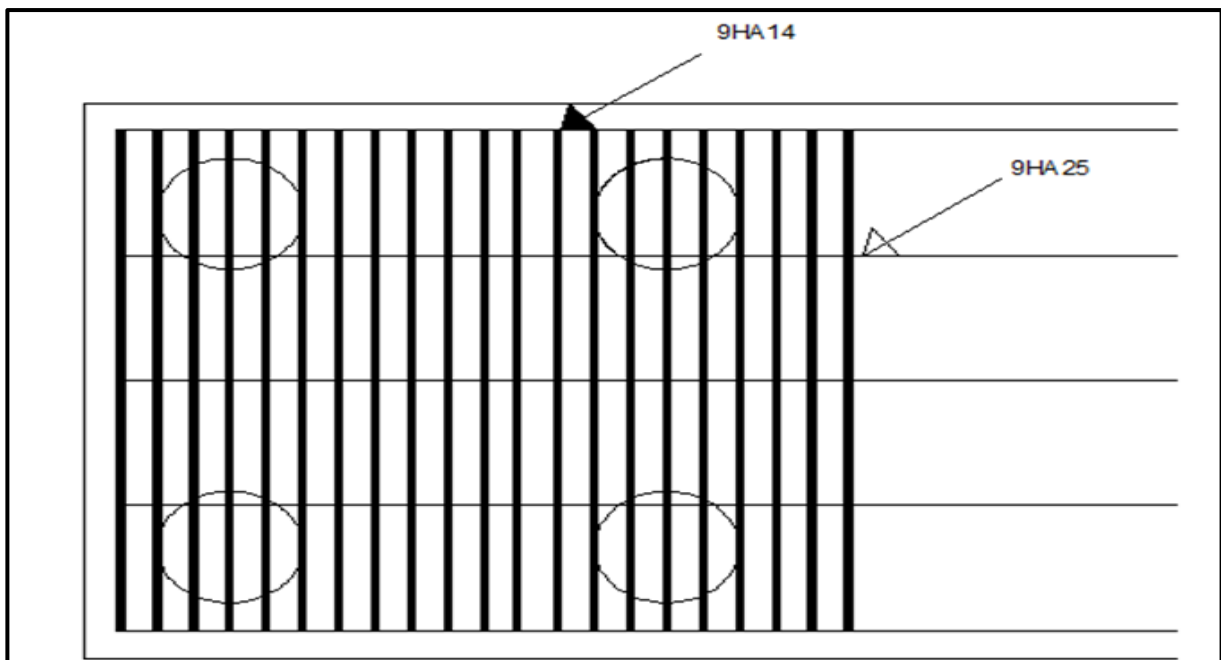
$$A_L = \frac{124,21}{10} = 12,42 \text{ cm}^2$$

Soit : **9 HA 14** , $A_S = 13,85 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{9 - 1} = 33 \text{ cm.}$$



FigXVII.9: ferrailage de la semelle (nappe inférieure).



FigXVII.10 : ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

IV-3-7- Etude et ferrailage des pieux:

IV-3-7-1-Action sur les pieux :

❖ Calcul de λ :

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

E : module d'élasticité de béton : $11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 3,42 \cdot 10^4$ MPa.

I : moment d'inertie de pieu $= \frac{\pi}{64} D^4 = 0,1017 \text{ m}^4$.

Cu : module de réaction de sol = 2500 t/m³.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{25 \cdot 1,2}{4 \cdot 34179,56 \cdot 0,1017}} = 0,215 \text{ m}^{-1}.$$

Donc : $\lambda L = 0,215 \cdot 20 = 4,3$ avec $L = 20\text{m}$.

❖ Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage = 15 t.

Poussée des terres et surcharges : 108,51 t

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = 15,44 \text{ t/pieu.}$$

Condition sismique :

Poids de la semelle : 58,95 t

Poussée des terres et surcharges : 303,27 t

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = 45,28 \text{ t/pieu.}$$

❖ Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différent point, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta = (X_{\Theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \cdot X_{\Theta P})$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement sans rotation.

$$M(z) = (X_{\Theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \cdot X_{\Theta P})$$

$\bar{M}$: Moment en tête de pieu.

$\bar{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.

$X_{\Theta M}$, $X_{\Theta P}$: sont donnée par les abaques de WERNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI\Theta_0 = (X_{\Theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \cdot X_{\Theta P}) = 0 \implies \bar{M} = -\frac{X_{\Theta P}}{X_{\Theta M}} \cdot \frac{\bar{P}}{\lambda} \dots\dots\dots (1)$$

$$\lambda L = 4 \implies X_{\Theta P} = 1,26, X_{\Theta M} = 1,54$$

$$\lambda L = 6 \implies X_{\Theta P} = 1,45, X_{\Theta M} = 1,65$$

$$\text{donc } \lambda L = 4,3 \implies X_{\Theta P} = 1,32, X_{\Theta M} = 1,57$$

D'après la formule (1) on obtient :

Condition normale : $\bar{P} = 15,44 \text{ t/pieu}$; $\bar{M} = -60,37 \text{ t.m.}$

Condition sismique : $\bar{P} = 45,28 \text{ t/pieu}$; $\bar{M} = -177,07 \text{ t.m.}$

Valeur des coefficients $X_{\Theta M}$, $X_{\Theta P}$ en fonction de Z (abaque de WERNER).

	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
Z (m)	2	4	6	8	10	12	14	16
$X_{\Theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
$X_{\Theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04

TableauXVII.1 : valeurs des coefficients $X_{\Theta M}$ et $X_{\Theta P}$

Détermination des moments le long du pieu :

$$M(z) = (X_{\Theta M} \cdot \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \cdot X_{\Theta P})$$

- **Condition normale :** $M(z) = -60,37 X_{\Theta M} + 71,81 X_{\Theta P}$
- **Condition sismique :** $M(z) = -177,07 X_{\Theta M} + 210,60 X_{\Theta P}$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Z \ cas	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
CN	-31,27	-7,88	8,15	13,65	14,46	11,91	7,63	2,26
CS	-91,72	-23,14	23,90	40,02	42,41	34,94	22,40	6,65

TableauXVII.2 : valeur des moments dans le pieu en fonction de Z.

D'après les résultats, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -177,07 \text{ t.m.}$

IV-3-7-2- Ferrailage de pieu :

Le ferrailage se fait à l'aide des abaques de WALTER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\max} = 369,73 \text{ t} = 3,69 \text{ MN.}$$

$$M_{\max} = -177,07 \text{ t.m} = -1,77 \text{ MN.m}$$

$$Et : \frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Mr}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_w} = 0,043 \\ \frac{Nr}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w} = 0,10 \end{array} \right. \Rightarrow \omega = 0,22$$

$$\omega = \frac{As}{\pi R^2} \chi \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0,22$$

Avec :

ω : Degrés mécanique des armatures totales.

β_w : Résistance caractéristiques de béton ($\beta_w = 30 \text{ MPa}$).

σ_f : 400 MPa.

$$As = 186,51 \text{ cm}^2, \text{ 24HA32 pour } As = 192,96.$$

❖ **L'espacement :**

$$St = (2\pi R / 23) = 16 \text{ m.}$$

❖ **Armature transversale :**

$$Ast = \frac{Asl}{3} = \frac{32}{3} = 10,67 \text{ mm}$$

On prendra des cercles de **HA12** avec un espacement de 20cm dans les zones courantes et 15cm dans la zone de jonction.

Condition de non fragilité :

$$As = 0,06\%(\pi D^2 / 4) = 67,82 \text{ cm}^2 < 186,51 \text{ cm}^2 \text{ (la condition est vérifiée).}$$

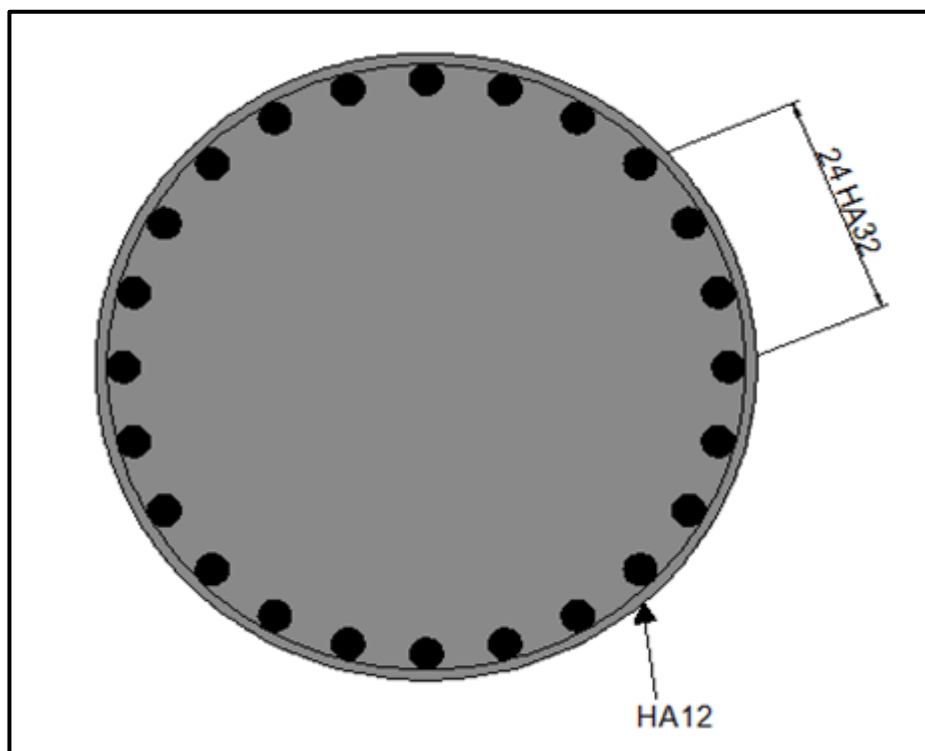


Fig11 : ferrailage de pieu (2D).

I-Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une occasion pour nous de mettre en valeur nos connaissances acquise durant notre cursus et de se confronté à la réalité.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques 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 nos connaissance théorique et pratique. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Enfin, l'utilisation de l'outil informatique, nous a aidés à raccourcir nos calculs et avoir des résultat bien précis.

Liste des tableaux :

Tableau IV.1 : différent paramètres des voussoirs	31
Tableau V.1 : poids des voussoirs.	34
TableauV.2 : Valeur de coefficient a_1	37
Tableau V.3 : Valeurs de $A(l)$ pour les différents cas de charge.....	37
TableauV.4 : Valeur de coefficient b_c	39
TableauV.5 : Valeurs de Coefficient de majoration dynamique δ_{Bc}	39
TableauV.6 : Valeur de coefficient b_t	40
TableauV.7 : Valeurs de Coefficient de majoration dynamique δ_{Bt}	40
TableauV.8 : Valeurs de Coefficient de majoration dynamique δ_{Br}	41
TableauV.8 : Valeurs Coefficient de majoration dynamique $Mc80$	42
TableauV.9 : valeur de coefficient de majoration de $Mc120$ δ	43
TableauV.9 : Valeurs des coefficients de majoration.....	45
TableauV.10 : Les combinaisons des charges.....	46
TableauVI.1 : les valeurs de (M, T) dus au poids propre.....	53
TableauVI.2 : les valeurs de (M, T) dus aux charges répartir (QPRA1).	54
TableauVI.3 : les valeurs de (M, T) dus à la charge (QPRC1).....	54
TableauVI.4 : les valeurs de (M, T) dus à la charge QPRA2.....	55
TableauVI.5 : les valeurs de (M, T) dus au vent.	55
TableauVI.6 : les valeurs de (M, T) dus à F_a	56
TableauVI.7 : les valeurs de (M, T) sous la combinaison type A.	57
TableauVI.7 : les valeurs de (M, T) sous la combinaison type B.....	58
TableauVII1 : calcul de nombre de câbles pour chaque voussoir.	68
TableauVII.2 : câble de fléau arrêté par âme.	69
TableauVII3 : Tracé en élévation des câbles.....	71
TableauVII.4 : tracée en plan des câbles de fléau.	73
TableauVII.5 : Câble de continuité pour les deux travées de rive.....	75

TableauVII.6 : Câble de continuité pour la travée centrale.	76
TableauVII.7: Pertes par frottement.	Erreur ! Signet non défini. 8
TableauVII.8 : Pertes par recul d’ancrage.	Erreur ! Signet non défini. 0
TableauVII.9 : Pertes dues au fluage.	Erreur ! Signet non défini. 2
TableauVII.10 : Pertes dues à la relaxation de l’acier. .	Erreur ! Signet non défini. 3
TableauVII.11 : Vérification des contraintes sup dans la phase de construction..	Erreur ! Signet non défini.
TableauVII.12 : Vérification des contraintes inf dans la phase de construction.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVII.13 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVII.14 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.	88
TableauVII.15 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.	89
TableauVII.16 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire...	89
TableauVII.1 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour hourdis supérieure.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVIII .2 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour hourdis inférieure.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVII.3 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour âme droite.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVIII.4 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour âme gauche.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVII.5 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour H.S.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVIII .6 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour H.I.	Erreur ! Signet non défini. 3
TableauVIII.7 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour A.D.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVIII.8 : les valeurs de (M_{max} , M_{min}) pour A.G.	Erreur ! Signet non défini. 4
TableauVIII.9 : les valeurs de M_{ser} pour section à la clé.	Erreur ! Signet non défini.
TableauVIII.10 : les valeurs de M_{ser} pour section sur pile.	Erreur ! Signet non défini. 5
TableauVIII.11: ferrailage de voussoir sur pile. ...	Erreur ! Signet non défini. 6
TableauVIII.12: ferrailage de voussoir à la clé.	Erreur ! Signet non défini.
TableauIX.1 : vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.	Erreur ! Signet non défini.
TableauX.1 : les caractéristiques géométriques de la section d’about	Erreur ! Signet non défini.
TableauX.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire	Erreur ! Signet non défini.

TableauX.3: les caractéristiques géométriques de la section médiane.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.1 : valeur de $A(I)$**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.2 : valeur de coef de majoration δBc**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.3 : valeur de coef de majoration δBt**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI .4 : Moment fléchissant du au poids propre.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI .5 : Moment fléchissant Du au Surcharge A (L).**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI .6: Moment fléchissant Dus au Surcharge Bc.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI .7 : Moment fléchissant Dus au Surcharge B t.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.8 : Moment fléchissant Du au Surcharge (Mc120).**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.9: Moment fléchissant Dus au Surcharge D 240.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI .10 : Moment fléchissant Du au Surcharge de trottoir**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.11 : récapitulatif des moments dus aux surcharges.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.12 : La charge totale qui revient a chaque poutre.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.13 : L'effort tranchant dus au poids propre.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.14 : L'effort tranchant dû à la surcharge A (I).**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.15: L'effort tranchant dû à la surcharge Bc.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.16 : L'effort tranchant dû à la surcharge Bt.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.17 : L'effort tranchant dû à la surcharge Mc120.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.18 : L'effort tranchant dû à la surcharge D 240.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI.19 : L'effort tranchant dû à la surcharge trottoir.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XI .20 : L'effort tranchant dû aux surcharges **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XII.1 : Les valeurs de M_{max} **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XII.2 : Les valeurs de T_{max}**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XII.3: Les valeurs de moment fléchissent à ELS**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XII.4 : Les valeurs de l'effort tranchant à ELS.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XII.5 : Les valeurs de moment fléchissent à L'ELU**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XII.6 : Les valeurs de l'effort tranchant à L'ELU.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.1 : vérification des contraintes normales.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.2 : tracé individuel des câbles.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.3 : tracé de câble moyen.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.4 : position des câbles.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.5 : Caractéristique de la section seule. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.6 : Caractéristique de la section avec l'hourdis.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.7: Caractéristique de la section seule..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.8 : Caractéristique de la section avec l'hourdis.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.9: Caractéristique de la section seule..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.10 : Caractéristique de la section avec l'hourdis.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.11 : pertes par frottement.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.12 : Longueur max des câbles.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.13 : Pertes par recul d'ancrage**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.14 : Pertes par raccour instan du béton pour les 2 câbles d'about.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.15 : Pertes par raccour instan du béton pour les 3 câbles d'extrados**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.16 : valeurs des pertes instantanées**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.17 : pertes due au retrait du béton.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.18 : pertes par fluage.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII .19 : pertes dues à la relaxation.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII .20 : valeurs de pertes différées. ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.21 : récapitulatif des pertes (instantanées, différées).**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau XIII.22 : vérification des contraintes tangentielles.**Erreur ! Signet non défini.**

TableauXV.1 : valeurs de réactions.....Erreur ! Signet non défini.

TableauXVI.1 : valeurs des efforts max agissant sur la pile.Erreur ! Signet non défini.

Tableau XVI .2 : valeurs des coefficients $X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$ en fonction de Z.Erreur ! Signet non défini.

TableauXVI.3 : valeur des moments dans le pieu en fonction de Z.Erreur ! Signet non défini.

TableauXVII.1 : valeurs des coefficients $X_{\theta M}$ et $X_{\theta P}$ Erreur ! Signet non défini.

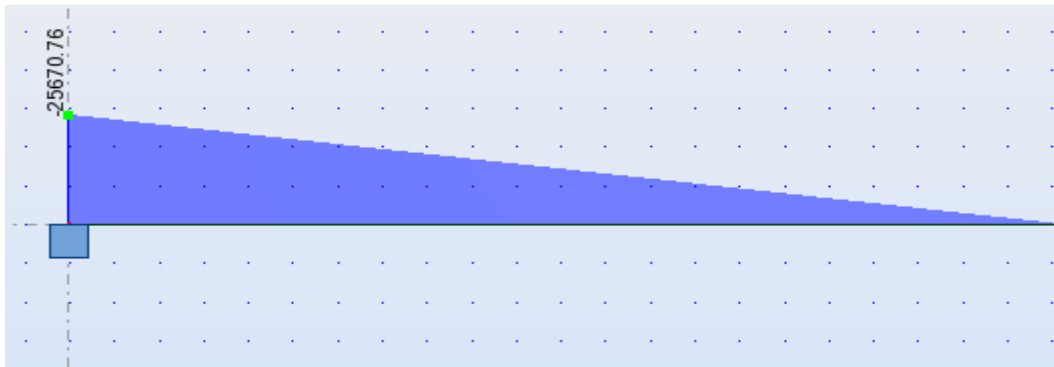
TableauXVII.2 : valeur des moments dans le pieu en fonction de Z.....

Erreur ! Signet non défini.

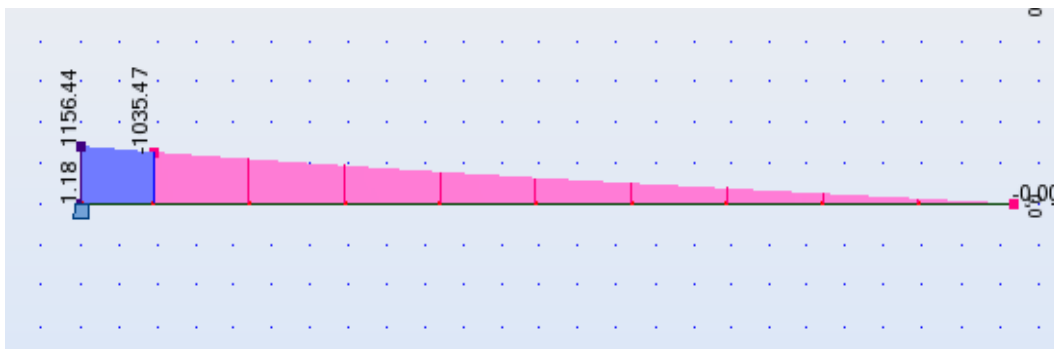
Annexe

Etude de fléau (phase de construction)

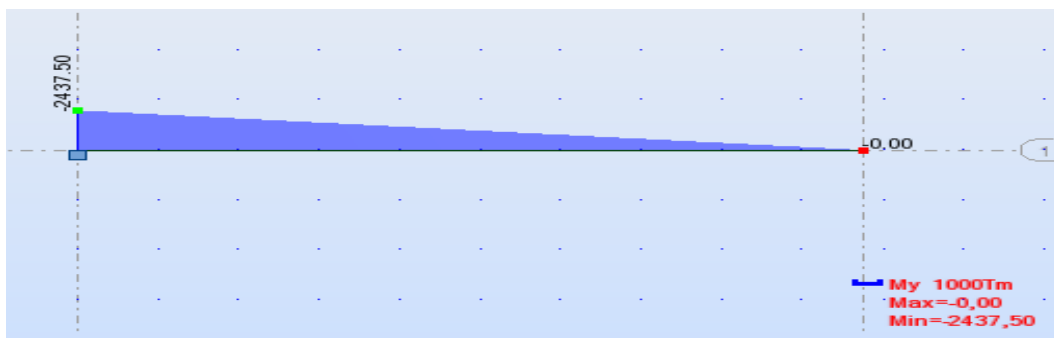
Moment longitudinal sous poids propre :



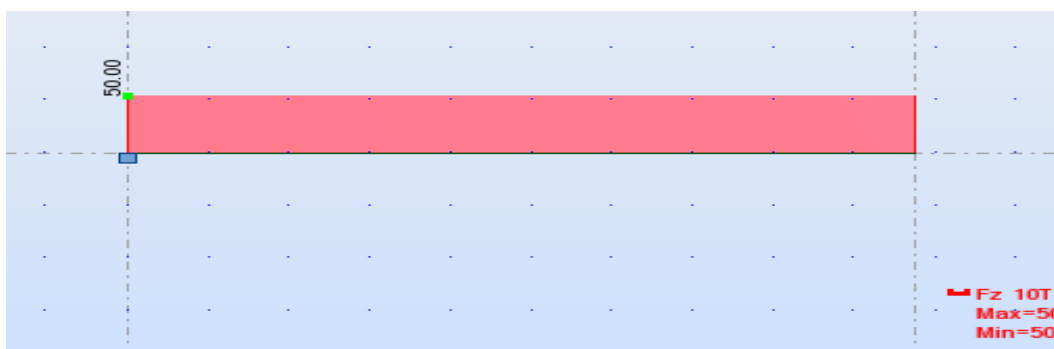
Effort tranchant sous poids propre :



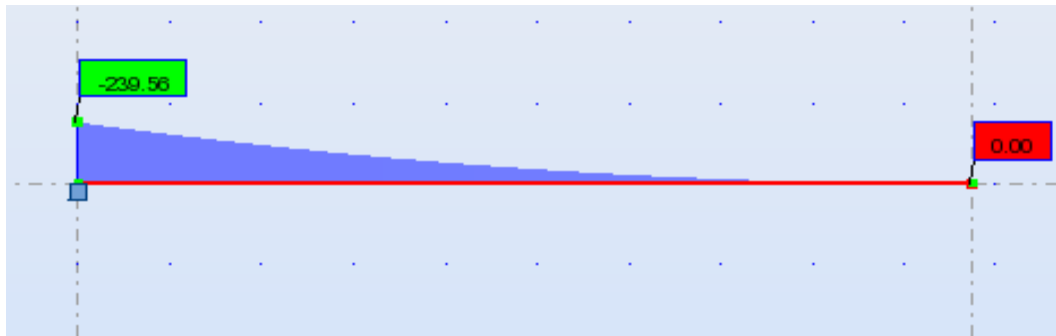
Moment longitudinal sous la surcharge de l'équipage mobileQprc1 :



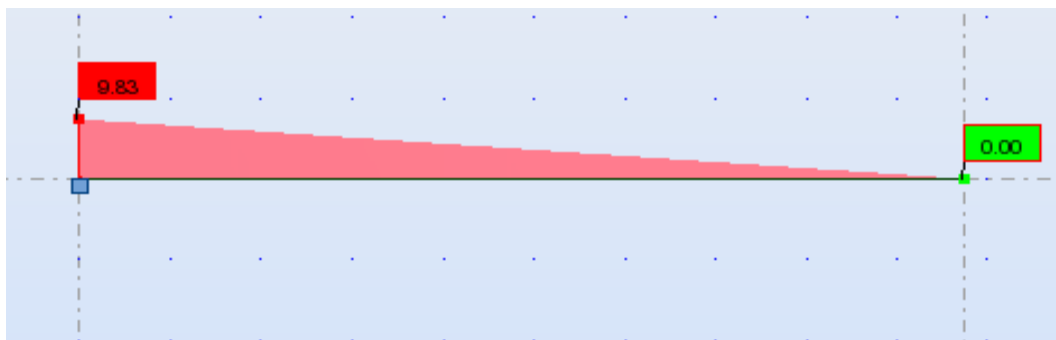
Effort tranchant sous la surcharge de l'équipage mobileQprc1



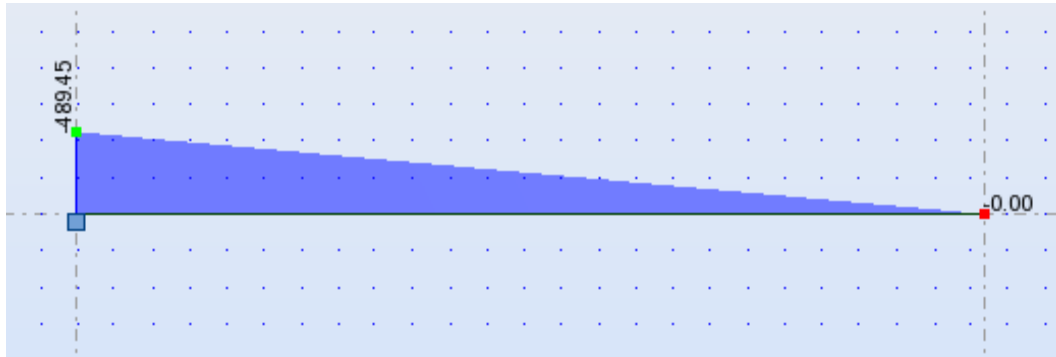
Moment longitudinal sous surcharges réparties Q_{PRA1} :



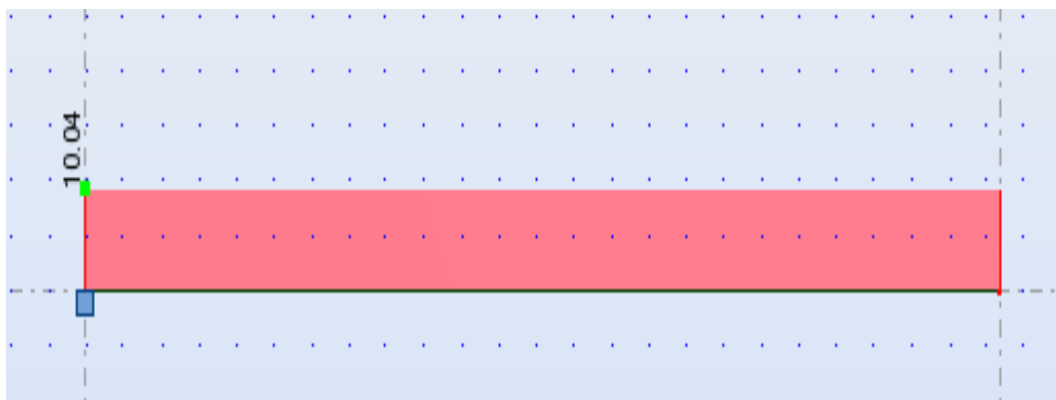
Effort tranchant sous surcharges réparties Q_{PRA1} :



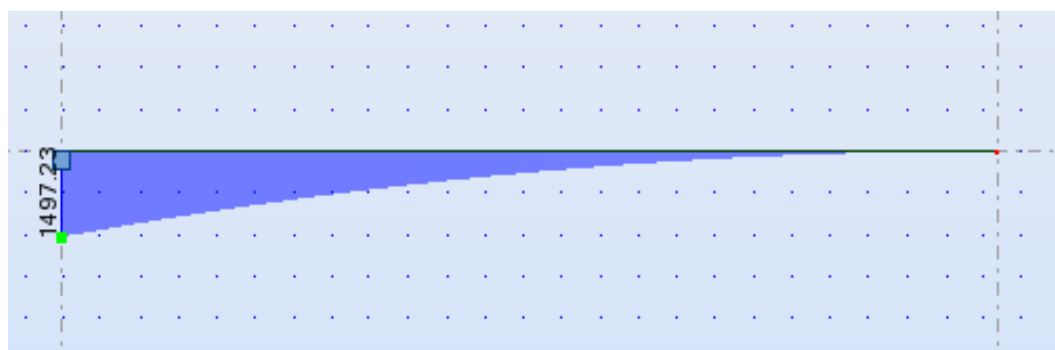
Moment longitudinal sous la surcharge concentrée Q_{PRA2} :



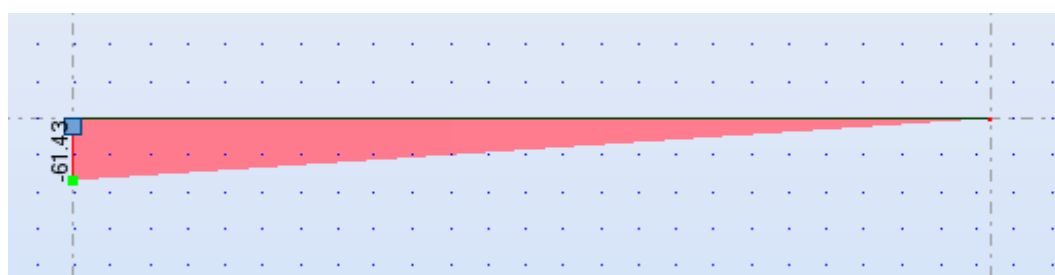
Effort tranchant sous la surcharge concentrée Q_{PRA2} :



Moment longitudinal sous la surcharge de vent :

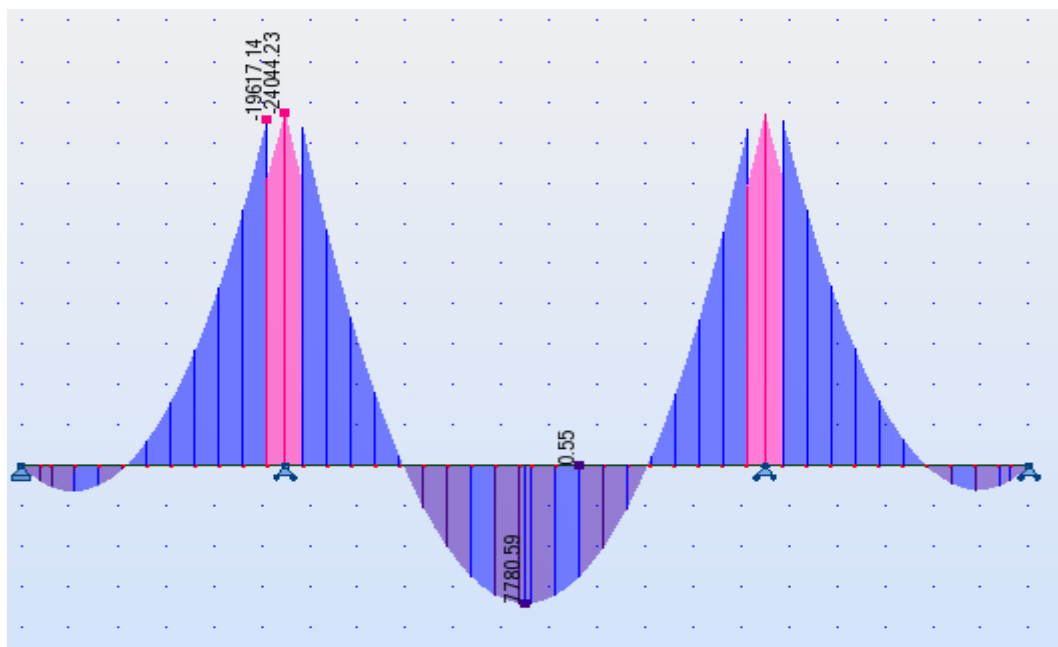


Effort tranchant sous la surcharge de vent :



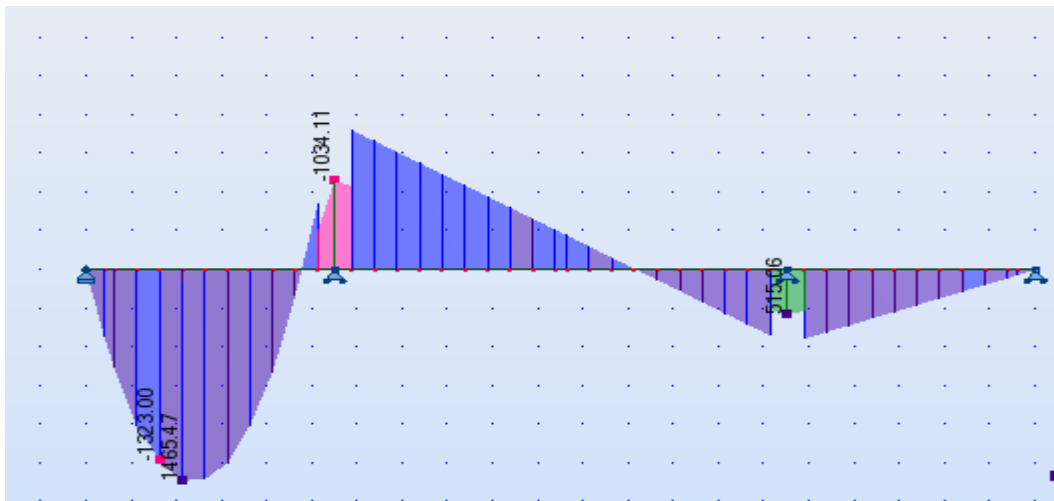
Etude en phase de service :

Moment sous la charge permanente :

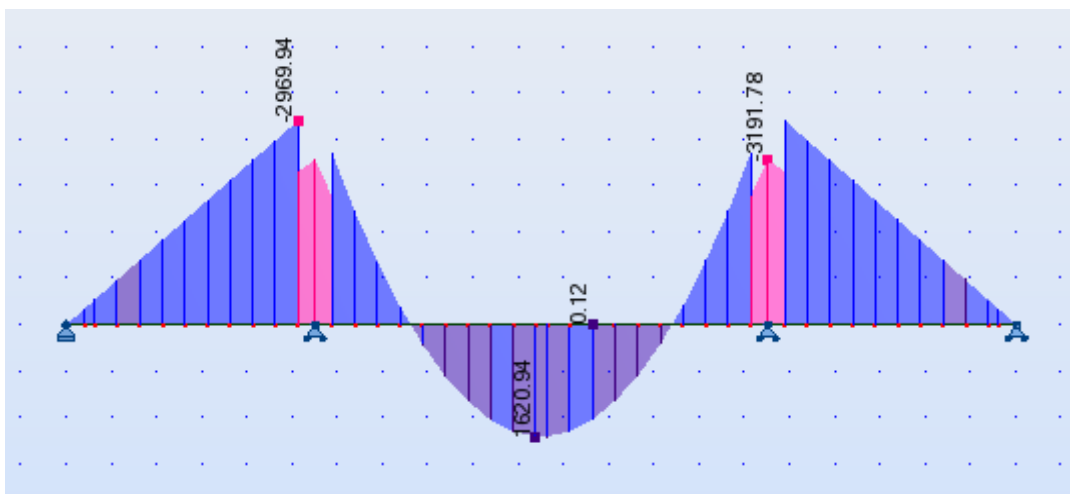


❖ Moment sous la surcharge routière A(l) selon les différent cas de chargement :

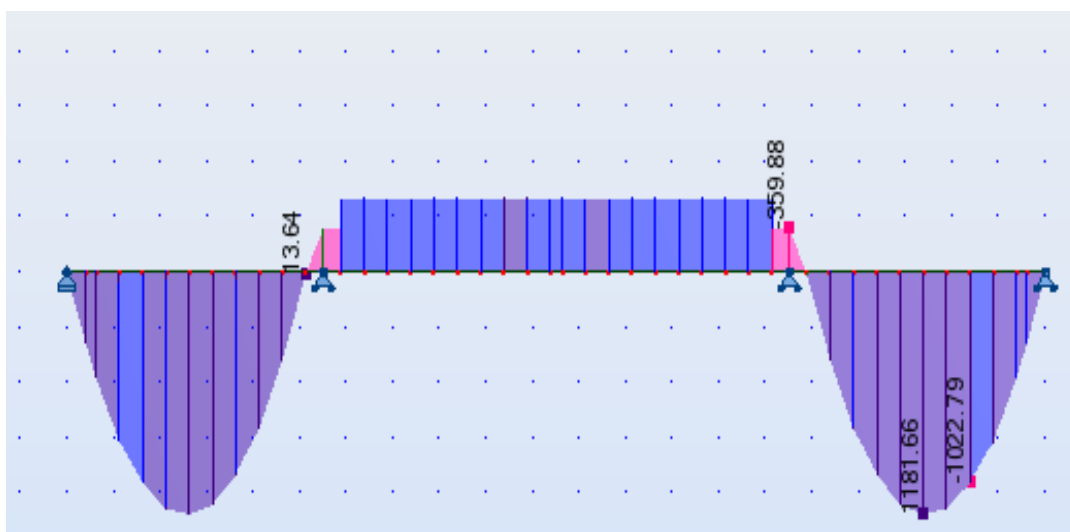
- Premier cas de chargement :



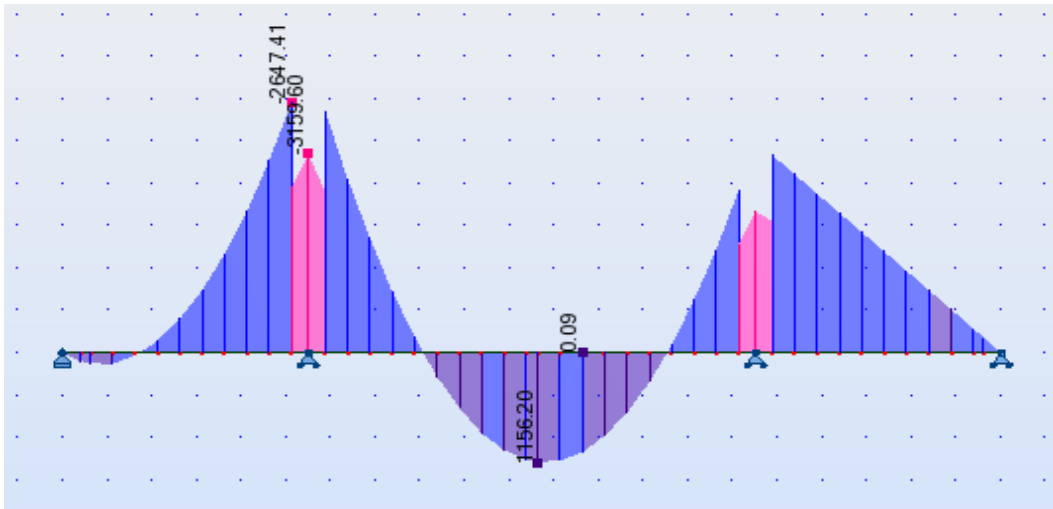
- Deuxième cas de chargement :



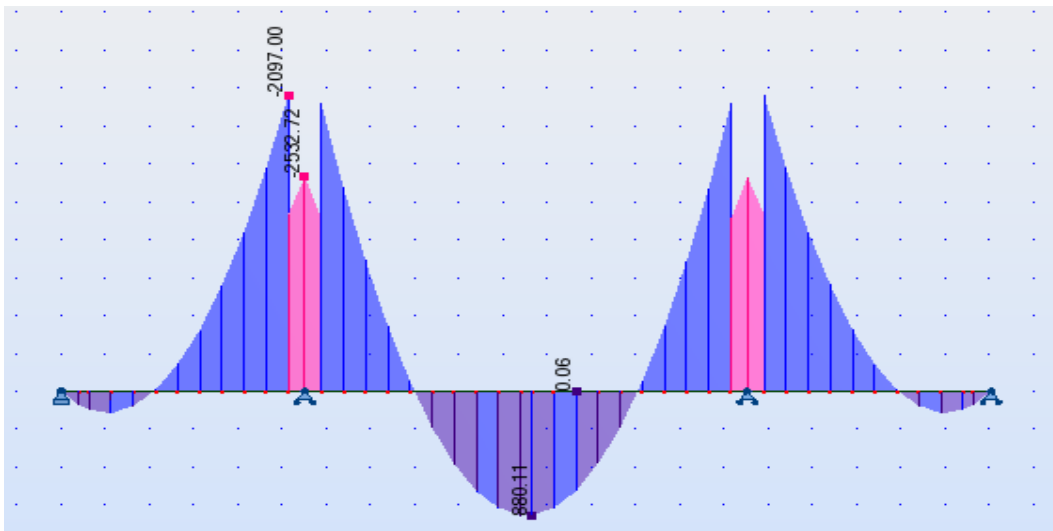
- Troisième cas de chargement :



- Quatrième cas de chargement :

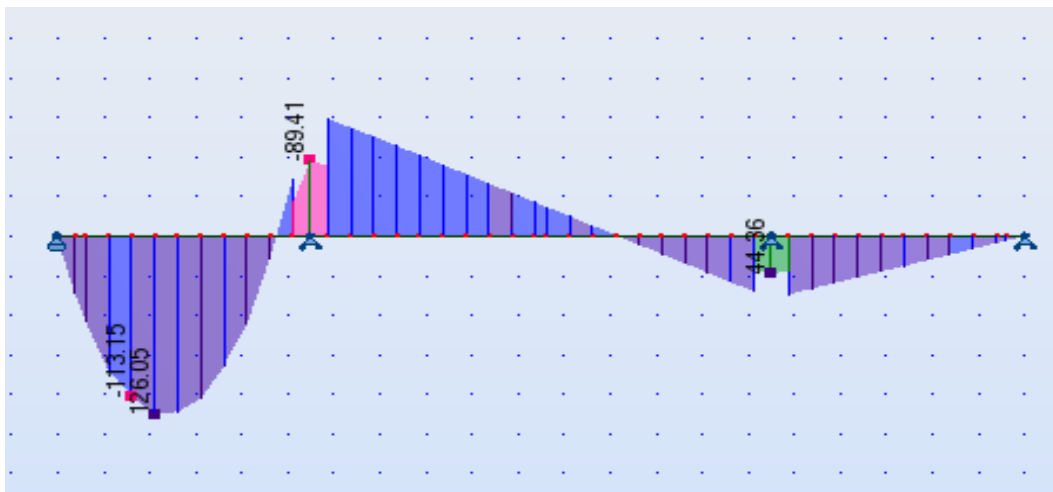


- cinquième cas de chargement :

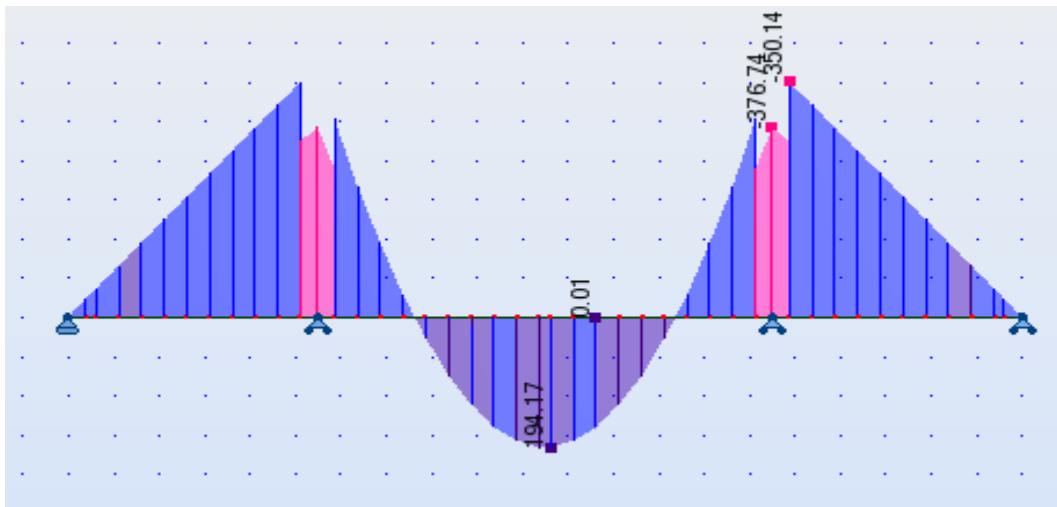


❖ Moment sous la surcharge de trottoir :

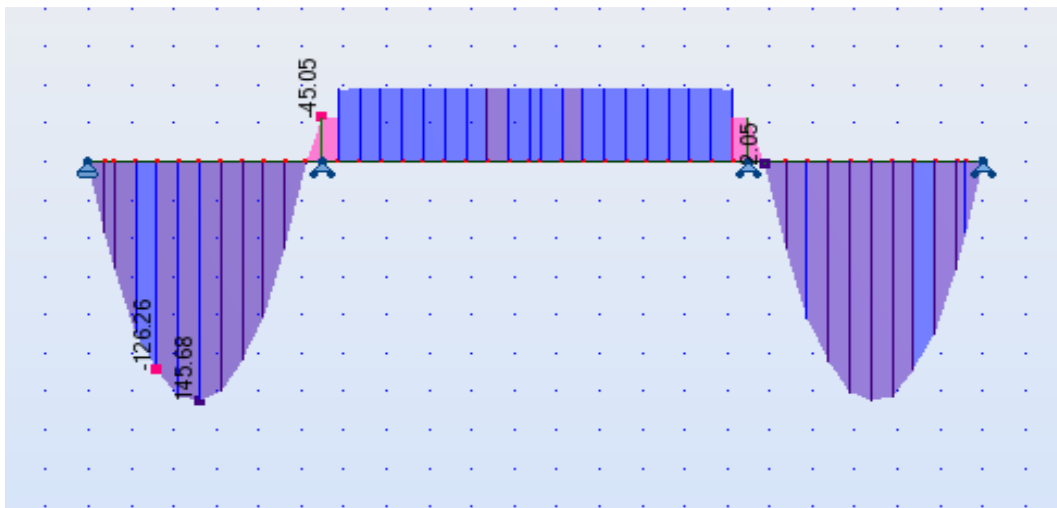
- Premier cas :



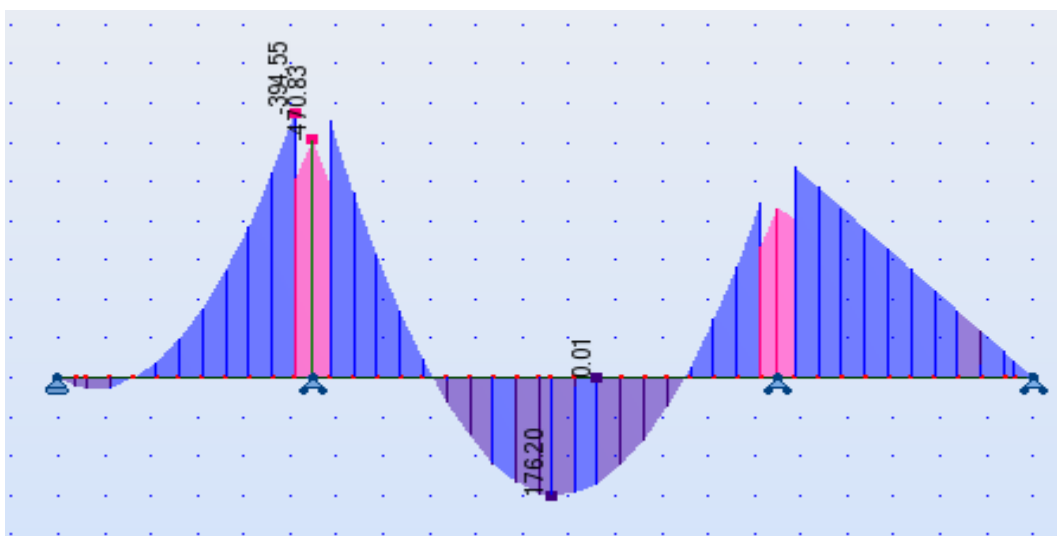
- Deuxième cas :



- Troisième cas :

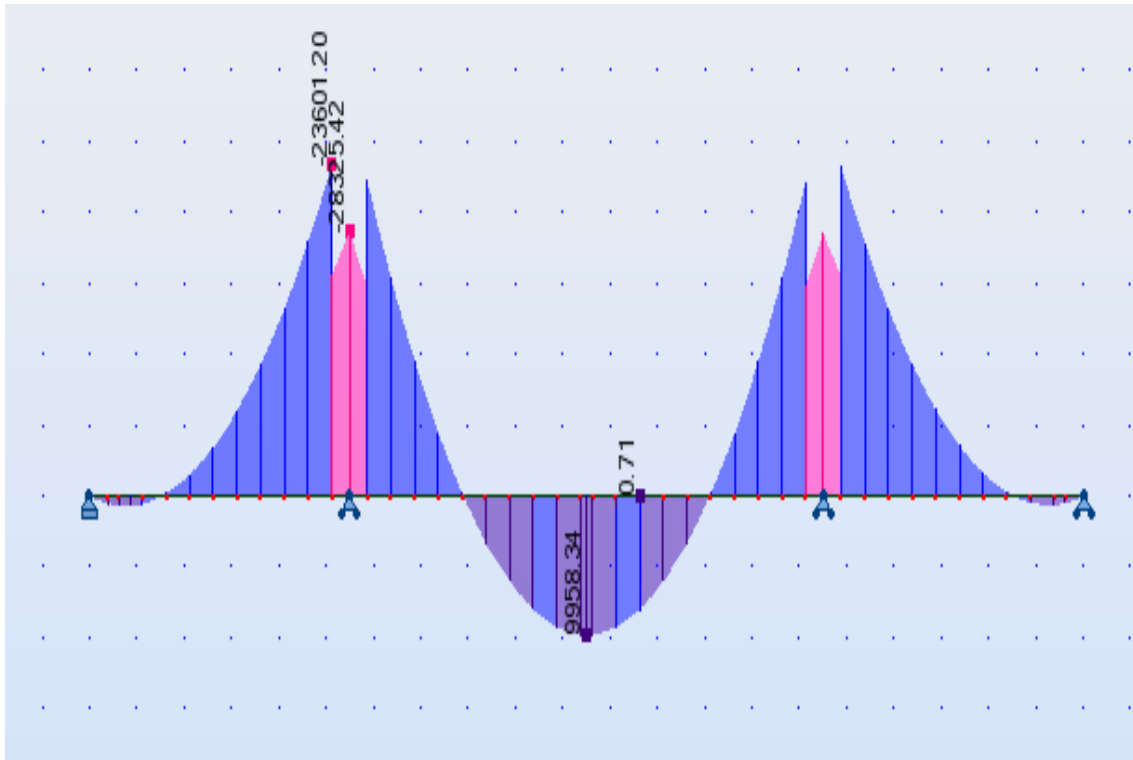


- Quatrième cas :

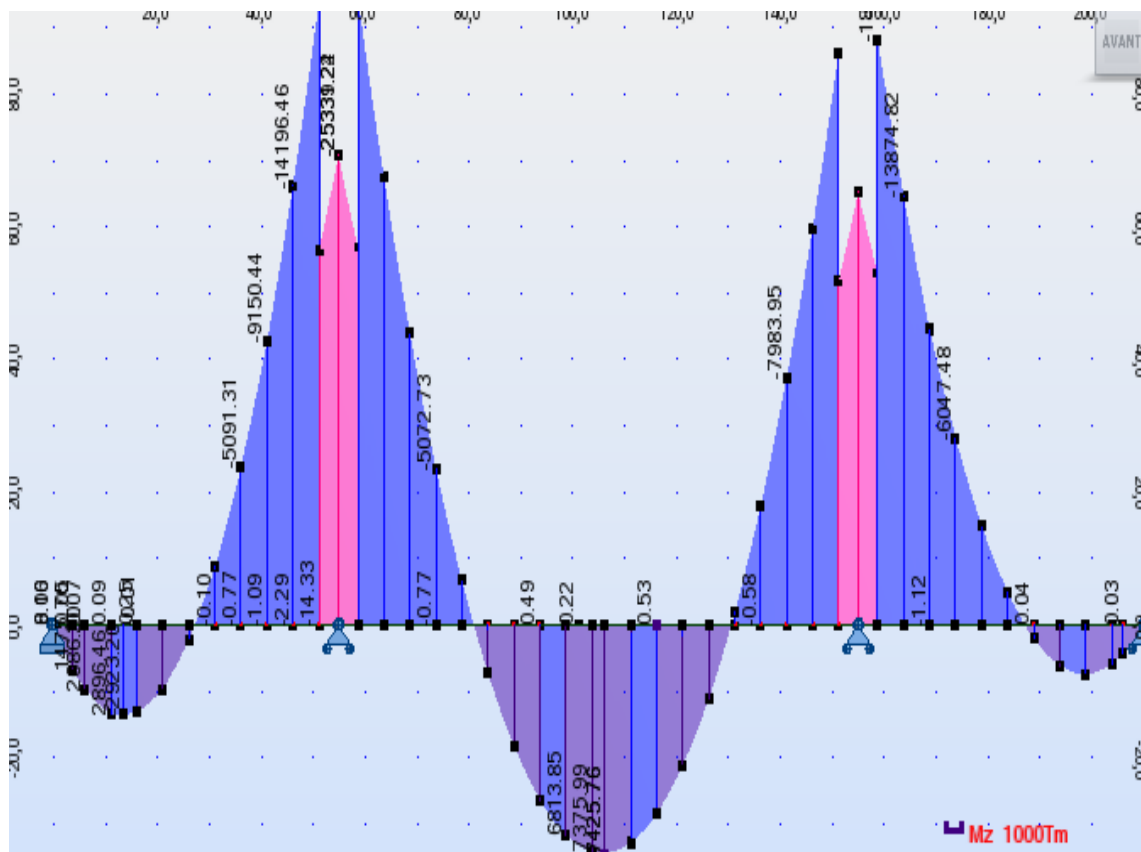


❖ Moment Max sous la combinaison $G + 1,2 (A(l) + ST) + 0,5 T$

- Travée intermédiaire $G + 1,2 (A(l)_{2 \text{ cas}} + ST_{2 \text{ cas}}) + 0,5 T$:



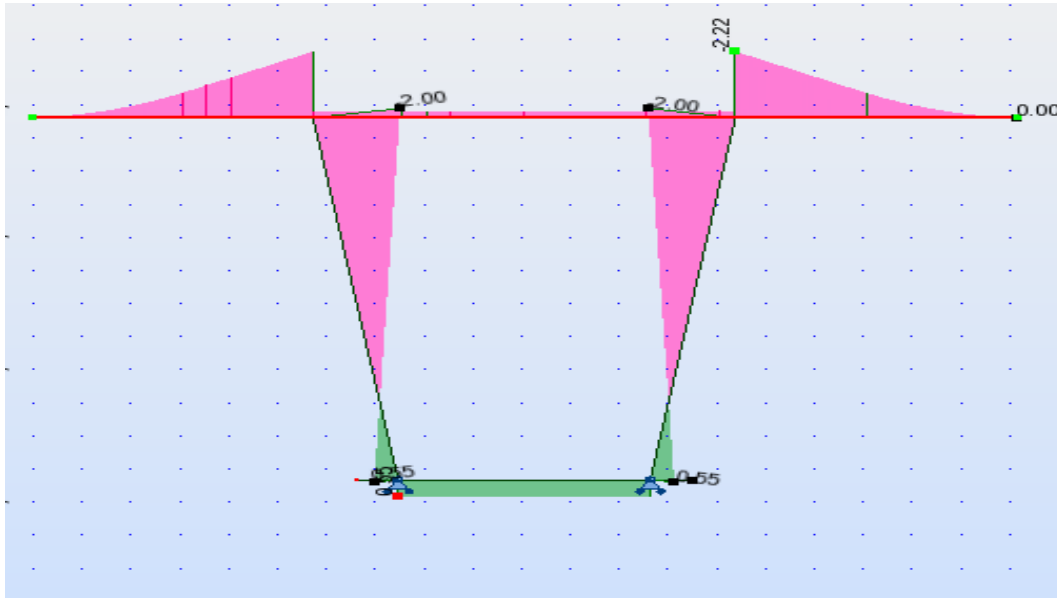
- Travée de rive $G + 1,2 (A(l)_{1 \text{ cas}} + ST_{3 \text{ cas}}) + 0,5 T$:



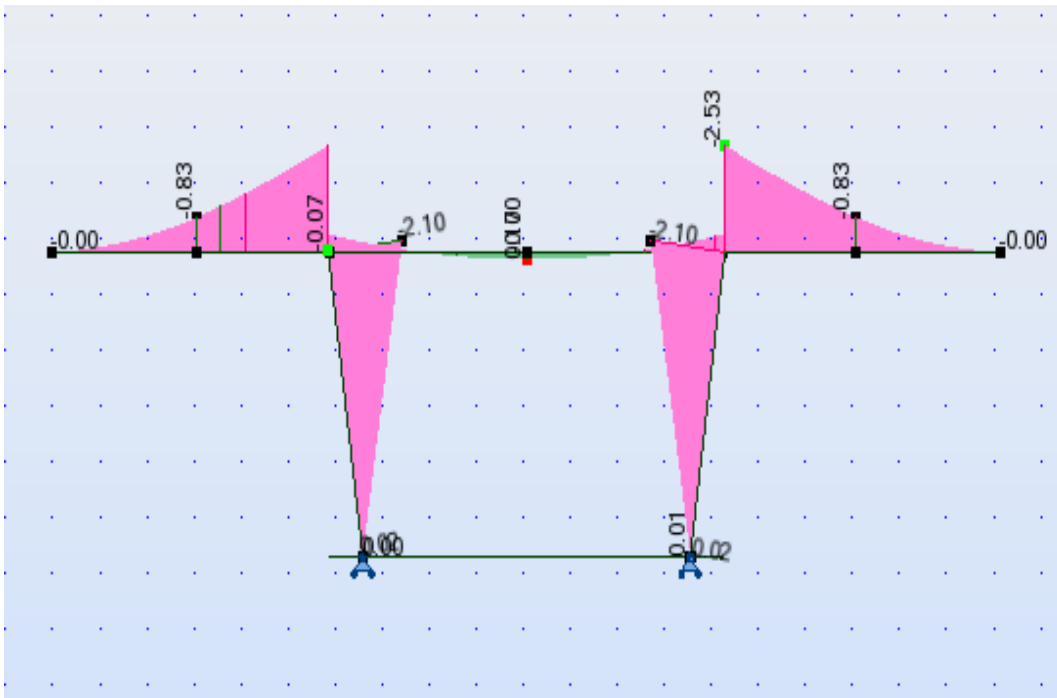
Etude transversale

1-Moment transversale sous pp+ccp :

- Section sur pile :

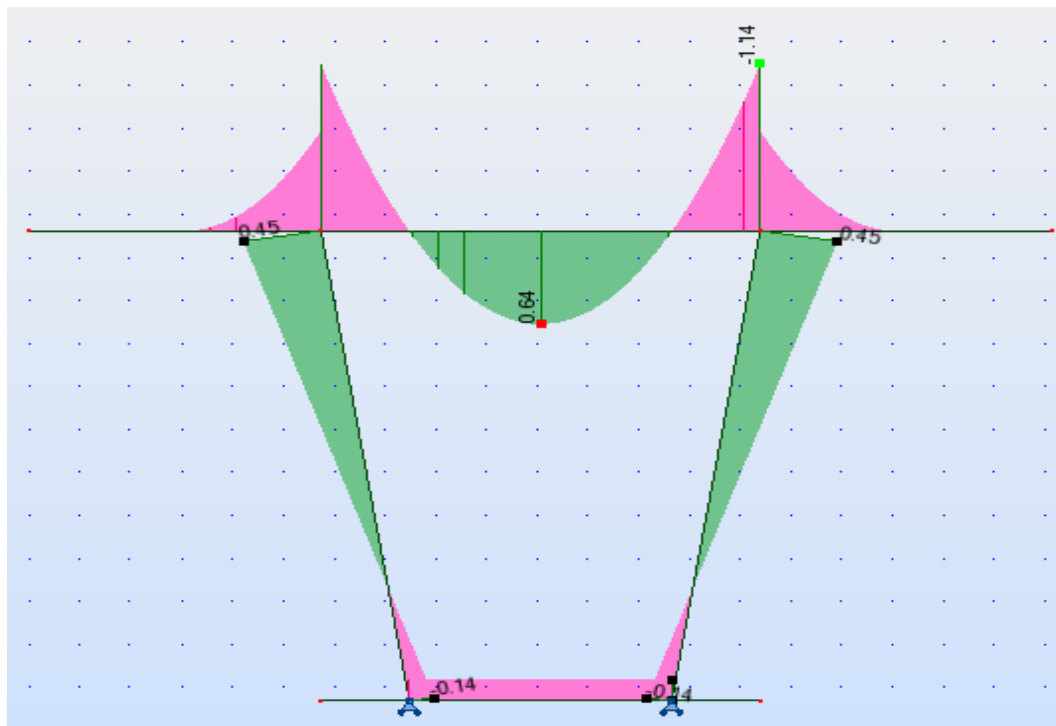


- Section à la clé :

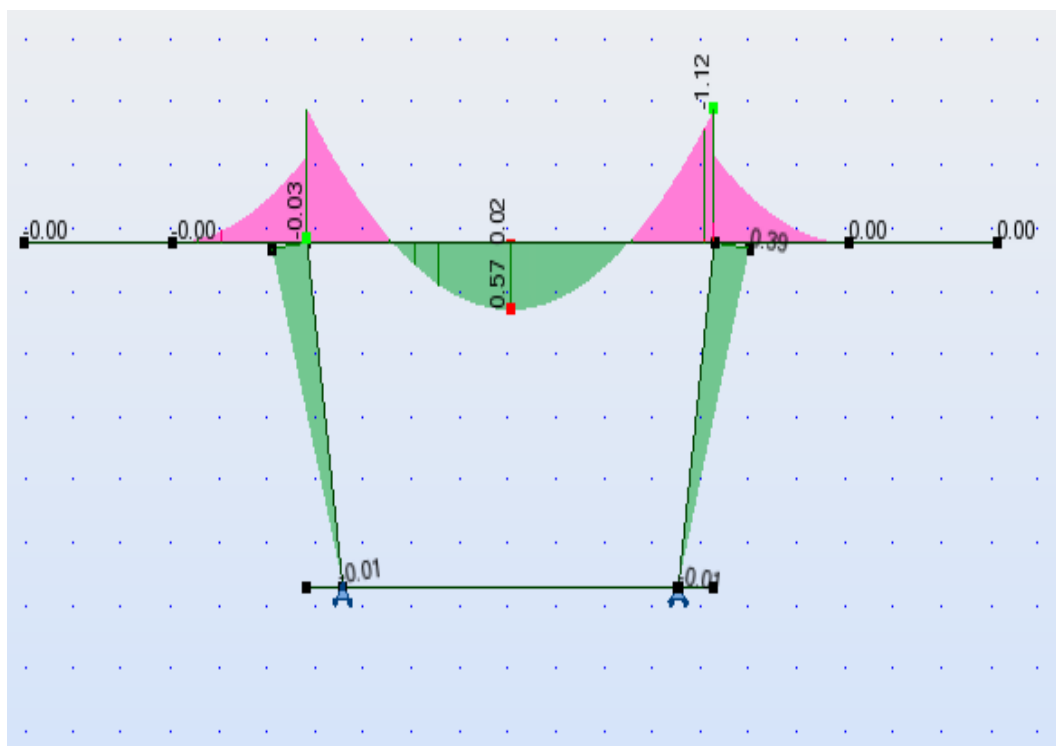


2-Moment transversale sous A(L) :

- Section sur pile :

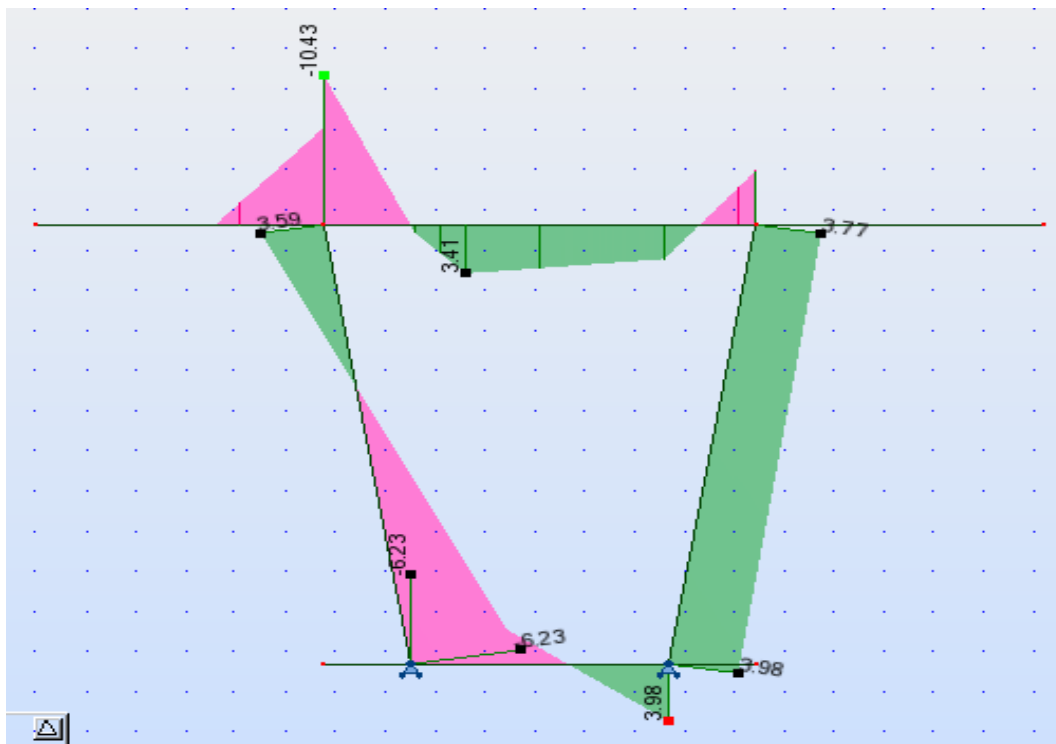


- Section à la clé :

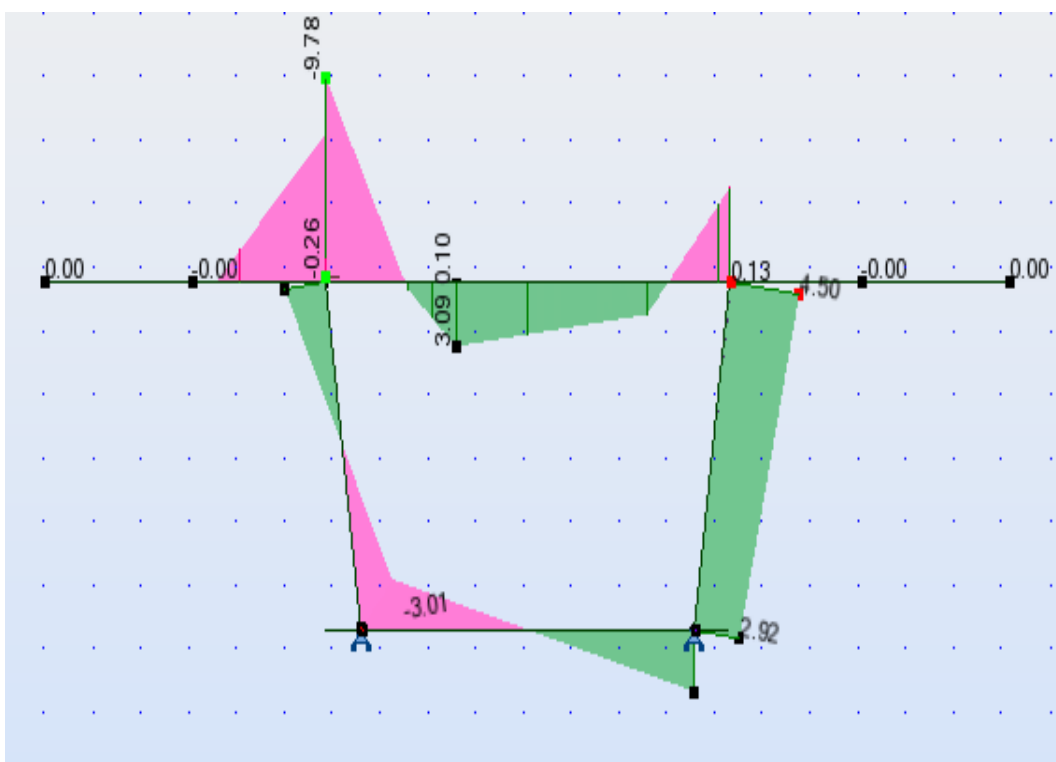


3-Moment transversale sous Bc :

- Section sur pile :

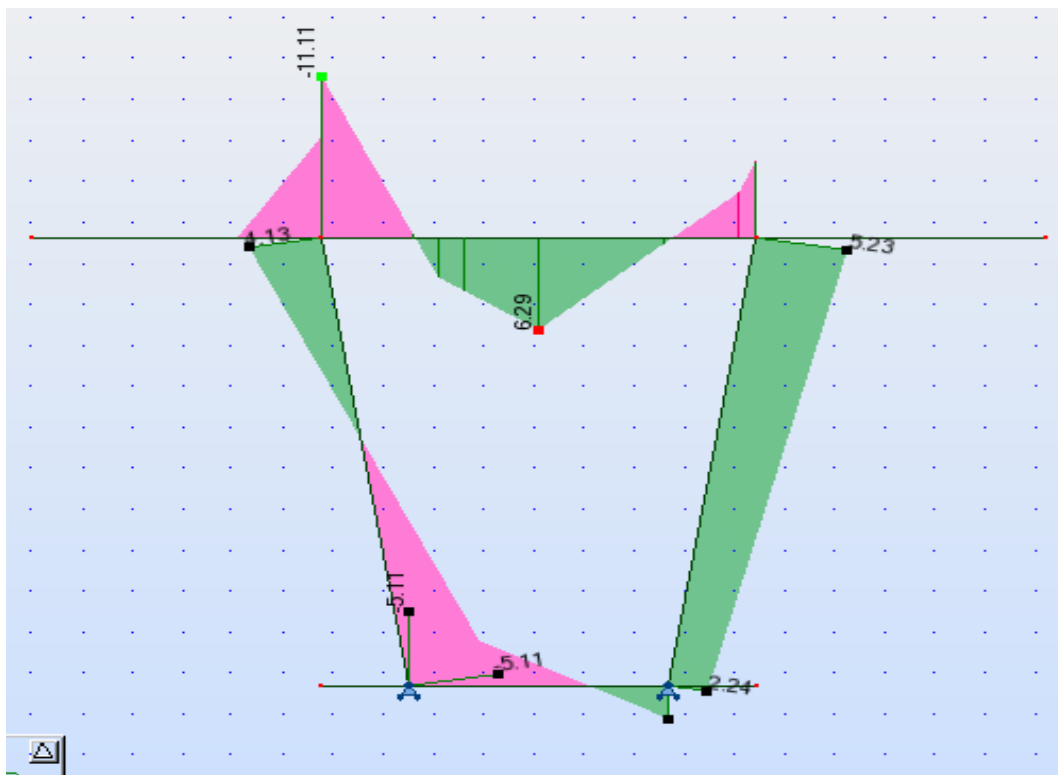


- Section à la clé :

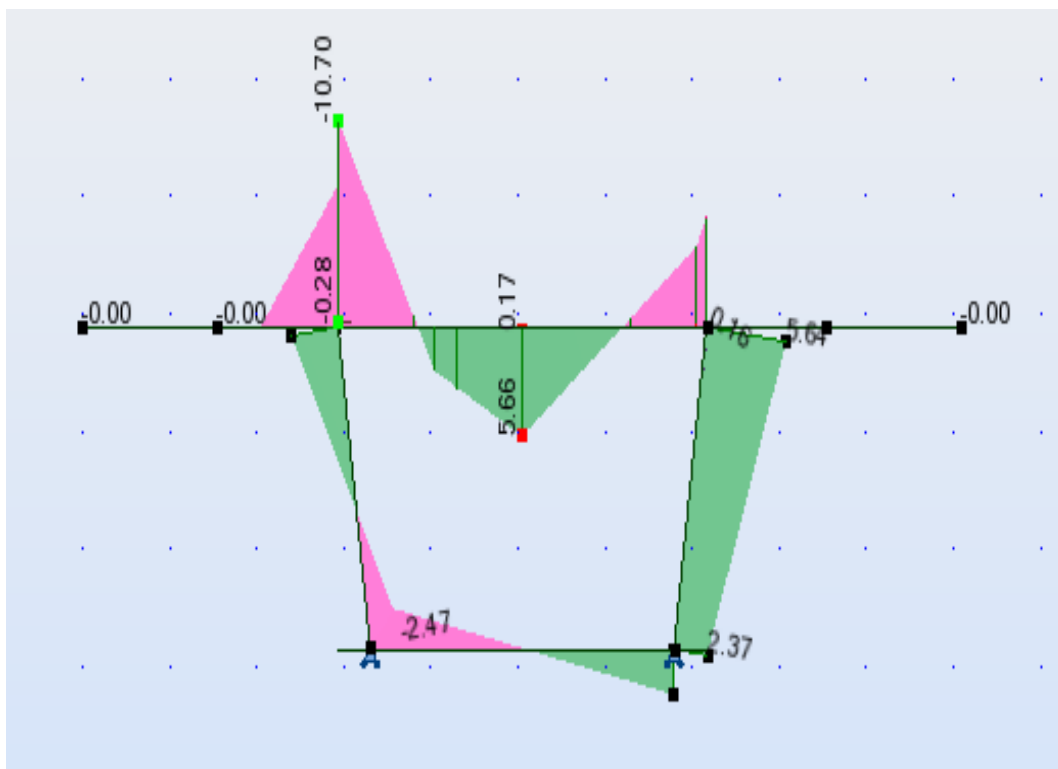


4-Moment transversale sous Bt :

- Section sur pile :

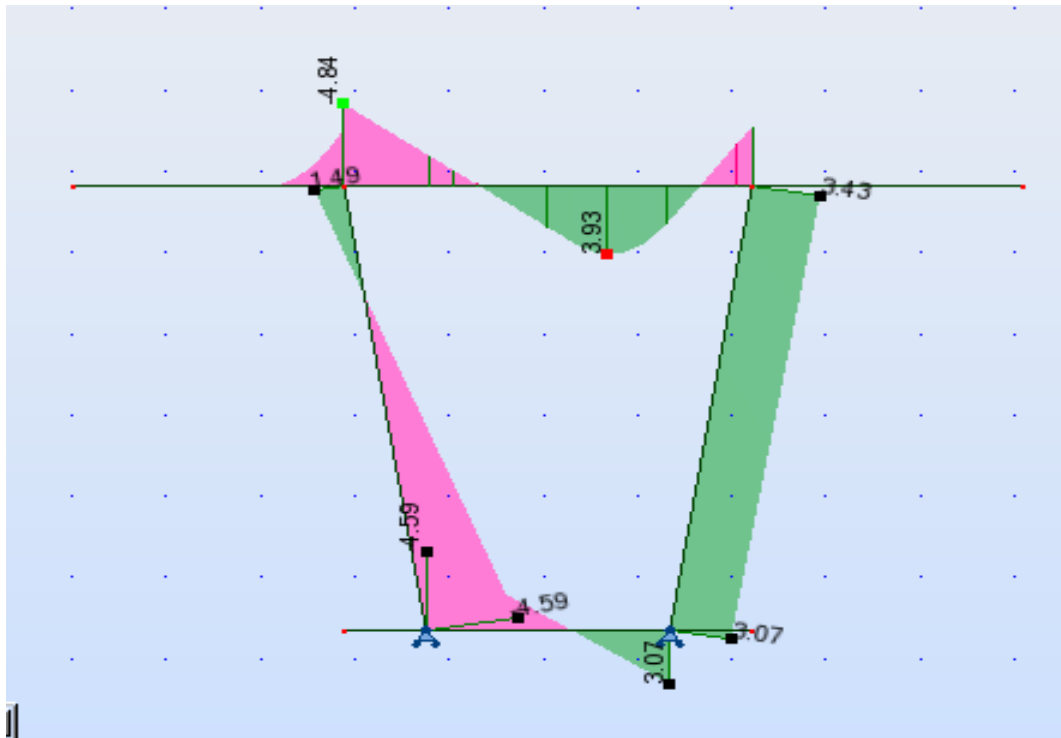


- Section à la clé :

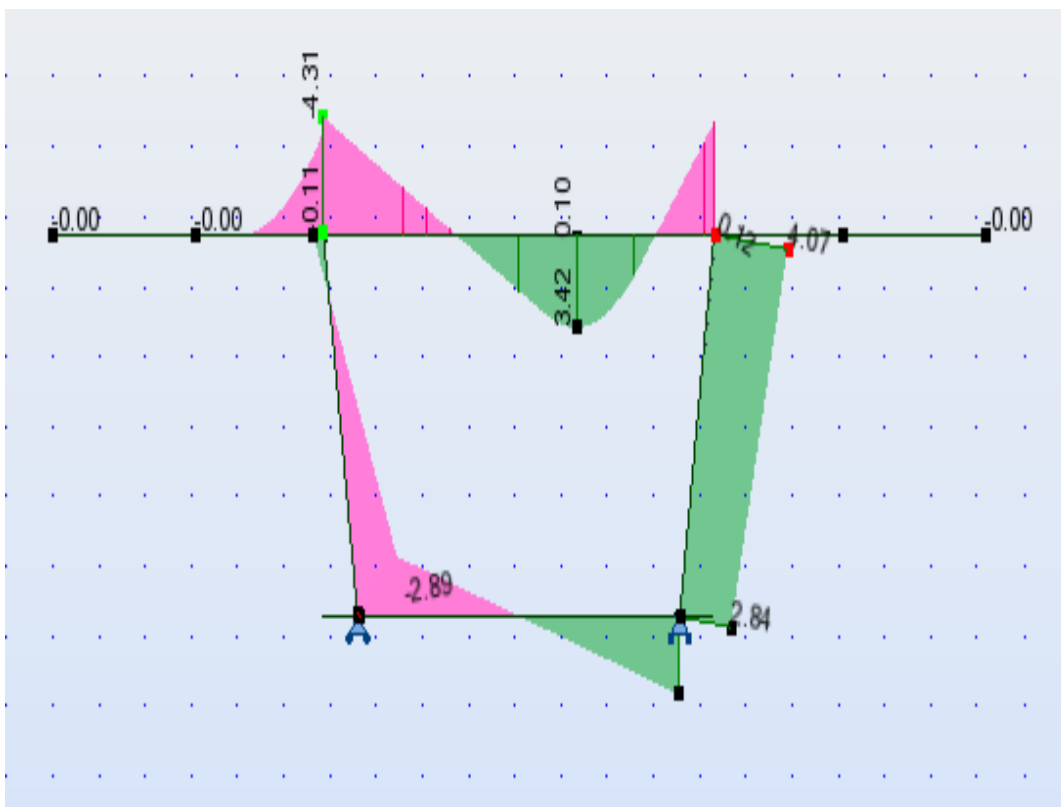


5-Moment transversale sous MC120

- Section sur pile :

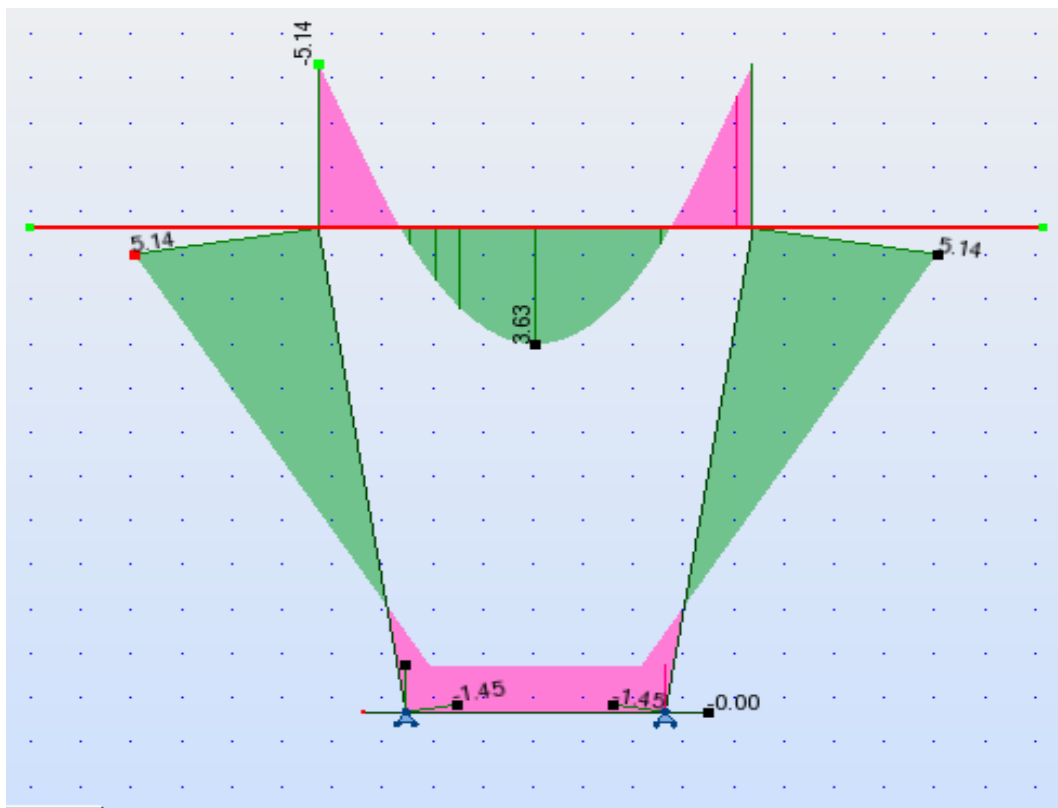


- Section à la clé :

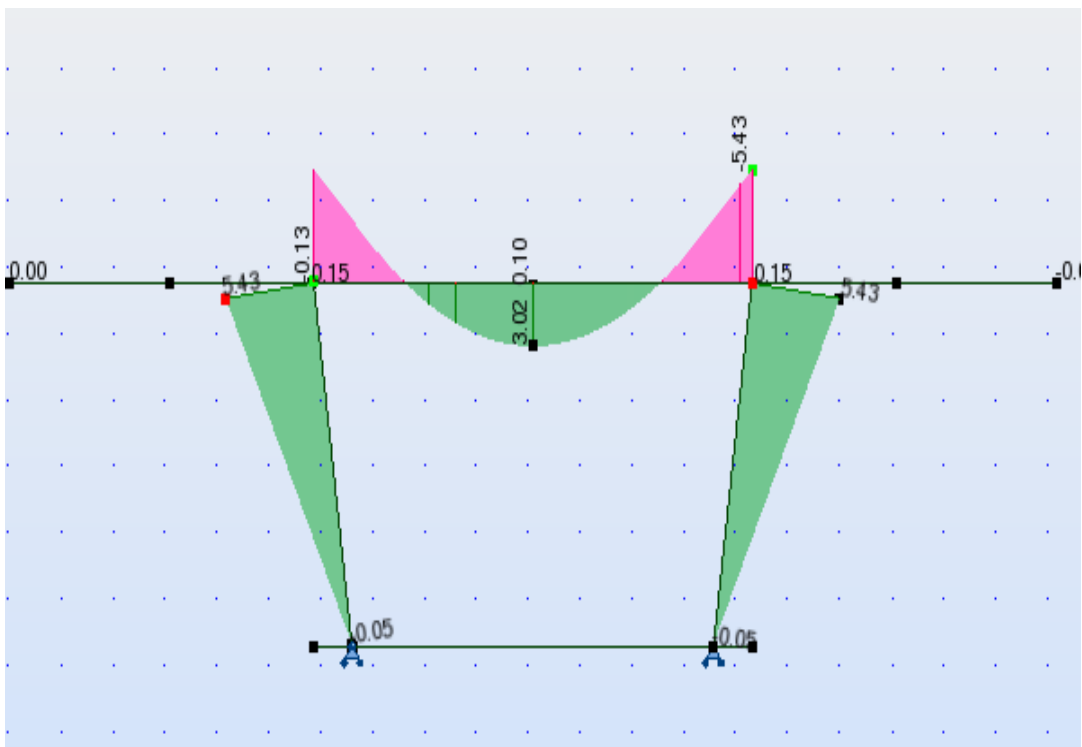


6-Moment transversale sous D240

- Section sur pile :

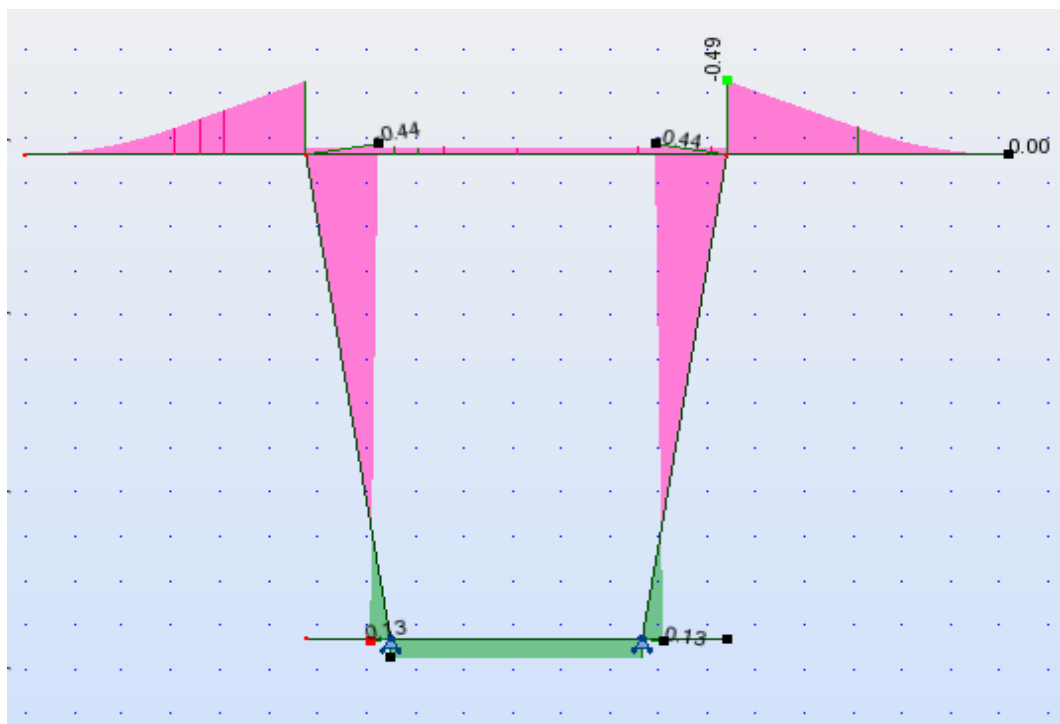


- Section à la clé :

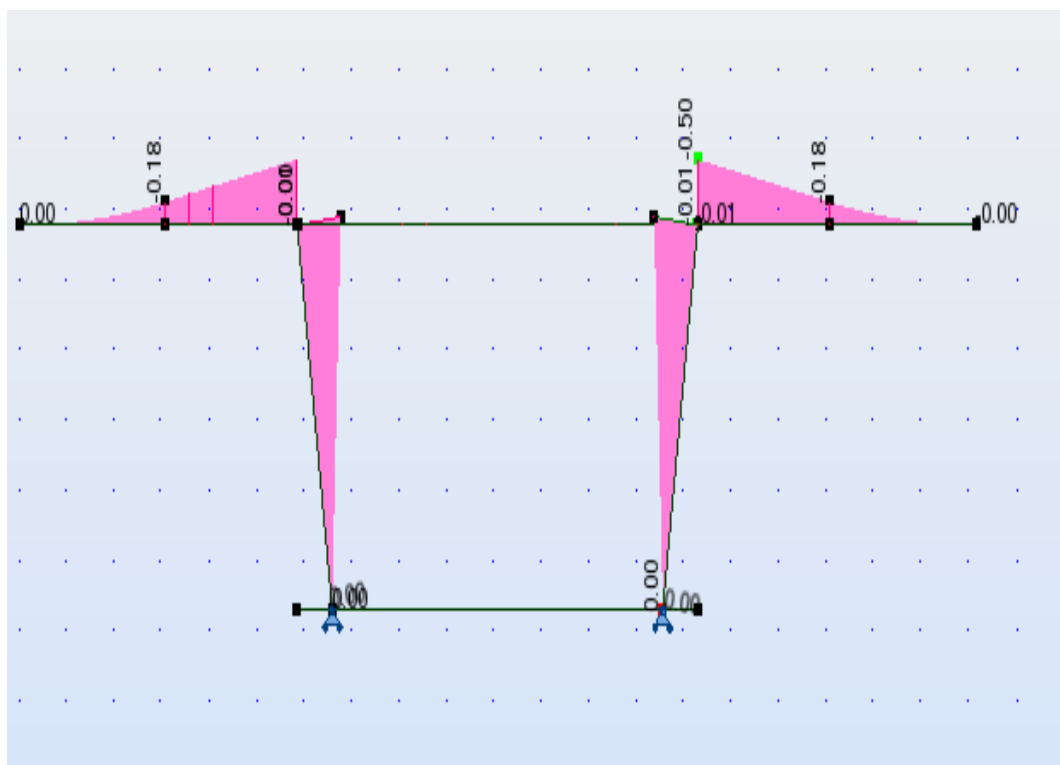


7-Moment transversale sous surcharge de trottoirs :

- Section sur pile :



- Section à la clé :



Etude la précontrainte

- Moment de fluage :

X (m)	lc m4	Vi (m)	M FL (t.m)
0	8,74	1,15	0
5	8,74	1,15	760
7,25	8,74	1,15	760
12,25	8,74	1,15	760
17,25	8,74	1,16	753,4482759
22,25	8,74	1,22	716,3934426
27,25	8,74	1,3	672,3076923
32,25	8,74	1,41	619,858156
37,25	8,74	1,57	556,6878981
42,25	8,74	1,74	502,2988506
47,25	8,74	1,95	448,2051282
52,25	8,74	2,2	397,2727273
56	8,74	2,48	352,4193548
59,75	8,74	2,48	352,4193548
64,75	8,74	2,2	397,2727273
69,75	8,74	1,95	448,2051282
74,75	8,74	1,74	502,2988506
79,75	8,74	1,57	556,6878981
84,75	8,74	1,41	619,858156
89,75	8,74	1,3	672,3076923
94,75	8,74	1,22	716,3934426
99,75	8,74	1,16	753,4482759
104,75	8,74	1,15	760
107,25	8,74	1,15	760
112,25	8,74	1,15	760
117,25	8,74	1,16	753,4482759
122,25	8,74	1,22	716,3934426
127,25	8,74	1,3	672,3076923
132,25	8,74	1,41	619,858156
137,25	8,74	1,57	556,6878981
142,25	8,74	1,74	502,2988506
147,25	8,74	1,95	448,2051282
152,25	8,74	2,2	397,2727273
156	8,74	2,48	352,4193548
159,75	8,74	2,48	352,4193548
164,75	8,74	2,2	397,2727273
169,75	8,74	1,95	448,2051282
174,75	8,74	1,74	502,2988506

179,75	8,74	1,57	556,6878981
184,75	8,74	1,41	619,858156
189,75	8,74	1,3	672,3076923
194,75	8,74	1,22	716,3934426
199,75	8,74	1,16	753,4482759
204,75	8,74	1,15	760
207	8,74	1,15	760
212	8,74	1,15	760

Moment sous la combinaison de charge : $PP + 1,2(A(L) + ST) + 0,5\Delta T$

- Pour la travée de rive :

Voussoirs	PP + 1,2(A(L) + ST)	Mfluage	PP + 1,2(A(L) + ST) + Mfluage
Vp	-25691,64935	352,4193548	352,4193548
	-20523,03935	352,4193548	352,4193548
v1	-14593,73273	397,2727273	397,2727273
v2	-9598,645128	448,2051282	448,2051282
v3	-5593,608851	502,2988506	502,2988506
v4	-2414,897898	556,6878981	556,6878981
v5	-128,508156	619,858156	619,858156
v6	1411,522308	672,3076923	672,3076923
v7	2180,066557	716,3934426	716,3934426
v8	2172,751724	753,4482759	753,4482759
v9	1326,2	760	760
vc	715,7	760	760
v sur cintre	-79,69	760	760
	0	0	0

- Pour la travée centrale :

PP + 1,2(A(L) + ST)	Mfluence	PP + 1,2(A(L) + ST) + Mfluence
-28678,03935	352,4193548	-28325,62
-23953,61935	352,4193548	-23601,2
-15971,46273	397,2727273	-15574,19
-10074,39513	448,2051282	-9626,19
-4994,128851	502,2988506	-4491,83
-768,4678981	556,6878981	-211,78
2706,481844	619,858156	3326,34
5384,512308	672,3076923	6056,82
7397,306557	716,3934426	8113,7
8606,134724	753,4482759	9359,583
9181,52	760	9941,52
9198,34	760	9958,34
9181,52	760	9941,52
8623,081724	753,4482759	9376,53
7427,366557	716,3934426	8143,76
5427,922308	672,3076923	6100,23
2763,241844	619,858156	3383,1
-698,2478981	556,6878981	-141,56
-4910,898851	502,2988506	-4408,6
-9978,625128	448,2051282	-9530,42
-15861,27273	397,2727273	-15464
-27572,47935	352,4193548	-27220,06

Etude de la culée :

éléments	calcul	$\left\{ \begin{matrix} K \\ \text{ou} \\ K_{ah} \end{matrix} \right\}$	V(t)	H(t)	Bras de levier		M_s (t.m)	M_R (t.m)
					d (v) m	d (h) m		
Mur garde grève	2.1*0.30*10,80*2.5	1.00	17,0 1	0.00	5,85	2,85	48,49	/
		1.02	17,3 5	3,40	5,85	2,85	49,45	19,89
		1.08	18,3 7	3,40	5,85	2,85	52,35	19,89
		0.96	16,3 2	3,40	5,85	2,85	46,51	19,89
Dalle de transition	3*0.3*8,5*2.5	1.00	19,1 2	0,00	6,50	4,5	86,04	/
		1.02	19,5 0	3,82	6,50	4,5	87,75	24,83
		1.08	20,6 4	3,82	6,50	4,5	92,88	24,83
		0.96	18,3 5	3,82	6,50	4,5	82,57	24,83
Corbeau	$\frac{0.3}{2} (0.6 + 0.3) * 8,50$ * 2.5	1.00	2,87	0.00	6,50	3,15	9,04	/
		1.02	2,92	0,57	6,50	3,15	9,20	3,70
		1.08	3,10	0,57	6,50	3,15	9,76	3,70
		0.96	2,75	0,57	6,50	3,15	8,66	3,70
Mur frontal	1.4*4.80*10,80* 2.5	1.00	181, 44	0.00	3,90	2,30	417,31	/
		1.02	185, 07	36,29	3,90	2,30	425,66	141,53
		1.08	195, 95	36,29	3,90	2,30	450,68	141,53
		0.96	174, 18	36,29	3,90	2,30	400,61	141,53
Dé d'appui	7*0.4*0.5* 0.2 *2.5	1.00	0,70	0.00	6,40	2,45	1,71	/
		1.02	0,71	0,14	6,40	2,45	1,74	0,90
		1.08	0,76	0,14	6,40	2,45	1,86	0,90
		0.96	0,67	0,14	6,40	2,45	1,64	0,90

Mur en retour	$2 \cdot (1 \cdot 4,7 + (3,7 + 2,80) \cdot \frac{3,5}{2} + 2,80 \cdot 2,54) \cdot 0,35 \cdot 2,5$	1.00 0	40,5 8	0.00	5,70	4,70	190,73	/
		1.02	41,3 9	8,12	5,70	4,70	194,53	46,28
		1.08	43,8 3	8,12	5,70	4,70	206,01	46,28
		0.96	38,9 6	8,12	5,70	4,70	183,11	46,28
Semelle	6*13,1*1.5*2,5	1.00 0	294, 7	0	0,75	3	884,25	/
		1.02	300, 6	58,95	0,75	3	901,92	44,21
		1.08	318, 3	58,95	0,75	3	955,00	44,21
		0.96	282, 9	58,95	0,75	3	848,88	44,21
Remblais sur patin avant	1,6*1.8*10,1* 1,8	1.00 0	43,6 3	0.00	2,50	0,80	34,90	/
		1.02	44,5 0	8,73	2,50	0,80	35,60	21,82
		1.08	47,1 2	8,73	2,50	0,80	37,70	21,82
		0.96	41,8 8	8,73	2,50	0,80	33,50	21,82
Remblai sur patin arrière	3*1,8*10,1*1.8	1.00 0	98,1 7	0	2,5	4,5	441,76	/
		1.02	100, 1	19,63	2,5	4,5	450,58	49,07
		1.08	106	19,63	2,5	4,5	477,09	49,07
		0.96	94,2 4	19,63	2,5	4,5	424,08	49,07
Poussée due au remblai	$\frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 6,9^2 \cdot 9,38 = 401,92$	0,52 1	/	209,40	3,8	/	/	795,72
		0,57 5	/	231,10	3,8	/	/	878,18
		0,57 3	/	230,30	3,8	/	/	875,14
		0,58 5	/	235,12	3,8	/	/	893,45

Poussée due aux surcharges	6,9*9,38*1*1,8=116,50	0,52 1	/	60,70	4,95	/	/	300,46
		0,57 5	/	66,98	4,95	/	/	331,55
		0,57 3	/	66,75	4,95	/	/	330,41
		0,58 5	/	68,15	4,95	/	/	337,34
tablier	390,97	1.00 0	390, 9	0.00	6,50	2,45	957,87	/
		1.02	398, 7	78,19	6,50	2,45	977,03	508,23
		1.08	422, 2	78,19	6,50	2,45	996,50	508,23
		0.96	375, 33	78,19	6,50	2,45	919,56	508,23
Surchgmax	514,75		514, 75	/	/	2,45	1261,1 4	/
freinage	30,25		/	30,25	6,30	/	/	190,57