

Introduction

Un ouvrage d'art désigne soit une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal, etc.), soit un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, soit enfin un dispositif de retenue des eaux (digue, barrage).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit *in situ*, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier.
- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimension (quelque mètres) ;
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;

Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions

On peut également classer les ponts selon :

- **Le matériau utilisé** (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte3...).
- **La nature de la voie portée** (ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, Pont-aqueduc,...).
- **La structure** (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts caissons, ponts à haubans, ponts suspendus,...).
- **La forme** (ponts droits, ponts biais, ponts courbes,...).
- **Leur mode d'exécution** (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

Un pont se compose des parties suivantes : **(Fig. I. 1)**

- **Le tablier** : élément résistant portant la voie ;
- **Les appuis** : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.

Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.) ;

- **Les fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

En plan, le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit, $\theta = 90^\circ$ ou 100 gr .

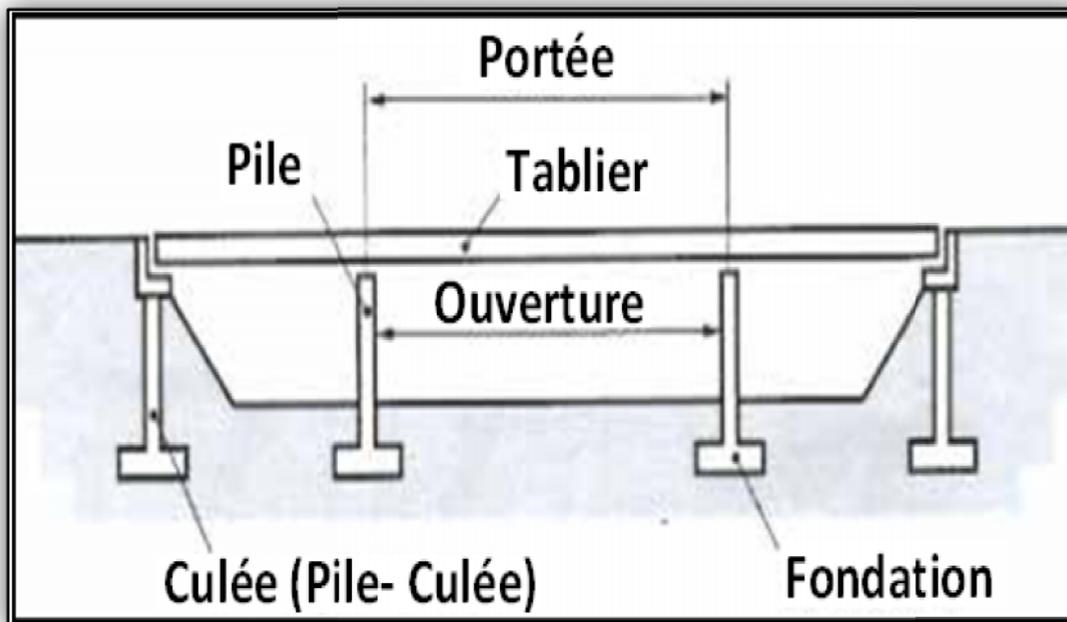


Fig (I.1): Les différentes parties de pont.

I.1) Histoire de la construction des ponts:

Les ponts comptent parmi les plus anciens ouvrages de travaux publics. Ils furent d'abord en bois, souvent sur pilotis, inspirés des travaux lacustres ou suspendus à des lianes. Les Romains construisirent les premiers ponts en pierres, très étroites et à marches voûtées, il nous reste de magnifiques spécimens.

L'histoire de la construction des ponts est avant tout celles des matériaux qui les constituent. Les ouvrages primitifs étaient réalisés avec des matériaux naturels tels que le bois, les lianes et la pierre.

Avec des lianes, on a construit des passerelles suspendues, avec la pierre, des ponts en poutre. Des passerelles de l'Himalaya constituent même des exemples de construction par encorbellements successif, avec des troncs d'arbre encastrés dans une culée de pierres sèches et s'avancant de plus en plus au-dessus de la brèche.

La construction métallique est ancienne puisque, dès le premier siècle de notre ère, des moines bouddhistes ont bâti au Tibet des ponts suspendus dans lesquels des chaînes de fer en remplacés les lianes. En occident, le développement de la construction métallique date des débuts de l'ère industrielle, à la fin de XVIII siècle: un maître de forge, Abraham Darby III, construit le coalbrookdale Bridge sur la Severn en 1779. L'ouvrage est constitué de cinq arcs parallèles en fonte. Le pont de Sunderland en Grande-Bretagne en 1796, avec une portée de 72 m, et la passerelle des arts, réalisée par Cessart en 1803, marque les débuts des ponts métalliques. Tous ceux qui ont été construits en fonte, jusque vers 1850, se sont effondrés, comme le pont saint-Luis à Paris en 1939, ou ont été démolis, car ce matériau résistait mal à la traction et aux chocs.

Mais, avec le développement de la sidérurgie, le fer remplace la fonte. Parmi les ponts les plus célèbres, celui de Britannia construit en 1850 par Robert Stephenson, avec deux portées de 140m, est une structure tubulaire en caisson rectangulaire à âmes pleines. On peut aussi citer les constructions de Gustave Eiffel comme le pont Maria Pia à Porto, qui est un arc de 160 d'ouverture, en 1878, le viaduc routier de Saint-André-de-Cubzac, en 1882, et le viaduc ferroviaire sur la Sioule. L'acier remplace le fer, grâce à ses caractéristiques mécaniques qui nous cessent de s'améliorer. Le premier pont en acier est celui de Saint Luis sur le Mississippi, édifié par Ends en 1874

C'est le début d'une évolution extraordinaire marquée par la réalisation du célèbre pont du Firth of Forth par Fowler et Baker en 1890 qui est, à l'époque, le plus grand pont du monde avec deux travées de 521 m.



Pont du Firth of Forth
(Écosse), réalisé en 1890,



Pont Saint-Louis à Paris



(1)

(2)

(3)

(4)

Fig (I.2): Quelques images de ponts connus.

Avec l'invention par les frères Seguin des câbles formés de fil de fer parallèles de petit diamètre (3 mm), d'une résistance nettement supérieure aux chaînes à barres. Un autre chapitre de construction des ponts alla connaître un essor excessif, ils bâtissent le pont de Tournon sur le Rhône⁽¹⁾, en 1825, avec deux travées de 85 m. Le record est battu en 1883 par J. Roebling avec des câbles formés de fil d'acier parallèles. La portée du pont de Brooklyn⁽²⁾, à New York, atteint 486 m. Les câbles sont désormais un acier à très haute limite élastique. La portée du George Washington Bridge, construit par O.H Amman sur l'Hudson à New York en 1931, dépasse pour la première fois les 1000 m. C'est le premier grand pont suspendu moderne, mais il est moins connu que le Golden Gate Bridge⁽³⁾, édifié par J. Strauss en 1937 à San Francisco, qui lui ravit le record avec 1281 m. Amman le reprendra en 1964 en bâtissant le Verrazzano Narrows bridge⁽⁴⁾, à l'entrée du port de New York (1298m).

L'effondrement du pont Tacoma Narrows, le 7 novembre 1940, quatre mois après sa construction, mis en évidence des phénomènes aérodynamiques insoupçonnés. Un vent de vitesse modérée (de l'ordre de 18 mètres par seconde) a pu produire des oscillations de flexion qui ont été entretenues et amplifiées par couplage avec la torsion de l'ouvrage, dont la période propre était très voisine. Les études aéroélastiques et de réponse aux effets du vent turbulent sont donc essentielles aujourd'hui pour les ponts de très grande portée, et conditionnent largement la conception. Mais, actuellement, les ponts suspendus ont perdu une grande partie de leur domaine d'emploi au profit des ouvrages à haubans, dont certains ont déjà été bâtis dès le début de XIXe siècle.

Un autre grand chapitre de la construction s'est ouvert au XIXe siècle avec l'invention du béton, du béton armé et, plus tard, du béton précontraint. Le véritable essor du béton précontraint date de l'après-guerre, avec le pont de Luzancy sur la Marne, commence en 1941 et achevé en 1946, et avec la série des cinq autres ponts de Feyssinet sur la Marne entre 1947 et 1950 (Esbly, Annet, Trilbardou, Changis et Ussy) ; il s'agit des ouvrages à une travée à petites béquilles obliques articulées dont la portée atteint 55 m à Luzancy et 74 m pour les cinq autres. Les ponts à travée isostatiques constitués de poutres préfabriquées et précontraintes sous chaussée se multiplient à partir de la fin de la guerre: pont de Bourg d'Oisans, 42 m en 1946, travée d'accès au pont de Tancarville, 50m en 1956, pont du lac Ponchartrain aux Etats-Unis, long de 38 km et constitué de 2232 travées de 17 m en 1956.

En Allemagne, Ulrich Finsterwalder développe la construction par encorbellement successif à partir de 1950 (ponts de Balduinstein et de Neckarrens en 1950, de Worms en 1952 et de Coblenz en 1953). Cette technique, introduite en France par Jean Courbon, a été utilisée pour réaliser le pont de Chazeyen 1957, et ceux de Beaucaire et de Savine. La technique a été améliorée ensuite par la construction de poutres continues, et surtout par le développement par Camponon Bernard des voussoirs préfabriqués conjugués-collés. Les plus grands ponts qui ont été construits par encorbellement successifs sont ceux de la baie Urado (230m) et de Hamana (240m, en 1977) au Japon, et celui de Brisbane en Australie (260m, en 1986). En France, les deux plus grands sont les ponts de Gennevilliers (1976) et D'Ottmarsheim (1979) avec une portée de 172 m.

Enfin, le béton précontraint a permis la construction de quelques ponts suspendus (pont de Mariakerke en Belgique) et surtout de très nombreux ponts à hauban, lointains successeurs de l'aqueduc de Tampil et de l'ouvrage du canal de Donzère. C'est l'ingénieur Italien Morandi qui a édifié les premiers grands ouvrages, avec des formes lourdes et coûteuses en matière, et avec des haubans très peu nombreux (pont du lac Maracaibo en 1962, avec des portées de 235m, pont de WadiKuf, en Libye, avec une portée de 282m en 1972). Le premier grand pont à haubans modern en béton précontraint est celui de Brotonne, construit par Jean Muller et Jacques Mathivat (portée de 320 m, 1977). Les ponts à haubans et ponts suspendus, constituent les seules adaptées aux très grandes portées.

Les ouvrages à haubans commencent à devenir plus économiques que ceux en poutre à partir de 200 m environ. Le pont Saint-Nazaire a détenu, pendant longtemps, le record du monde de portée (404 m, 1975) avec son caisson orthotrope de forme quasi rectangulaire.

I.2)- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage sera implanté sur une pénétrante autoroutière de 36 Km, qui permet de joindre l'autoroute **N12** (Tizi-Ouzou) à l'autoroute **Est-ouest** (Bouira). Cet ouvrage permet de franchir Oued Bougddoura en **PK 25+820** à **PK 26+000**, sachant que **PK0+00** est sur l'autoroute Est-ouest.

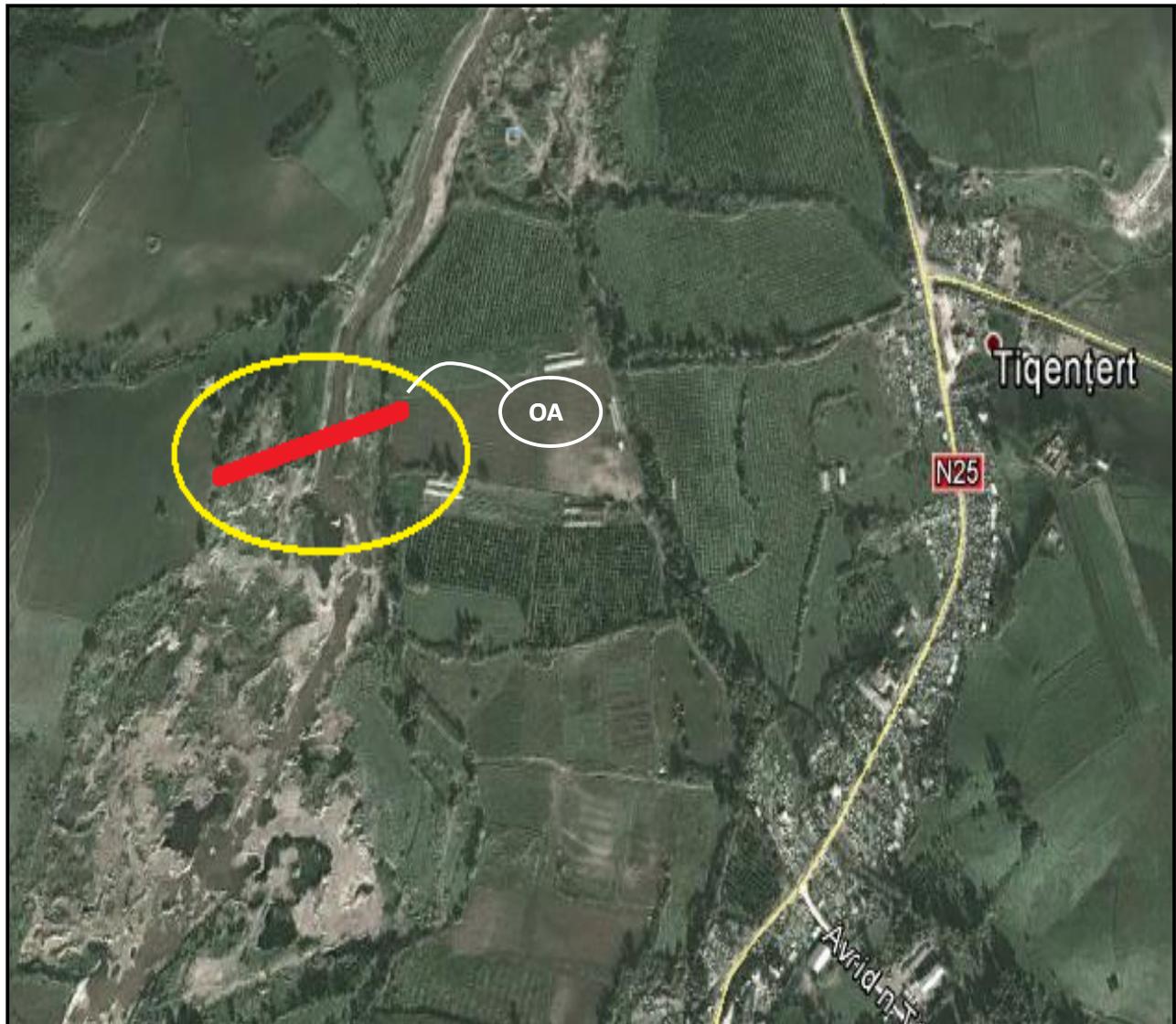


Fig (I.3): Vue en plan de l'ouvrage.

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles distants de **1.00 m** ; Chaque viaduc est composé d'une travée centrale de **70 m**, et 2 travées de rive de **55 m** chacune. Les piles ont une hauteur: pile 01 a une hauteur de **7.31 m**, et la deuxième pile a une hauteur de **6.84 m**, représentent une section composée d'un voile disposé parallèlement à la largeur de l'ouvrage.

I.2.1)-Les caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur de tablier : 180 m.
- Largeur de tablier : 20.4m.
- La pente : 4 %.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences (données), puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- **Les exigences fonctionnelles** : qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- **Les exigences naturelles** : qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble

I.2.1.1)-Données fonctionnelles :

- **Tracé en plan :**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 180m.

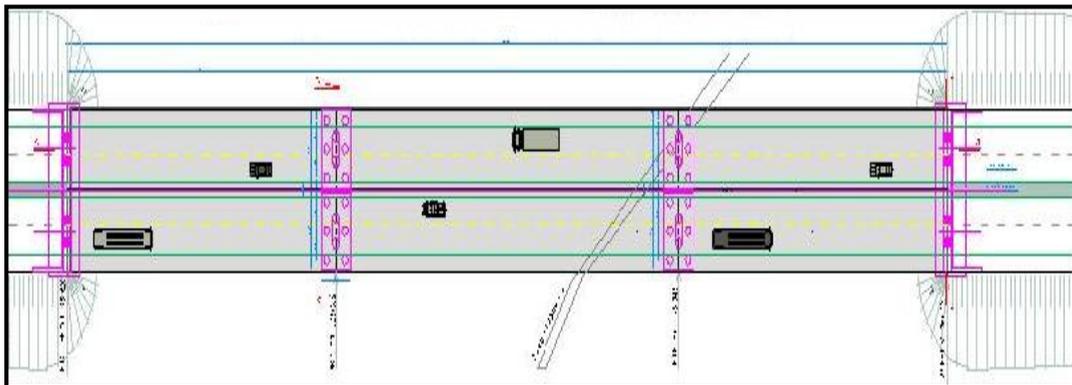


Fig (I.4): Tracé en plan.

- **Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de ouvrage (couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 4%, en partant de niveau 59.85m en rive droite pour arriver à 67.95m en rive gauche.

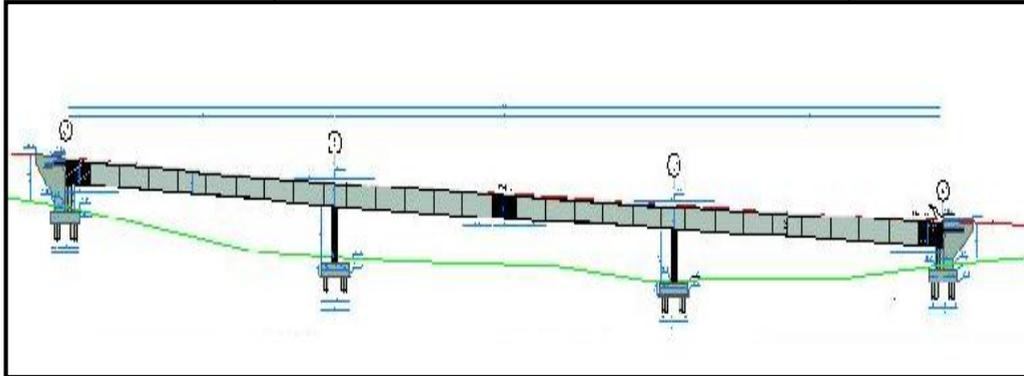


Fig (I.5): Profil en long.

- **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.

L'ouvrage comporte une chaussée de 2 sens de circulation avec 2 voies pour chaque sens.

- Largeur roulable (d'un sens de circulation) $L_r = 7\text{m}$.
- Largeur utilisée $L_t = 9.7\text{m}$.
- Largeur des trottoirs est de 1.5m sur les cotés extérieurs et de 1.2m de cotés intérieurs , encadrées par 2 corniches préfabriquées surmontées par des gardes -corps de 0.15 m.
- La pente transversale : 2.5%

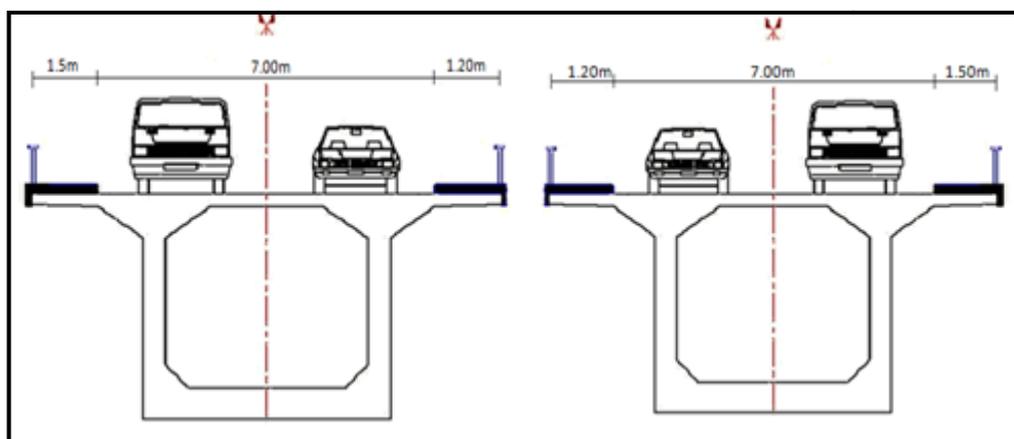


Fig (I.6): Profil en travers.

I.2.1.2)-Données naturelles :**• Données géologiques (géotechniques) :**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Dans le domaine des ouvrages d'art ou de la construction en général, le risque le plus grave est celui de l'insuffisance des études géotechniques liée souvent à l'acceptation des variantes dont la position des appuis, de ce fait il faut augmenter les marges de sécurité qu'induit une augmentation du prix.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel à savoir les paramètres mécaniques de résistance, les paramètres rhéologiques pour les problèmes de tassement et enfin le fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

D'après le rapport géotechnique fait par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP) le sol s'agit d'une marne grise compacte à passage friable et à niveaux massifs. Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de PK 25+820 au PK 26+000 présentent la structure suivante :

Profondeur (m)	Description visuelle
0 -3.45	TVO essentiellement sableux à inclusion limoneuses
3.45-10.00	TVO Sableux, graveleux et caillouteux avec passage de sable limoneux entre 5.60et 6.00 m
10.00 – 11.00	Sol vaseux de teinte sombre
11.00 – 11.70	Silt de teinte marron clair
11.70 – 12.80	Silt de teinte grise
12.80 – 13.70	Sable limoneux, graveleux et caillouteux
13.70 – 21.50	TVO à niveau essentiellement sableux alternant avec des passages essentiellement caillouteux
21.50 – 30.00	Marne grise compacte à passage friable et à niveaux massifs

(Tab. I.1): Description visuelle du rapport géotechnique.

Profondeur m	Coupe	Description
0.00 3.45		<i>TVO essentiellement sableux à inclusions limoneuses</i>
10.00		<i>TVO sableux, graveleux et caillouteux avec passage de sable limoneux entre 5.60 et 6.00m</i>
11.00		<i>Sol vaseux de teinte sombre</i>
11.70		<i>Silt de teinte marron clair</i>
12.80		<i>Silt de teinte grise</i>
13.70		<i>Sable limoneux, graveleux et caillouteux</i>
21.50		<i>TVO à niveaux essentiellement sableux alternant avec des passages essentiellement caillouteux</i>
30.00		<i>Marne grise compacte à passage friable et à niveau massifs</i>

Fig (I.7): Coupe géotechnique.

- **Nature de fondation :**

Le mode de fondation retenu est de type profond de **30 m**, à savoir des pieux en béton armé, de diamètre de **1.20 m** à raison de **6** pieux sur chaque pile et **12** pieux sur chaque culée. Mentionnons que le choix de ce type de fondation est établi sur la base de l'interprétation du rapport géotechnique, et des résultats des essais de forage.

- **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.

Les appuis ont un tracé en plan qu'est perpendiculaire avec l'axe de l'ouvrage.

• Données hydrauliques :

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires.

En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont :

- Les P.H.E (Plus Hautes Eaux).
- Les P.B.E (Plus Basses Eaux).

- Le lit majeur.
- Le lit mineur.

• 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 en termes de déplacements, vitesses ou d'accélération.

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 Tizi-Ouzou est classée comme une zone à moyenne sismicité (II_a) selon le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'arts (RPOA).

Notre pont est classé dans la catégorie 2 (pont important)

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

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

Aussi, il y a lieu :

- d'intercaler des plots parasismiques.
- de réaliser des appuis résistants.
- de donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- de prévenir des joints suffisamment ouverts.
- de réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- de dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

- **Données climatiques :**

- **La température :**

- Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 12^\circ\text{C}$) et le gradient thermique.

- **Le vent :**

- En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de considérer cette action comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex: pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

- Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (fascicule 61, Titre II) on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 soit $0,125\text{ t/m}^2$ en phase de construction et $0,2\text{t/m}^2$ en phase de service.

- **La neige :**

- La région où l'ouvrage est implanté, il n'est pas de neige.

I.3)- Justification de choix :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

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

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

I.3.1)- Critères de choix du type d'ouvrage :

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

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

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- Gamme de portée de quelques types de ponts.

Type de pont	Matériau constitutif	Structure et portée
Ponts courants	Bois (lamellé-collé)	<u>Passerelle</u> piéton ou cycliste : portée ≤ 20 m
	BA ou BP	<u>Dalle</u> : portée ≤ 30 m : jusqu'à 20 m : en BA de 20 m à 30 m : en BP <u>Poutres</u> : 20 m \leq portée ≤ 50 m : en BP <u>Caissons</u> : 50m \leq portée ≤ 100 m : en BP
	Métal	80 m \leq portée ≤ 200 m : sans assistance mécanique
	Pont mixte a poutres	55 m \leq portée ≤ 120 m
Grands ponts	BP, CM, construction	<u>A haubans</u> : portée jusqu'à 900 m
	mixte (acier + béton	<u>Suspendu</u> : portée atteignant 2000 m

Tab (I.2): Quelques types de ponts en fonction de matériau et portée.

I.3.2)- Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

I.3.3)- Conception de tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux types suivants :

- pont mixte bipoutres.
- Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension.
- Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif.

I.3.3.1)- Pont mixte bipoutres :**I.3.3.1.1)- Introduction :**

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.



Fig (I.8): Pont mixte bipoutres.

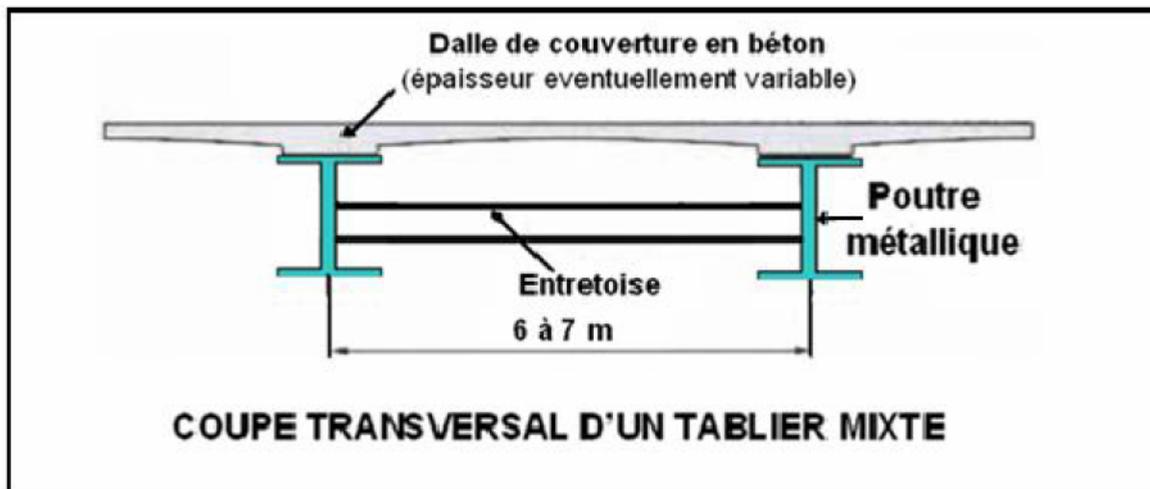


Fig (I.9): Coupe transversale d'un tablier mixte.

I.3.3.1.2)- Les avantages et les inconvénients :

➤ Les avantages :

- Possibilité de franchir des grandes portées.
- Rapidité d'exécution globale.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Gain de temps (délai) de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilite d'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- Excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- Légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

➤ Les inconvénients:

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition des efforts intérieurs.
- Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier influent surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- Une surveillance avec visite périodique.
- La main d'œuvre doit être qualifiée surtout (les soudeurs).
- Le coût est très élevé.

I.3.3.2)- Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension :**I.3.3.2.1)- Introduction :**

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé. Il est issu de raisonnement logique suivant: le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction; on y ajoute donc une compression permanente dite '**précontrainte**'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par post-tension.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil.



Fig (I.10): Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension.

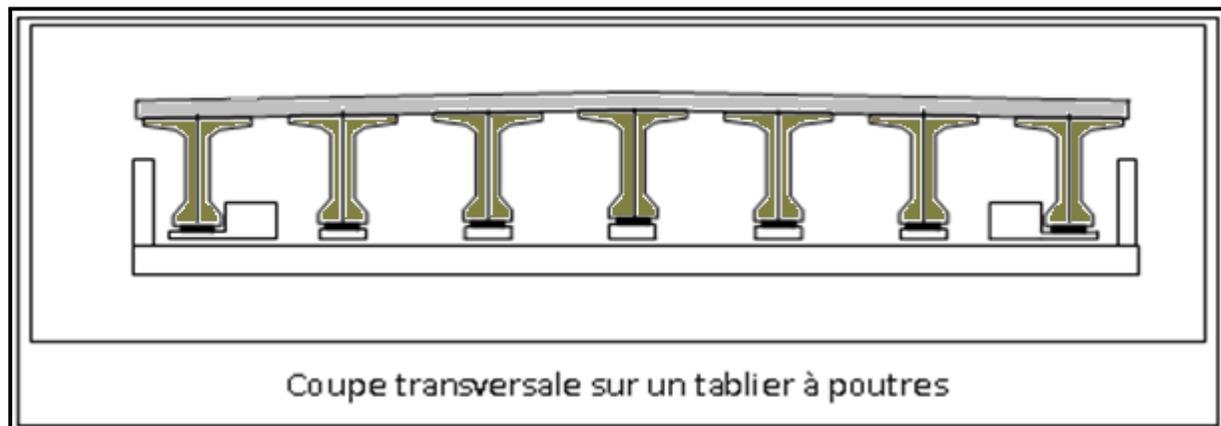


Fig (I.11): Coupe transversale d'un tablier à poutres.

I.3.3.2.2)- Les avantages et les inconvénients :

➤ Les avantages :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.)
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages et bétonnage.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- l'absence à peu près complète de pathologie grave.

➤ Les inconvénients :

- Poids propre très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré-tension ou post-tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.
- Perte économique (coût et délai)

I.3.3.3)- Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif:**I.3.3.3.1)- Introduction :**

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. 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 appelé voussoir, qui est fixé à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 40 à 60 ou 70 m.



Fig (I.12): Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif.

I.3.3.2)- Les avantages et les inconvénients :**➤ Les avantages :**

- L'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- Sa structure donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.
- S'adapte mieux pour les ponts biais.
- Le ferrailage demandant peu de façonnage, ne nécessite pas une main d'œuvre hautement qualifiée, exception pour la précontrainte.
- Ce type d'ouvrage s'adapte bien à des franchissements d'autoroute à plateforme réduite lorsque la largeur de la terre plein central permet l'implantation d'un appui central.
-

➤ Les inconvénients :

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Echafaudage important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines, câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
- L'aspect économique est très élevé.

I.3.4)- Conclusion :

En se basant sur les données qu'on a (portée, donnée géologique,...), et aussi de vue entretien, esthétique et exécution on présentera pour l'étude le type suivant « **pont en béton précontraint construit par encorbellement successif** »

I.4)-Technique et mode de construction pour le type retenu :

I.4.1)-Historique :

L'idée de la construction par encorbellement est très ancienne, on construisait des ponts en encorbellement en bois en avançant des troncs d'arbre à partir des deux rives de la brèche à franchir. Plusieurs ouvrages de ce type ont été retrouvés dans plusieurs régions (Himalaya, Caucase, chine...), le même principe a été exploité pour la construction des fausses voûtes en pierre.

Mais ce n'est qu'en 1950, en Allemagne avec le développement de la technique du béton précontraint, que la construction par encorbellement successif a pris naissance dans sa forme moderne.

En Algérie le premier pont construit par encorbellement, de voussoirs coulés place est le pont de MASCARA constitué de 03 travées de 55 m – 100 m – 55 m de portée

I.4.2)-Forme de la section transversale :

La forme et le nombre des caissons en section transversale des ponts suit le profil en travers de la Chaussée qu'il reliera. Pour donner au hourdis inférieur une épaisseur suffisante sans augmenter la section strictement nécessaire, on est quelque fois amené à incliner les âmes, de façon à réduire la largeur de la membrure inférieure, les critères de choix du nombre des caissons sont

- $L < 12\text{m}$: Poutre caisson unique.
- $12 < L < 16\text{m}$: Poutre caisson a trois âmes (double cellule).
- $L \geq 16\text{m}$: Deux caissons séparés.

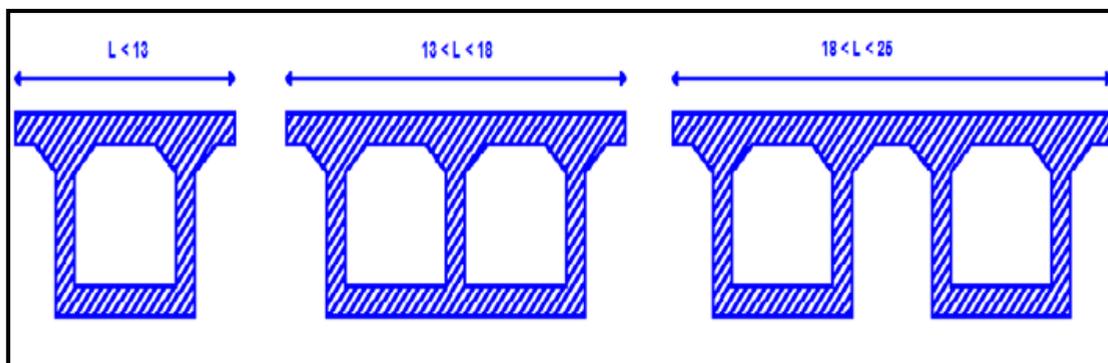


Fig (I.13): Section transversale des caissons.

Dans notre cas : $L=9.7\text{m} < 13\text{m}$ \longrightarrow Poutre caisson unique

I.4.3)-La méthode de construction par encorbellement :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

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 appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipage mobile, ou préfabriqué sur une doucine (slip-forme) ou dans une cellule de préfabrication. Dans ce dernier cas, les voussoirs sont mis en contact les uns avec les autres par l'intermédiaire d'une couche de colle qui, lorsqu'elle est fluide, facilite l'ajustement des pièces en regard et qui, lorsqu'elle est totalement polymérisée, assure l'étanchéité des joints.

Chaque voussoir est coulé contre le voussoir précédent et sert de coffrage au voussoir suivant. Lorsque les voussoirs sont coulés en place dans équipage mobile, celui-ci doit être suffisamment rigide pour que la géométrie finale du tablier puisse être correctement Contrôlée et que les joints entre voussoirs ne puissent subir une fissuration originelle.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m.

Dans notre ouvrage on prend la hauteur de tablier constante.

I.4.4)- Mode de construction

a)-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 oeuvre (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.14): Voussoirs préfabriqués.

b)-Voussoirs coulés sur place

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du 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.
- 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.

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.
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.



fig (I.15): Voussoirs coulés sur place.

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).

Le cycle complet d'exécution d'un voussoir est d'une semaine (un à chaque extrémité du fléau).

D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs mais malheureusement, vu à la non disponibilité actuelle des moules assez grand comme celui de notre ouvrage, et aussi la préfabrication pose des problèmes d'étanchéité et de résistance vis l'effort tranchant au niveau des joints ainsi que des problèmes durant l'assemblage donc on a choisit de couler les voussoirs sur place.

Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

II.1)- Le béton :

De nos jours, le béton armé est le matériau le plus répondu dans les constructions par rapport au bois, à la pierre et même au métal. Il est le matériau préféré du point de vu constructif et architectural, il est employé couramment dans :

- Les bâtiments industriels civils.
- Les centrales thermiques et nucléaires.
- Les constructions hydrauliques.
- Les ouvrages d'art tel que les ponts, tunnels, pistes d'aérodrome, réservoirs,...

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 adjuvent (SIKA).

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

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

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

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

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A 325, avec un contrôle strict avec une masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

II.1.1)- La résistance caractéristique à la compression :

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm² et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"), est notée f_{c28} et s'exprime en MPa, elle varie en fonction de l'âge du béton.

Le règlement du **BAEL et BPEL**, donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge " j " en jours comme suit :

- Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{Cj} = \begin{cases} \frac{j}{4,67+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Pour un béton âgé de 28 jours et plus on considère que $f_{cj} = f_{c28}$.
Le béton de notre ouvrage est caractérisé par :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour le béton de la superstructure.} \\ 30 \text{ MPa} & \text{pour le béton de l'infrastructure.} \end{cases}$$

Selon L'EUROCODE 2

$$f_{ck}(t) = \begin{cases} \beta_{cc}(t)(f_{ck}+8) - 8 \text{ (MPa)} & \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours.} \\ f_{ck} & \text{pour } t \geq 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

Avec $\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]$

$$S = \begin{cases} 0,20 & \text{pour les ciments à prise rapide CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et R.} \\ 0,25 & \text{pour les ciments à prise normale CEM 32,5 R, CEM 42,5 N.} \\ 0,38 & \text{pour les ciments à prise lente CEM 32,5 N.} \end{cases}$$

II.1.2)- La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression. Les règles du **BAEL** donnent la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour notre ouvrage :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour caisson).}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4 \text{ MPa (pour les appuis et les fondations).}$$

Selon L'EUROCODE 2

La résistance moyenne à la traction d'un béton a 28 jours, notée f_{ctm} , est déduite par :

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0.30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPA} \\ 2.12 \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPA} \end{cases}$$

Avec $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)

II.1.3)-Contraintes admissibles :

On fixe la valeur des contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

II.1.3.1)-Contrainte admissible à la compression:

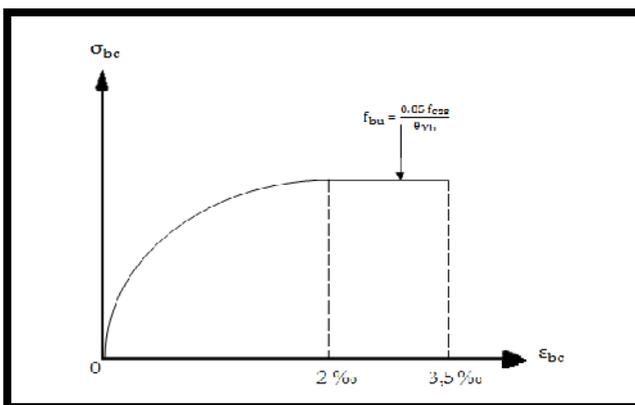
Selon E.L.U (Etat Limite Ultime), la contrainte admissible en compression du béton est :

$$f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{BAEL 91-REV99}).$$

Selon E.L.S (Etat Limite de service):

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction (combinaison accidentelle)} \end{cases}$$

A l'ELU



A l'ELS

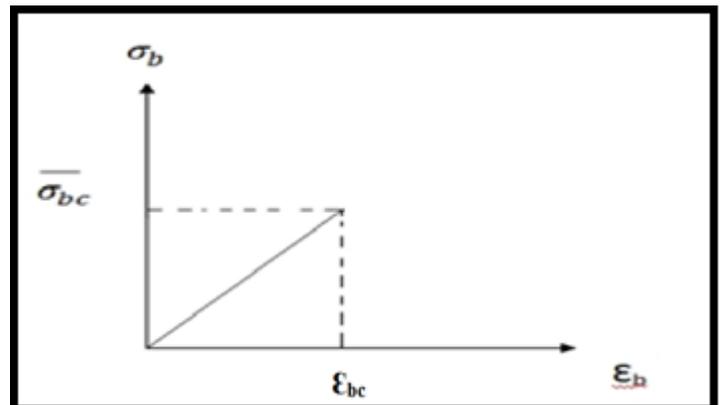


Fig (II.1): Diagramme contraintes déformations du béton.

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**.

Les valeurs de coefficient de sécurité γ_b :

$\gamma_b =$	1,50	Combinaisons Fondamentales des Charges	(ELU; Etat Limite Ultime)
$\gamma_b =$	1,15	Combinaisons Accidentelles des Charges.	(ELA ; Etat Limite à une Condition Accidentelle)

Tab (II.1): Coefficient de sécurité γ_b

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83\text{MPa. En situations durables ou transitoires Pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 25,86\text{MPa. En situations accidentelles Pour } f_{c28}=35\text{MPa.} \\ 17.00 \text{ MPa. En situations durables ou transitoires Pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \\ 22.17\text{MPa. En situations accidentelles Pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \end{cases}$$

Selon E.L.S (Etat Limite de Service), la contrainte admissible de compression peut être prise comme suit;

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

$$f_{bu} = \begin{cases} 17,50\text{MPa. En service. Pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 21,00\text{MPa. En construction. Pour } f_{c28}=35\text{MPa.} \\ 15.00 \text{ MPa. En service. Pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \\ 18.0 \text{ MPa. En construction Pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \end{cases}$$

II.1.4)- Module de déformation longitudinale du béton E :

II.1.4.1)- Module de déformation instantanée du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, et à l'âge de j jours, le module de déformation instantanée du béton est donné par les règles du **BPEL** par la relation suivante :

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

Pour notre ouvrage :

$E_{ij} = 35981,73 \text{ MPa}$ Pour le tablier.

$E_{ij} = 34179,55 \text{ MPa}$ Pour les appuis et les fondations.

II.1.4.2)-Module de déformation différée (longue durée) :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton à l'âge de (j) jours, correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est égale à :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

Pour notre ouvrage :

$E_{ij} = 12102,94 \text{ MPa}$ pour le tablier. $E_{ij} = 11496,76 \text{ MPa}$ pour les appuis et les fondations.

II.1.5)- Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Avec : } E : \text{ module de Young}$$

ν : Coefficient de poisson

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul, on retiendra pour les calculs de béton précontraint la valeur.

$$\begin{cases} \nu = 0,2 \text{ pour un béton non fissuré (ELS).} \\ \nu = 0 \text{ pour un béton fissuré (ELU).} \end{cases}$$

II.2)- L'acier :

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

II.2.1)- Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE40 A**, sa limite élastique égale à **400 MPa**.

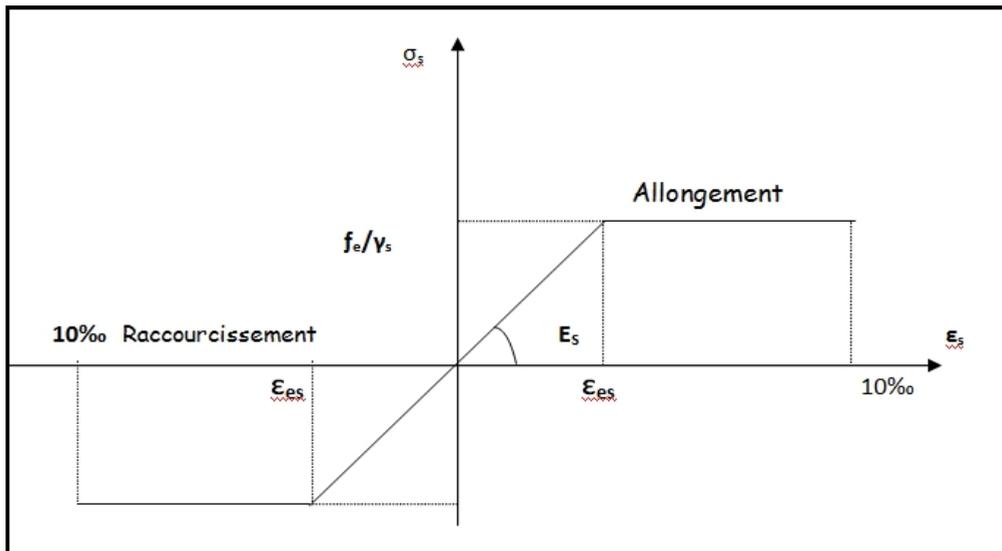


Fig. (II.2) : Diagrammes des contraintes déformations

• Etat limite ultime (ELU)

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

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

D'où $\sigma_s = 400/1,15 = 347,8$ (MPa).

• Etat limite de (ELS)

La contrainte limite à la traction σ_s dépend du type de fissuration :

- Pour la fissuration peu préjudiciable, $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- Pour la fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; \sqrt{\eta} \times \sqrt{f_{c28}} \right\}$
- Pour la fissuration très préjudiciable, $\sigma_s = \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta} \times \sqrt{f_{c28}} \right\}$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérences.} \end{cases}$$

II.2.2)- Aciers de précontrainte « actifs » :

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

Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

●Fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension).

Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

●Barres :

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées.

Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. Mais il existe des barres plus grosses (Macalloy 40, 50 et même 75 mm). De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

●Torons :

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (fréquemment désigné par T13)
- 12,9 mm (T13S)
- 15,2 mm (T15)
- 15,7 mm (T15S)

Ces armatures sont employées aussi bien en pré-tension (dans les pièces importantes) qu'en post-tension.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_0 = \min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg})$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte conventionnelle à 0,1%..

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

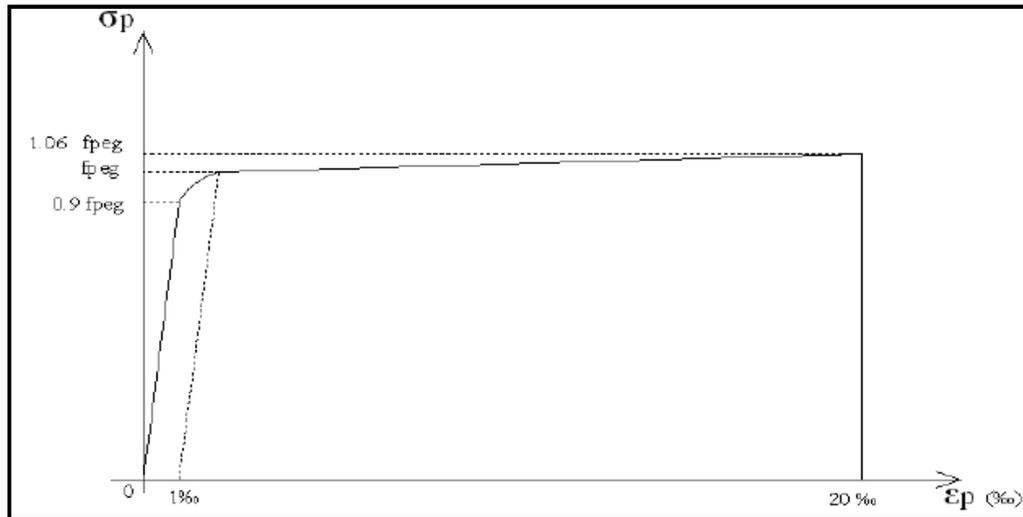


Fig (II.3) : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **12T13 super** car ce type de câble est réservé aux ouvrages à des travées < 80m.

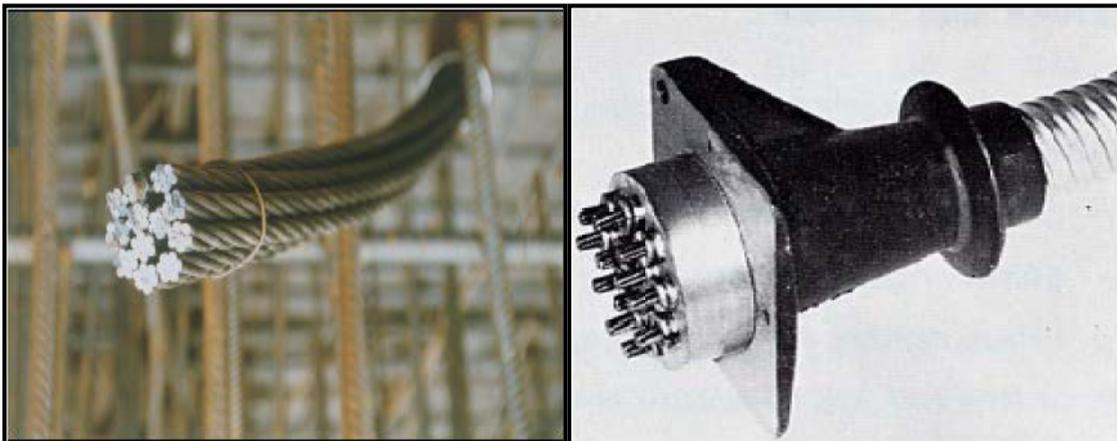


Fig (II.4): Acier actif ou toron Caractéristiques des câbles.

Selon FREYSSINET

Caractéristique du câble 12T13S

- > Unité de précontrainte : 12 torons.
- > Poids de 1T13S = 0.73 kg/m.
- > Module d'élasticité $E_p = 1,9 \cdot 10^5$ MPa.
- > Section nominale d'un toron 1T13S = 100 mm².
- > Section de 12T13S : $A_p = 1200$ mm².
- > Force de rupture nominale = 173.6 kN.
- > Force maximale sous ancrage = 146.3 kN.
- > $f_{peg} = 1656$ MPa.
- > $f_{prg} = 1860$ MPa.
- > Recul d'ancrage : $g = 5$ mm.
- > Relaxation à 1000h : 1000 = 2,5 % ; $\mu_0 = 0.43$ (acier à très basse relaxation TBR).

La valeur max de la tension à l'origine σ_0 doit être :

$$\sigma_0 < \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$

$$\sigma_0 < \text{Min} (1488, 1490.4) = 1488 \text{ MPa}$$

Diamètre de la gaine :

- $\varnothing_{int} : 65$ mm.
- $\varnothing_{ext} : 70$ mm.

Frottements :

- déviation parasitaire : 0,003 m⁻¹.
- coefficient de frottement : 0,2 rad.

Introduction

Dans les ouvrages de portées plus modestes (inférieures à 60 m, voire à 70 m), il peut être préférable de conserver à la poutre une hauteur constante, ce qui pénalise un peu les quantités, mais en revanche, simplifie notablement l'exécution de l'ouvrage.

III.1) Section transversale :

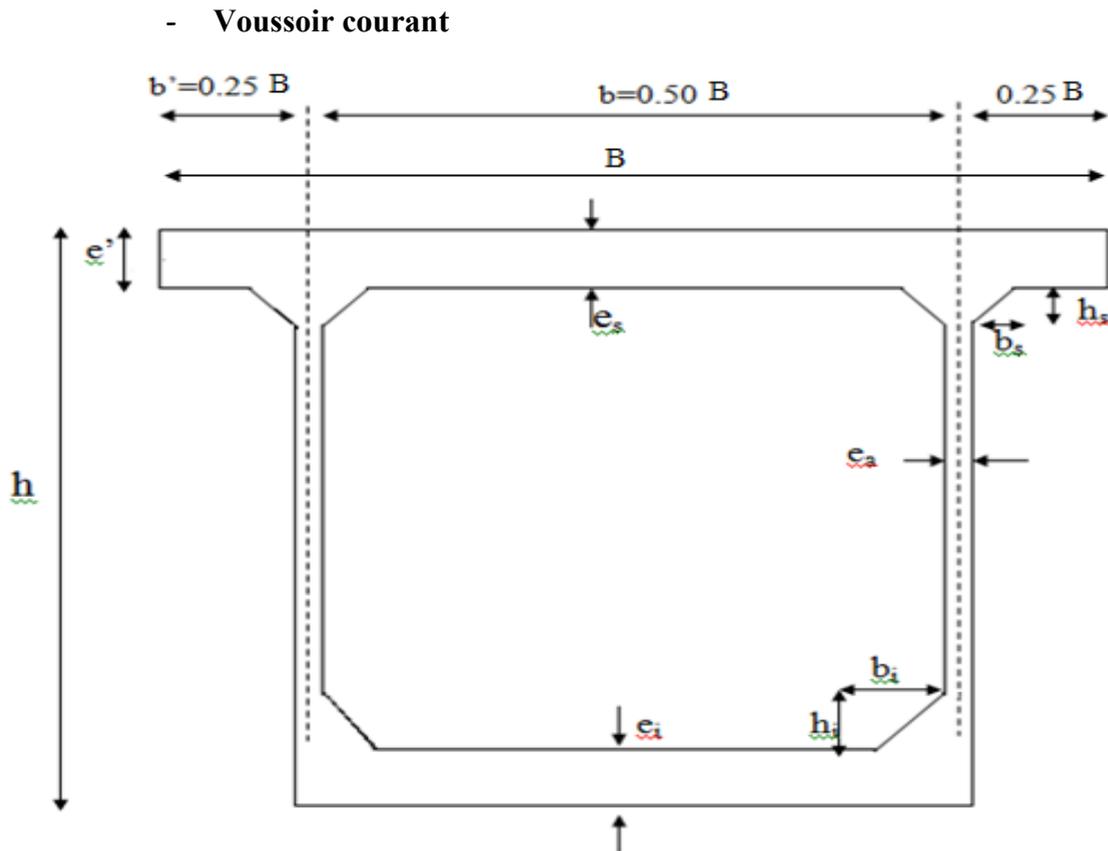


Fig (III.1): Schéma descriptif des éléments de voussoir.

(Selon SETRA)

a) Hauteur des voussoirs :

Pour des tabliers de hauteur constante la hauteur des voussoirs est:

$$\frac{L}{2.5} \leq h_p = h_c \leq \frac{L}{1.8}$$

Tel que L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée (l=70 m)

$$2.8 \leq h_p = h_c \leq 3.88$$

Pour notre cas on prend **hp=hc=2.8 m**

b) Largeur de la nervure de l'intrados (b) :

B : la largeur de tablier égale à 9,7 m

$$b = \frac{B}{2} = \frac{9.7}{2} = 4.85 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad b = 4.85 \text{ m}$$

c) Hourdis supérieur (e_s) :

Pour les caissons l'épaisseur de l'ordre de 22 à 25 cm Soit $b/e_s = 25$ à 30

$$\frac{b}{30} < e_s < \frac{b}{25} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.85}{30} < e_s < \frac{4.85}{25}$$

D'où $16,16 < e_s < 19,4$

Donc on fixe e_s sur toute la portée $e'_s = e_s = 25 \text{ cm}$

d) Epaisseur des âmes (e_a) :

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

L'épaisseur minimale est de 36cm (câbles 12T13).

On peut fixer, au stade de pré-dimensionnement, en partant de la formule statistique suivant :

$$e_a = 26 + L(m)/500$$

Avec $L=70\text{m}$ d'où $e_a = 40 \text{ cm}$

e) Epaisseur du hourdis inférieur (e_i):**A la clé**

$$e_{ic} \geq \text{Max} (18\text{cm} ; 3 \varphi ; e_a/3) \quad \text{Avec : (câbles 12T13) } \varphi = 7\text{cm}$$

$$e_{ic} \geq \text{Max} (18\text{cm} ; 21 ; 13) \quad \text{On prend : } e_{ic} = 25 \text{ cm}$$

A la pile

L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile est en générale 2 à 3 fois plus grande que celle à la clé.

$$50 \leq e_{ip} \leq 75 \quad \text{on prend } e_{ip} = 75 \text{ cm}$$

f) Goussets :

- Gousset supérieur :

L'angle d'inclinaison du gousset est compris entre 30° et 45°

On fixe l'angle d'inclinaison du gousset à 35°

$$\operatorname{tg}35^\circ = h_s / b_s = 1 ; \quad b_s = 60 \text{ cm} \quad \text{d'où} \quad h_s = 42 \text{ cm}$$

- Gousset inférieure :

Le hourdis inférieur encasté sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, d'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45° , pour ne pas gêner la mise en place du béton.

On opte pour un angle d'inclinaison de 45° , donc on aura $h_i = b_i = 30 \text{ cm}$

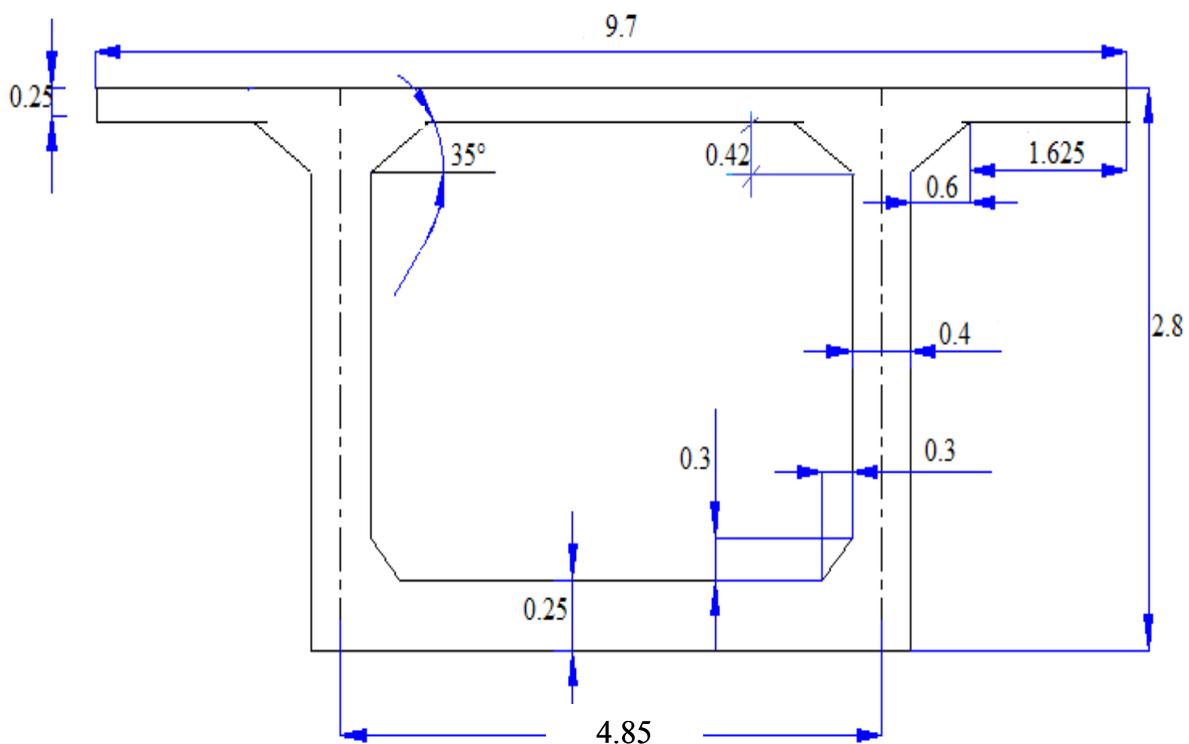


Fig (III.2): Section transversale du voussoir en travée.

Remarque :

Concernant les voussoirs sur pile ; étant soumis un effort tranchant très important il est conçu presque plein

On n'y laisse qu'un trou de 1x0.85 afin de permettre d'y circuler. Il est présenté par la figure ci-après

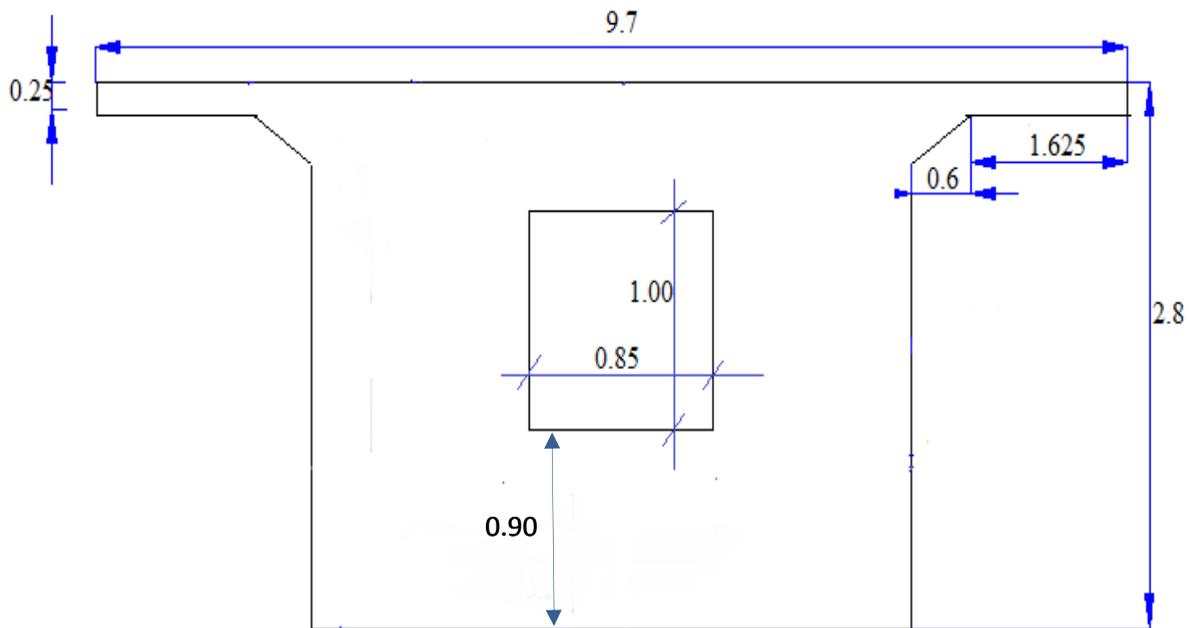


Fig (III.3): Voussoir plein sur pile.

III.2)- Découpage en voussoirs :**III.2.1)-Voussoirs sur pile :**

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

III.2.2)-Voussoirs courants :

La longueur des voussoirs courants varie de 2,50 à 3,5 m (SETRA).

III.2.3)-Voussoirs de clavage :

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.

Dans notre cas on a :

- Voussoir sur pile : **2 voussoirs de 8 m.**
- Voussoir courant : **52 voussoirs de 3,00 m.**
- Voussoir de clavage : **2 voussoirs de 3 m. et un voussoir de 3 m**

III.3)- Caractéristiques géométriques des voussoirs :

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons (sur pile et à la clé). Divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées «i», cela facilitera le travail.

On pose :

- Y_{Gi} : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.
- S_i : Aire de la section « i ».
- d_i : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.
- I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

Pour une section rectangulaire : $I_{Gi} = bh^3 / 12$

Pour une section triangulaire : $I_{Gi} = bh^3 / 36$

- L'ordonné du centre de gravité (CDG) : $Y_G = \frac{\sum y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$
- Moment d'inertie total par rapport à son centre de gravité : $I_{GX} = 2 \times \sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)$ (théorème d'Huygens).

Avec :

- V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :
- $$V = h - Y_G$$
- V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :
- $$V' = Y_G$$
- ρ : Rendement mécanique de la section :
 - $C = \rho \cdot V$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.
 - $C' = \rho \cdot V'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

III.3.1)-voussoirs courants (sur clé) :

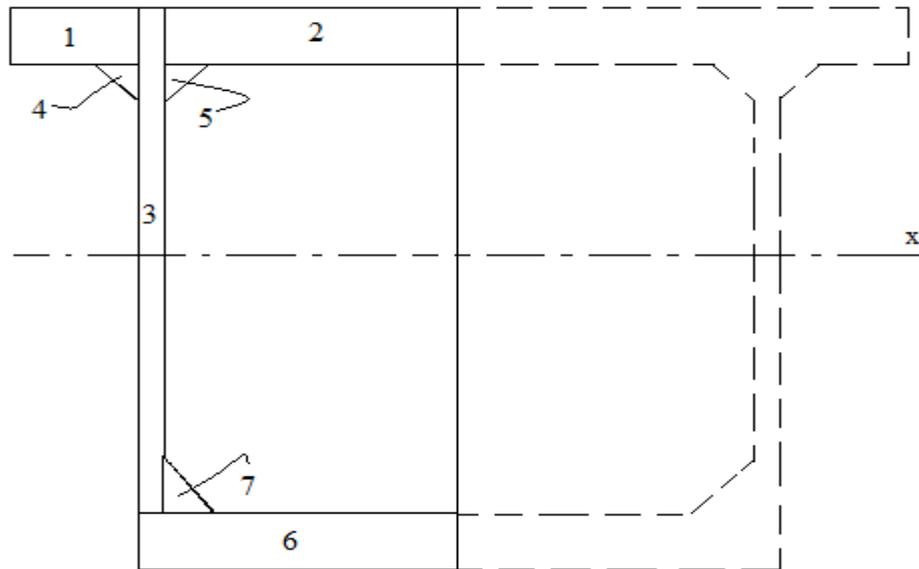


Fig (III.4) : voussoir à la clé.

N°	bi(m)	hi(m)	Si(m ²)	y _{Gi} (m)	Si y _{Gi} (m ³)	di(m)	d ² (m ²)	di ² Si(m ₄)	I _{Gi} (m ⁴)	I _{Gi} /x'(m ⁴)
1	2.225	0.25	0.556	2.675	1.488	0.995	0.990	0.550	0.0029	0.553
2	2.025	0.25	0.506	2.675	1.354	0.995	0.990	0.501	0.0026	0.503
3	0.4	2.55	1.02	1.525	1.555	-0.155	0.024	0.024	0.552	0.576
4	0.6	0.42	0.126	2.41	0.303	0.73	0.533	0.067	0.00123	0.068
5	0.6	0.42	0.126	2.41	0.303	0.73	0.533	0.067	0.00123	0.068
6	2.625	0.25	0.656	0.125	0.082	-1.555	2.418	1.587	0.0034	1.590
7	0.3	0.3	0.045	0.35	0.015	-1.33	1.769	0.079	0.00067	0.080
2*Σ			6.071		10.205					6.88

Tab (III.1): Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.

$X_G = 4.85 \text{ m}$ (par symétrie)
 $Y_G = 1.68 \text{ m}$
 $S = 6.071 \text{ m}^2$
 $IG / x' = 6.88 \text{ m}^4$
 $V = 1.12 \text{ m}$
 $\rho = 0.602$
 $C = 0.674 \text{ m}$
 $C' = 1.01 \text{ m}$

III.3.2)-voussoirs sur pile:

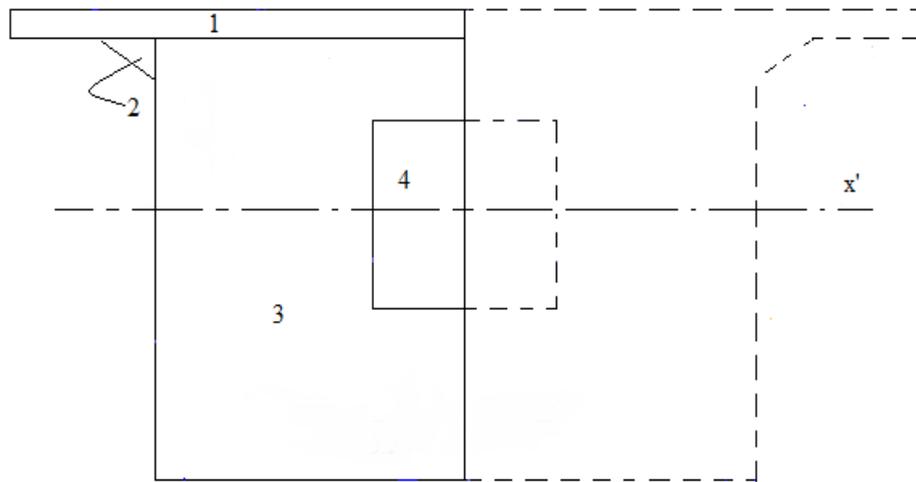


Fig (III.5): Voussoir plein sur pile.

N°	Bi(m)	hi(m)	si(m ²)	yGi(m)	si yGi(m ³)	di(m)	di ² (m ²)	di ² Si(m ⁴)	IGi(m ⁴)	IGi/x(m ⁴)
1	4.85	0.25	1.212	2.675	3.243	1.165	1.357	1.645	0.0063	1.652
2	0.6	0.42	0.126	2.41	0.303	0.9	0.81	0.102	0.00123	0.103
3	2.625	2.55	6.693	1.275	8.534	-0.235	0.055	0.369	3.627	3.996
4	0.425	1	-0.425	1.4	-0.595	-0.11	0.012	0.005	0.035	-0.040
2*Σ			15.214		22.973					11.422

Tab (III.2): Les caractéristiques géométriques du voussoir à la pile.

$X_G = 4.85 \text{ m}$ (par symétrie)

$Y_G = 1.51 \text{ m}$

$S = 15.214 \text{ m}^2$

$IG / x' = 11.422 \text{ m}^4$

$V' = 1.51 \text{ m}$

$V = 1.29 \text{ m}$

$\rho = 0.385$

$C = 0.496 \text{ m}$

$C' = 0.581 \text{ m}$

Introduction

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

IV.1)- Les actions :

IV.1.1)- Les actions permanentes :

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (comme les actions différées du béton : retrait, fluage).

Les actions permanentes comprennent :

- > le poids propre G des éléments de la structure.
- > Le poids des équipements fixe de toute nature (dans le bâtiment par exemple, revêtement de sols et plafonds, cloisons, etc...).
- > Les efforts (poids, poussées et pressions) exercés par des terres, par des solides ou par des liquides dont les niveaux varient peu.
- > Les déplacements différentiels des appuis
- > Les forces dues aux déformations (retrait, fluage) imposées en permanence à la structure

IV.1.2)- Les actions variables :

Les actions variables sont les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Ces actions comprennent :

- > les charges d'exploitation (poids et effets annexes tels que les forces de freinage, effet dynamique, etc...)
- > Les efforts (poids, poussées et pressions) exercés par des solides ou des liquides dont le niveau est variable.
- > Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux, etc...).
- > Les actions naturelles : neige, vent, température climatique ou d'exploitation.

IV.1.3)- Les actions accidentelles :

Les actions accidentelles sont les actions provenant de phénomènes rares et ont une faible durée d'application. Ces actions comprennent :

- > les séismes
- > les cyclones tropicaux
- > les explosions
- > les chocs de véhicules / bateaux

IV.2)- Calcul des charges et surcharges :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.(charges des trottoirs, Revêtement ; dispositif de sécurité).

IV.2.1)- Les charges permanentes (CP) :**IV.2.1.1)- Poids total des voussoirs :**

Puisque le voussoir a une hauteur constante, le calcul du poids dépendra d'une seule section S.

$$P = (P_{v \text{ pile}} \times l_2 \times N_2) + (P_{v \text{ courant}} \times l_1 \times N_1)$$

$$P = [(380,325 \times 8 \times 2) + (151,75 \times 3 \times 54) + (151,75 \times 2)]/180$$

$$P = 30972,2/180 = 172,07 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.1.2)- Les charges complémentaires permanentes(CCP) :**a)-Revêtement :**

poids du revêtement : Une couche de revêtement en béton bitumineux de $e = 7$ cm d'épaisseur placée sur le tablier : $P_{rev} = e l \gamma_{BB}$ ($l = 7,00\text{m}$, $\gamma_{BB} = 2,4 \text{ t/m}^3$).

$$P_{rev} = 1,176 \text{ t/ml.}$$

b)-Poids propre des trottoirs et corniches:

$$P_{tr} = (S_{tr1} + S_{tr2}) \times g_b = (0.4125 + 0.3525) \times 2.5$$

$$P_{tr-cor} = 1.9125 \text{ t/ml}$$

IV.2.1.3)- Glissières de sécurité de pont :

Les glissières dites souples standards sont les plus utilisées elles sont composées d'éléments glissants leurs poids est pris égal :

$$P_{gl} = 0,06 \text{ t/m.}$$

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

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

IV.2.1.4)- Poids Garde corps :

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

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

Donc les compléments des charges permanentes sont :

$$CCP = 3.40 \text{ t/ml.}$$

Poids total du tablier:

$$P_{tot} = CCP + CP \quad P_{tot} = 20,61 \text{ t/ml.}$$

IV.2.2)- Calcul des surcharges routières :**La classe du pont:**

- $L_r \geq 7,00\text{m}$ Un pont de 1^{ère} classe.
- $5,50\text{ m} < L_r < 7,00\text{m}$ Un pont de 2^{ème} classe
- $L_r \leq 5,50\text{m}$ Un pont de 3^{ème} é classe

C'est un pont de **première classe** (largeur roulable =7m) Nombre de voies:
 $N_v = [L_c/3]$

Donc $N_v = [7/3] = 2$ voies.

Largeur d'une voie: $L_v = L_c/N_v$

Ce qui donne : $L_v = 7/2 = 3.5\text{m}$.

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

- La surcharge de type A (L).
- Système Bc, Bt, Br.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

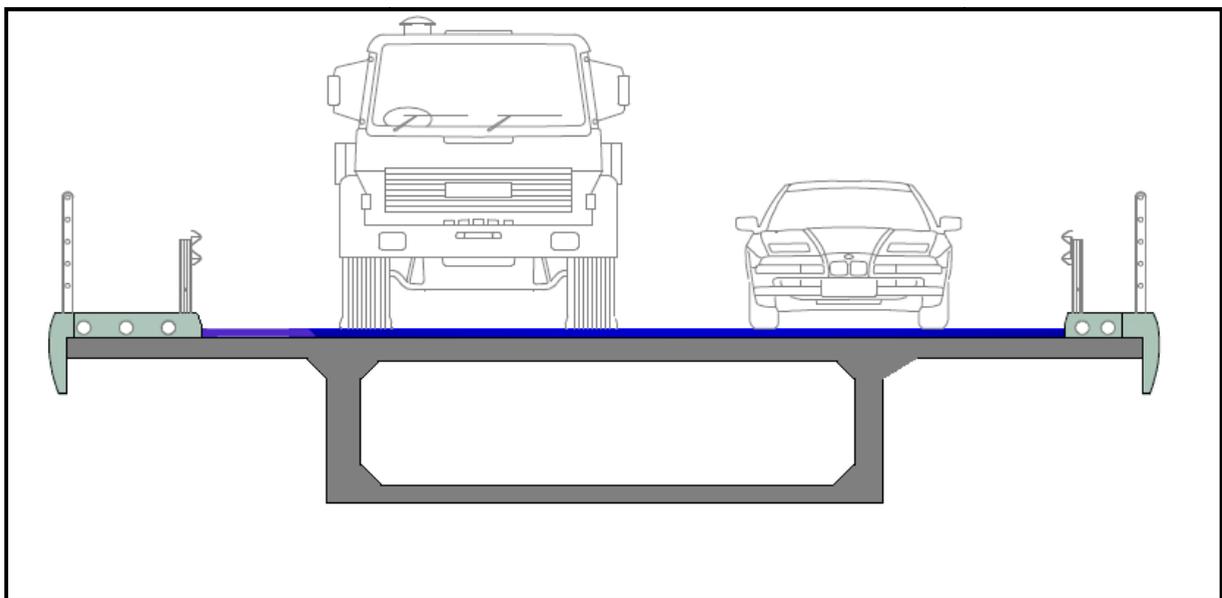


Fig (IV.1): Surcharges routières.

On doit calculer le coefficient de majoration dynamique pour tous les cas possible afin de trouver la valeur maximale ; les cas possibles sont représentés comme suit :

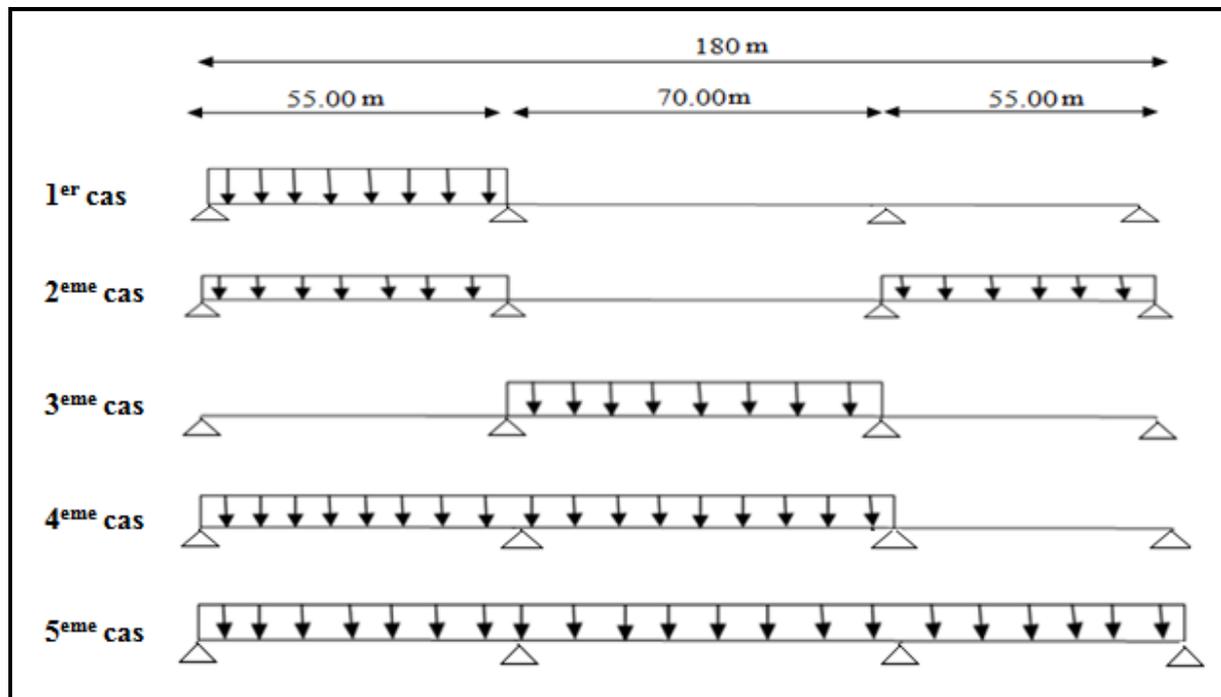


Fig (IV.2): Les cas possibles de chargement.

IV.2.2.1)- Système de charge A (l) :

D’après le fascicule 61 titre II:

A (l): est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L. elle est donnée par la formule suivante:

$$A(l) = 230 + 36000 / (l + 12)$$

1^{er} cas (L= 55 m)

A(l) : pour une travée chargée

L : longueur chargeable (longueur de portée).

$$A(l) = 230 + 36000 / (55 + 12).$$

$$A (L) = 767,31 \text{ kg/m}^2.$$

$$A (L) = 0,767 \text{ t/m}^2.$$

a₁ : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

Nombre de voies		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1er	1	1	0,9	0.75	0.7
	2eme	1	0,9	-	-	-
	3eme	0,9	0,8	-	-	-

Tab (IV.1): Valeurs du coefficient a₁.

$$A(L)_i = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_c$$

Avec: L_c : est la largeur chargée. Alors:

- **Pour une voie chargée :**

$$L_c = 3.5 \text{ m. } a_1 = 1$$

$$a_2 = L_0 / L_v \Rightarrow a_2 = 3,5 / 3.5 = 1$$

Avec : $L_0 = 3,5$ pour un pont de 1^{ère} classe,

L_v : largeur d'une voie.

$$A(L)_1 = 2.68 \text{ t/ml.}$$

- **Pour deux voies chargées :**

$$L_c = 7,00 \text{ m. } a_1 = 1$$

$$a_2 = v_0 / L_v \Rightarrow a_2 = 3,5 / 3.5 = 1$$

$$A(L)_2 = 5.37 \text{ t/ml.}$$

Les valeurs de $A(l)$ pour les autres cas sont dans le tableau suivant :

	L(m)	A(l) t/m ²	a ₁	a ₂	A(L) _{1v} (t/m ²)	A(L) _{2v} (t/m ²)
1er cas	55	0.767	1	1	2.68	5.37
2ème cas	110	0.52	1	1	1.83	3.64
3ème cas	70	0.67	1	1	2.34	4.68
4ème cas	125	0.49	1	1	1.72	3.44
5ème cas	180	0.41	1	1	1.46	2.92

Tab (IV.2): Valeurs de A(L) pour les 5 cas possible.

IV.2.2.2)- Système B :

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

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).
- ✓ Le système B_t se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t) ».
- ✓ Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

a)-Surcharge B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant 6 t.
- Longueur d'encombrement 10,5 m.
- Largeur d'encombrement 2,5 m.

- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

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

○ **Disposition dans le sens transversal :**

c'est 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, les files peuvent être accolées ou non.

○ **Disposition dans le sens longitudinal :**

c'est nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour 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.

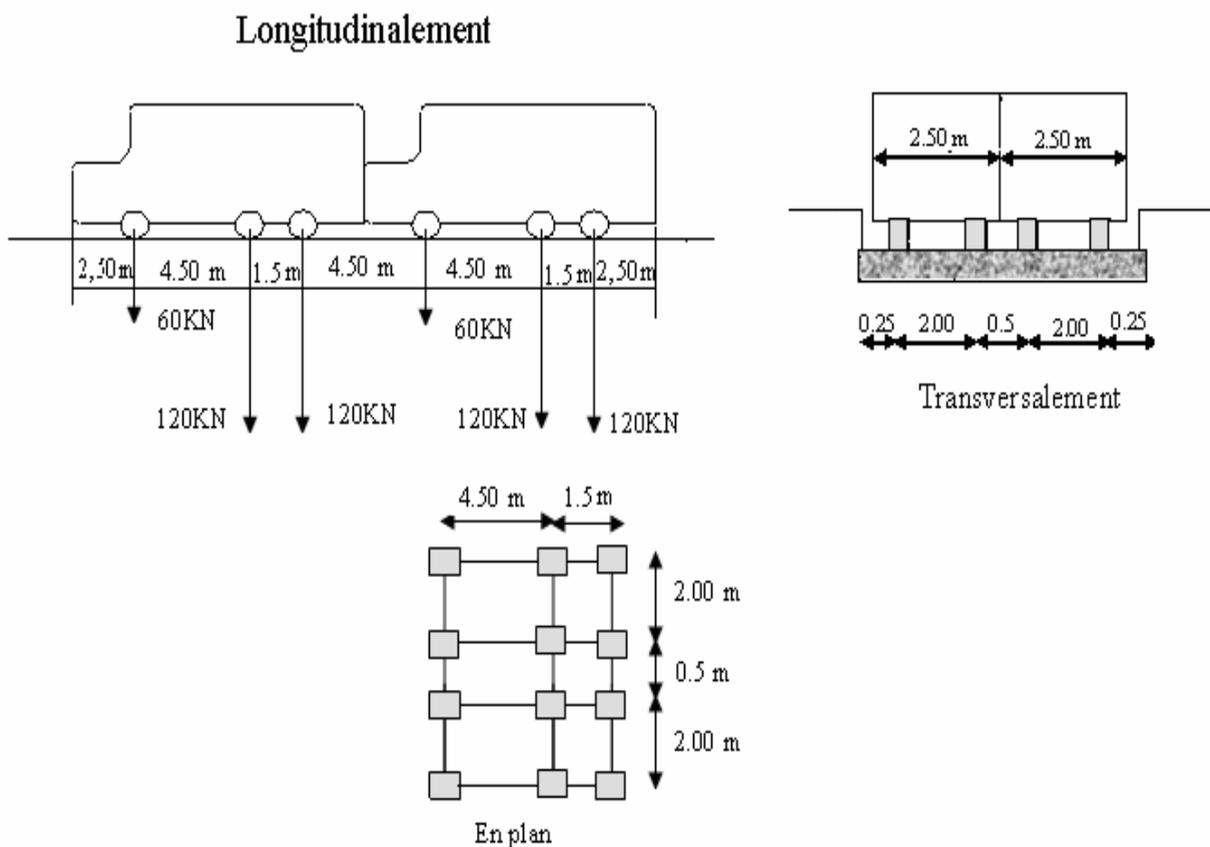


Fig (IV.3): Dimensions du système Bc.

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

Classe du Pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	//	//	//
3	1	0,8	//	//	//

Tab (IV.3): Valeurs du coefficient b_c .

○ **Calcul des coefficients dynamiques :**

Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

1^{er} cas $L=55m$

- **Pour une voie chargée :**

$L = 55m$: portée de travée.

G : La charge permanente. $G = 20,61 \times 55 = 1133,55$ t.

S : Surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

$$b_c = 1.2$$

$$S = 30 \times 2 \times 1.2 = 72$$

$$\delta = 1.042$$

- **Pour deux voies chargées**

$L = 55m$: portée de travée.

G : La charge permanente. $G = 20,61 \times 55 = 1133,55$ t.

S : Surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

$$b_c = 1.1$$

$$S = 30 \times 4 \times 1.1 = 132$$

$$\delta = 1.05$$

Les valeurs de δ_{bc} pour les autres cas sont dans le tableau suivant :

	L(m)	G(t)	S ₁ (t)	S ₂ (t)	δ_1	δ_2
1er cas	55	1133.55	72	132	1.042	1.05
2ème cas	110	2267.1	72	132	1.022	1.018
3ème cas	70	1442.7	72	132	1.034	1.04
4ème cas	125	2576.25	72	132	1.019	1.023
5ème cas	180	3709.8	72	132	1.013	1.016

Tab (IV.4): Valeurs de δ_{bc} pour les 5 cas.

Le système Bc est majoré par $\delta = 1.05$

b)- Surcharge Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux (2 x 16 t), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5m de large.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt qui est présenté dans le tableau suivant :

Classe du pont	1	2
bt	1	0,9

Tab (IV.5): Valeurs de coefficient bt .

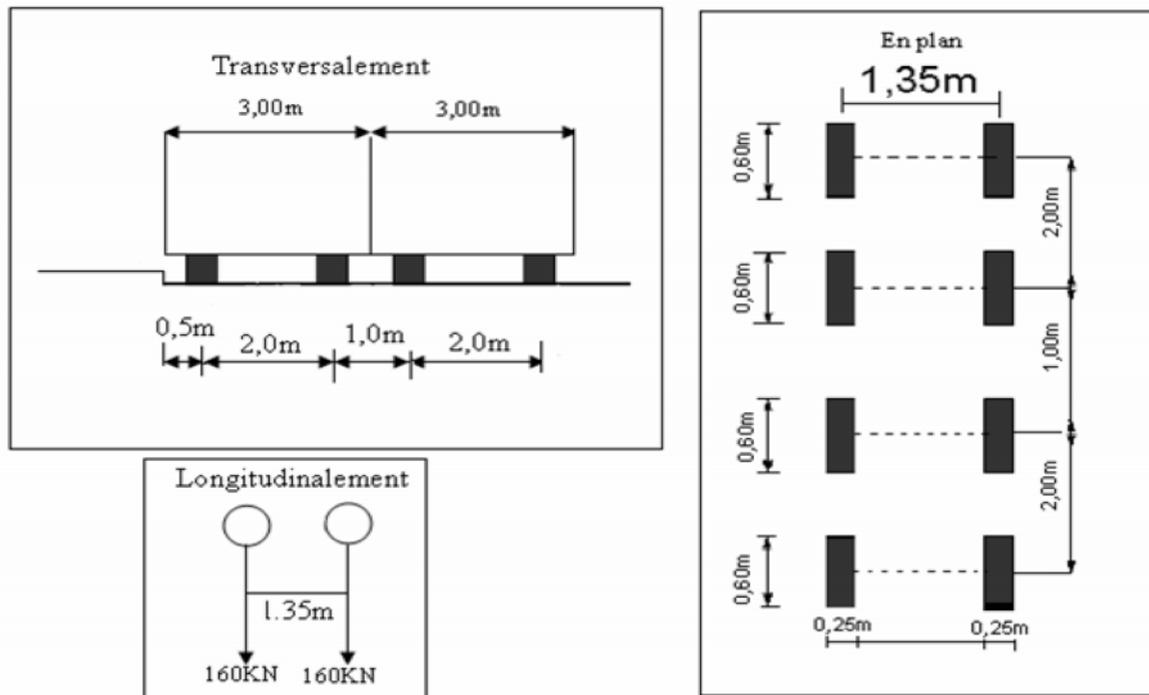


Fig (IV.4): Dimensions du système Bt.

○ Calcul des coefficients dynamiques :

1^{er} cas L=55m

• Pour une voie chargée :

L = 55m : portée de travée.

G : La charge permanente. $G = 20,61 \times 55 = 1133,55$ t.

S : Surcharge Bt maximale multipliée au préalable par b_t .

$$b_t = 1$$

$$S = 32 \times 1 \times 1 = 32$$

$$\delta = 1.037$$

• Pour deux voies chargées

L = 55m : portée de travée.

G : La charge permanente. $G = 20,61 \times 55 = 1133,55$ t.

S : Surcharge Bt maximale multipliée au préalable par b_t .

$$b_t = 1$$

$$S = 32 \times 2 \times 1 = 64$$

$$\delta = 1.041$$

Les valeurs de δ_{bt} pour les autres cas sont dans le tableau suivant :

	L(m)	G(t)	S ₁ (t)	S ₂ (t)	δ_1	δ_2
1er cas	55	1133.55	32	64	1.037	1.041
2ème cas	110	2267.1	32	64	1.019	1.021
3ème cas	70	1442.7	32	64	1.03	1.033
4ème cas	125	2576.25	32	64	1.017	1.019
5ème cas	180	3709.8	32	64	1.012	1.013

Tab (IV.6): Valeurs de δ_{bt} pour les 5 cas.

Le système Bt est majoré par $\delta = 1.041$

c)- Surcharge Br:

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

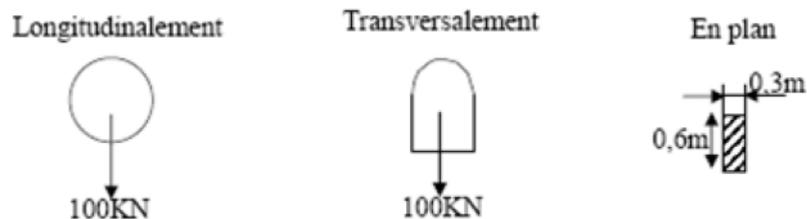


Fig (IV.5): Dimensions du système Br.

o Calcul des coefficients dynamiques :

1^{er} cas L=55m

L = 55m : portée de travée.

G : La charge permanente. $G = 20,61 \times 55 = 1133,55$ t.

S : Surcharge Br maximal.

$$S=10t$$

$$\delta = 1.034$$

Les valeurs de δ_{br} pour les autres cas sont dans le tableau suivant :

	L(m)	G(t)	S	δ
1er cas	55	1133.55	10	1.034
2ème cas	110	2267.1	10	1.018
3ème cas	70	1442.7	10	1.027
4ème cas	125	2576.25	10	1.016
5ème cas	180	3709.8	10	1.011

Tab (IV.7): Valeurs de δ pour tous les 5 cas.

Le système Br est majoré par $\delta = 1.034$

IV.2.2.3)- Surcharges militaires MC120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois. Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

Poids totale : 110t.

Longueur d'une chenille : 6,10m. Largeur d'une chenille : 1,00m.

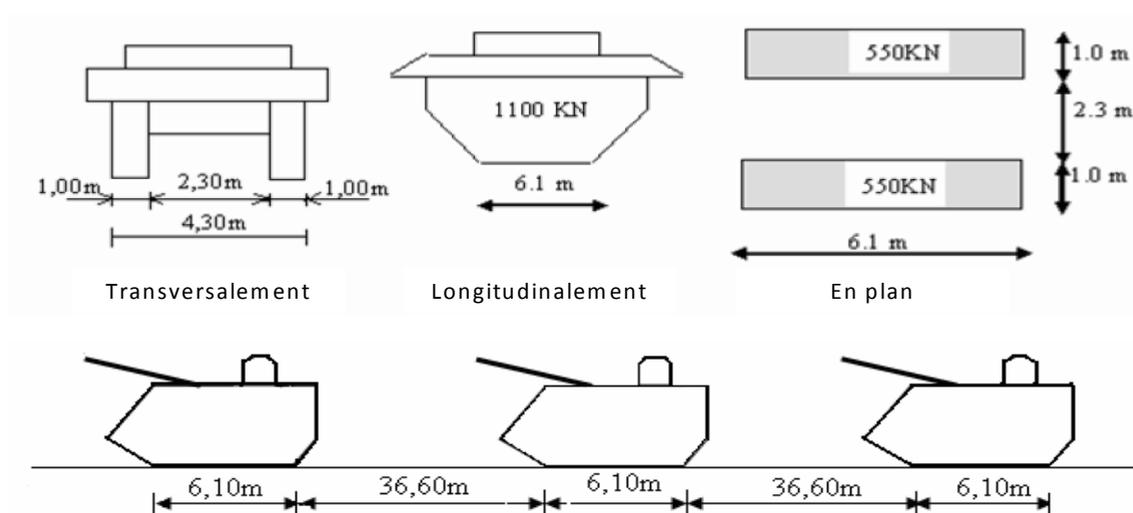


Fig (IV.6): Dimensions du convoi Mc120.

1^{er} cas L=55.00m

L=55.00 m. G=1133.55t

S =110t.

$\delta =1,047$

Les valeurs de δ MC120 pour les autres cas sont dans le tableau suivant :

	L(m)	G(t)	S	δ
1er cas	55	1133.55	220	1.061
2ème cas	110	2267.1	330	1.038
3ème cas	70	1442.7	220	1.049
4ème cas	125	2576.25	330	1.034
5ème cas	180	3709.8	550	1.032

Tab (IV.8): Valeurs de δ MC₁₂₀ pour les 5 cas.

Le système MC120 est majoré par $\delta =1.061$

IV.2.2.4)- Convoie exceptionnelle (D240) :

Ce convoie comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

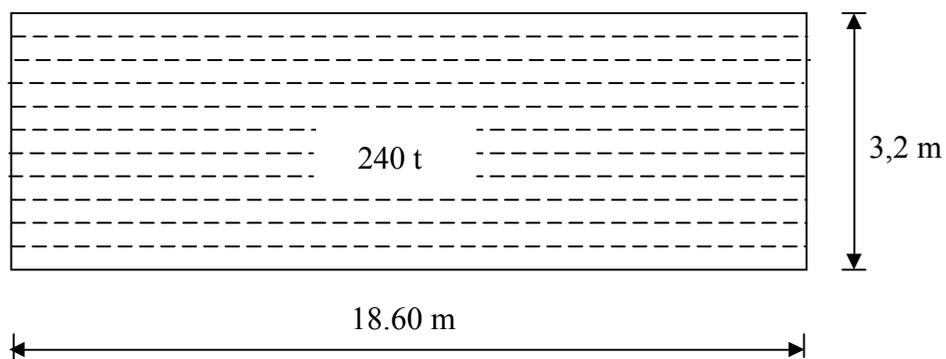


Fig (IV.7): Dimensions du convoi D240.

IV.2.3)- Surcharges sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Premier trottoir chargé (coté droit) : $P_1 = 0,15 \times 1,5m = 0,225 \text{ t/ml}$.

Deuxième trottoir chargée (coté gauche) : $P_2 = 0,15 \times 1,20m = 0,18 \text{ t/ml}$.

Les deux trottoirs chargés : $P_t = 0,405 \text{ t/ml}$.

IV.2.4)- Vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition 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 du vent est égale à 2 N/m² selon le fascicule 61-titre II).

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

IV.2.5)- Température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de Draa Ben Khedda $\Delta T = \pm 12^\circ\text{C}$.

IV.2.6)- Forces de freinage :

Pour la vérification de l'aptitude en service, la valeur à courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

IV.2.7)- Le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par conséquent de garantir la sécurité structurale.

Le territoire national étant divisé en quatre 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**

IV.3)- Combinaisons de charges :

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

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

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,2
Système BC	1,6	1,2
MC120	1,35	1
D240	1,35	1
Température (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	0
Surcharge de Trottoirs ST	1,6	1,2
freinage	1,6	1,2

Tab (IV.9): Valeurs des coefficients de majorations.

Les combinaisons mentionnées ne sont pas considérer simultanément, seul qui apparaît comme les plus défavorables qui sont à étudier.

Combinaisons de charges à L'E.L.U et à L'E.L.S

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro
A L'ELU	1,35G+1,6(A(I) +ST)	1
	1,35G +1,6(B _C +ST)	2
	1,35G +1,35MC120	3
	1,35G +1,35D240	4
	1,35G+1,5W	5
A L'ELS	G +1,2(A(I) +ST)	6
	G +1,2(BC +ST)	7
	G + MC120	8
	G + D240	9
	G +1,2(A(I) +ST) +0,5 ΔT	10
	G +1,2(BC +ST) +0,5 ΔT	11
	G +W	12
	G +T	13

Tab (IV.10): Tableau des combinaisons.

Introduction

La stabilité du fléau est assurée par différentes méthodes, la plus courante et la plus économique est celle de l'encastrement provisoire, donc pour l'évaluation des efforts agissants sur chaque voussoir, on considère seulement le demi-fléau en raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile (La phase de construction de la console est une phase isostatique, le tablier travaillant en console).

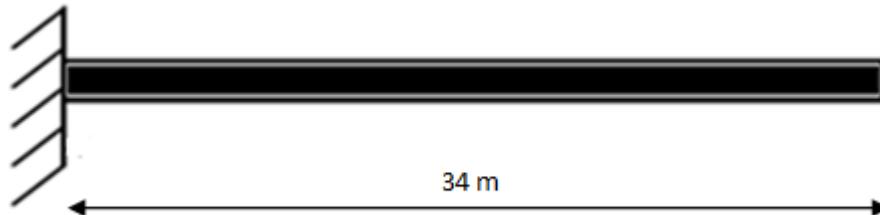


Fig (V.1) : Phase de construction de la console

V.1)- Phases d'exécution :

Les ponts construits en encorbellements successifs 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 de 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.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; Celle-ci s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Les schémas ci-dessous expliquent les phases de construction :

V.1.1)- Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P1 et P2) :

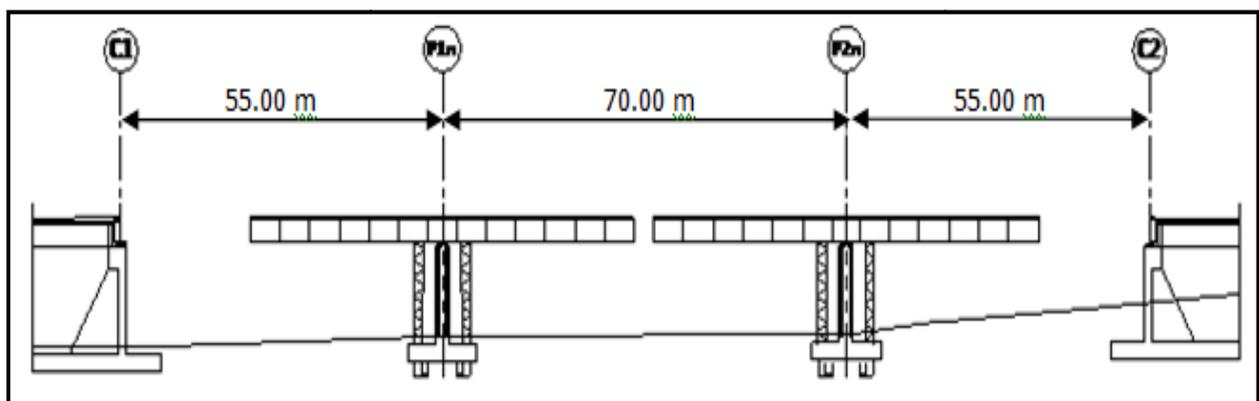


Fig (V.2): La première Phase de réalisation des fléaux.

V.1.2)- Clavage des deux fléaux de rive avec les culées :

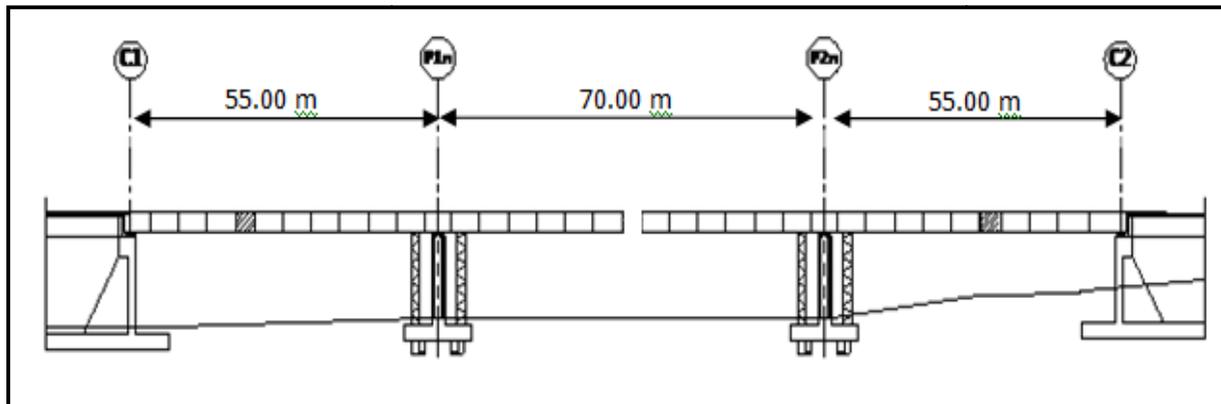


Fig (V.3): La deuxième Phase de réalisation des fléaux.

V.1.3)- Clavage des fléaux sur les piles centrales:

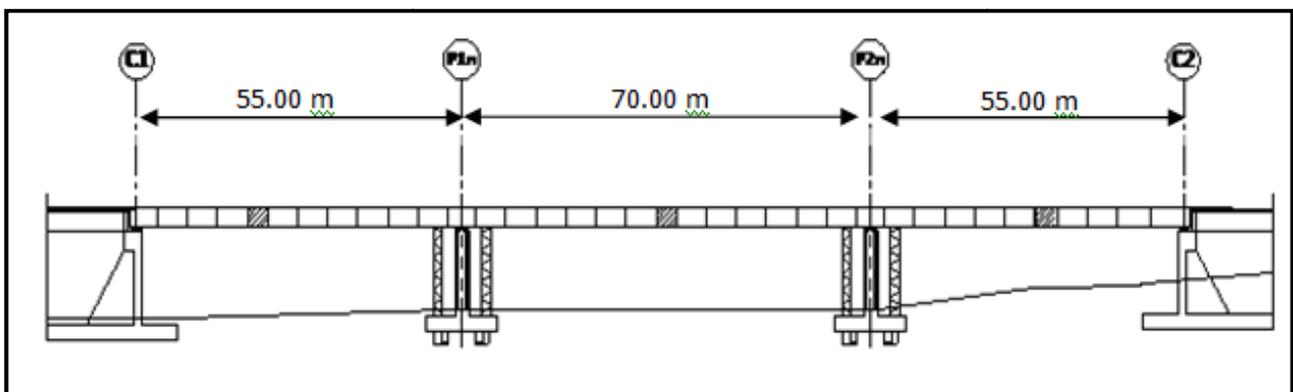


Fig (V.4): La troisième Phase de réalisation des fléaux.

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

Dans notre projet on va étudier $\frac{1}{2}$ fléau, l'abscisse "x" est comptée à partir de l'axe de la pile.

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes : [SETRA]

➤ **Le poids propre du tablier (G):**

➤ **Les surcharges de chantier :** On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie 200 N/m^2 et une surcharge concentrée de **50+5b**

Avec b : largeur de tablier.

D'où la surcharge concentrée est de **98.5 kN** appliquée à mi travée.

➤ **Equipage mobile :** On prend le poids de l'équipage mobile 55 tonnes concentrée au bout de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

- **Le vent (Qw) :** D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à 100kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125kg/ m² sinon. Donc pour notre cas on prend 125 kg/ m² soit qui est égal à **0,125 t/m²**.
- **Surcharges accidentelles (FA):** Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.
Cette surcharge est égal à deux foi celle de l'équipage mobile donc **110t**.

Pour des raisons de symétrie on fait l'étude d'un seul fléau qui sera construit à partir de la pile, voir la figure ci-dessous :

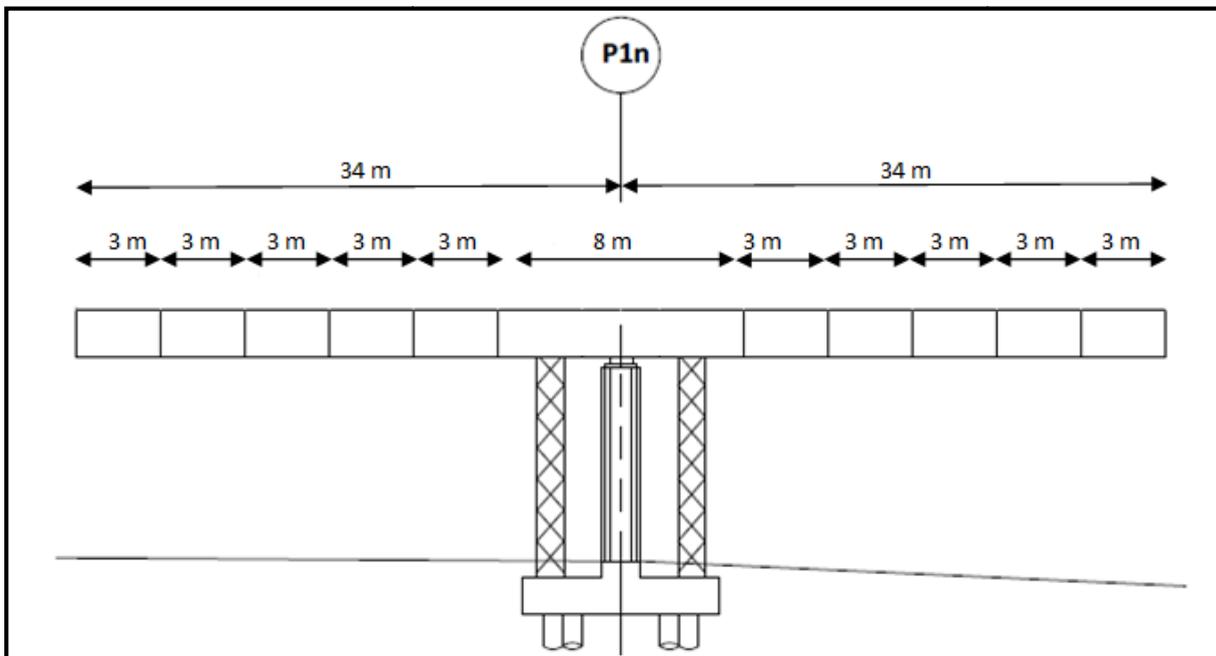


Fig (V.5): La distribution des voussoirs sur la pile.

V.3)- Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

V.3.1)-Effets du poids propre dans un demi-fléau isostatique :

Pour le 1/2 fléau on a deux sections, section de voussoir sur pile (VSP) et section de voussoir en travée (VS).

- $S_{VSP} = 15.214 \text{ m}^2$.

- $S_{VS} = 6.071 \text{ m}^2$.

- Les charges réparties sont comme suit :

$$q(t/ml) = S \times \gamma_b.$$

- Les poids des voussoirs sont comme suit :

$$P(t) = g \times L.$$

γ_b : désigne le poids volumique du béton ($\gamma_b=2.5\text{t/m}^3$).

S : la section de voussoir.

L : longueur de répartition des voussoirs, ($L_{VSP}= 8\text{m}$; $L_{VS}= 3\text{m}$).

Donc :

$$g_1 = 10.438 \times 2.5 = 26.095 \text{ t/ml.} \quad P_{VSP} = 19.62 \times 8 = 121,416 \text{ t.}$$

$$g_2 = 6.071 \times 2.5 = 15.177 \text{ t/ml.} \quad P_{VS} = 13.07 \times 3 = 114,105 \text{ t.}$$

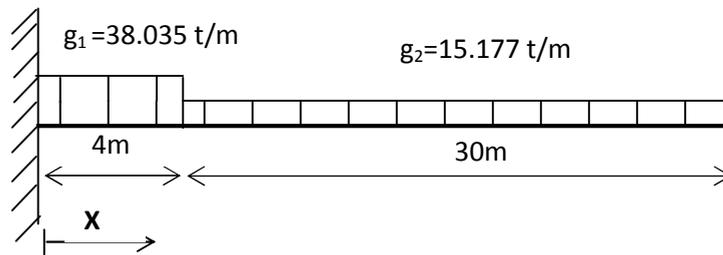


Fig (V.6): Schéma statique de fléau (g).

Les équations des sollicitations :

Pour : $0 \leq x \leq 4$

- Effort tranchant :

$$V(x) = -38.035x + 607.45.$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = -19.0175x^2 + 607.45x - 8955.17$$

Pour : $4 \leq x \leq 34$

- Effort tranchant :

$$V(x) = -15.177X + 516.018$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = -7.588x^2 + 516.018x - 8772.306$$

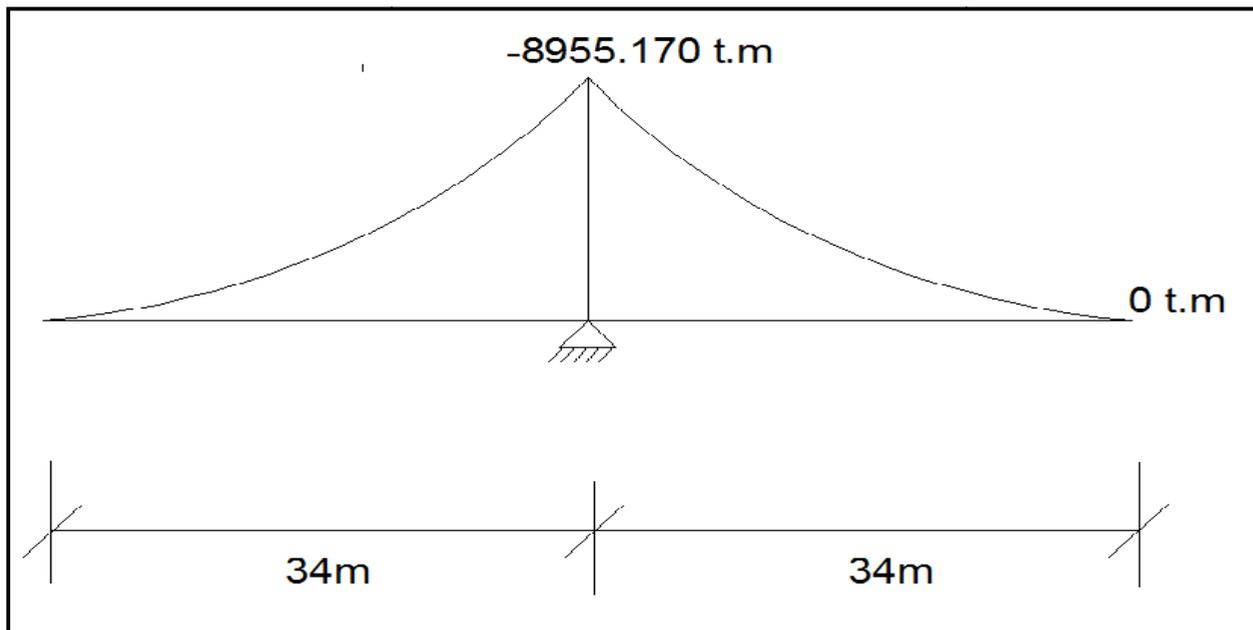


Fig (VI.7): Diagramme des moments fléchissant du fléau sous G.

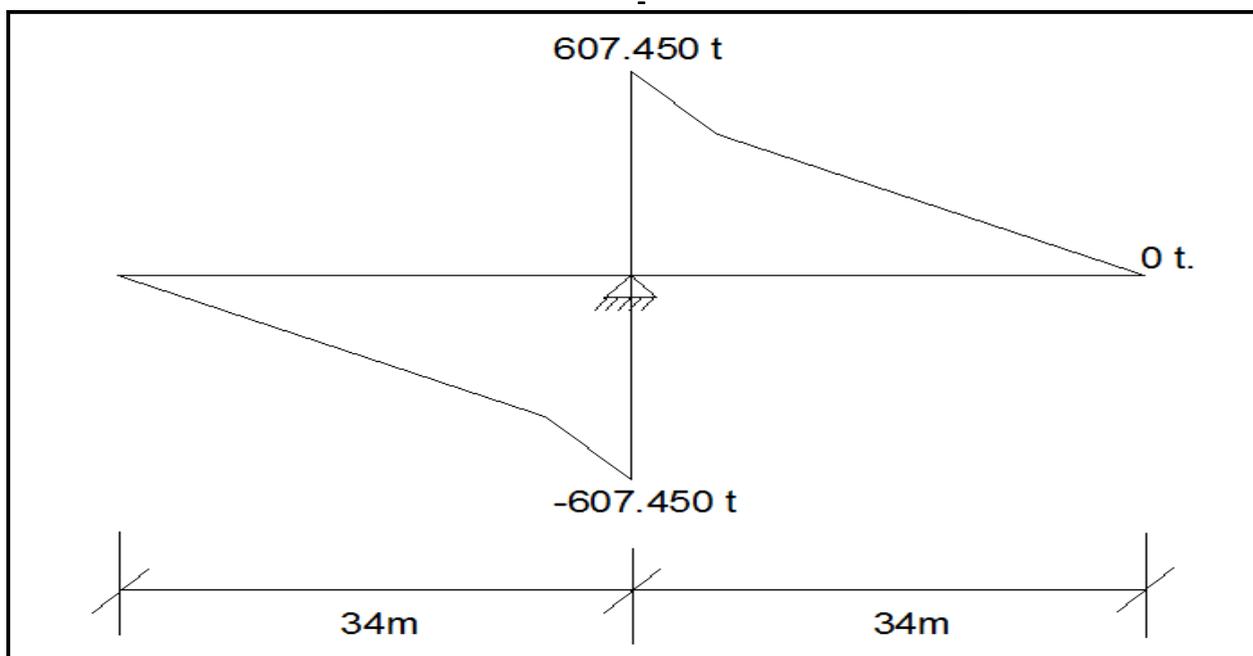


Fig (V.8): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous G.

V.3.2)-Effets de surcharges de chantier dans un demi-fléau isostatique :

a)- La surcharge uniformément répartie :

On considère une surcharge de chantier répartie de $200\text{N/m}^2 = 0.02 \text{ t/m}^2$

Soit : $Q_r = 0.02 \times 9.7 = 0.194 \text{ t/ml}$ (avec : $l = 9.7 \text{ m}$: largeur du tablier).

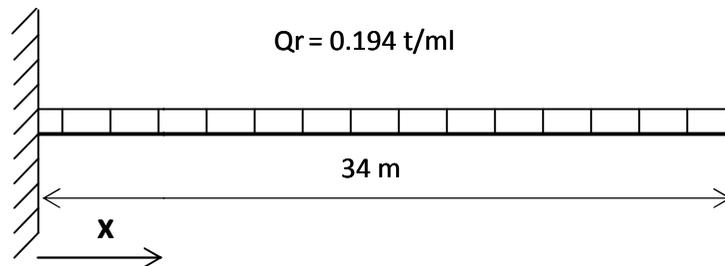


Fig (V.9): Schéma statique de fléau (Qr).

Les équations des sollicitations :

- l'effort tranchant :

$$V(x) = -0.194x + 6.59$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = -0.097x^2 + 6.596x - 112.132$$

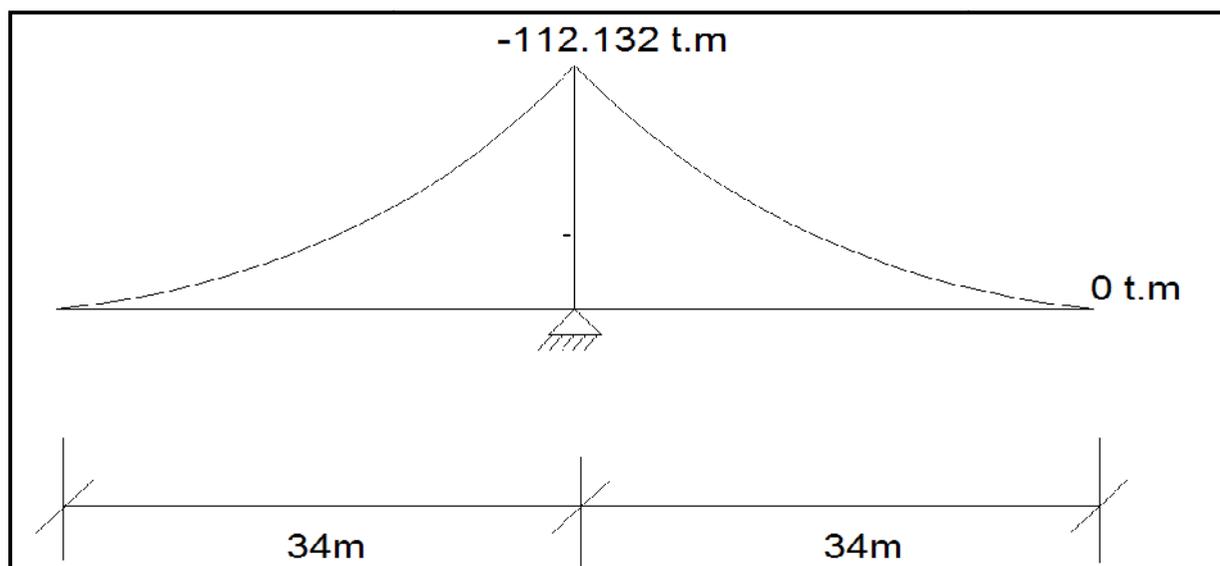


Fig (V.10): Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Qr.

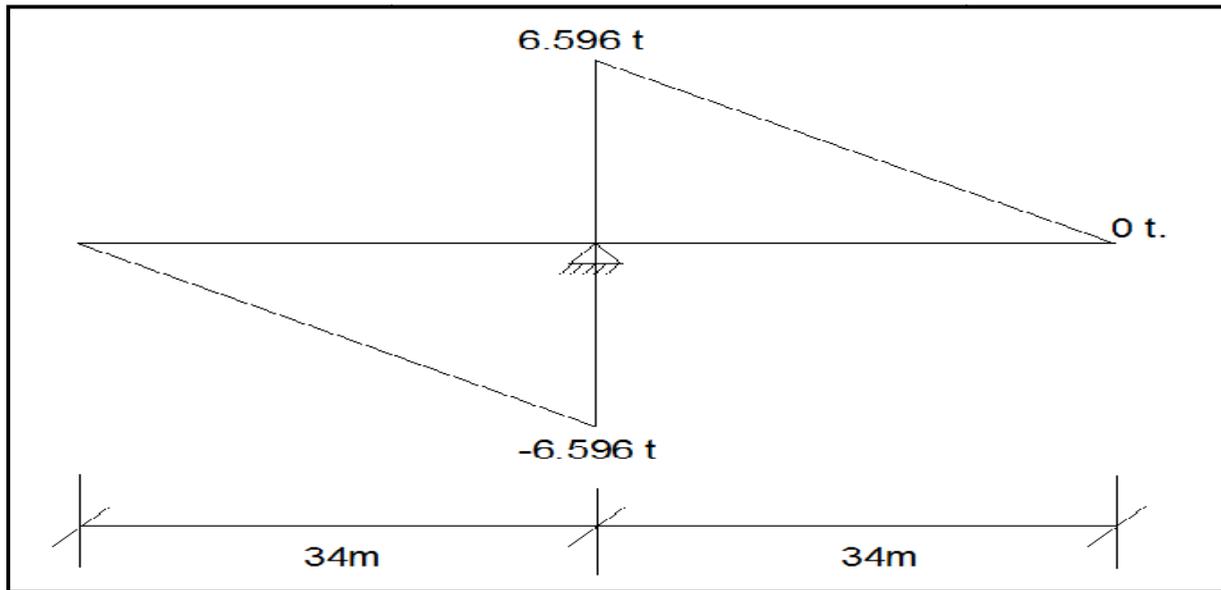


Fig (V.11): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Qr.

b)-La surcharge concentrée :

On considère une surcharge de chantier concentrée (Q_c) de $98.5\text{KN/m}^2 = 9.85 \text{ t/m}^2$

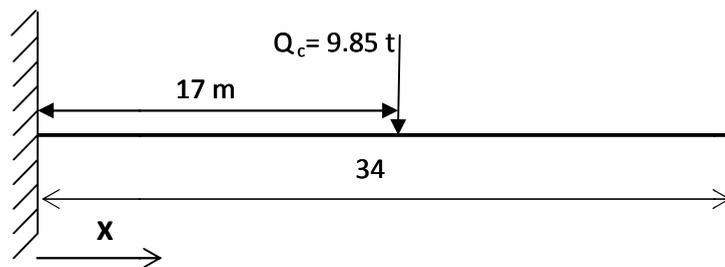


Fig (V.12): Schéma statique de fléau (Q_c).

Les équations des sollicitations :

Pour : $0 \leq x \leq 17$

- Effort tranchant :
 $V(x) = 9.85 \text{ t}$

- Moment fléchissant :
 $M(x) = 9.85x - 167.45$

Pour : $17 \leq x \leq 34$

- Effort tranchant :
 $V(x) = 0$

- Moment fléchissant :
 $M(x) = 0$

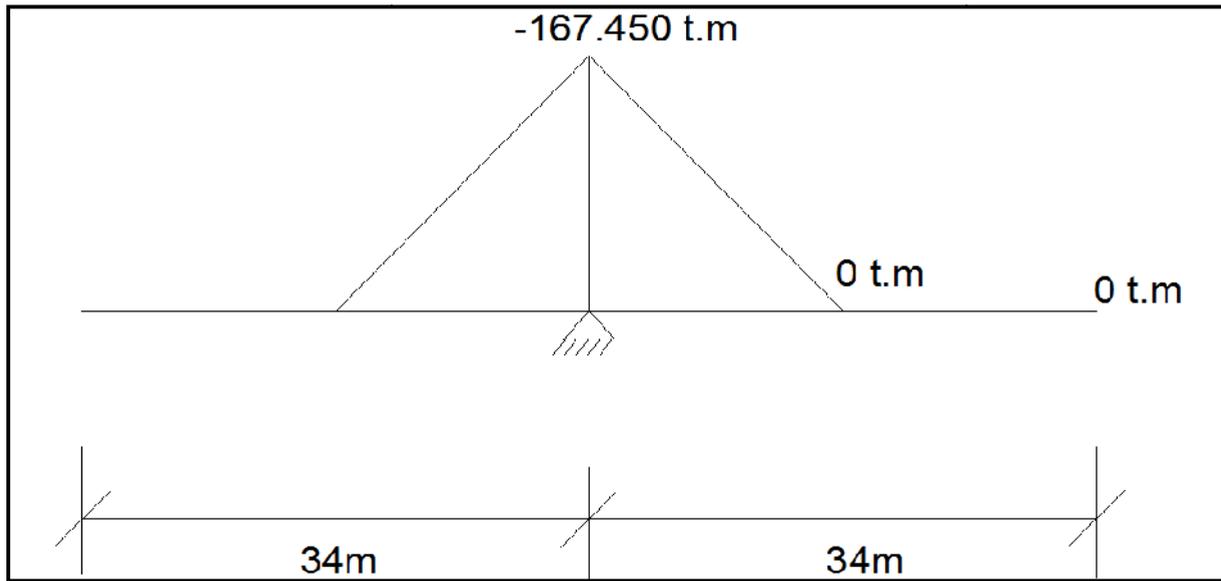


Fig (V.13): Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_c .

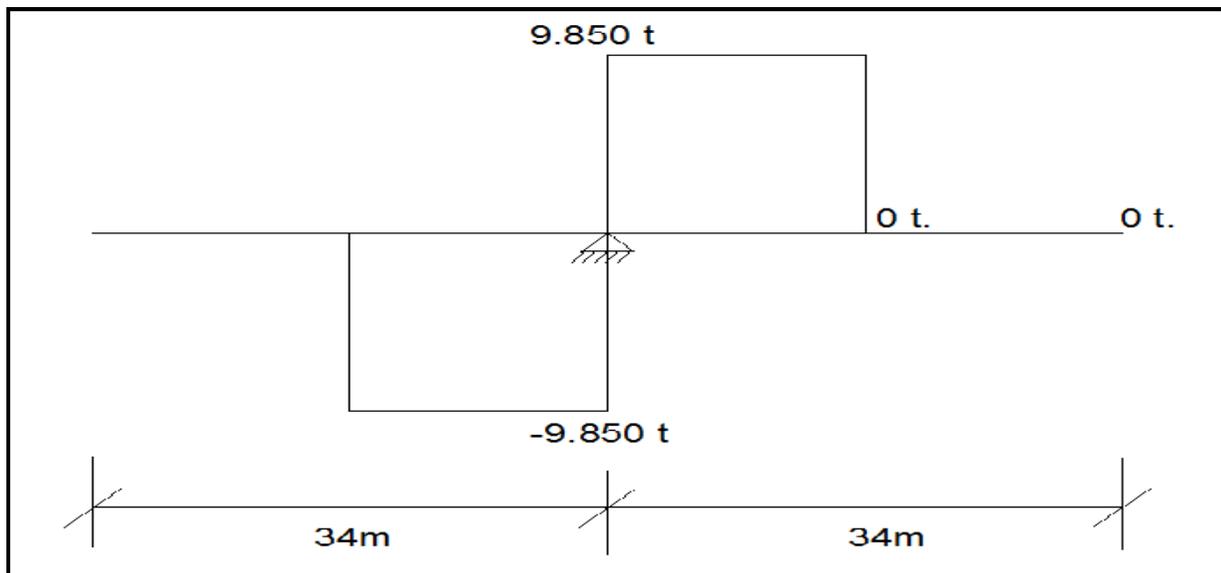


Fig (V.14): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_c .

V.3.3)-Effets du l'équipage mobile dans un demi-fléau isostatique :

On considère une surcharge de l'équipage mobile concentrée (Q_{em}) de 55 t

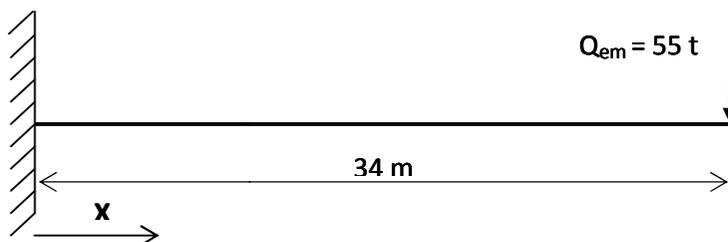
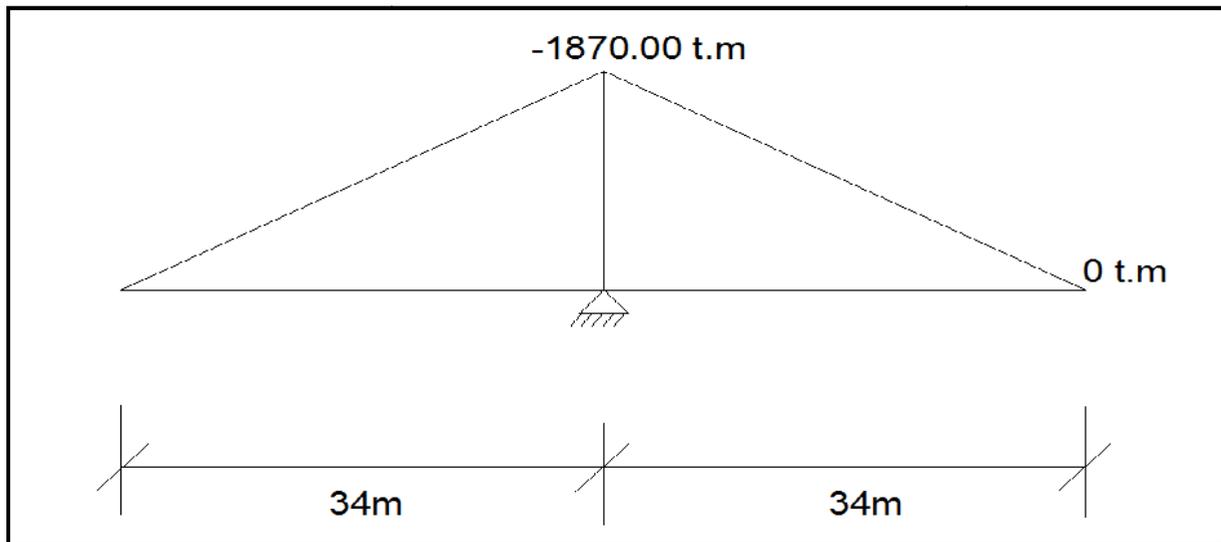


Fig (V.15): Schéma statique de fléau (Q_{em}).

Les équations des sollicitations :

- l'effort tranchant :
 $V(x) = 55 \text{ t}$

- moment fléchissant :
 $M(x) = 55x - 1870$



F (igV.16): Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Qem.

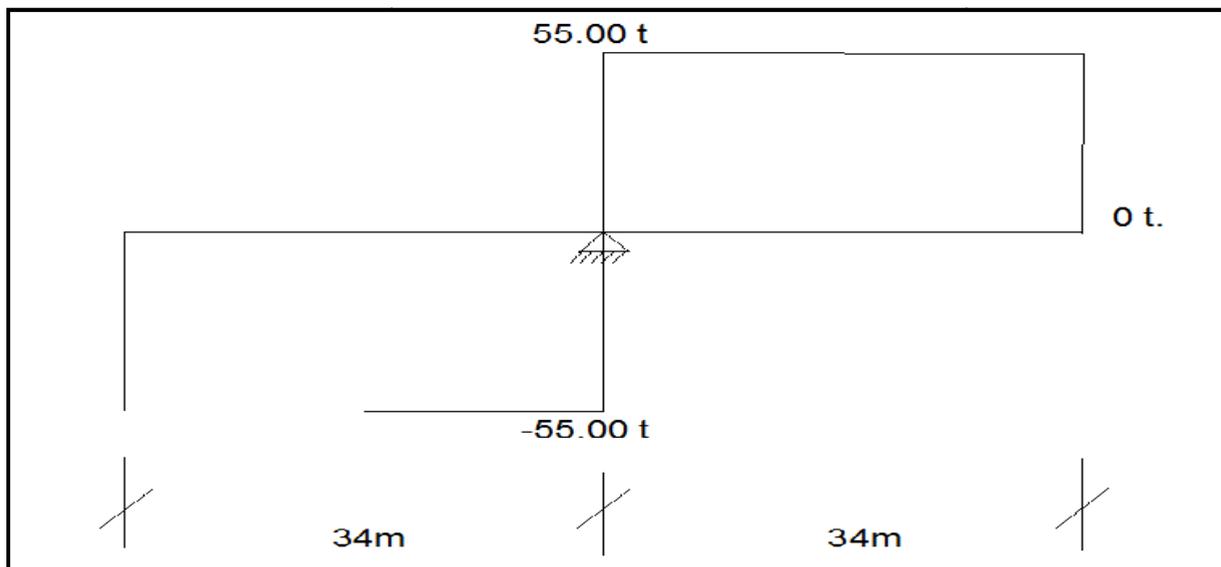


Fig (V.17): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Qem.

V.3.4)-Effets du vent dans un demi-fléau isostatique :

D'après le fascicule 61 titres 2, on prend une surcharge du vent répartie de 125 Kg/m^2

Soit 0.125 t/m^2 .

$$Q_v = - (0.125 \times 9.7) = -1.212 \text{ t/ml}$$

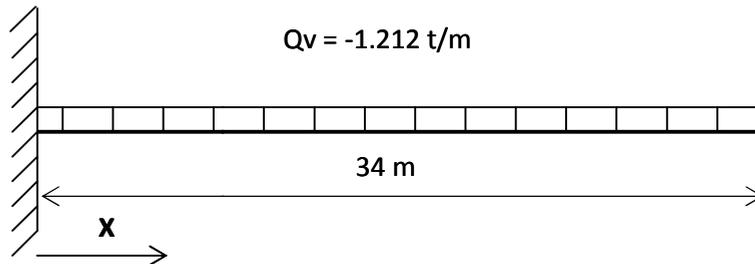


Fig (V.18): Schéma statique de fléau (Q_v).

Les équations des sollicitations

- Effort tranchant :

$$V(x) = 1.212x - 41.208$$

- moment fléchissant :

$$M(x) = 0.606x^2 - 41.208x + 700.536$$

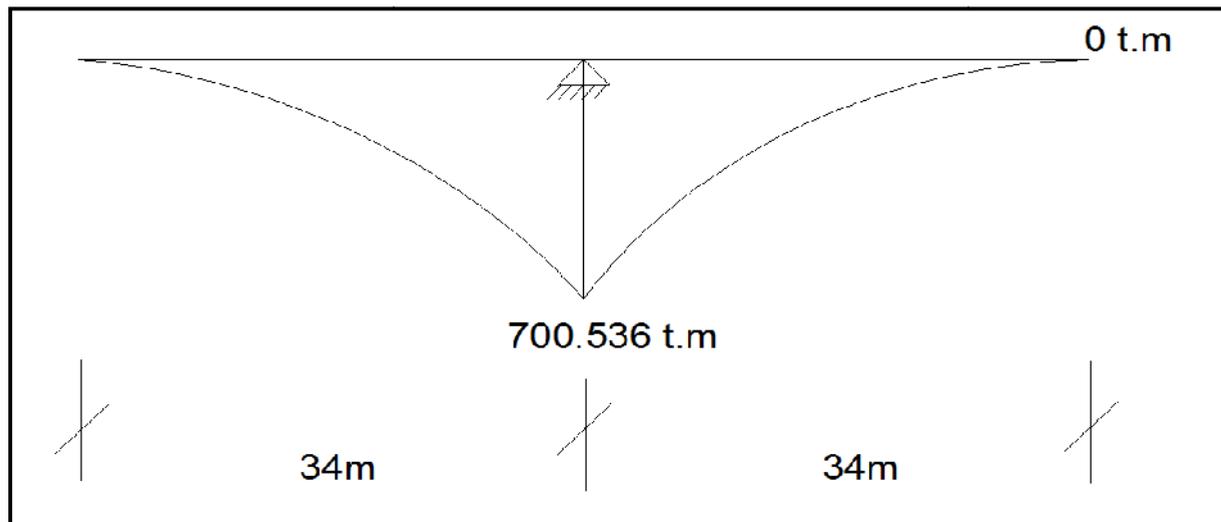


Fig (V.19): Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_v .

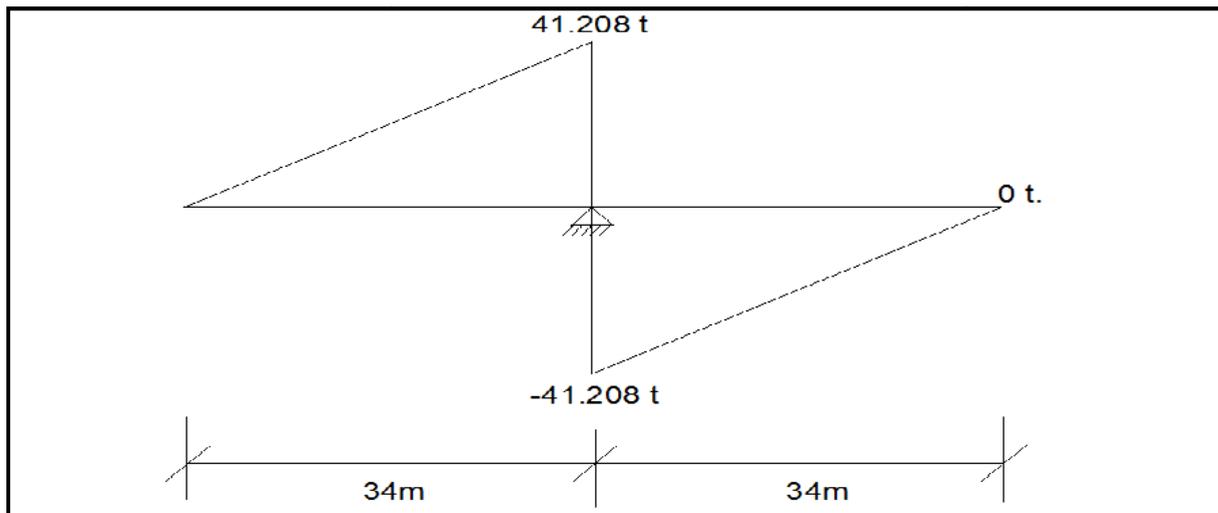


Fig (V.20): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_v .

V.3.5)-Effets du Surcharges accidentelles dans un demi-fléau isostatique :

Cette surcharge est considérée deux fois celle de l'équipage mobile donc $FA=110$ t.

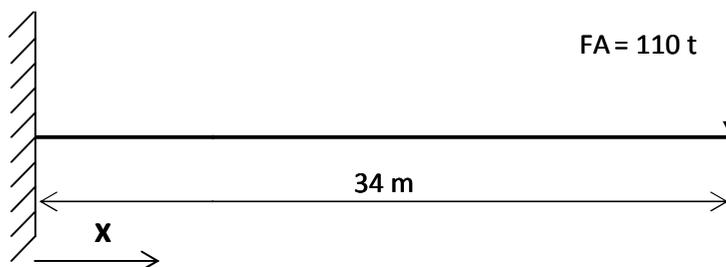


Fig (V.21): Schéma statique de fléau (FA).

Les équations des sollicitations :

- l'effort tranchant :

$$V(x) = 110 \text{ t}$$

- moment fléchissant :

$$M(x) = 110 x - 3740$$

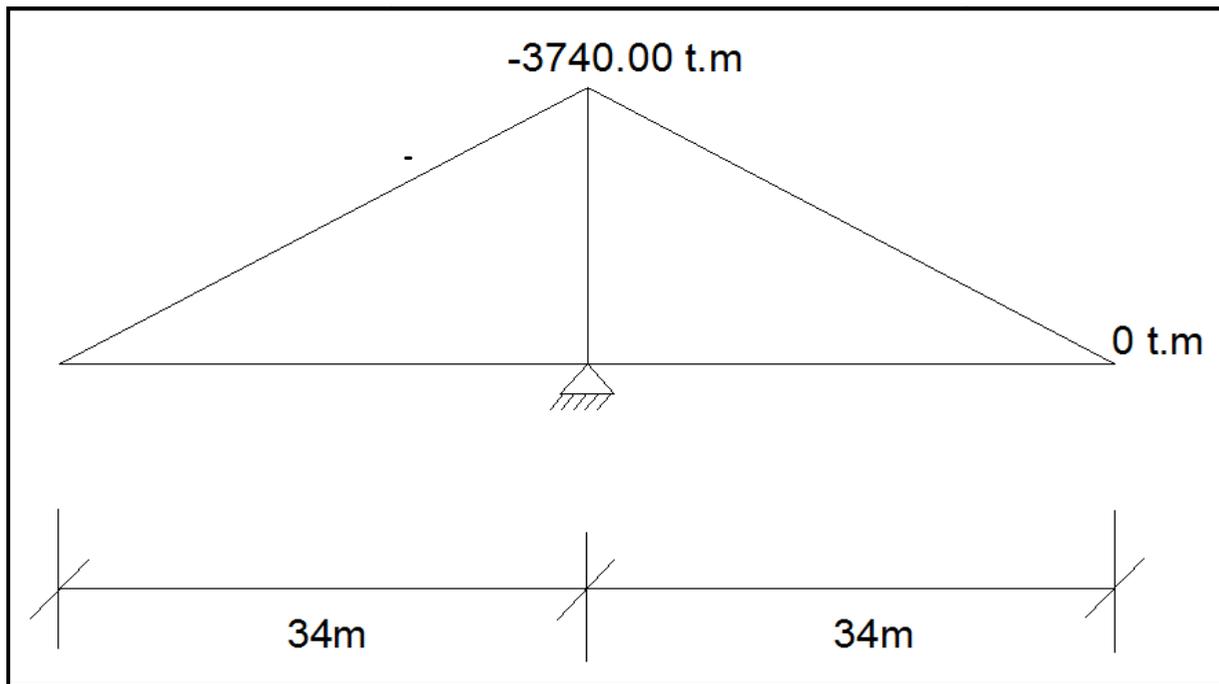


Fig (V.22): Diagramme des moments fléchissant du fléau sous FA.

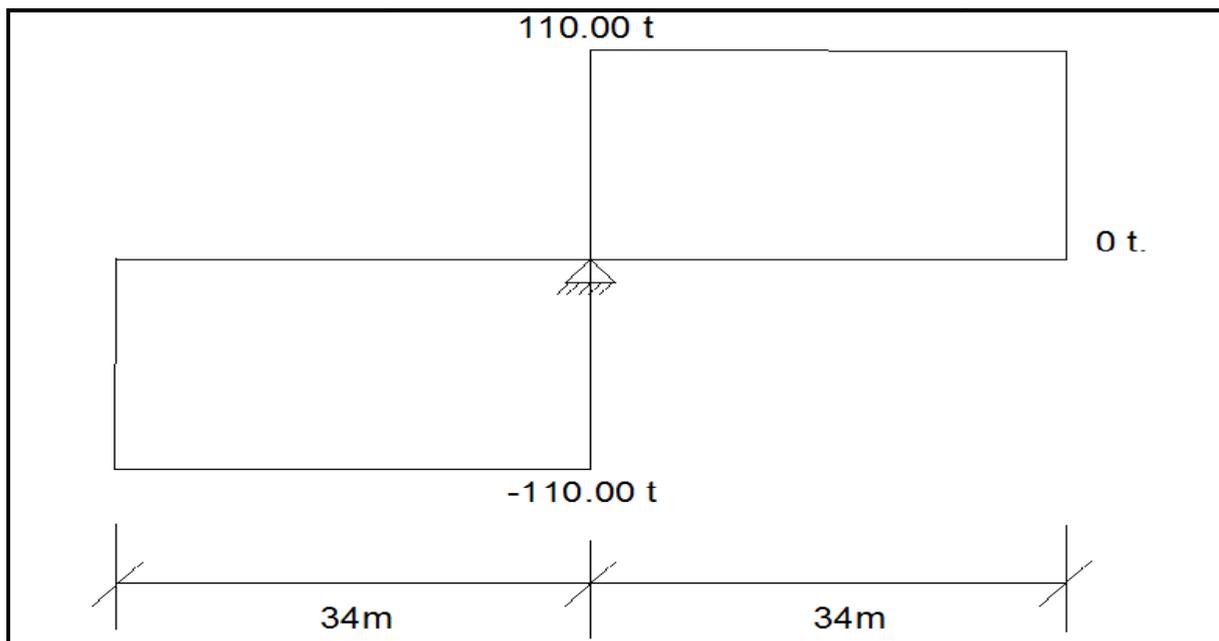


Fig (V.23): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous FA.

Le tableau c'est dessous représente Les résultats de chaque effort:

X(m)	poids propre		surcharges de chantier				l'équipage mobile		le vent		charges accidentelles	
	M(t.m)	V(t)	repartie		concentrée		M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)	M(t.m)	V(t)
0	-8955,17	607,45	-112,132	6,59	-167,45	9,85	-1870	55	700,536	-41,208	-3740	110
4	-6829,65	455,31	-87,3	5,814	-128,05	9,85	-1650	55	545,4	-36,36	-3300	110
7	-5532,017	409,779	-70,713	5,232	-98,5	9,85	-1485	55	441,774	-32,724	-2970	110
10	-4370,976	364,248	-55,872	4,65	-68,95	9,85	-1320	55	349,056	-29,088	-2640	110
13	-3346	318,717	-42,777	4,068	-39,4	9,85	-1155	55	267,246	-25,452	-2310	110
16	-2458,674	273,186	-31,428	3,486	-9,85	9,85	-990	55	196,344	-21,816	-1980	110
19	-1707,412	227,655	-21,825	2,904	0	0	-825	55	136,35	-18,18	-1650	110
22	-1092,744	182,125	-13,968	2,322	0	0	-660	55	87,264	-14,544	-1320	110
25	-614,668	136,593	-7,857	1,74	0	0	-495	55	49,086	-10,908	-990	110
28	-273,186	91,062	-3,492	1,158	0	0	-330	55	21,816	-7,272	-660	110
31	-68,296	45,531	-0,873	0,576	0	0	-165	55	5,454	-3,636	-330	110
34	0	0	0	0	0	0	0	55	0	0	0	110

Tab (V. 1): Les résultats de chaque effort.

V.4)- combinaisons d'action en construction :

Selon STERA les combinaisons sont :

- Combinaisons en situation temporaire de construction :

$A_1 - 1,1(G_{max}+G_{min}) + 1,25(Q_{em \ max} + Q_{em \ min} + Q_r+Q_c+Q_v)$

$A_2 - 0,9(G_{max}+G_{min}) + 1,25(Q_{em \ max} + Q_{em \ min} + Q_r+Q_c + Q_v)$

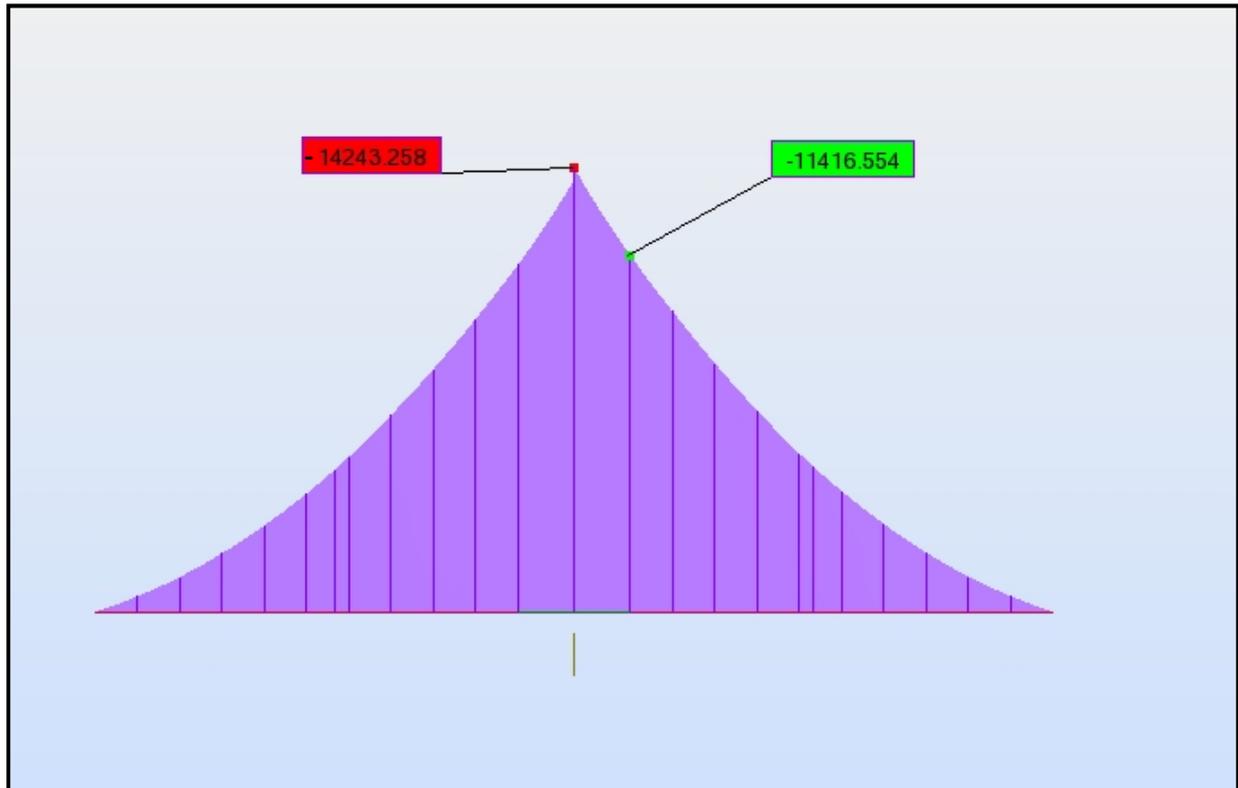


Fig (V.24): Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison A₁.

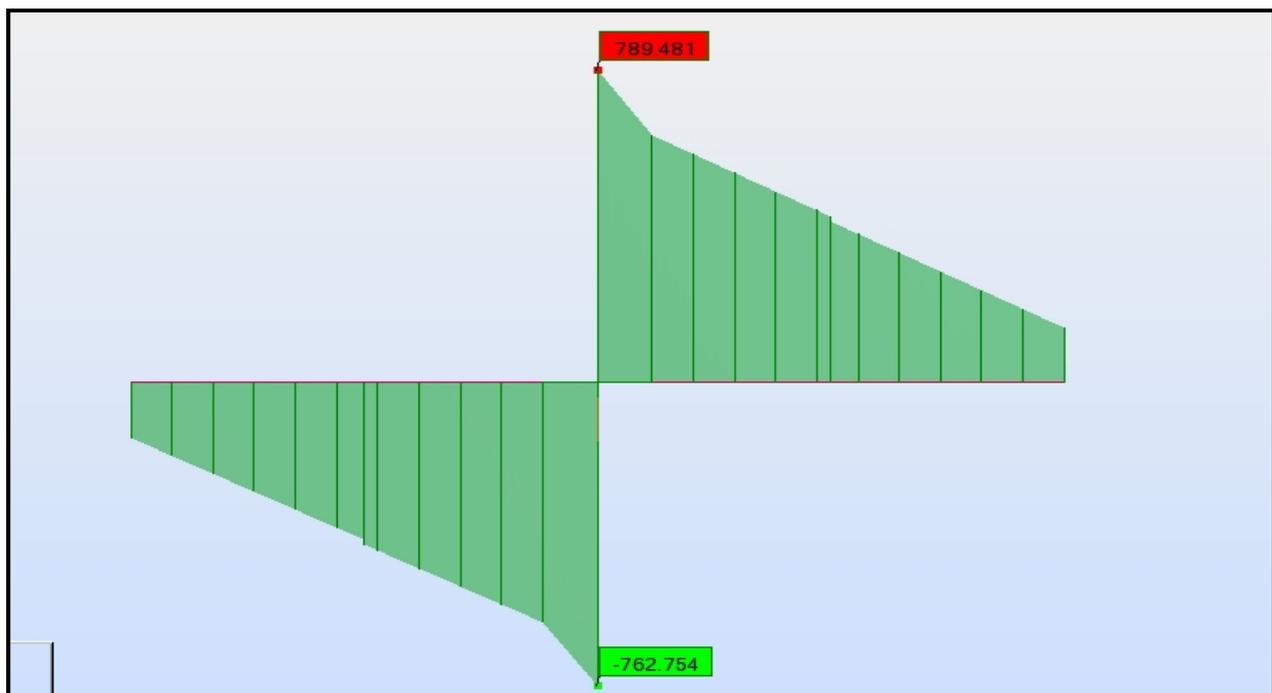


Fig (V.25): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous la combinaison A₁.

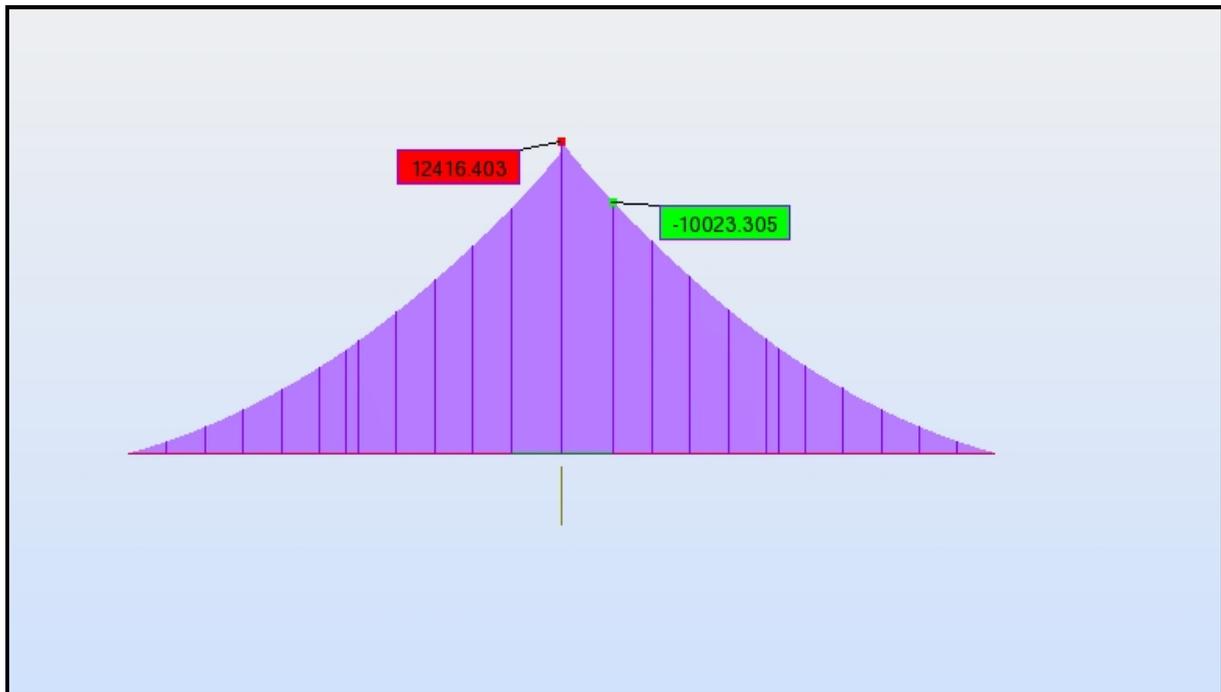


Fig (V.26): Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison A₂.

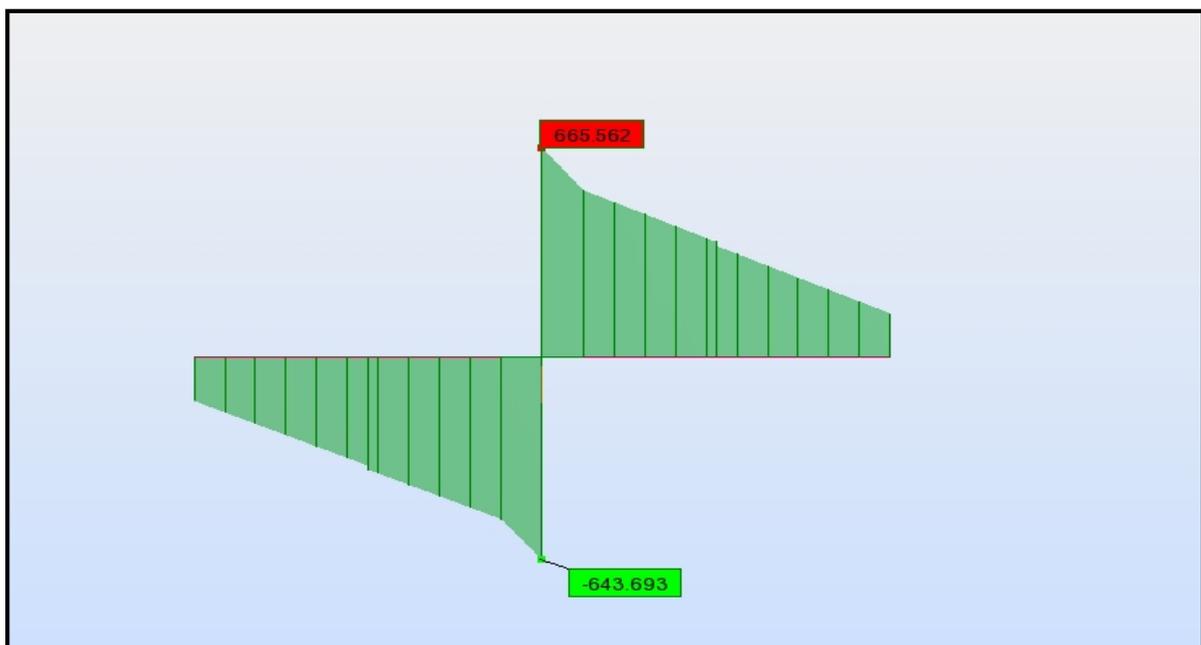


Fig (V.27): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous la combinaison A₂.

- **Combinaisons accidentelles de construction :**

$$B_1 - 1,1(G_{\max}+G_{\min}) + FA + (Q_{em \max} + Q_{em \min} + Q_r+Q_c+Q_v).$$

$$B_2 - 0,9(G_{\max}+G_{\min}) + FA + (Q_{em \max} + Q_{em \min} + Q_r+Q_c+Q_v).$$

Avec :

G_{max} : poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de **2%**.

G_{min} : poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de **2%**

Q_{em max} : poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de **6%**.

Q_{em min} : poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de **4%**.

D'où :

$$G_{\max} = 1.02 G ; G_{\min} = 0.98 G.$$

$$Q_{em \max} = 1.06 Q_{em} ; Q_{em \min} = 0.96 Q_{em}.$$

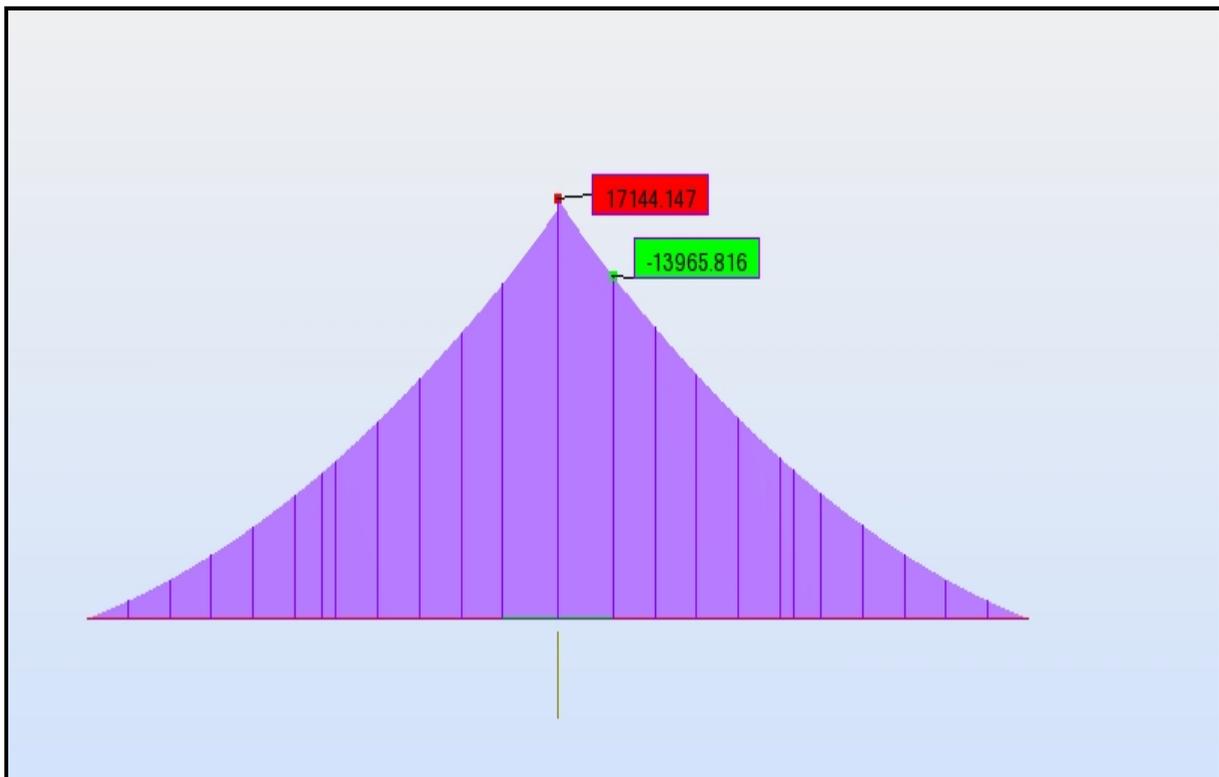


Fig (V.28): Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison B₁.

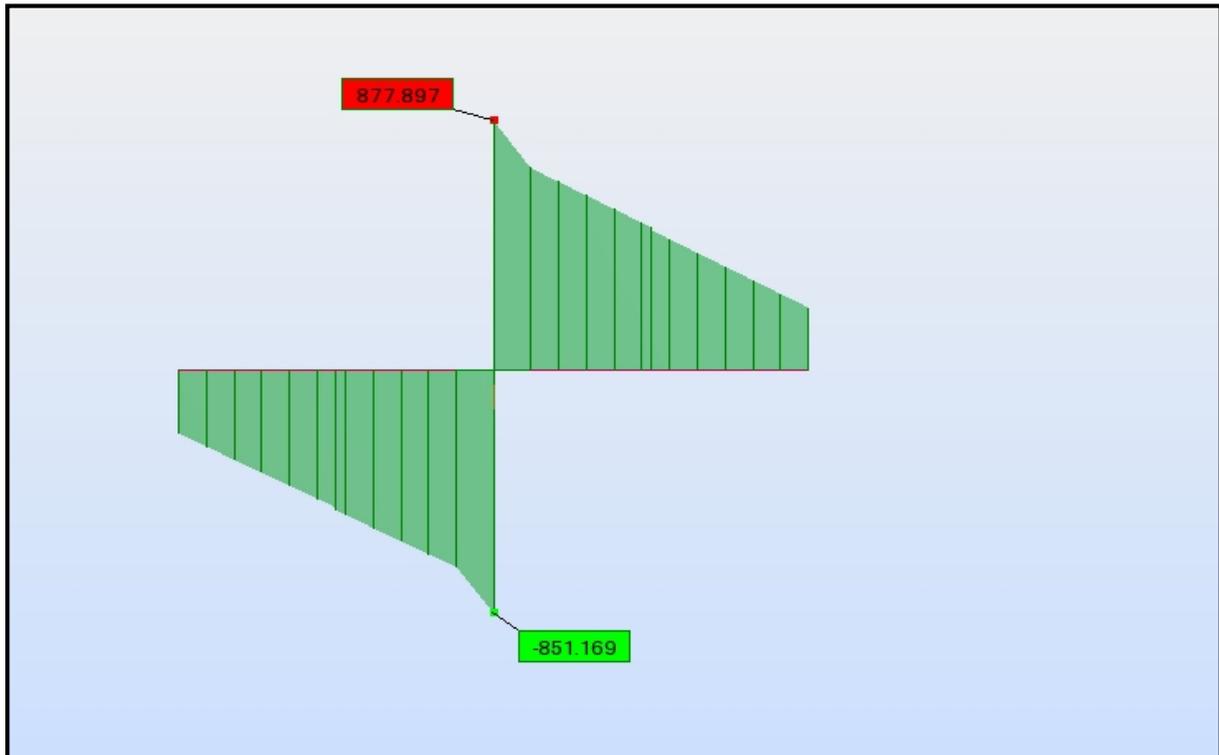


Fig (V.29): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous la combinaison B₁.

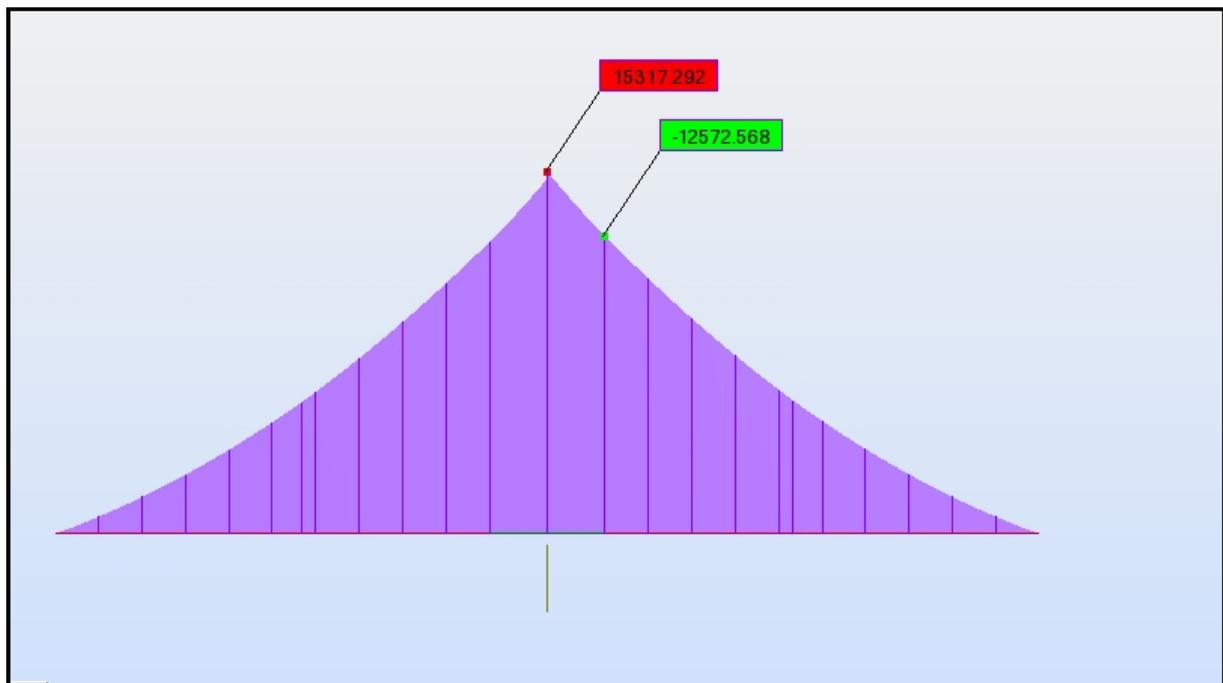


Fig (V.30): Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison B₂.

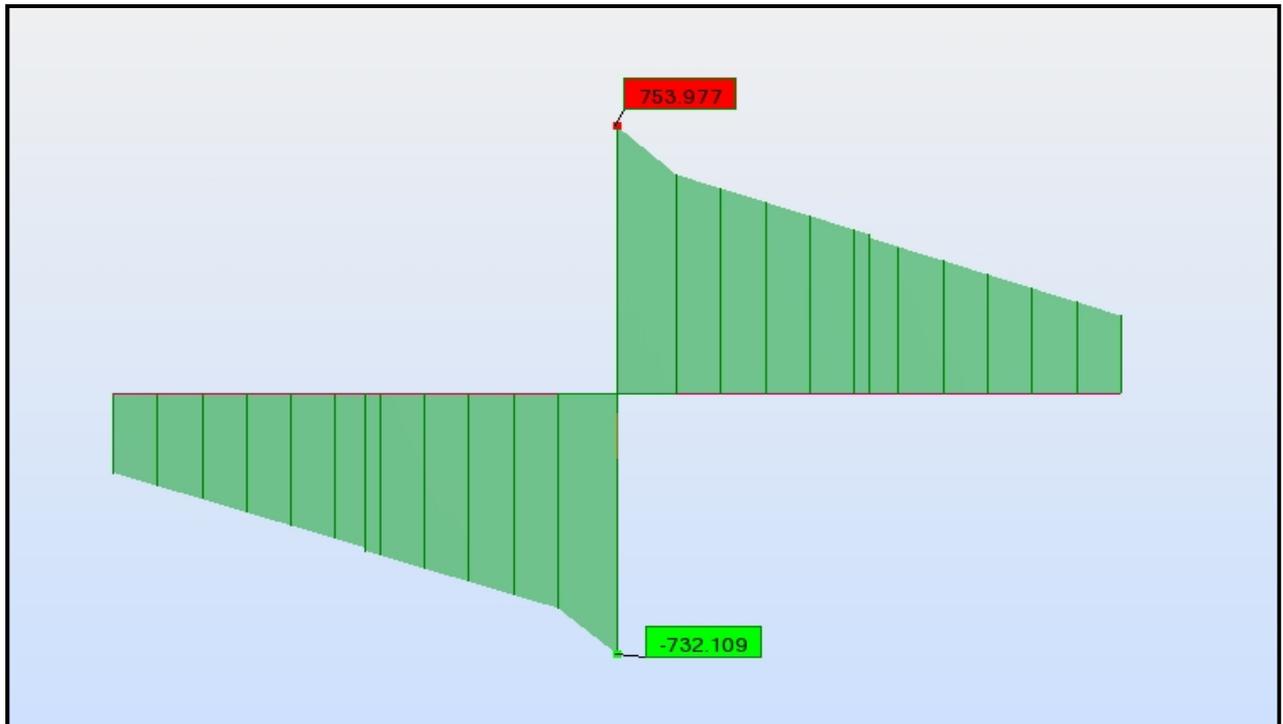


Fig (V.31): Diagramme des efforts tranchants du fléau sous la combinaison B₂.

	combinaison	M(t.m)	V(t)
A ₁	$1,1(G_{max}+G_{min})+1,25(Q_{emmax}+Q_{emmin}+Q_r+Q_c+Q_v)$	14243,258	789,481
A ₂	$0,9(G_{max}+G_{min})+1,25(Q_{emmax}+Q_{emmin}+Q_r+Q_c+Q_v)$	12416,403	665,562
B ₁	$1,1(G_{max}+G_{min})+(Q_{emmax}+Q_{emmin}+Q_r+Q_c+Q_v)+FA$	17144,147	877,897
B ₂	$0,9(G_{max}+G_{min})+(Q_{emmax}+Q_{emmin}+Q_r+Q_c+Q_v)+FA$	15317,292	753,977

Tab (V.2): Tableau récapitulatif des combinaisons les plus défavorables .

VI.5)- Etude de l'encastrement provisoire

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

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

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

Elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis. Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants et qu'un calage des appuis en fin de construction est de toute façon indispensable.

Les armatures de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur, parfois sur une poutre de répartition métallique. Elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui.

Sous l'action de l'effort tranchant V et du moment M des charges appliquées au fléau en cours de construction, ce dernier doit rester en équilibre sur la pile.

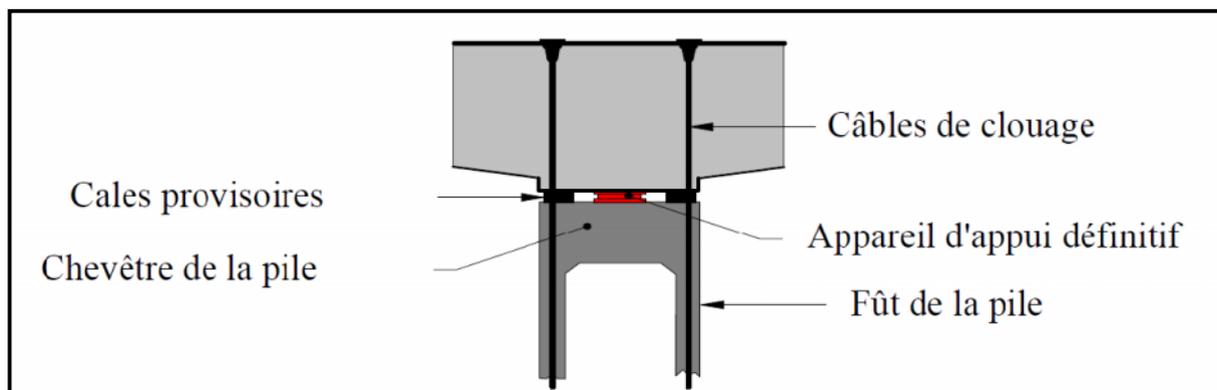


Fig (V.32): Schéma de clouage sur pile par câbles provisoires.

VI.5.1)-Calcul du nombre de câbles

On appelle M et V les sollicitations résultantes des combinaisons de type A et B. On calcule M et V pour chacune des quatre combinaisons A1, A2, B1, et B2.

On note e la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire et D la distance entre un câble et la file de cale opposée (figure v-31).

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/V .

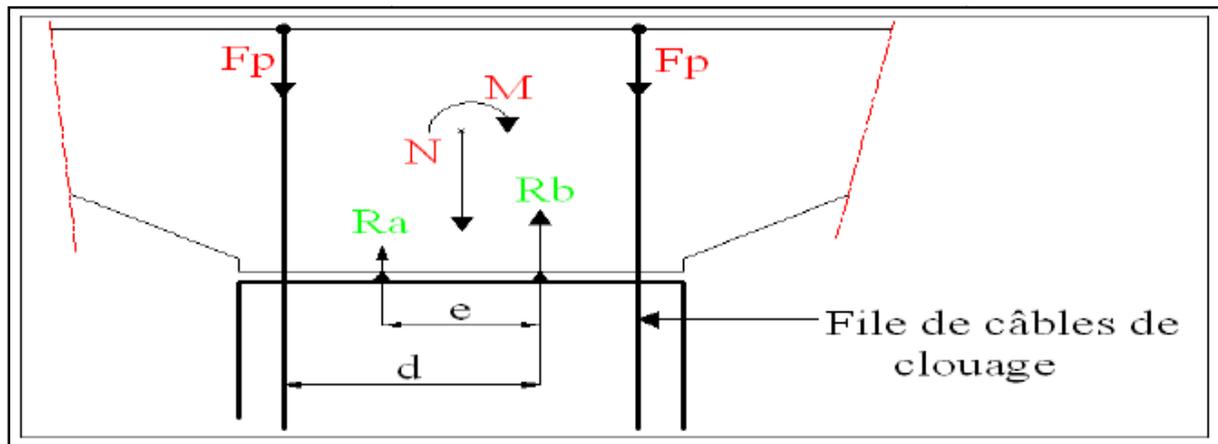


Fig (VI.33): Efforts dans les câbles et réactions d'appui.

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_p$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_p$$

Avec :

$$F_p = (1 - p) \times \sigma_o \times s$$

F_p : Force d'un câble avec $p\%$ de pertes ; (soit $p = 20\%$) ;

$$\sigma_o = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.90 f_{peg})$$

Le nombre de câbles nécessaire pour la stabilité du fléau est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1 - P) \cdot \sigma_o \cdot S}$$

Avec

n : nombre de câbles.

s : section d'un câble.

Des câbles 19T15S sont utilisées pour assurer l'encastrement provisoire, les caractéristiques de ces derniers sont : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$, $f_{peg} = 1656 \text{ MPa}$. $S = 2850 \text{ mm}^2$.

Application numérique

$$M = 17144.147 \text{ t.m} = 171.44 \text{ MN.m}$$

$$R = 877.897 \text{ t} = 8.78 \text{ MN}$$

$$n = \frac{\frac{171.44}{1.6} - \frac{8.78}{2}}{(1 - 0.20) \cdot 2850.1488 \cdot 10^{-6}} = 30.28$$

Soit $n = 32$ câbles à disposer de chaque coté du voussoir sur pile.

V.6)-Clavage des travées :

V.6.1)-Clavage des travées de rive

Lorsque le premier fléau est terminé, on commence par solidariser la **travée de rive** sur pile -culée, cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant la travée adjacente puis on termine avec la travée centrale.

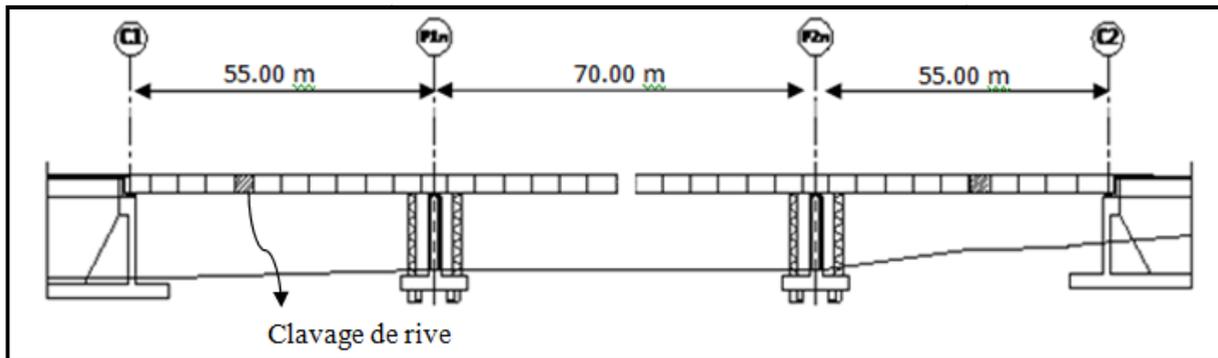


Fig (V.34): Clavage de rive.

On considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est alors **isostatique**, et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre de la partie de clavage

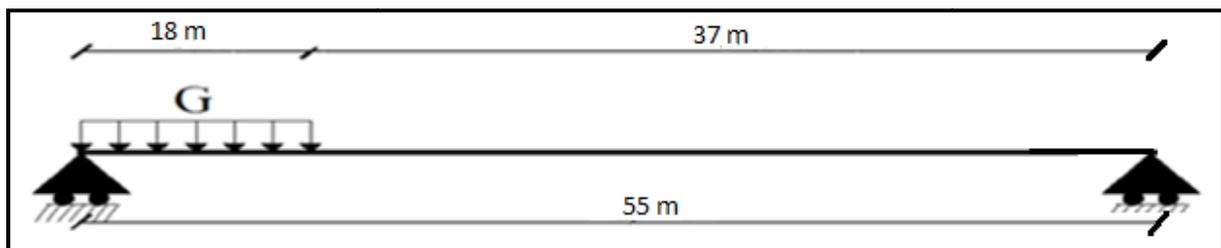


Fig (V.35): Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive.

Les équations des sollicitations :

- l'effort tranchant :

$$V(x) = -15.177x + 228.428$$

- moment fléchissant :

$$M(x) = -75885x^2 + 228.428x$$

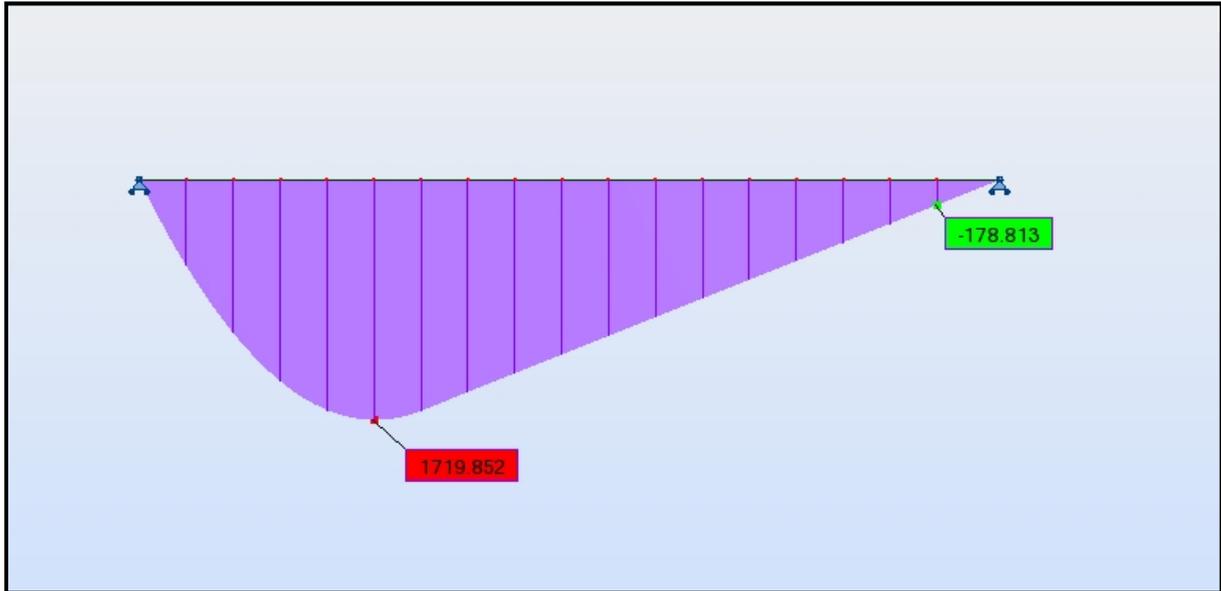


Fig (V.36): Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre après clavage de la travée de rive.

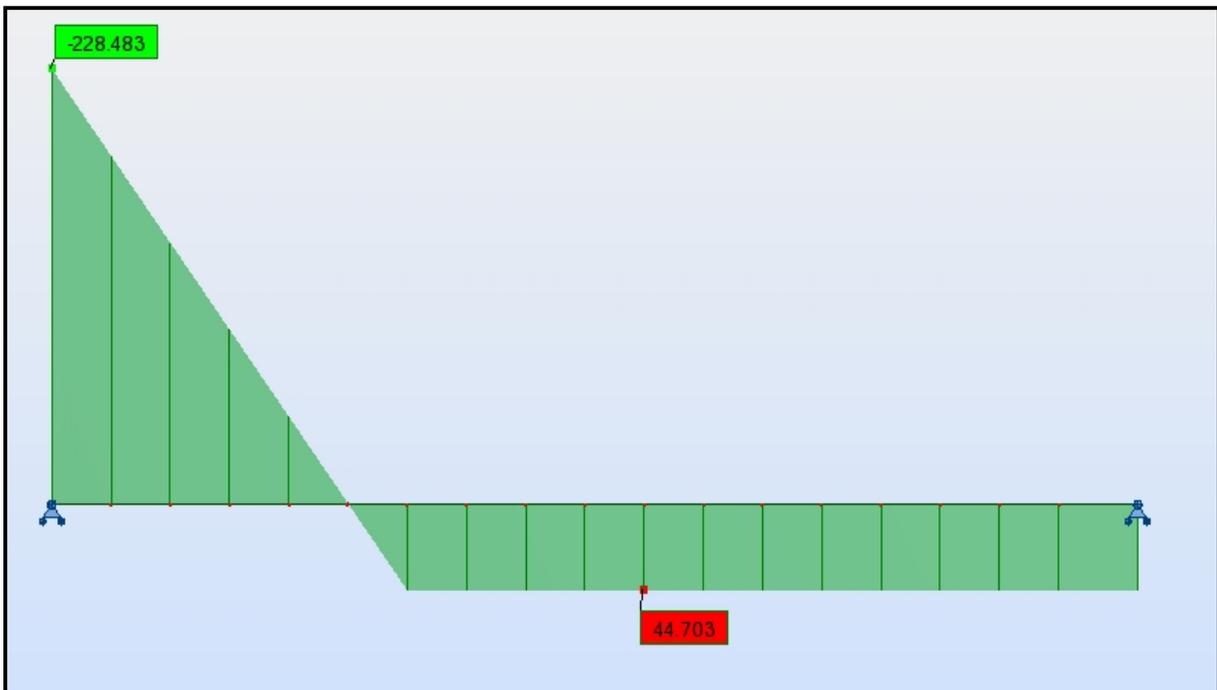


Fig (V.37): Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive.

V.6.2)- Clavage de la travée intermédiaire :

Le clavage entre deux fléaux s'effectue en exécutant un voussoir de clavage 2 m de longueur entre leurs extrémités .Les effets du clavage engendre des efforts qui doivent être pris en compte suivant le déroulement des opérations :

1) Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations des équipages de clavage.

2) Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève l'équipage de clavage.

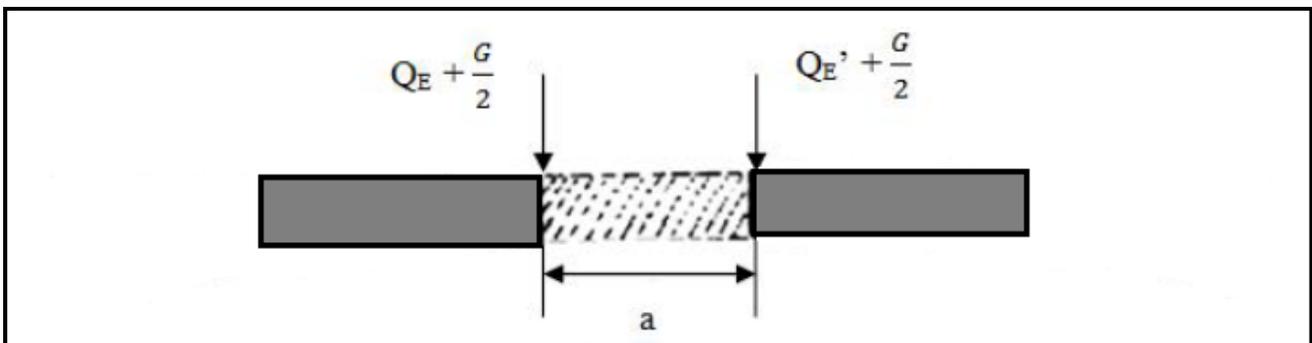
a)-Avant l'enlèvement de l'équipage de clavage

Fig (V.38): Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

$Q_E + Q_{E'}$: Poids total de l'équipage de clavage, ces deux forces ne sont pas forcément égales; ($Q_E + Q_{E'} = 20$ t).

G : poids du voussoir de clavage ; ($G = 15.177$ t/ml).

Les équations des sollicitations :

Pour : $0 \leq x \leq 34$ m

- Effort tranchant :

$$V(x) = 25.177 \text{ t}$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 25.177x$$

Pour : $34 \leq x \leq 36$ m

- Effort tranchant :

$$V(x) = 0$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 856.018 \text{ t.m}$$

Pour : $36 \leq x \leq 70$ m

- Effort tranchant :
 $V(x) = -25.177$ t

- Moment fléchissant :
 $M(x) = 25.177x$

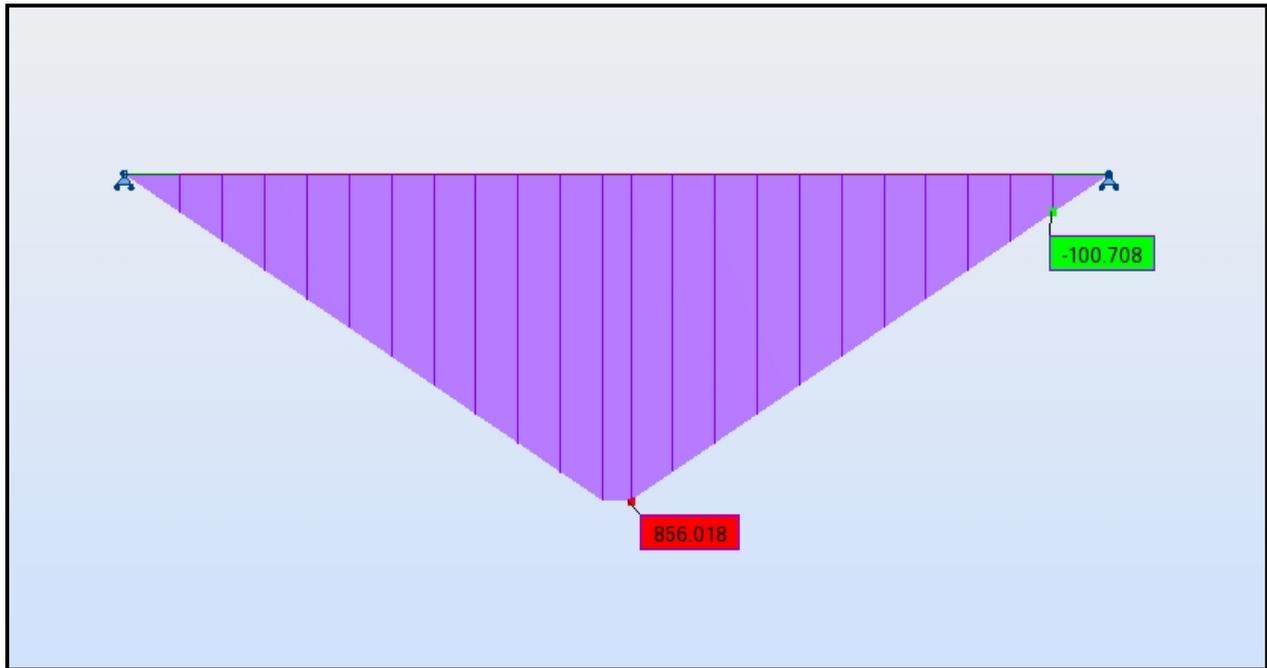


Fig (V.39): Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

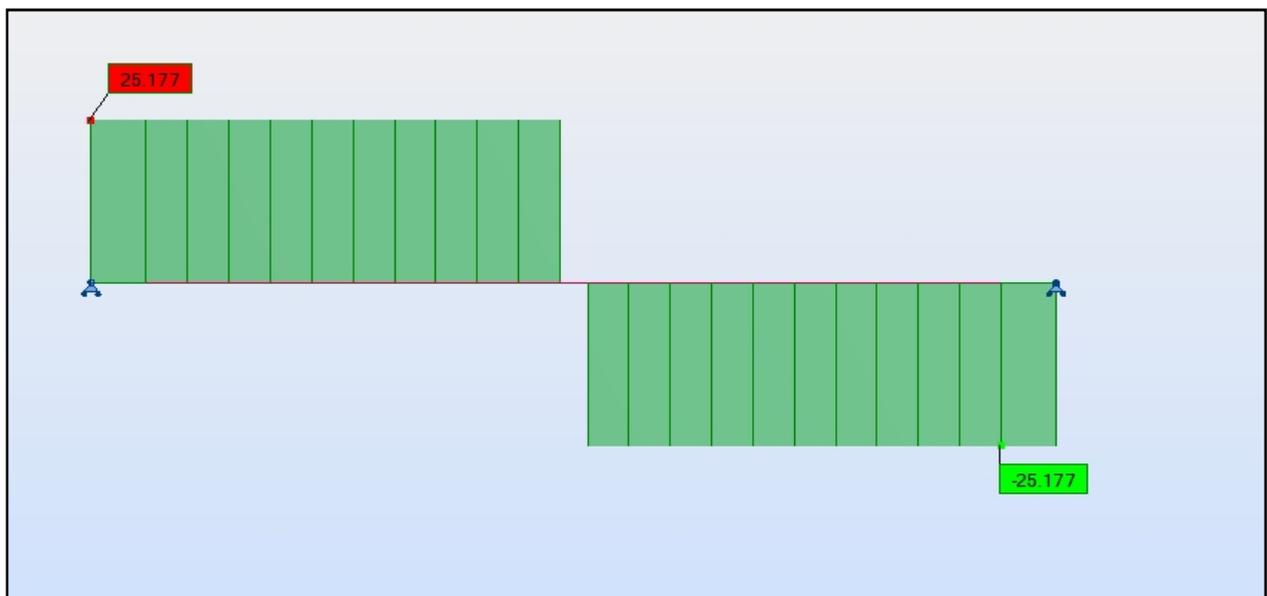


Fig (V.40): Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

b)-après l'enlèvement de l'équipage de clavage :

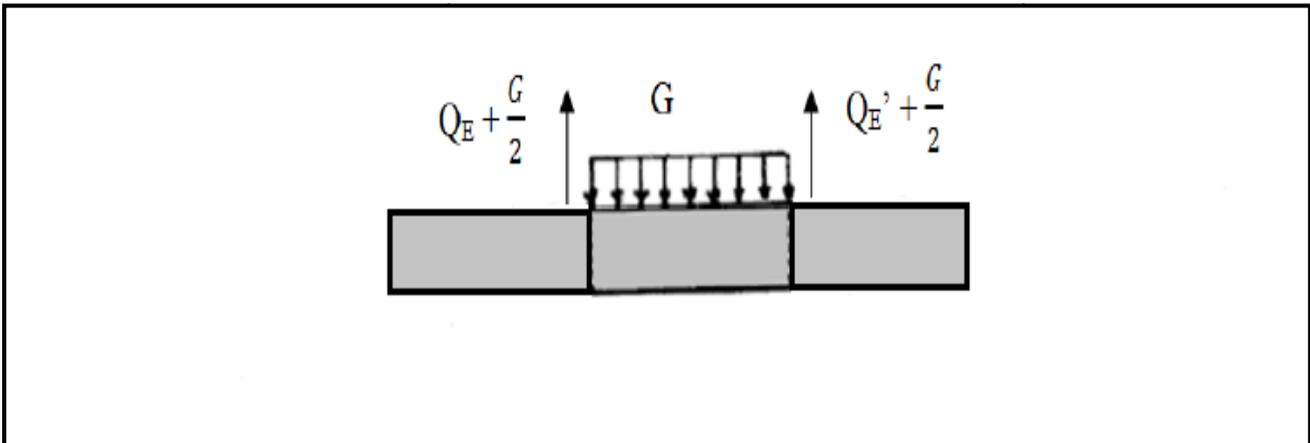


Fig (V.41): Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

Les équations des sollicitations :

Pour : $0 \leq x \leq 34$ m

- Effort tranchant :

$$V(x) = 15.177 \text{ t}$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 15.177x$$

Pour : $34 \leq x \leq 36$ m

- Effort tranchant :

$$V(x) = -15.177x + 531.195$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = -7.5885x^2 + 531.195x - 8772.306$$

Pour : $36 \leq x \leq 70$ m

- Effort tranchant :

$$V(x) = -15.177$$

- Moment fléchissant :

$$M(x) = 15.177x$$

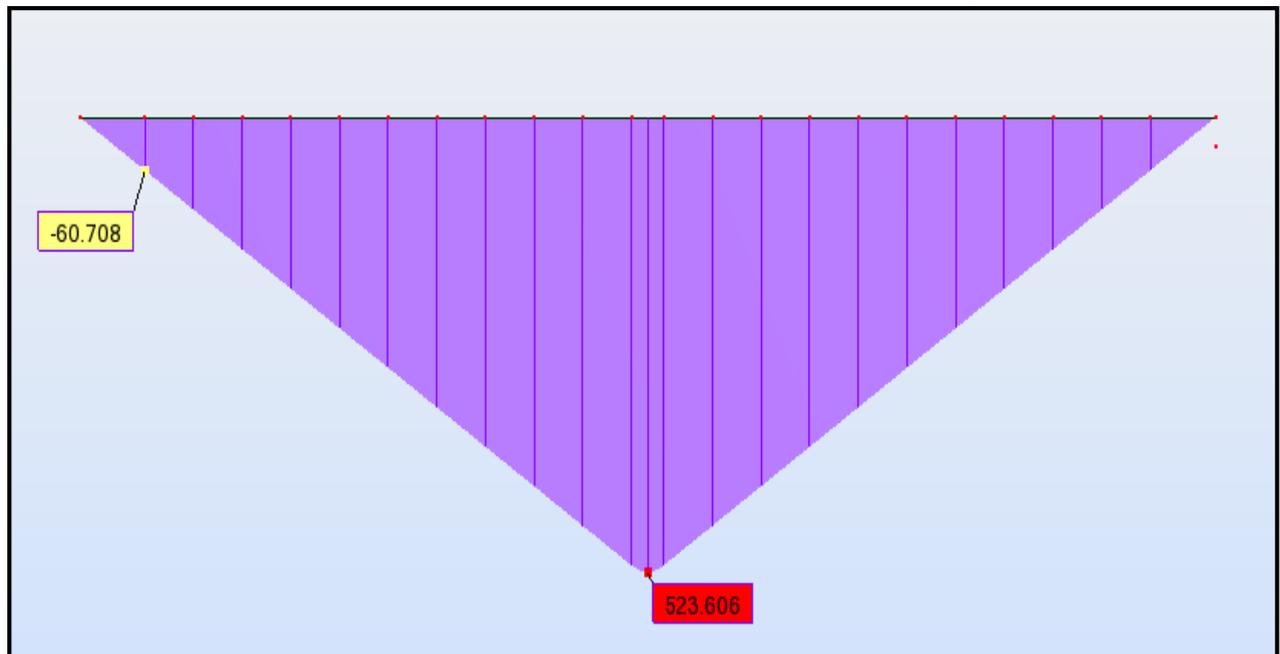


Fig (V.42): Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

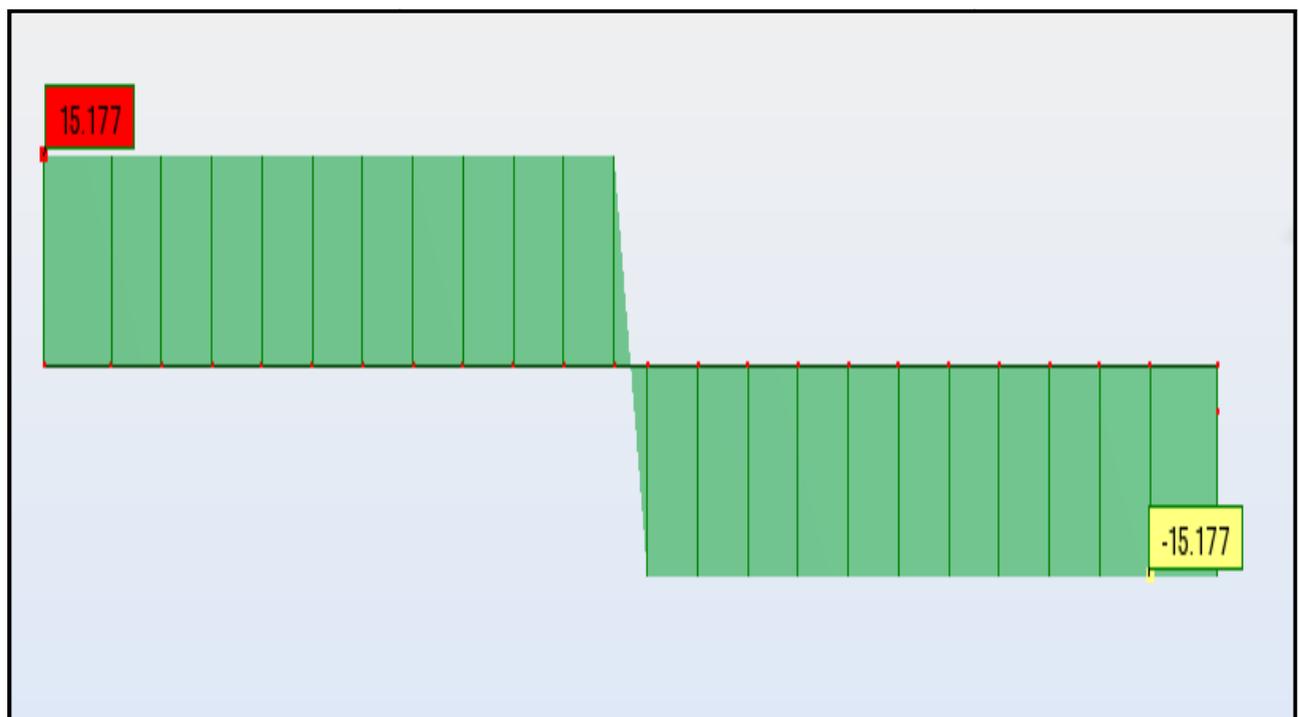


Fig (V.43): Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

V.7)- Phase de service :

Pour la modélisation de notre structure (tablier), nous avons utilisé le programme de calcul aux éléments finis **Robot**. il s'agit d'un modèle comprenant des éléments de types barres (voussoirs de hauteur constante).

V.7.1)- Modélisation :

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quelque Soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats.

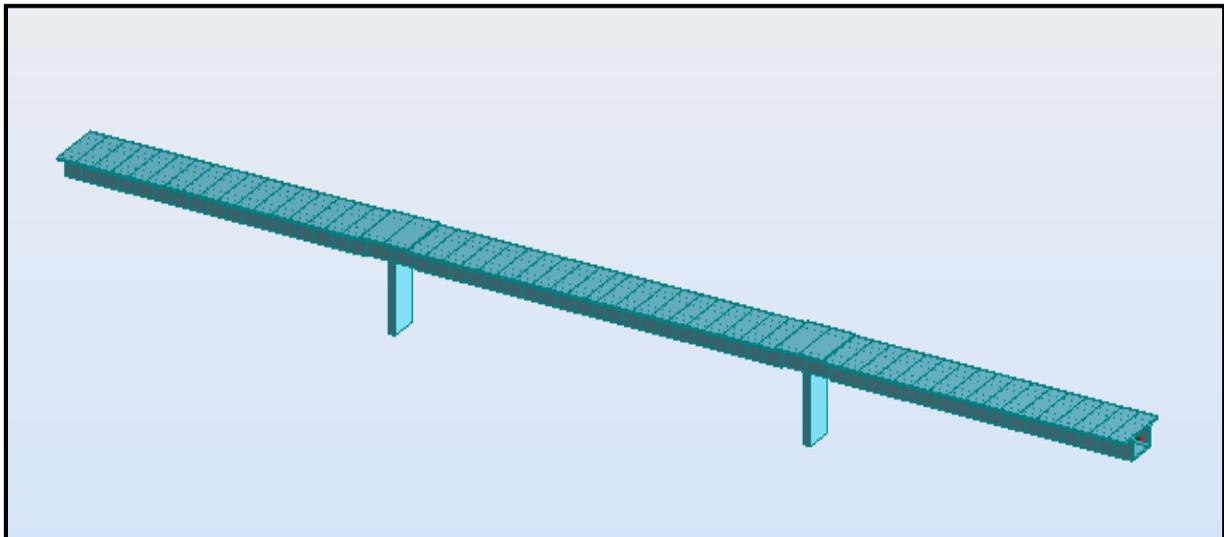


Fig (V.44): Vue en 3D du modèle de calcul.

V.7.2)-. Combinaisons de calcul :

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 3.40 t/ml
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : 3.44 t/m (4ème cas le plus défavorable)
- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : $0,15 \times (1.5m+1.2) = 0.405$ t/m.

V.7.3)-Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants, qui sont donnés en tonnes. Mètre pour les moments et en Tonnes pour les forces.

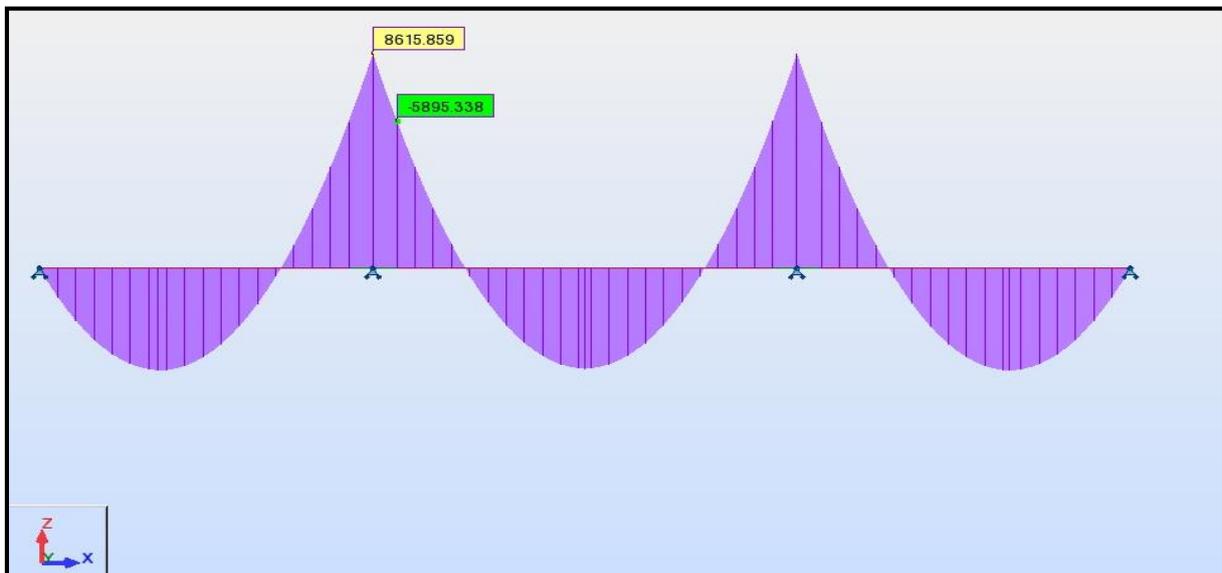
a)-Sollicitations dues aux poids propre

Fig (V.45): Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre.

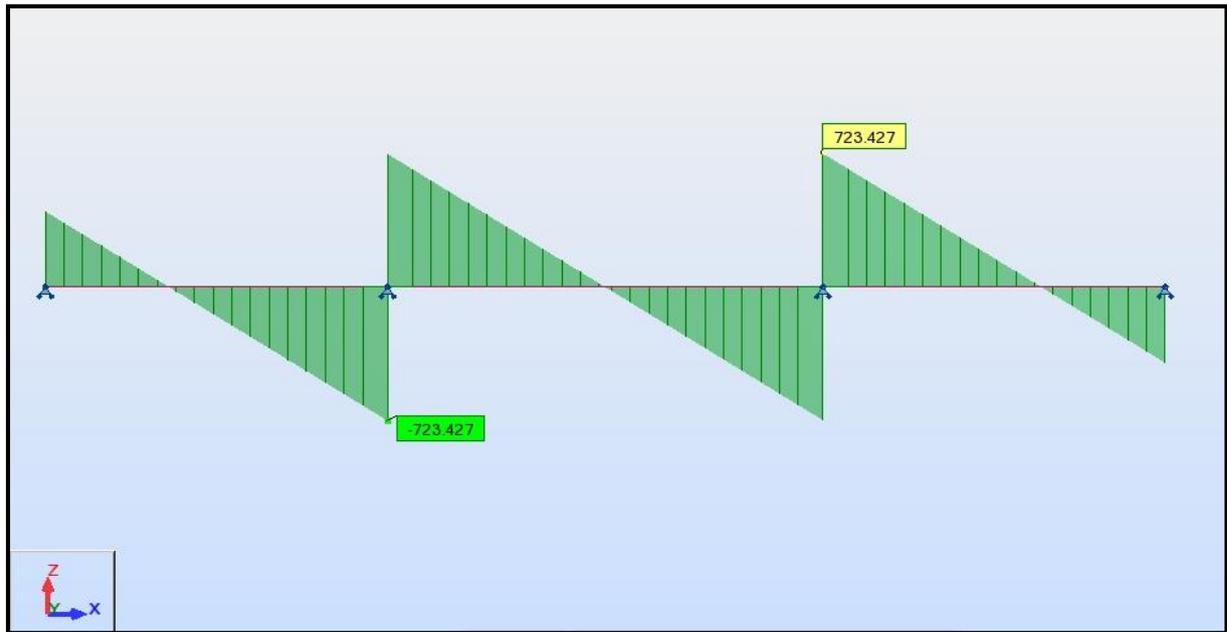


Fig (V.46): Diagramme des efforts tranchant dus au poids.

b)-Sollicitations dues aux charges roulantes

➤ Systèmes de charge A(l)



Fig (V.47): Diagramme des moments fléchissant dus à la surcharge A(L)(1).

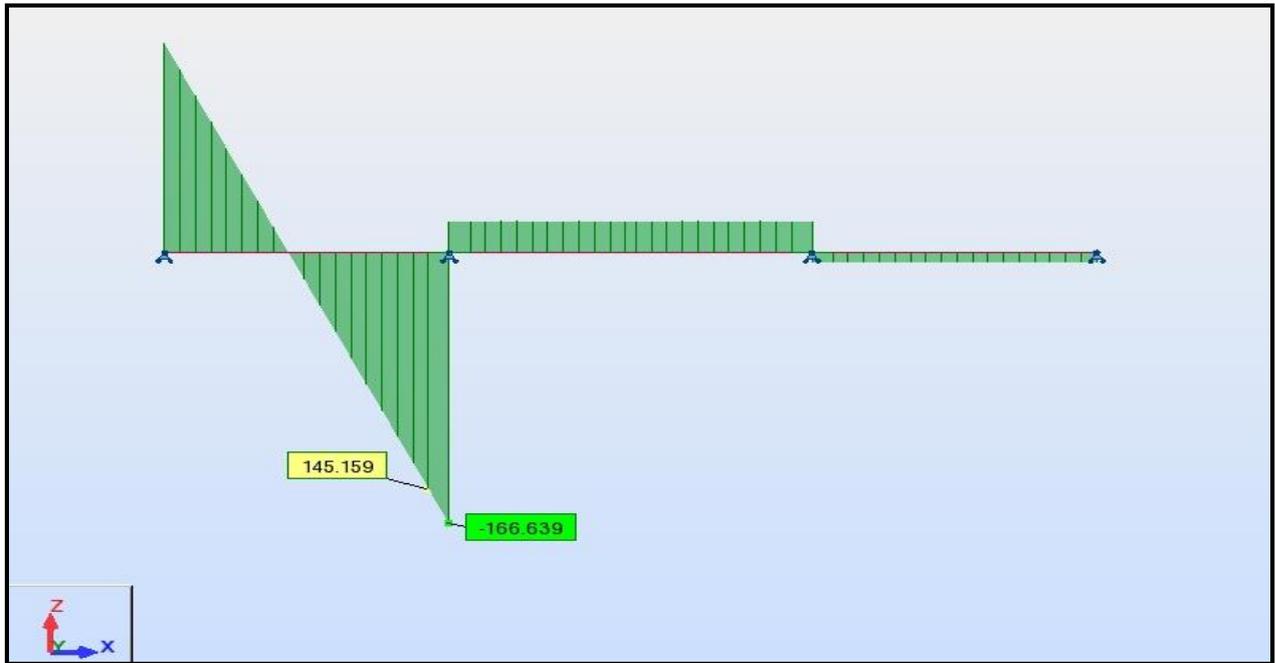


Fig (V.48): Diagramme des efforts tranchant dus à la surcharge A(L)(1).

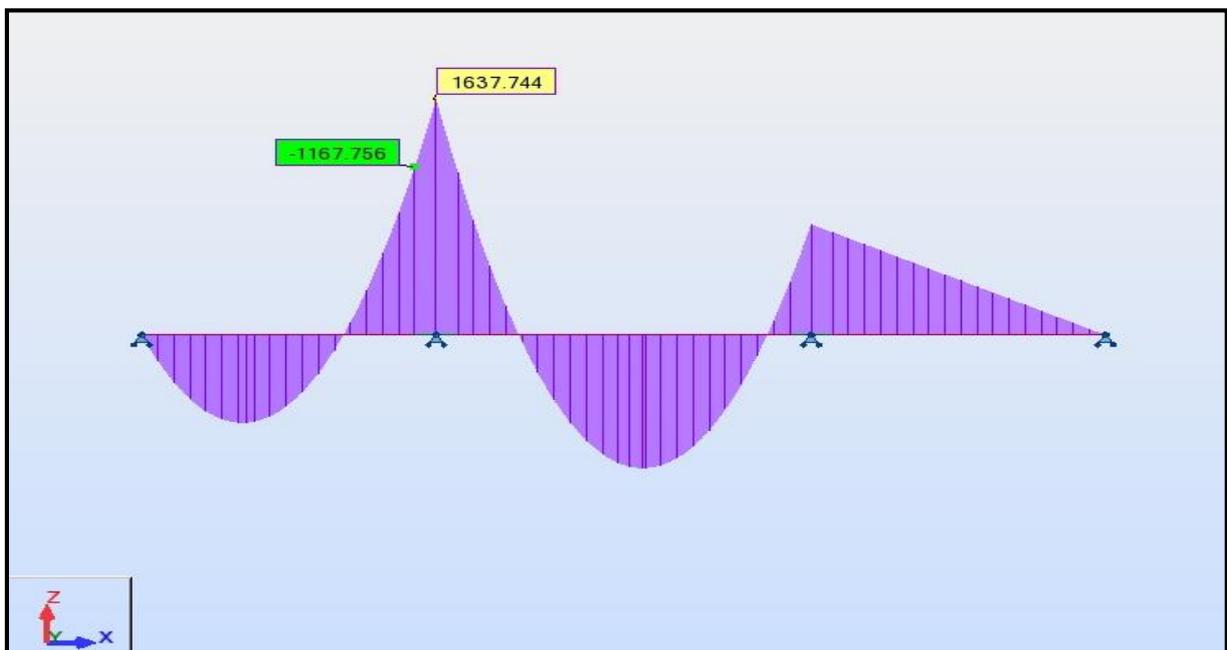


Fig (V.49): Diagramme des moments fléchissant dus à la surcharge A(L)(1 2).

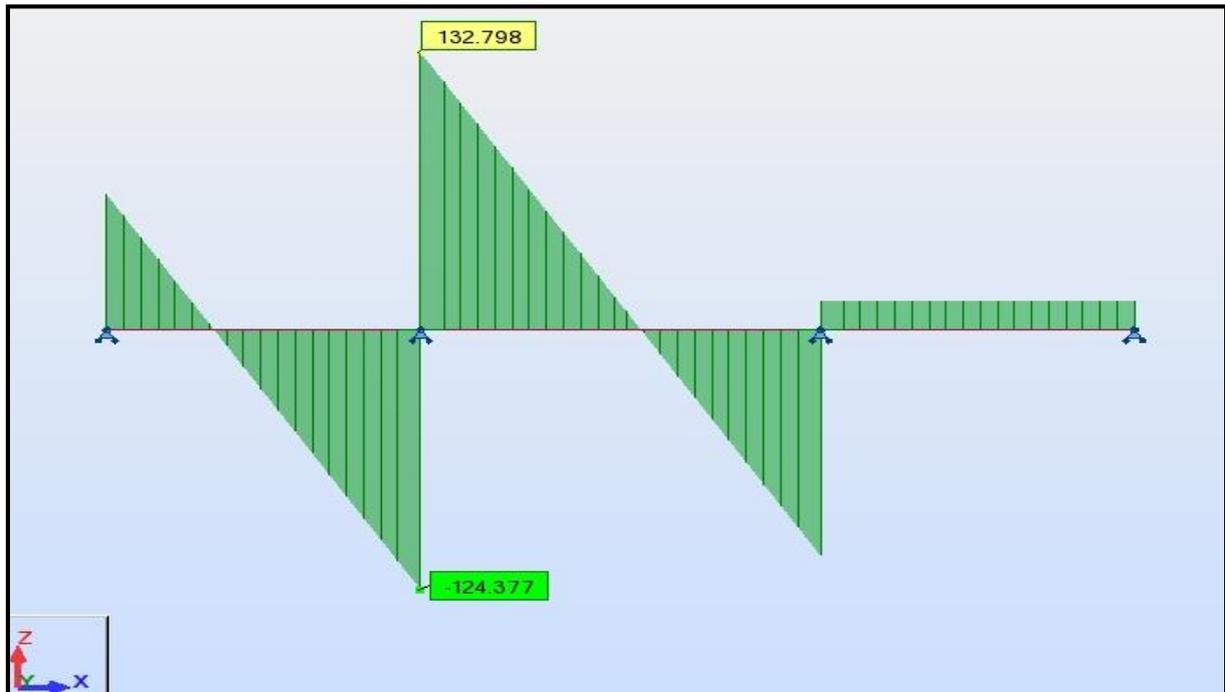


Fig (V.50): Diagramme des efforts tranchant dus à la surcharge A(L)(1 2).

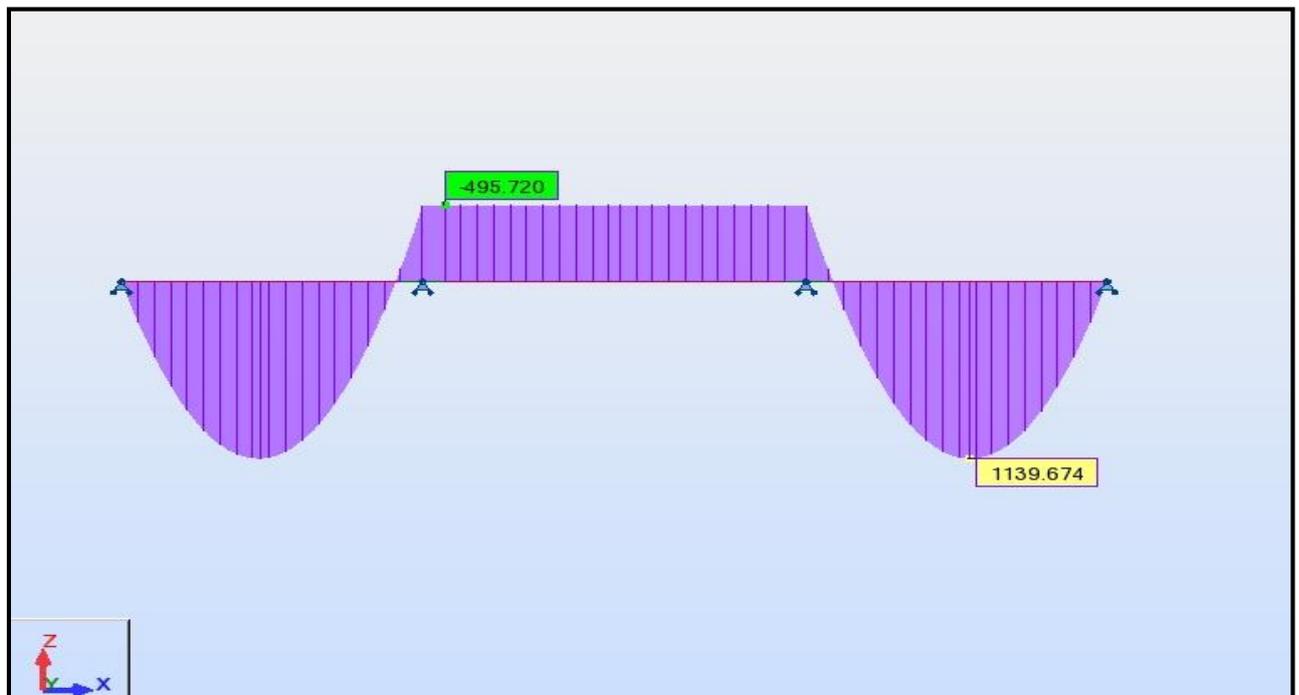


Fig (V.51): Diagramme des moments fléchissant dûs à la surcharge A(L)(1 3).

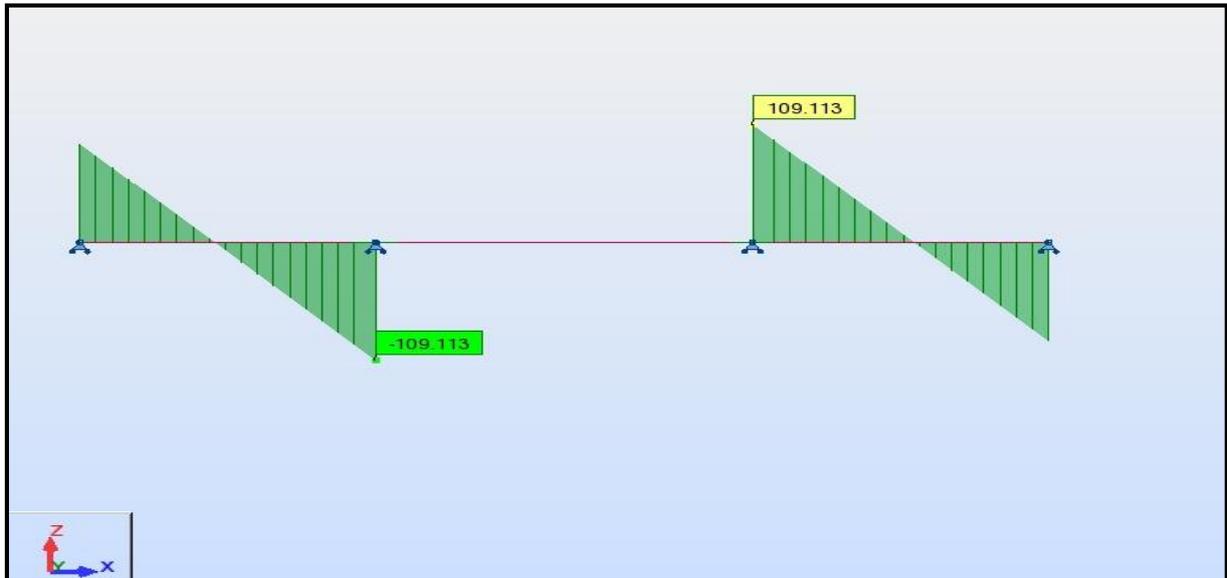


Fig (V.52): Diagramme des efforts tranchant dus à la surcharge A(L)(1 3).

➤ c)-Systèmes de charge MC120 :

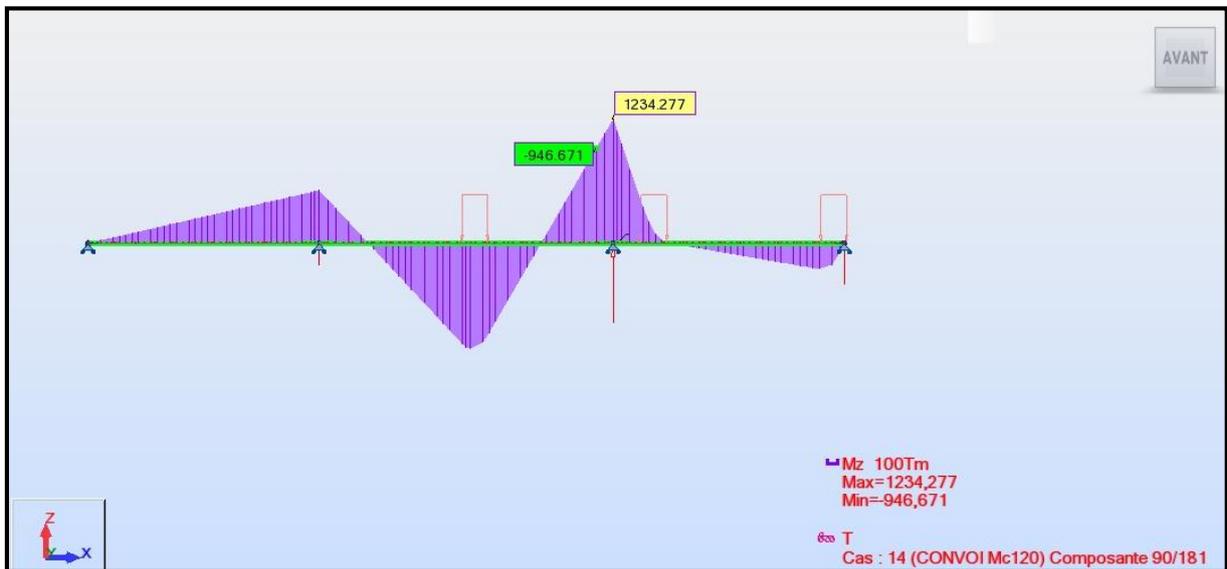


Fig (V.53): Diagramme des moments fléchissant dus à la surcharge MC120.

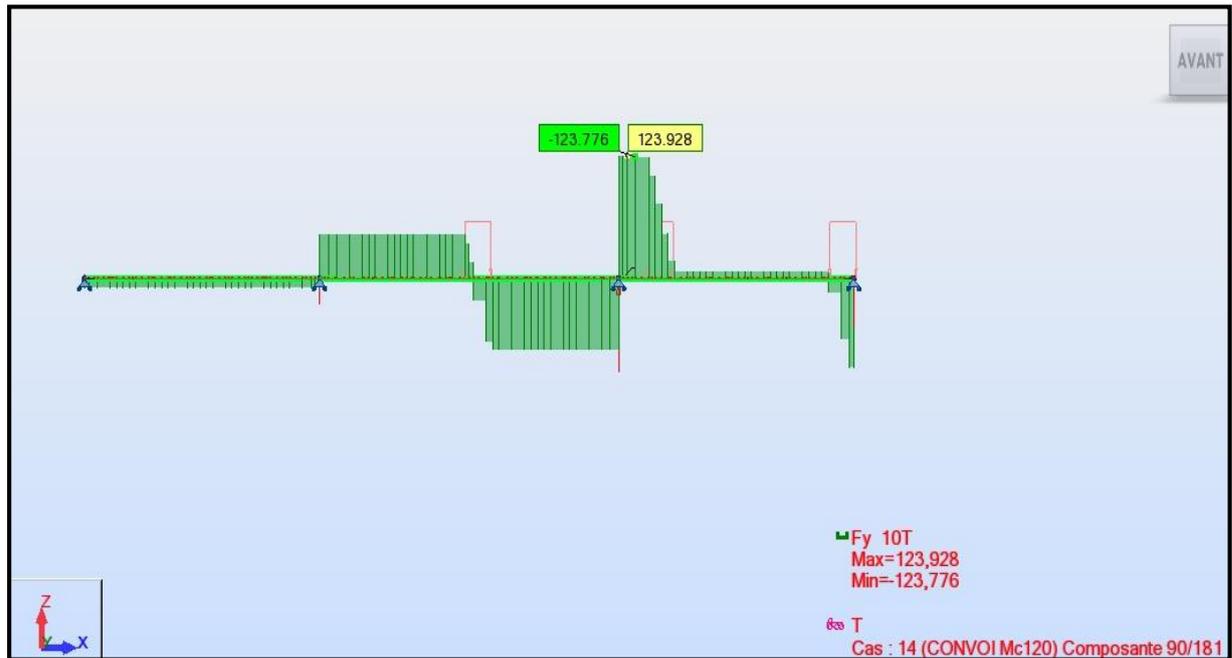


Fig (V.54): Diagramme des efforts tranchant dus à la surcharge MC120.

➤ Systèmes de charge D240 :



Fig (V.55): Diagramme des moments fléchissant dus à la surcharge D240.

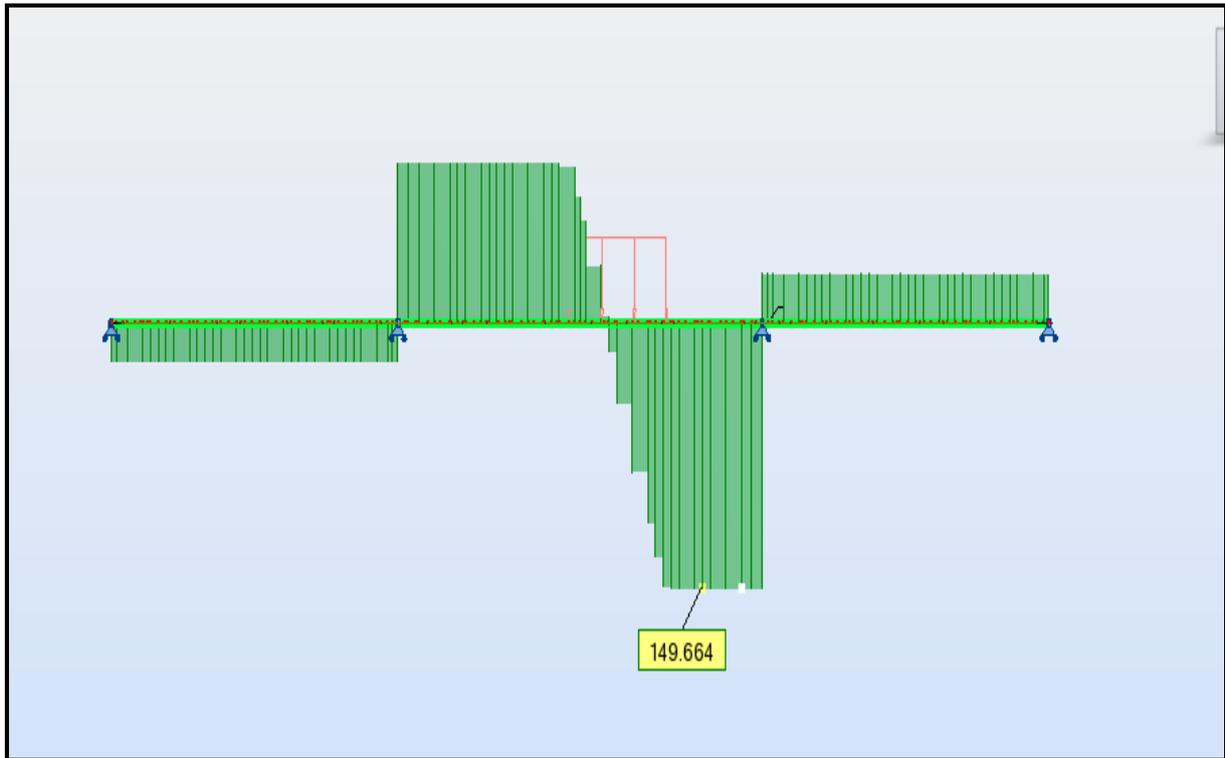


Fig (V.56): Diagramme des efforts tranchant dus à la surcharge D240.

c)- Sollicitations dues au gradient thermique :

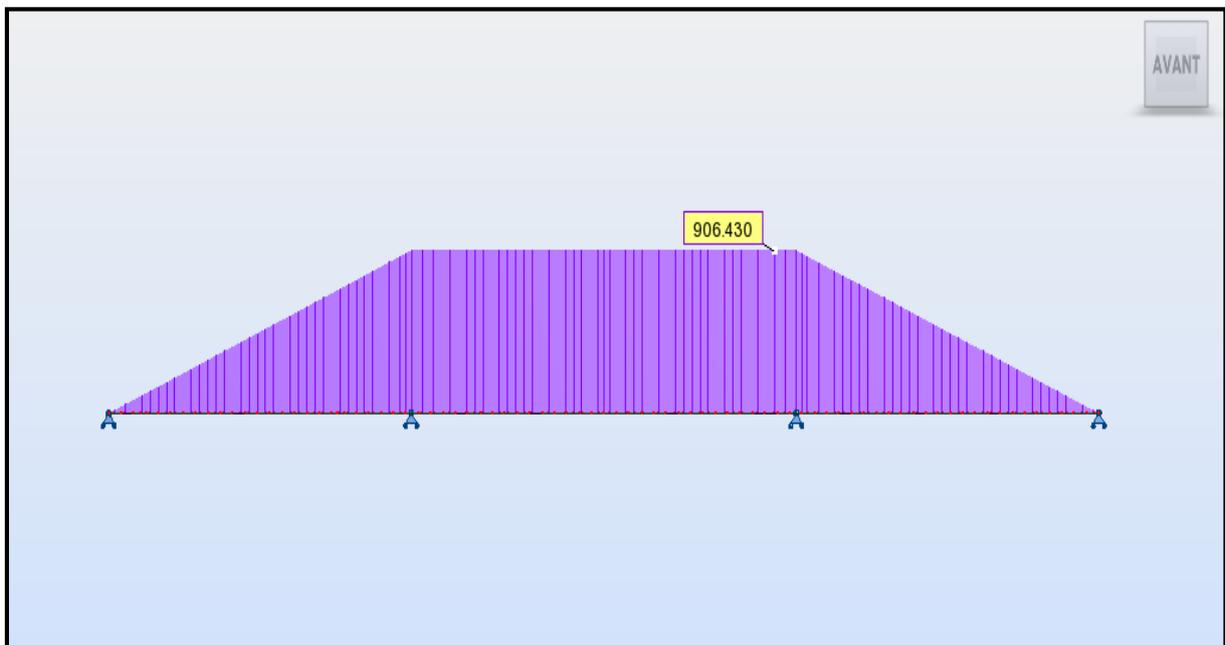


Fig (V.57): Diagramme des moments fléchissant dus au gradient thermique ($\Delta T=12^\circ$)

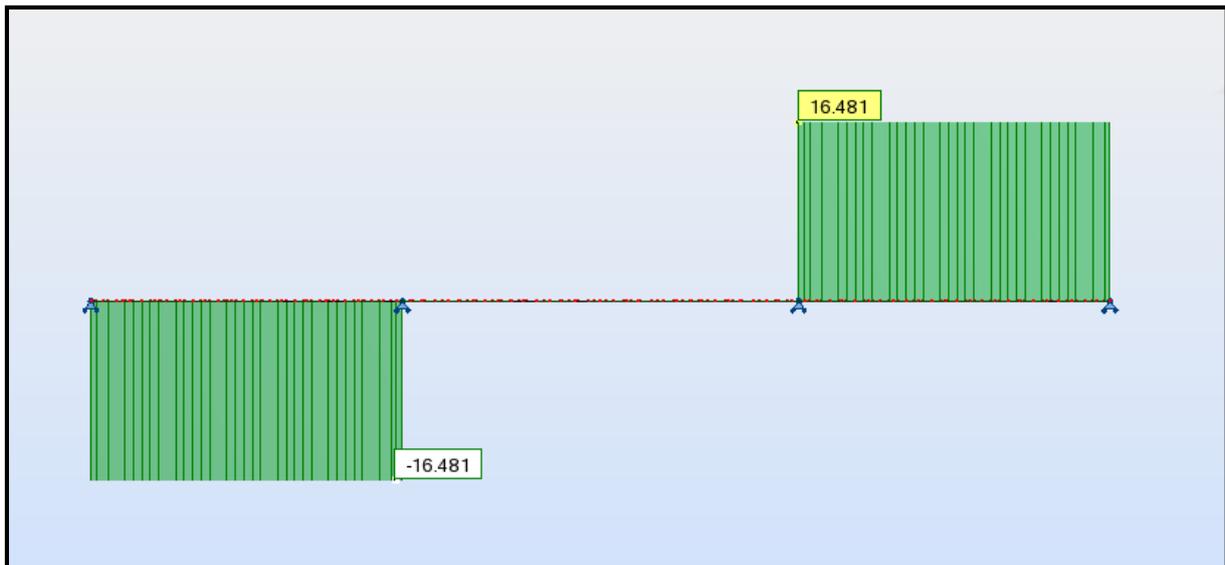


Fig (V.58): Diagramme des efforts tranchant dus au gradient thermique ($\Delta T=12^\circ$).

d)- Sollicitations dues à la surcharge de trottoir S(t)

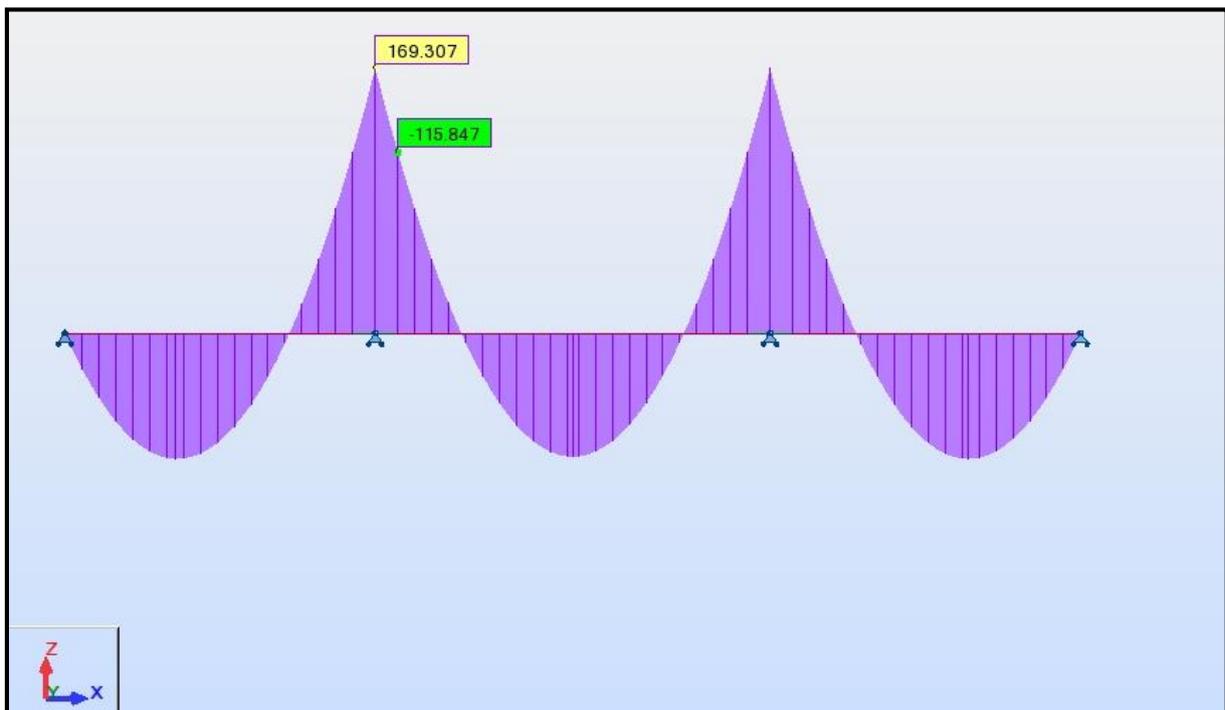


Fig (V.59): Diagramme des moments fléchissant dus à la surcharge S (t).

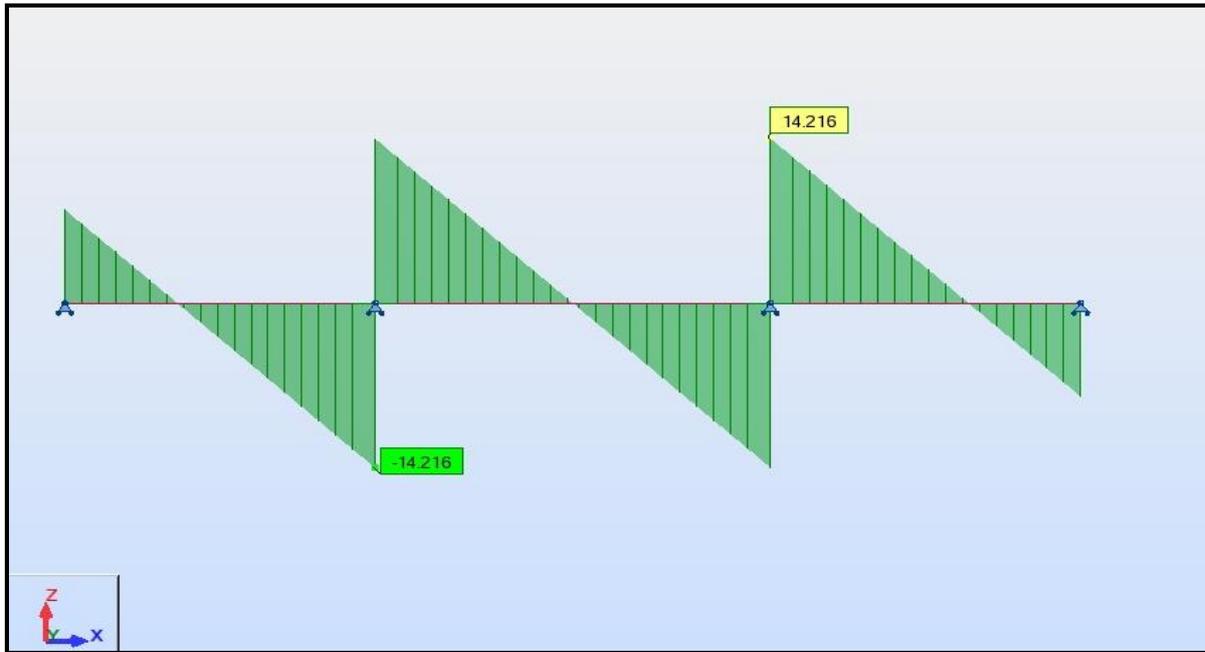


Fig (V.60): Diagramme des efforts tranchant dus à la surcharge S (t).

e) -combinaisons d'action :

On prend les deux combinaisons suivantes l'une à l'ELU et l'autre à l'ELS, elles donnent les efforts les plus prépondérants :

à l'ELU

- 1- $1.35G + 1.6 (A (l) + St)$
- 2- $1.35G + 1.6 (BC + St)$
- 3- $1.35G + 1.35D240$
- 4- $1.35G + 1.35Mc120$
- 5- $1,35G + 1,5W$

à l'ELS

- 1) $G + 1.2 (A (l) + St)$
- 2) $G + 1.2 (BC + St)$
- 3) $G + Mc120$
- 4) $G + D240$
- 5) $G + 1.2 (A (l) + St) + 0.5\Delta T$
- 6) $G + 1.2(BC + St) + 0.5 \Delta T$
- 7) $G + W$
- 8) $G + T$

Avec:

G : charges permanentes.

A(I) : système de charges A définies dans le fascicule 61.

Bc : charge roulante du système B définie dans le fascicule 61.

St : surcharges de trottoirs.

ΔT : effets thermiques.

Mc120et D240

Les résultats obtenus sont indiqués sous forme des diagrammes :

➤ Les combinaisons d'action à l'ELU :

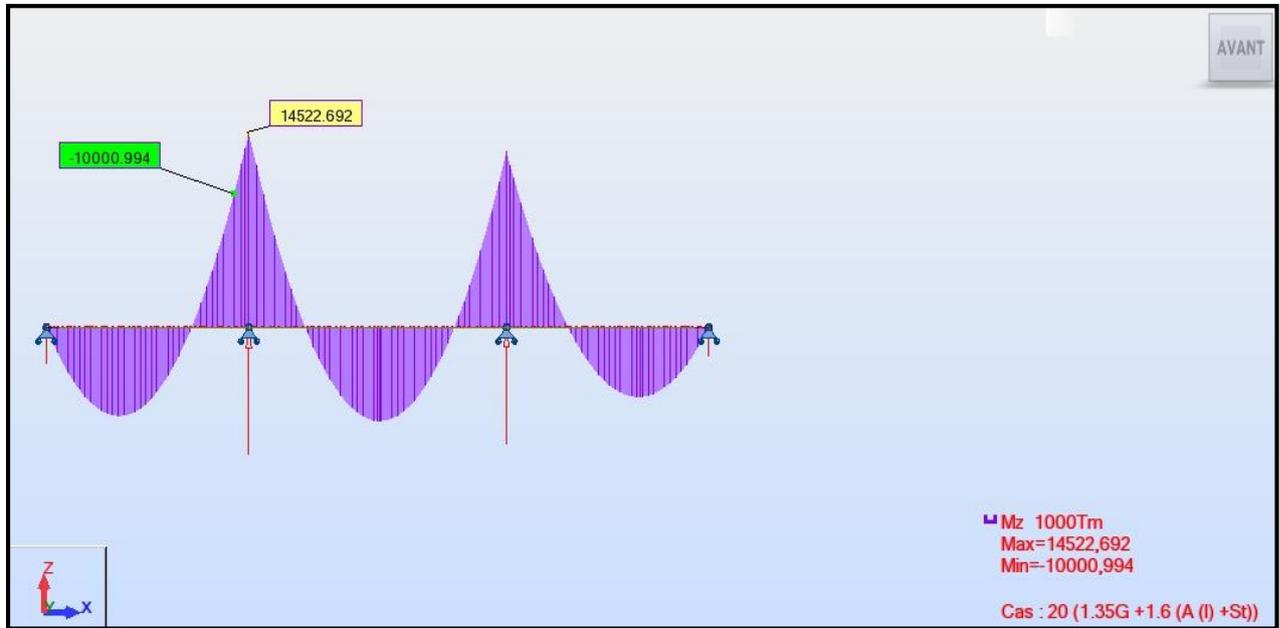


Fig (V.61): Diagramme des moments fléchissant sous ELU 1.

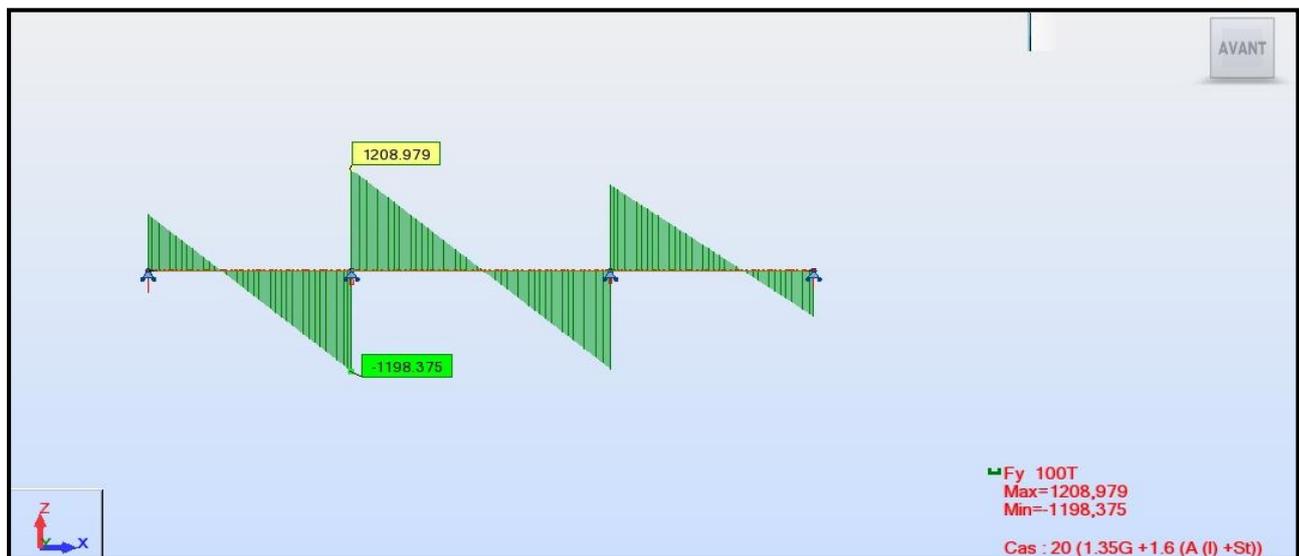


Fig (V.62): Diagramme des efforts tranchant sous ELU 1.

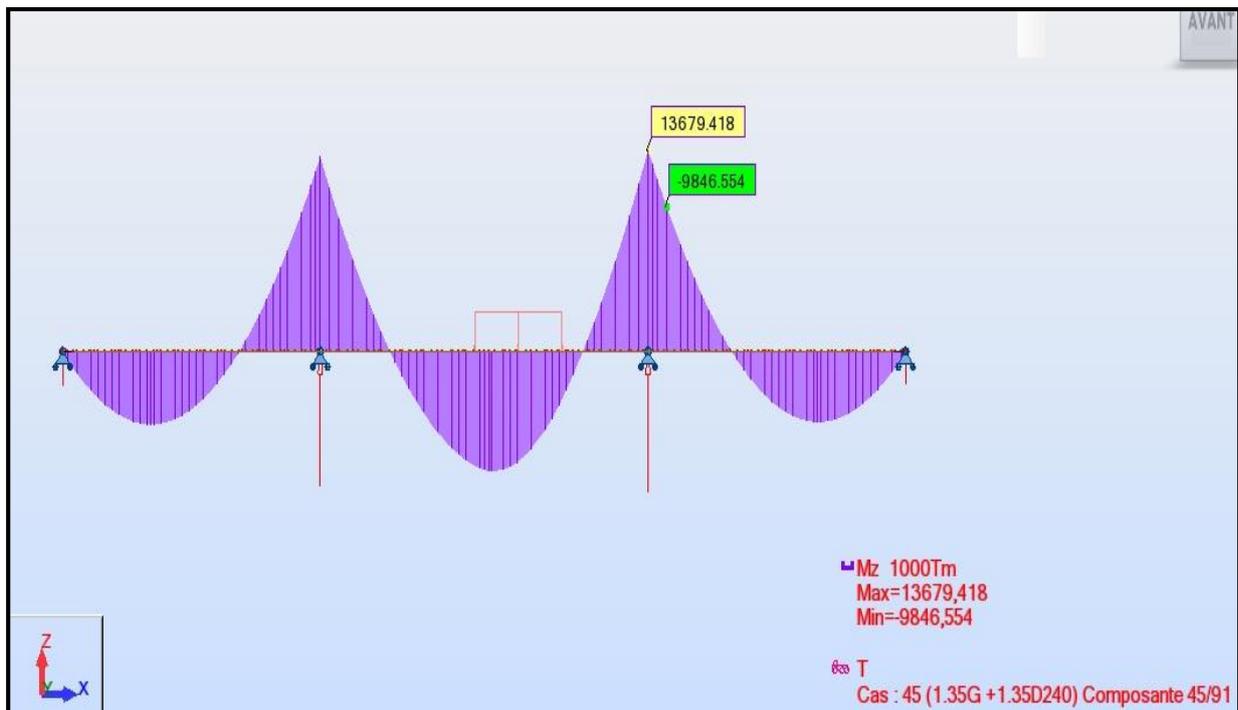


Fig (V.63): Diagramme des moments fléchissant sous ELU 3.



Fig (V.64): Diagramme des efforts tranchant sous ELU 3.

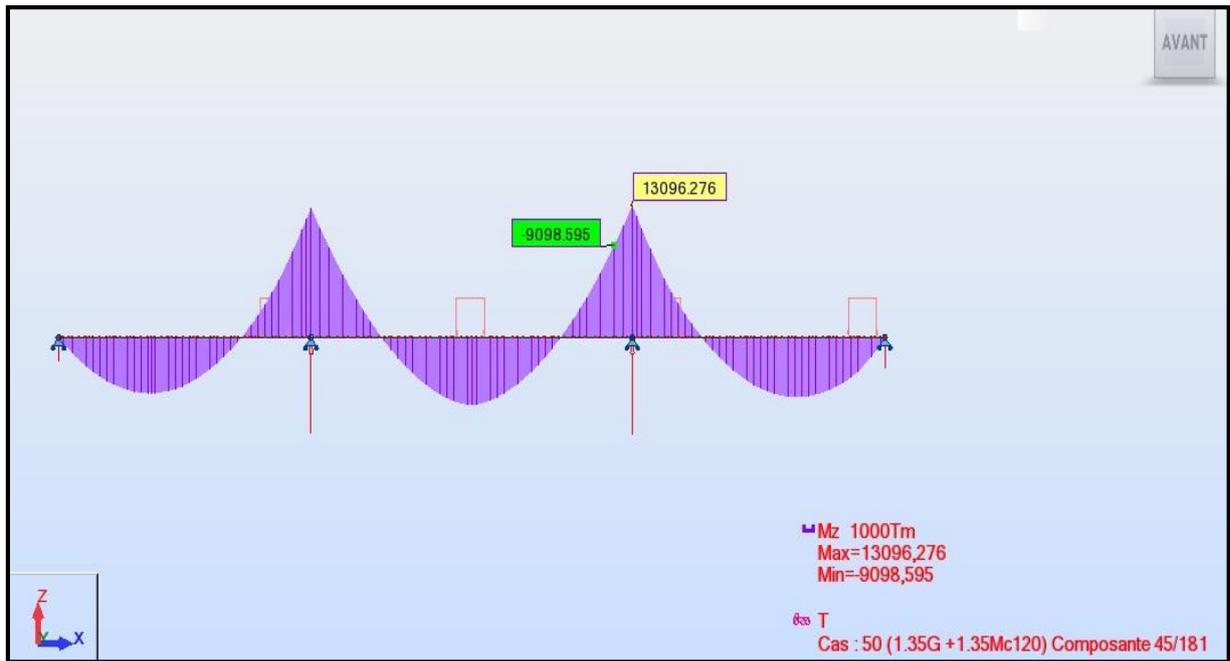


Fig (V.65): Diagramme des moments fléchissant sous ELU 4.

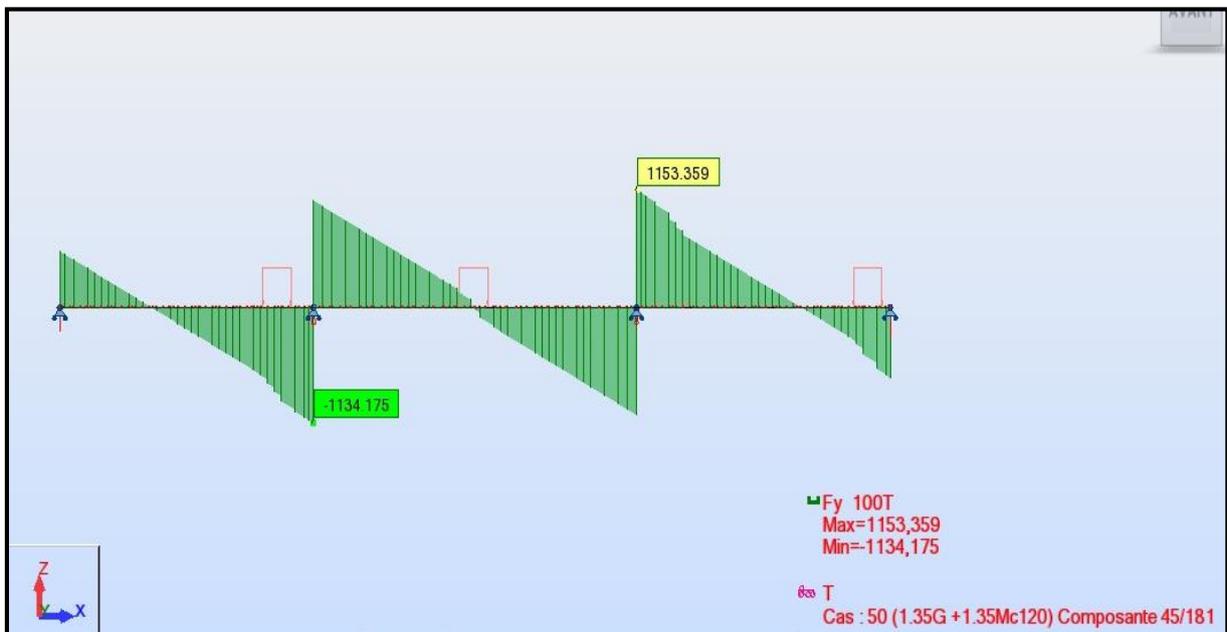


Fig (V.66): Diagramme des efforts tranchant sous ELU 4.

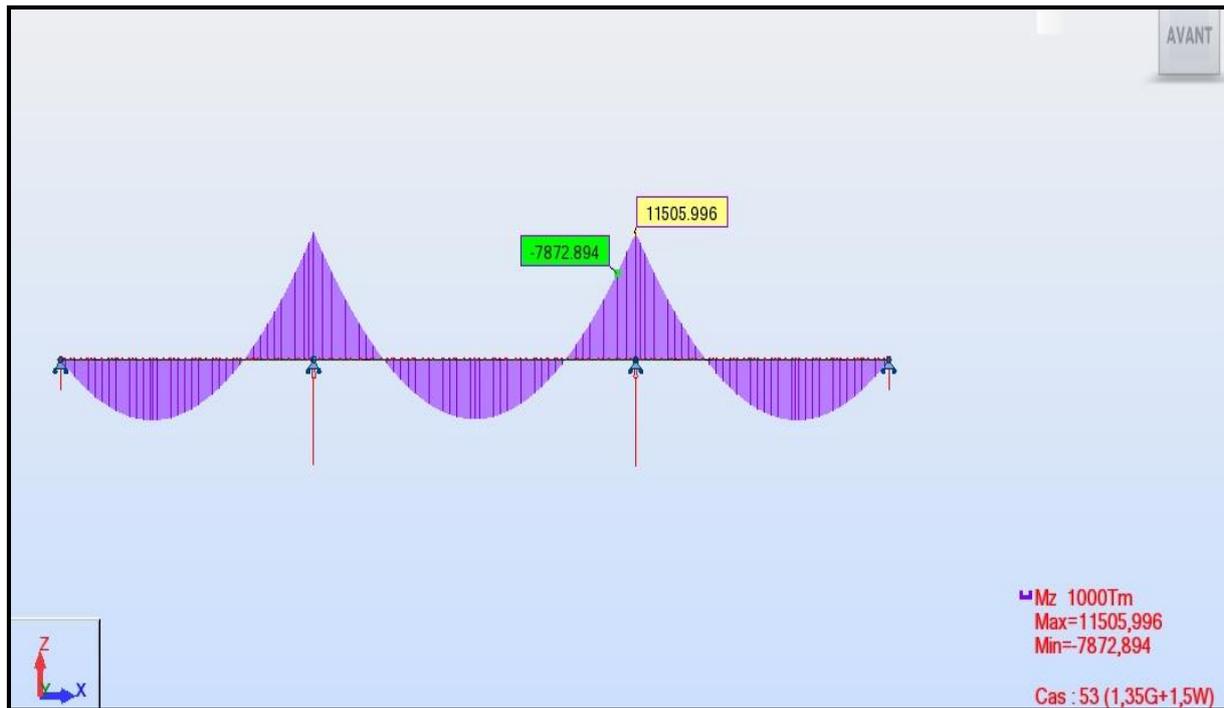


Fig (V.67): Diagramme des moments fléchissant sous ELU 5.

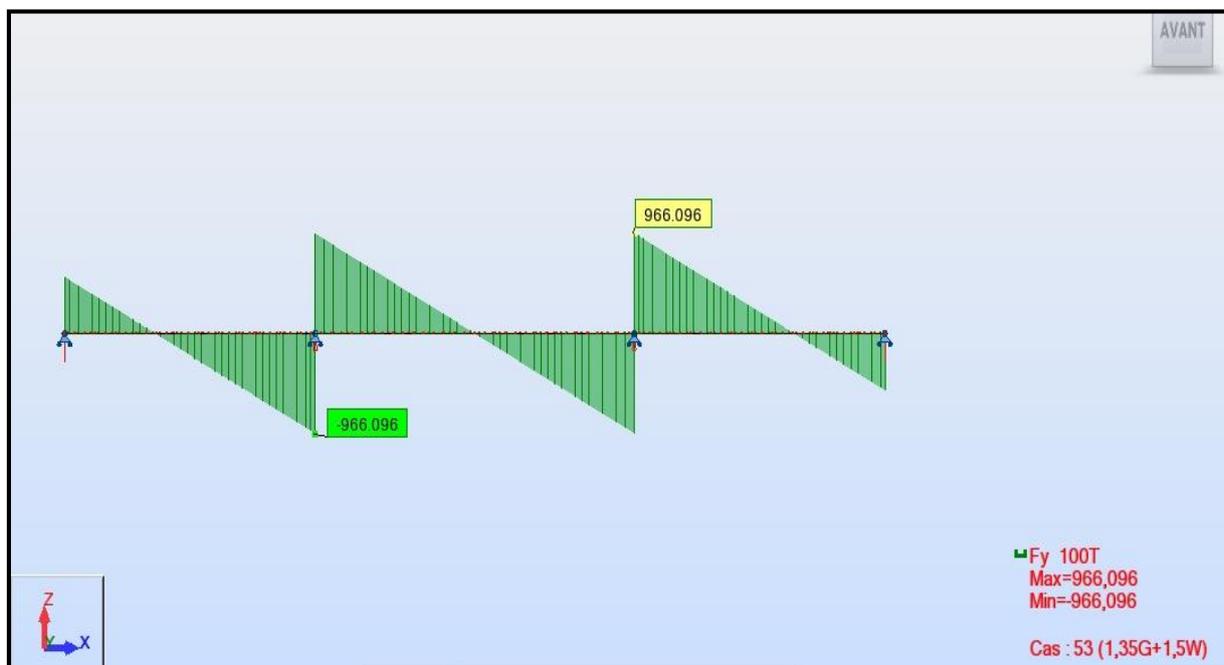


Fig (V.68): Diagramme des efforts tranchant sous ELU 5.

➤ Les combinaisons d'action à l'ELS :

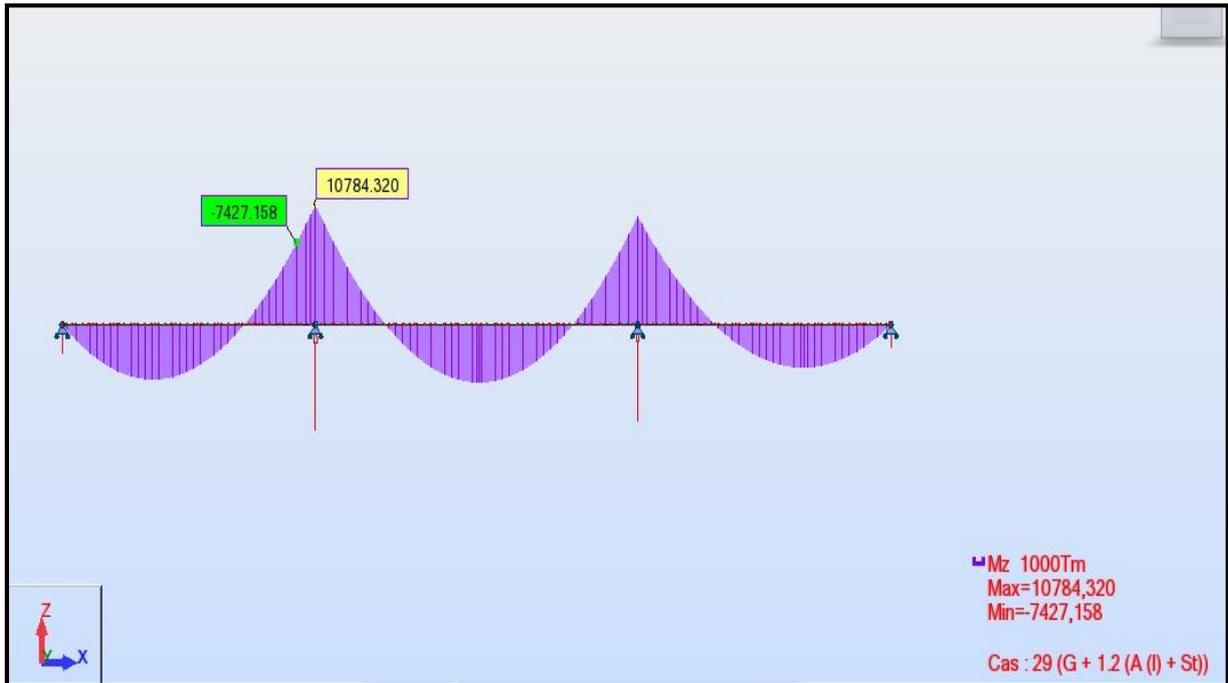


Fig (V.69): Diagramme des moments fléchissant sous ELS 1.

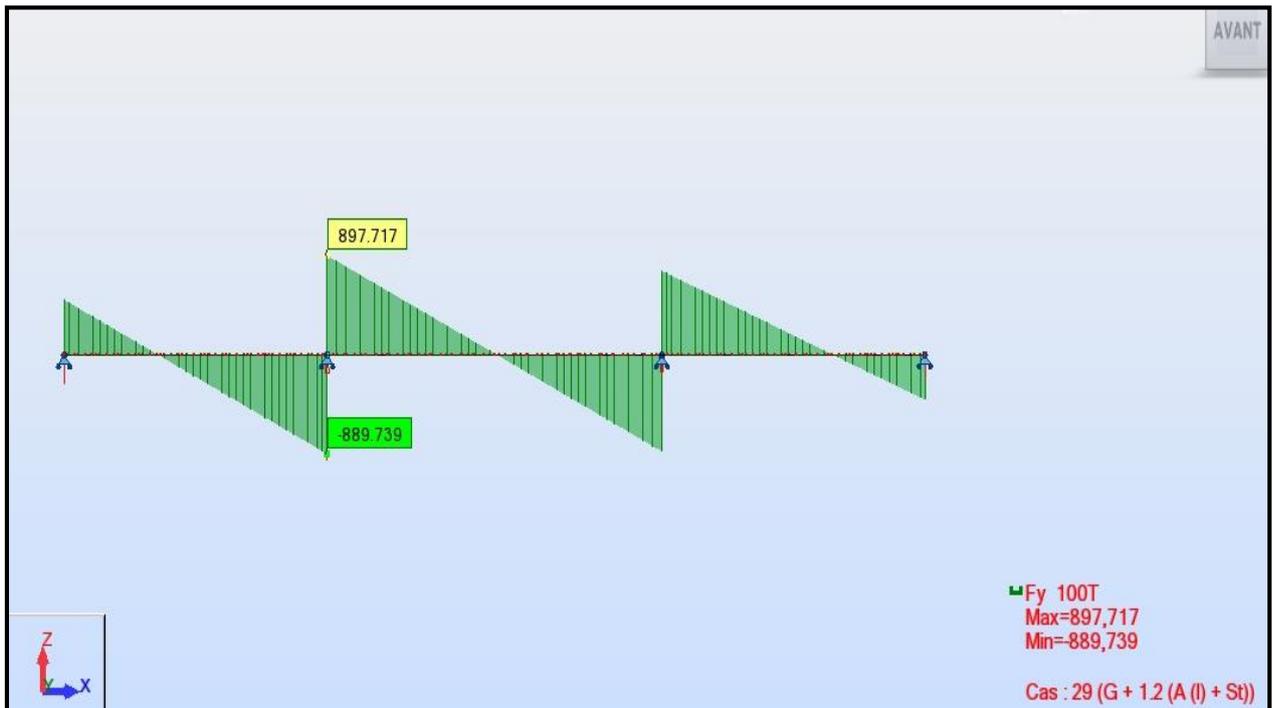


Fig (V.70): Diagramme des efforts tranchant sous ELS 1.

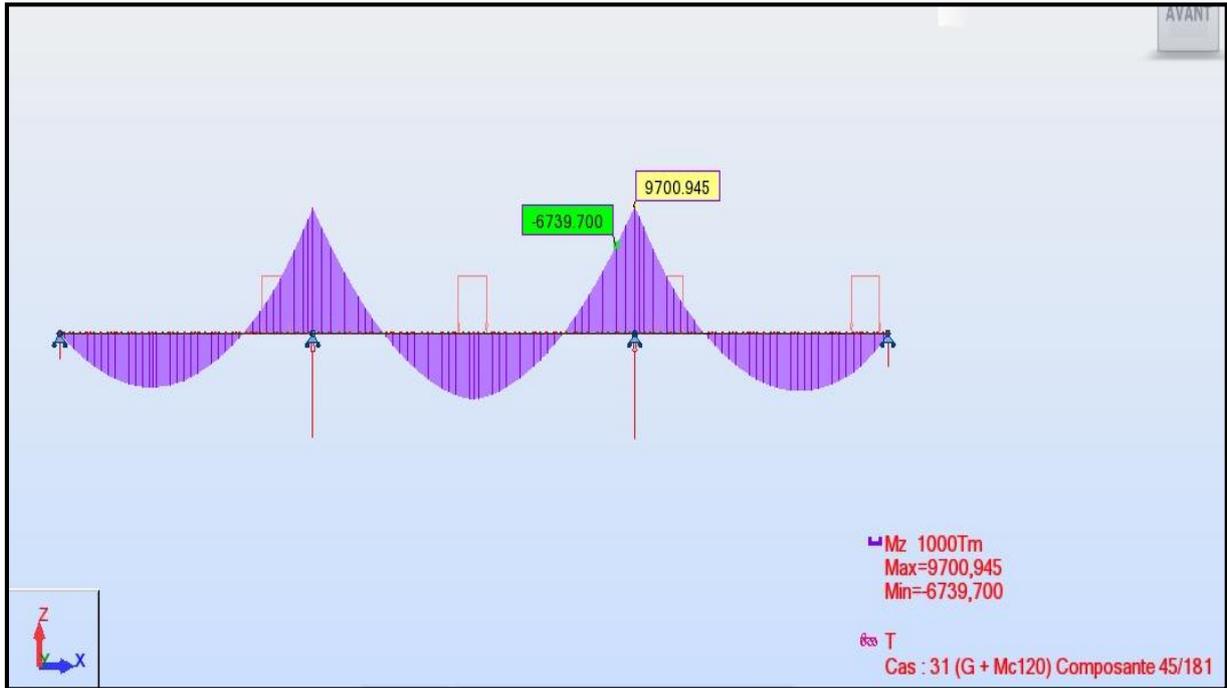


Fig (V.71): Diagramme des moments fléchissant sous ELS 3.

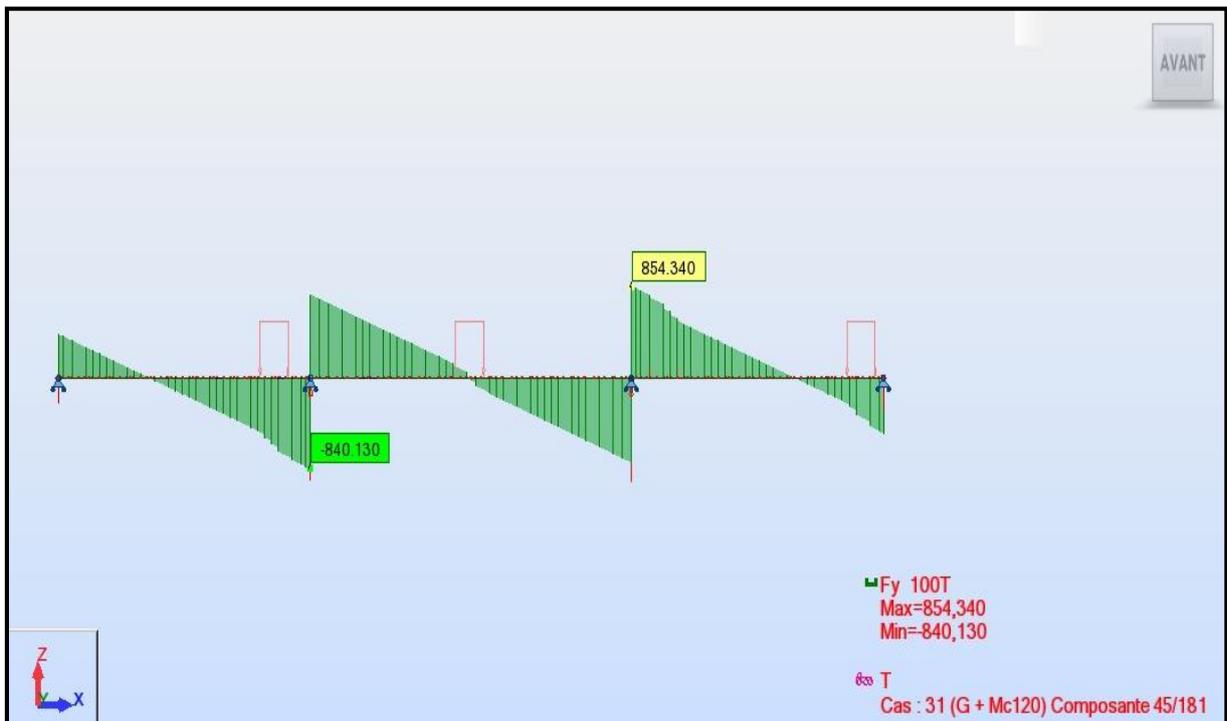


Fig (V.72): Diagramme des efforts tranchant sous ELS 3.

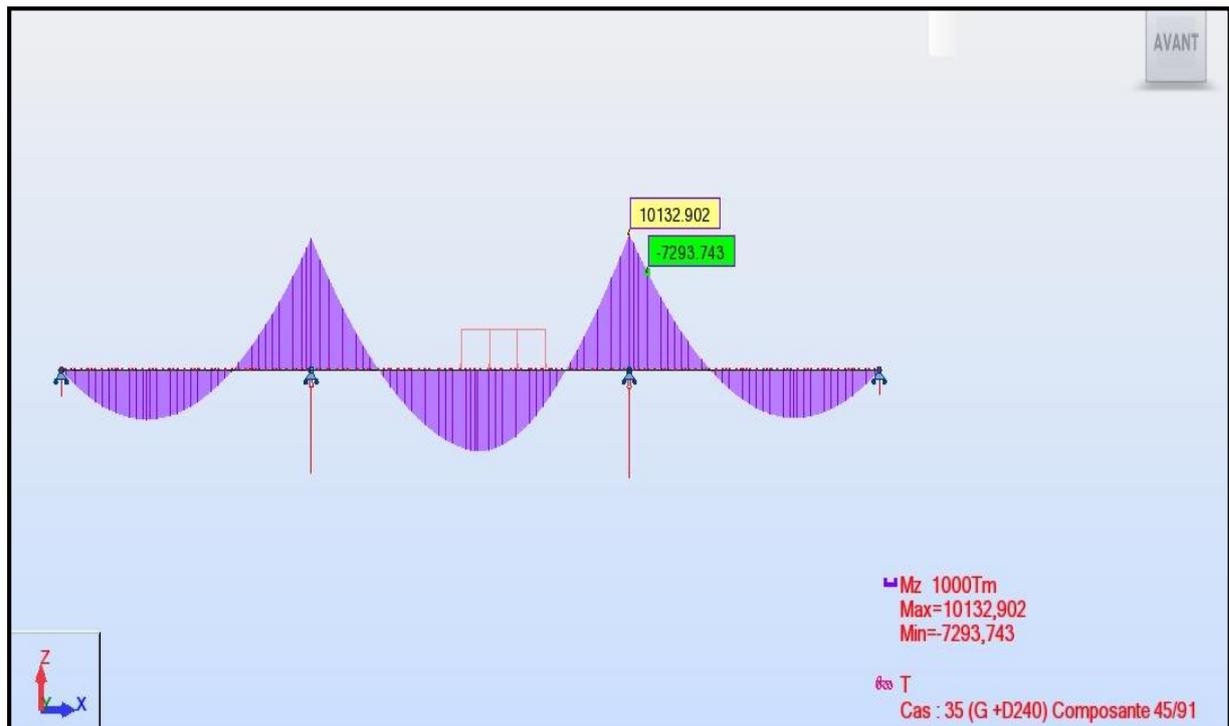


Fig (V.73): Diagramme des moments fléchissant sous ELS 4.

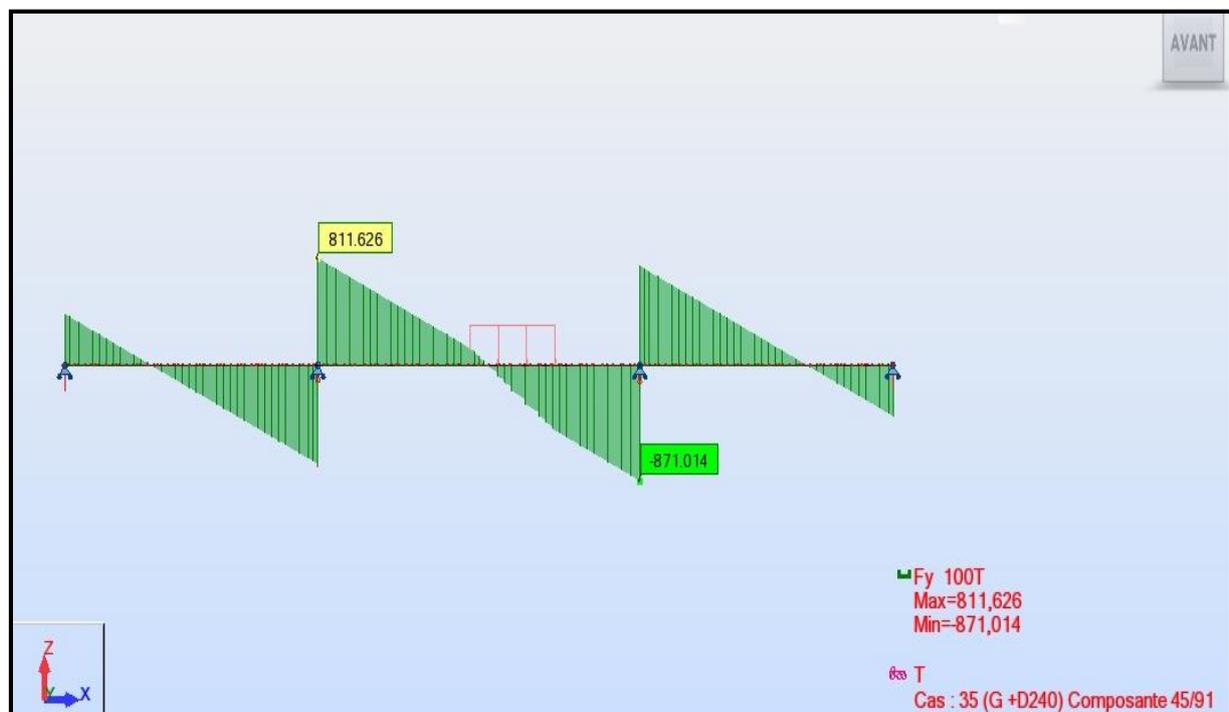


Fig (V.74): Diagramme des efforts tranchant sous ELS 4.

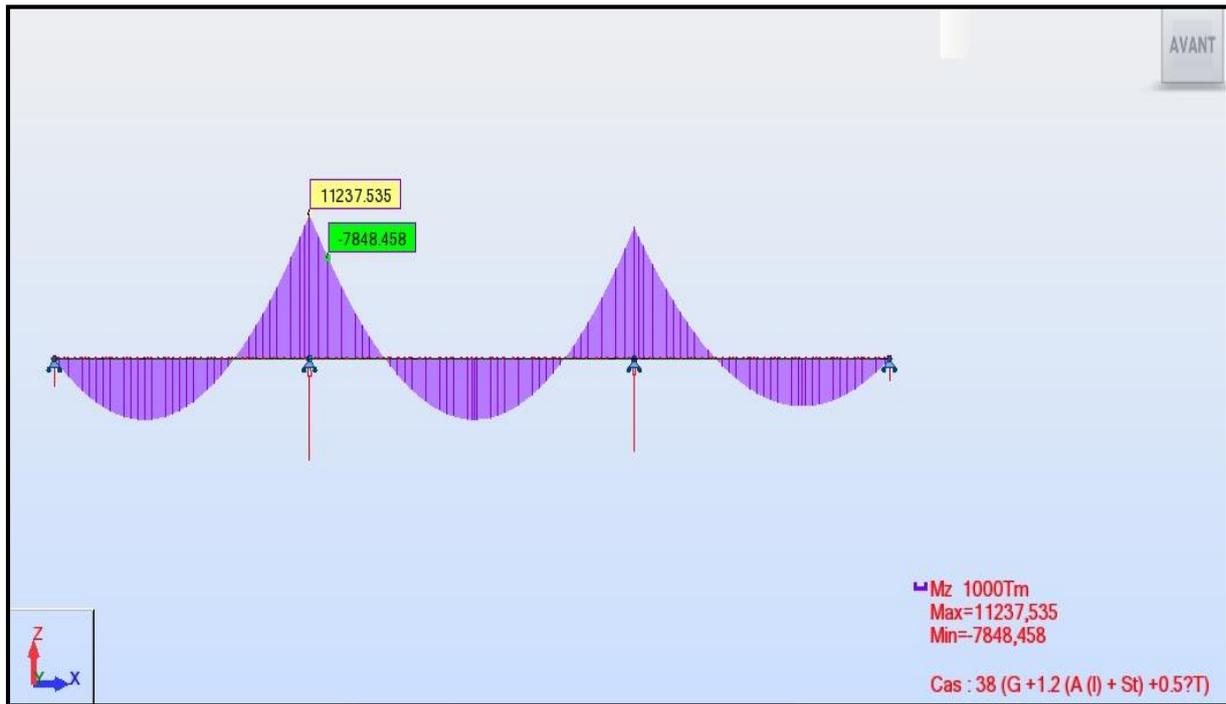


Fig (V.75): Diagramme des moments fléchissant sous ELS 5.

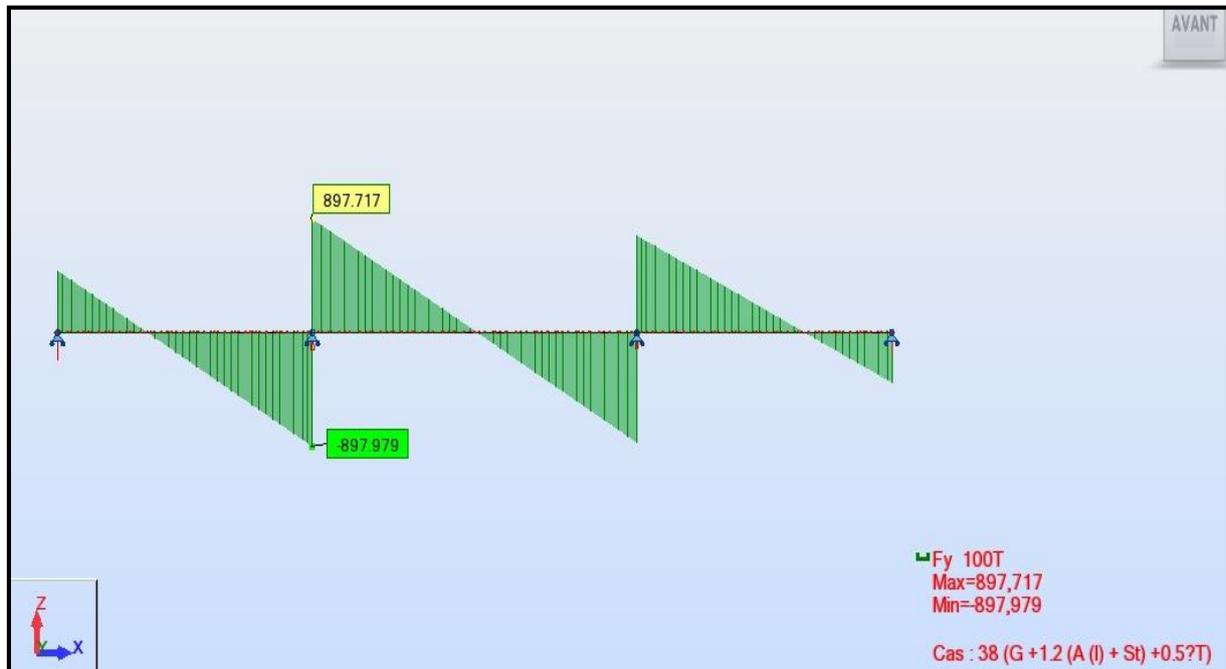


Fig (V.76): Diagramme des efforts tranchant sous ELS 5.

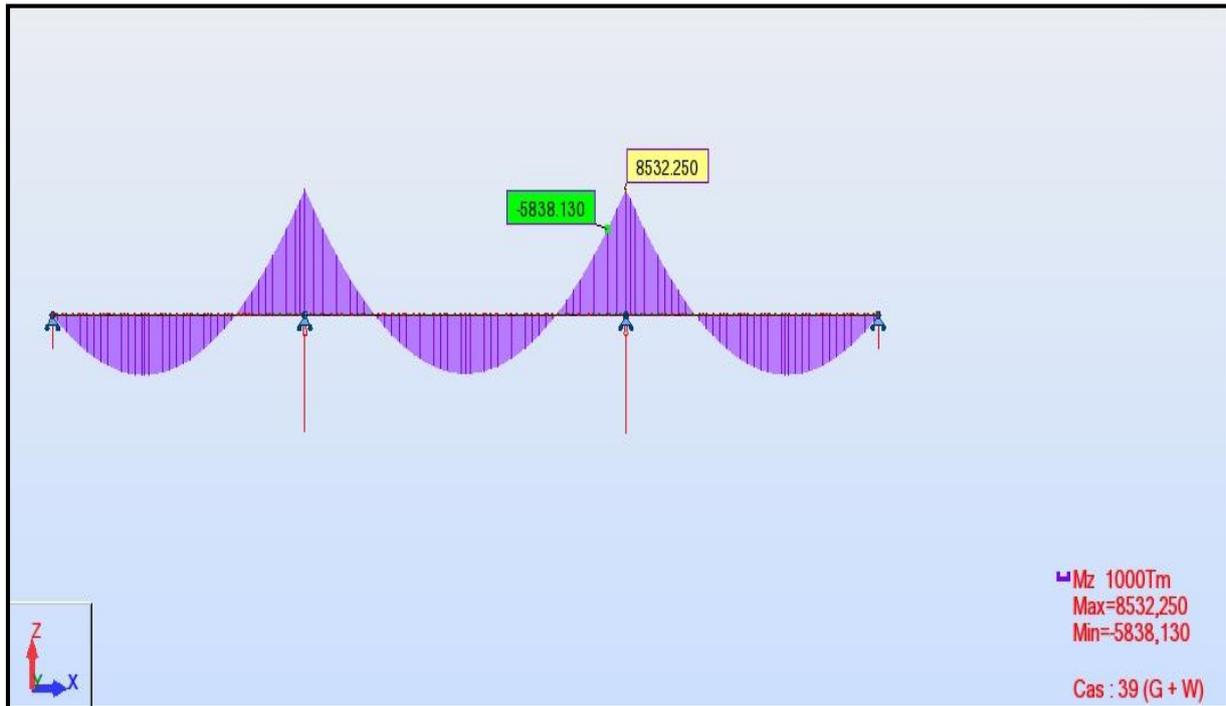


Fig (V.77): Diagramme des moments fléchissant sous ELS 7.

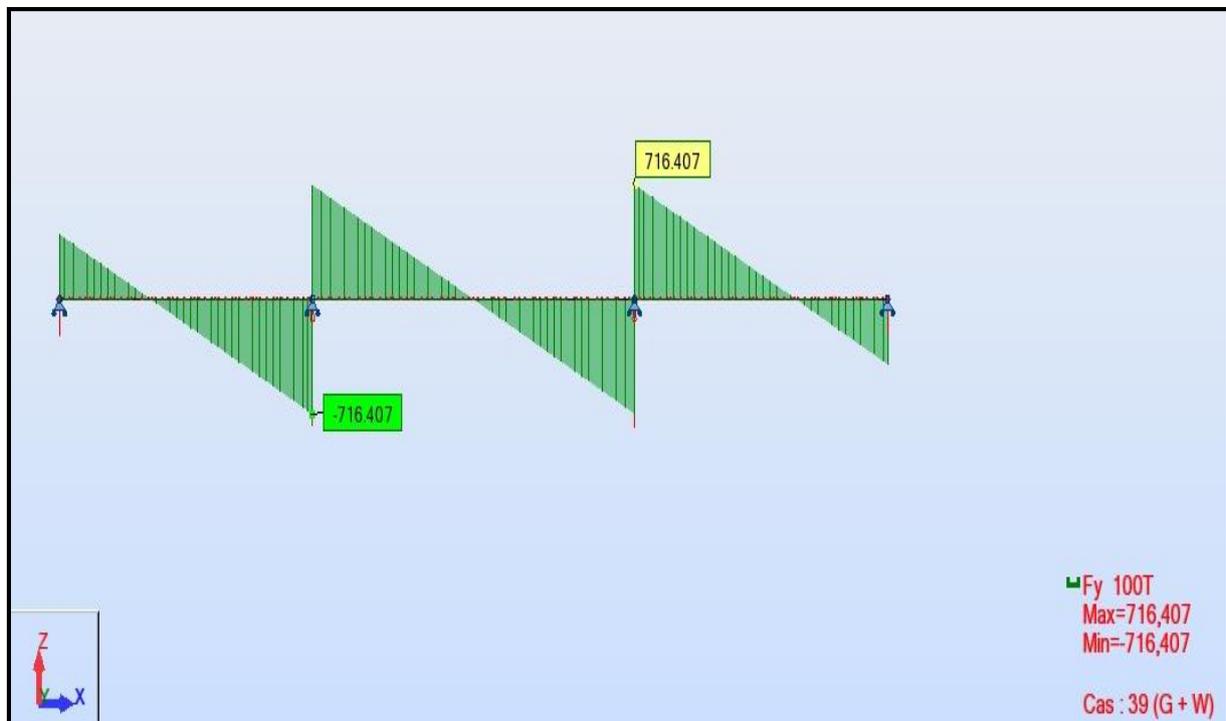


Fig (V.78): Diagramme des efforts tranchant sous ELS 7.

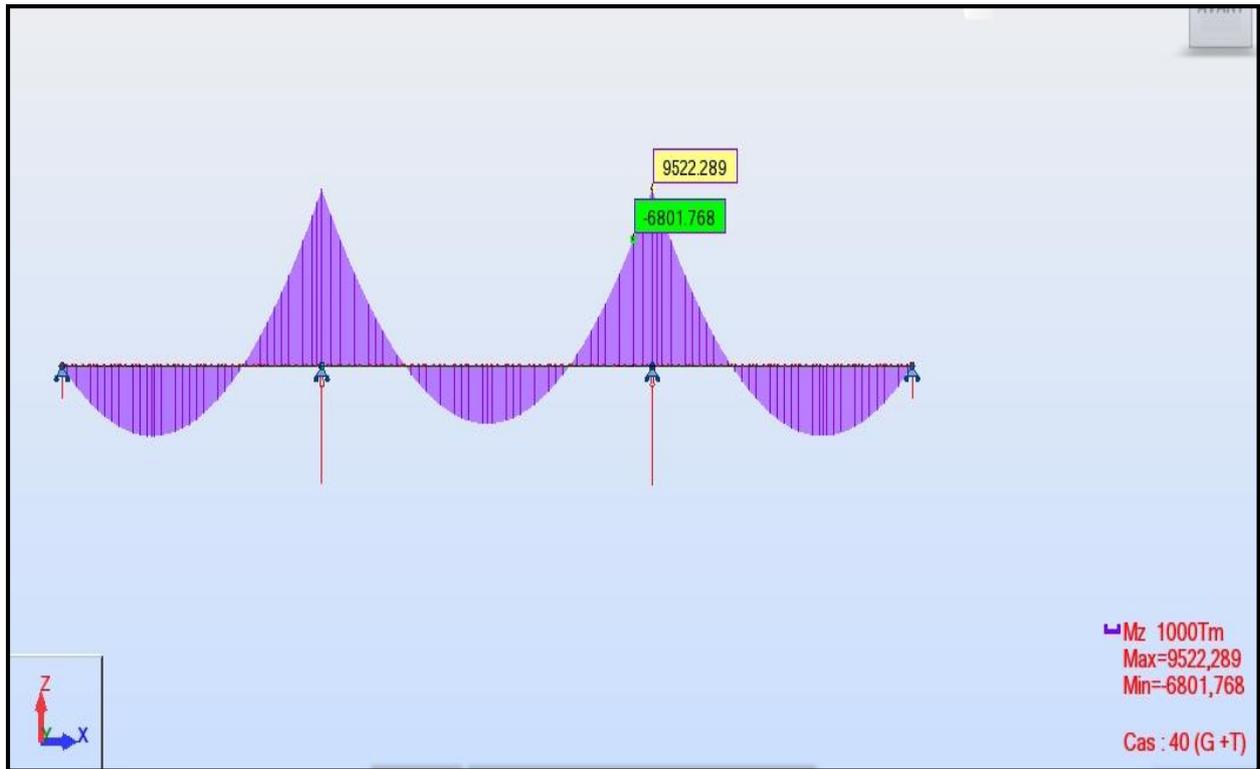


Fig (V.79): Diagramme des moments fléchissant sous ELS 8.

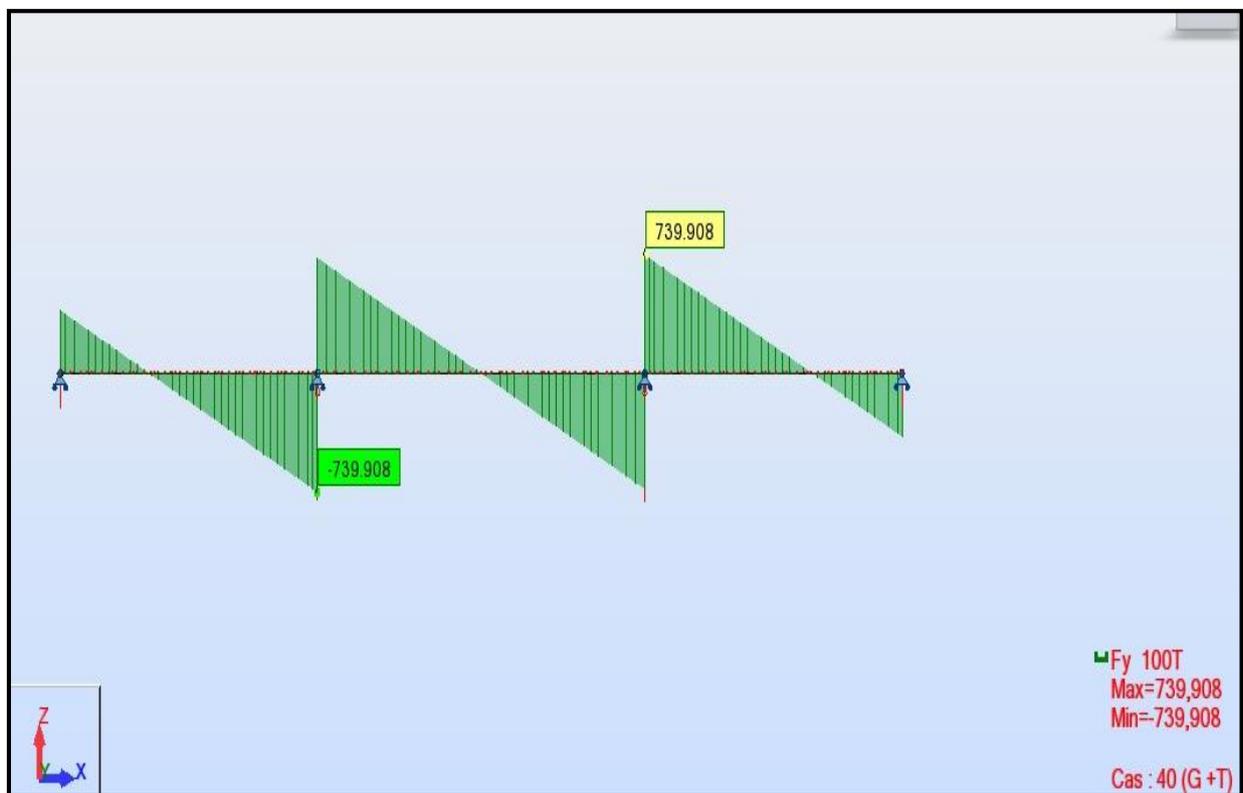


Fig (V.80): Diagramme des efforts tranchant sous ELS 8.

Introduction

Le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture. Il s'agit de techniques inventées par Eugène Freyssinet en 1928, qui consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé. On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

VI-1)-Les familles de câblage :

Le câblage d'un pont construit en encorbellement comprend deux familles :

-**Le câblage de fléau**: Comme son nom l'indique, le câblage de fléau assure la reprise des sollicitations se développant au cours de la construction des fléaux, et, en particulier, de la majeure partie des moments négatifs totaux se développant au voisinage des appuis intermédiaires.

-**Le câblage de continuité** : il permet de solidariser les fléaux entre eux ainsi qu'aux parties coulées sur cintre, et confère au tablier sa résistance aux sollicitations principalement engendrées par le poids des superstructures et les actions variables, puis il est destiné à assurer la continuité entre les différents fléaux.

VI-1-1)- Etude de la précontrainte de la console:

VI-1-1-1)- Disposition des câbles:

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

VI-1-1-2)- Câblage :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures.

$$\text{Moments négatifs:} \quad \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|}{I} \times V ; \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{M}{I} \times V$$

- Ce moment génère une traction dans les fibres supérieures et une compression dans les fibres inférieures.

- L'effort de précontrainte vient reprendre ce moment négatif.

$$\sigma_{P_{\text{sup}}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} : \text{au niveau des fibres supérieures.}$$

$$\sigma_{P_{\text{inf}}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} : \text{au niveau des fibres inférieures.}$$

Avec :

$\sigma_{P_{\text{sup}}}$: Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{P_{\text{inf}}}$: Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la précontrainte.

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

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

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

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

Pour déterminer l'effort P de précontrainte il suffit d'équilibrer les contraintes dues aux surcharges avec celles dues à la précontraintes.

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{I} = \frac{M}{I} \Rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I} \right) = \frac{M \times V}{I} \Rightarrow P = \frac{M \times V}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

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

S : Section droite du voussoir.

“P” et “e” sont des inconnues, pour cela on fixe “e” et on détermine “P”.

Détermination du nombre des câbles de fléau :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$N = \frac{P}{0.8 \times P_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T13s peut créer et P_0 est estimé à 20% de pertes.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Contrainte de rupture garantie $f_{prg} = 1860$ MPa.

Contrainte élastique $f_{peg} = 1656$ MPa.

Module d'élasticité $E_p = 1.9 \cdot 10^5$ Mpa.

Section du câble $A_p = 1200 \cdot 10^{-6}$ m².

La tension d'origine :

$$\sigma_{P_0} = \text{Min}(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = \text{Min}(1488 \text{ MPa} ; 1490.4 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{P_0} = 1488 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{P_0} = P_0/S \implies P_0 = \sigma_{P_0} \times A_p$$

$$P_0 = 1488 \times 1200 = 178.56 \text{ t.}$$

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

- $S = 15.214 \text{ m}^2$.

- $I = 11.422 \text{ m}^4$.

- distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure $V = 1.29 \text{ m}$.

- $e = V - d$ on prend l'enrobage $d = 0.15 \text{ m}$ ce qui conduit à une valeur de $e = 1.14 \text{ m}$.

Pour une valeur du moment égale à 11104.752 t.m **$P = 6448.822 \text{ t}$**

Donc le nombre de câbles égale à :

$$N = \frac{6448.822}{178.56 \times 0.80} = 45.144 \text{ Le résultat est } \mathbf{46} \text{ câbles } 12\text{T}13\text{s}$$

Remarque

-Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.

-Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion, on doit arrêter la moitié de nombre de câble dans chaque âme

Soit ci-dessous le nombre nécessaire de câbles pour chaque caisson V_i :

X(m)	I _i (m ⁴)	S _i (m ²)	V _i (m)	M _i (t.m)	e _i (m)	p _i (t)	N _i =P _i /0.8P ₀	N _i réel	
0	11.422	15.214	1.29	11104.752	1.14	6448.822	45.144	46	-
4	6.88	6.071	1.12	8695	1.27	3810.527	26.67	46	10
7	6.88	6.071	1.12	7186.23	1.27	3149.319	22.046	36	8
10	6.88	6.071	1.12	5815.8	1.27	2548.736	17.84	28	6
13	6.88	6.071	1.12	4583.177	1.27	2008.547	14.06	22	4
16	6.88	6.071	1.12	3489.952	1.27	1529.449	10.70	18	4
19	6.88	6.071	1.12	2554.237	1.27	1119.377	7.83	14	4
22	6.88	6.071	1.12	1766.712	1.27	774.250	5.42	10	4
25	6.88	6.071	1.12	1117.525	1.27	489.748	3.42	6	2
28	6.88	6.071	1.12	606.678	1.27	265.872	1.86	4	2
31	6.88	6.071	1.12	234.169	1.27	102.623	0.71	2	2

Tab (VI.1): Nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.

b)- Etude du tracé des câbles

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

Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le grand principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

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

➤ Etude de tracé en élévation

Afin de réduire les contraintes de cisaillement, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes. Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles. Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25m de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage). Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est :

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

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage.

d_0 : distance du câble à fibre supérieure.

l : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir pour les six premiers câbles et de deux voussoirs pour le reste des câbles).

Le rayon minimal de courbure R_{\min} est de 6 m pour 12 T13 S, ce dernier sera calculé selon la formule suivante :

$$R = \frac{x^2}{2y} \geq R_{\min}$$

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

$$\tan \alpha = dy / dx = 2(d_1 - d_0) / l$$

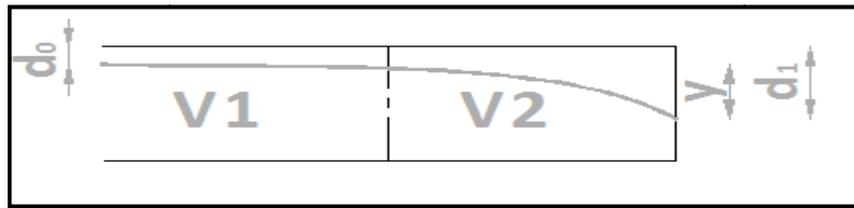


Fig (VI.2): Tracé d'un câble en élévation.

- **Tracé du câble N°1**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir (à $x = 7\text{m}$), on arrête 10 câbles dans cette section soient 5 par âme.

- Le câble n° 1 s'ancrera au **c.d.g** de la section.

$$d_0 = 0.317 \text{ m}, \quad d_1 = 1.12 \text{ m}, \quad l = 7 \text{ m}, \quad y = d_1 - d_0 = 0.803 \text{ m}$$

$$R(x) = 7^2/2 \cdot 0.803 = 30.51 \text{ m} > R_{\min} = 6\text{m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.12 - 0.317) / 7) = 12.92^\circ$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°1 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.317 + 0.016x^2 \text{ [m]}$$

- **Tracé du câble N°2**

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de 0.25 m au-dessus du c d g de la section.

$$d_0 = 0.317 \text{ m}, \quad d_1 = 1.12 - 0.25 = 0.87\text{m}, \quad l = 7 \text{ m}, \quad y = d_1 - d_0 = 0.553 \text{ m}$$

$$R(x) = 7^2/2 \cdot 0.553 = 44.30 \text{ m} > R_{\min} = 6\text{m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (0.87 - 0.317) / 7) = 8.97^\circ$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°2 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.317 + 0.0112x^2 \text{ [m]}$$

- **Tracé du câble N°3**

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de 0.25 m au-dessous du c d g de la section.

$$d_0 = 0.317 \text{ m}, \quad d_1 = 1.12 + 0.25 = 1.37\text{m}, \quad l = 7 \text{ m}, \quad y = d_1 - d_0 = 1.053 \text{ m}$$

$$R(x) = 7^2/2 \cdot 1.053 = 23.26 \text{ m} > R_{\min} = 6\text{m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.37 - 0.317) / 7) = 16.74^\circ$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°3 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.317 + 0.021x^2 \text{ [m]}$$

- **Tracé du câble N°4**

Le câble n° 4 s'ancrera à une distance de **0.5 m au-dessus du c d g** de la section.

$$d_0 = 0.317 \text{ m}, \quad d_1 = 1.12 - 0.5 = 0.62\text{m}, \quad l = 7 \text{ m}, \quad y = d_1 - d_0 = 0.303 \text{ m}$$

$$R(x) = 7^2/2 \cdot 0.303 = 80.85 \text{ m} > R_{\min} = 6\text{m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (0.62 - 0.317) / 7) = 4.94^\circ$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°4 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.317 + 0.006x^2 \text{ [m]}$$

- **Tracé du câble N°5**

Le câble n° 5 s'ancrera à une distance **de 0.5 m au-dessous du c d g** de la section.

$$d_0 = 0.317 \text{ m}, \quad d_1 = 1.12 + 0.5 = 1.62 \text{ m}, \quad l = 7 \text{ m}, \quad y = d_1 - d_0 = 1.303 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{l^2}{2} \cdot \frac{y}{l} = 18.80 \text{ m} > R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.62 - 0.317) / 7) = 20.419^\circ$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°5 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.317 + 0.026x^2 \text{ [m]}$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau ci après

N° de voussoir	N° du câble	X(m)	V(m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	y(m)	R _i (m)	α _i (degré) (à l'ancrage)	Equation de la courbure
V1	C1	7	1.12	0.317	1.12	0.803	30.51	4.94	0.317 + 0.016x²
	C2	7	1.12	0.317	0.87	0.553	44.30	8.97	0.317 + 0.0112x²
	C3	7	1.12	0.317	1.37	1.053	23.26	16.74	0.317 + 0.021x²
	C4	7	1.12	0.317	0.62	0.303	80.85	4.94	0.317 + 0.006x²
	C5	7	1.12	0.317	1.62	1.303	18.80	20.419	0.317 + 0.026x²
V2	C6	10	1.12	0.317	0.87	0.553	90.41	6.31	0.317 + 0.061x²
	C7	10	1.12	0.317	1.37	1.053	47.48	11.89	0.317 + 0.117x²
	C8	10	1.12	0.317	0.62	0.303	165.01	3.46	0.317 + 0.033x²
	C9	10	1.12	0.15	1.62	1.47	34.01	16.38	0.15 + 0.163x²

V3	C10	13	1.12	0.15	1.12	0.97	87.11	8.48	$0.15 + 0.107x^2$
	C11	13	1.12	0.15	0.87	0.72	117.36	6.32	$0.15 + 0.08x^2$
	C12	13	1.12	0.15	1.37	1.22	69.26	10.63	$0.15 + 0.135x^2$
V4	C13	16	1.12	0.15	0.87	0.72	177.77	5.142	$0.15 + 0.08x^2$
	C14	16	1.12	0.15	1.37	1.22	104.918	8.67	$0.15 + 0.135x^2$
V5	C15	19	1.12	0.15	0.87	0.72	250.694	4.33	$0.15 + 0.08x^2$
	C16	19	1.12	0.15	1.37	1.22	147.95	7.318	$0.15 + 0.135x^2$
V6	C17	22	1.12	0.15	0.87	0.72	336.111	3.744	$0.15 + 0.08x^2$
	C18	22	1.12	0.15	1.37	1.22	198.36	6.328	$0.15 + 0.135x^2$
V7	C19	25	1.12	0.15	0.87	0.72	322.164	4.43	$0.15 + 0.08x^2$
	C20	25	1.12	0.15	1.37	1.22	256.17	5.574	$0.15 + 0.135x^2$
V8	C21	28	1.12	0.15	1.12	0.97	404.123	3.963	$0.15 + 0.107x^2$
V9	C22	31	1.12	0.15	1.12	0.97	495.360	3.580	$0.15 + 0.107x^2$
V10	C23	34	1.12	0.15	1.12	0.97	595.876	3.265	$0.15 + 0.107x^2$

Tab (VI.3): Tracé des câbles en élévation.

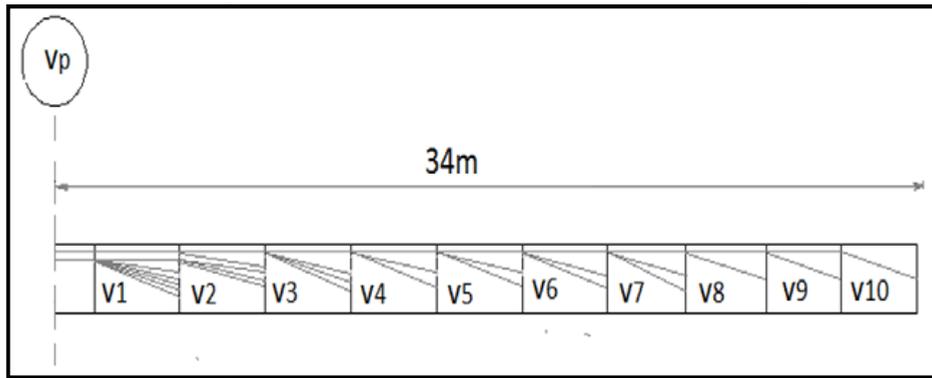


Fig (VI.3): Disposition des câbles de fléau en élévation.

➤ **Tracé des câbles en plan :**

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, car le câble subit en même temps deux courbures ; en plan et en élévation, ce qui pose des problèmes au niveau de l'exécution bien que théoriquement il est conseillé de donner au câble une forme en S plus ou moins prononcée pour diminuer au maximum la composante V de la précontrainte dans le plan, il est difficile de le réaliser en pratique.

Par hypothèse on considère que la courbure commence à la section du voussoir qui précède celle de l'ancrage et la déviation en plan se fait le long d'un seul voussoir.

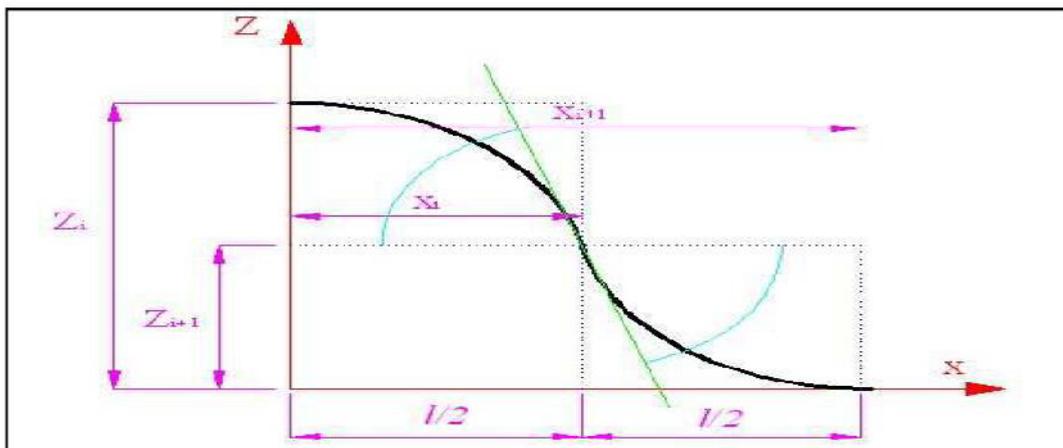


Fig (VI.4): Tracé en plan d'un câble du fléau.

a) Equation de la courbure 1er courbure :

$$Z(x) = Z_1 + (Z_1 - Z_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

b) Equation de la 2ème courbure :

$$Z(x) = Z_1 - (Z_1) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

c) Le rayon de courbure :

$$R_i(x) = \frac{x_i^2}{2(Z_0 - Z_1)} \quad ; \quad R_{i+1}(x) = \frac{x_{i+1}^2}{2 Z_1}$$

d) L'inclination β :

$$\tan \beta_i = \frac{2(Z_0 - z_1)}{l} \quad ; \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2 Z_1}{l}$$

Exemple de calcul : câble C5 du voussoir V4:

$$Z_0 = 0.418\text{m} \quad ; \quad Z_1 = 0.209\text{m}$$

$$R_i(x) = \frac{x_i^2}{2(Z_0 - Z_1)} = 5.37\text{m}$$

$$\tan \beta_i = \frac{2(0.418 - 0.209)}{1.5} = 0.278 \quad ; \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2 \times 0.209}{1.5} = 0.27$$

$$\beta_i = 15.57^\circ$$

$$\beta_{i+1} = 15.57^\circ$$

$$Z_i(x) = 0.209 - 0.093x^2$$

$$Z_{i+1}(x) = -0.0928(x-1.5)^2$$

Le reste des calculs pour les câbles est mentionné dans le tableau qui suit :

C_i	X_i (m)	X_{i+1} (m)	Z_0 (cm)	Z_1 (cm)	R_i (m)	R_{i+1} (m)	β_i (degré)	β_{i+1} (degré)	Equation de la 1 ^{ère} courbure
C1	1.5	1.5	8.375	4.18	26.86	26.86	3.19	3.19	$0.0418-0.018x^2$
C2	1.5	1.5	-8.375	-4.18	- 26.86	- 26.86	-3.19	-3.19	$-0.0418+0.018x^2$
C3	1.5	1.5	25.125	12.56	8.95	8.95	9.50	9.50	$0.125-0.05x^2$
C4	1.5	1.5	-25.125	-12.56	-8.95	-8.95	-9.50	-9.50	$-0.125+0.05x^2$
C5	1.5	1.5	41.875	20.93	5.37	5.37	15.6	15.6	$0.209-0.093x^2$
C6	1.5	1.5	-41.875	-20.93	-5.37	-5.37	-15.6	-15.6	$-0.209+0.093x^2$
C7	1.5	1.5	58.625	29.31	3.83	3.83	21.34	21.34	$0.293-0.13x^2$
C8	1.5	1.5	-58.625	-29.31	-3.83	-3.83	-21.34	-21.34	$-0.293+0.13x^2$
C9	1.5	1.5	0	0	/	/	0	0	/
C10	1.5	1.5	16.75	8.37	13.43	13.43	6.37	6.37	$0.083-0.037x^2$
C11	1.5	1.5	-16.75	-8.37	- 13.43	- 13.43	-6.37	-6.37	$-0.083+0.037x^2$
C12	1.5	1.5	33.5	16.75	6.71	6.71	12.59	12.59	$0.167-0.074x^2$
C13	1.5	1.5	-33.5	-16.75	-6.71	-6.71	-12.59	-12.59	$-0.167+0.074x^2$
C14	1.5	1.5	50.25	25.12	4.47	4.47	18.52	18.52	$0.251-0.11x^2$
C15	1.5	1.5	-50.25	-25.12	-4.47	-4.47	-18.52	-18.52	$-0.251+0.11x^2$
C16	1.5	1.5	67	33.5	3.36	3.36	24.06	24.06	$0.33-0.149x^2$
C17	1.5	1.5	-67	-33.5	-3.36	-3.36	-24.06	-24.06	$-0.33+0.149x^2$
C18	1.5	1.5	83.75	41.87	2.68	2.68	29.17	29.17	$0.418-0.186x^2$
C19	1.5	1.5	-83.75	-41.87	-2.68	-2.68	-29.17	-29.17	$-0.418+0.186x^2$
C20	1.5	1.5	100.5	50.25	2.23	2.23	33.82	33.82	$0.5-0.223x^2$
C21	1.5	1.5	-100.5	-50.25	-2.23	-2.23	-33.82	-33.82	$-0.5+0.223x^2$
C22	1.5	1.5	117.25	58.62	1.92	1.92	38.01	38.01	$0.58-0.260x^2$
C23	1.5	1.5	-117.25	-58.62	-1.92	-1.92	-38.01	-38.01	$-0.58+0.260x^2$

Tab (VI.4): Caractéristiques géométriques du tracé en plan des câbles.

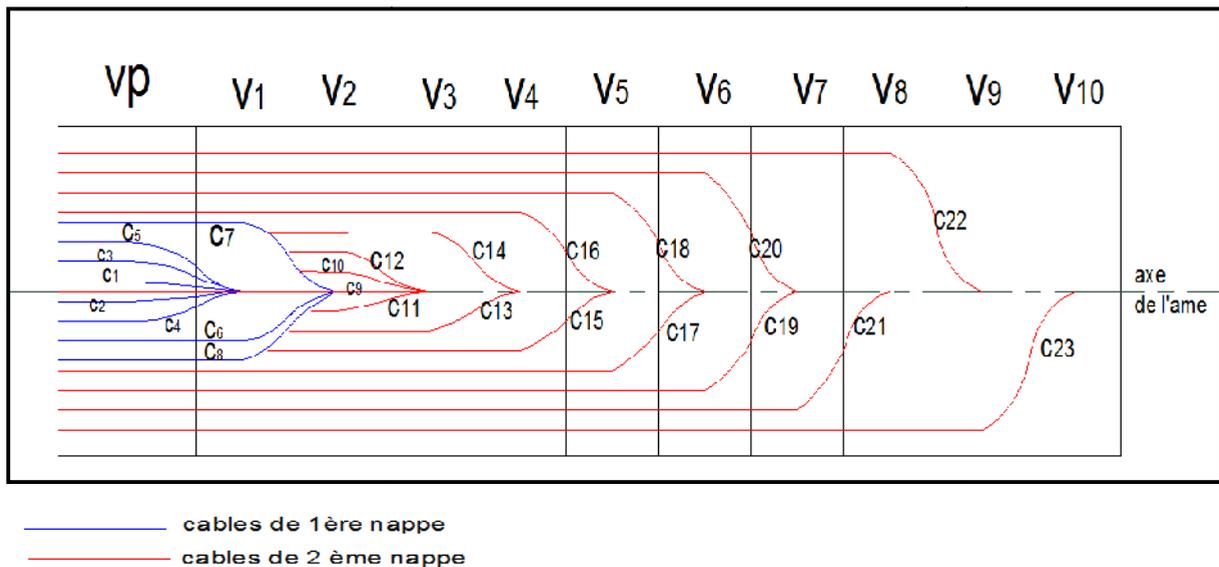


Fig (VI.5): Disposition des câbles en plan.

VI-1-1-4)- Calcul des pertes de tension de précontrainte :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs Phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

➤ Pertes de tensions instantanées :

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

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

D'une manière générale les pertes instantanées sont sous forme suivante :

$$\sigma p_i(x) = \sigma p_0 - \sigma p_i(x)$$

a)- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine

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

Selon les règles BPEL91, la tension $\sigma p_0(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtiens, compte tenu des frottements, à partir de la tension σp_0 à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\sigma_{p_f}(x) = \sigma_{p_0} \times (1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})$$

Avec :

-X(m) : Est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

- e : est la base des logarithmes népériens.

- θ (rad) : Est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace.

- f (rad⁻¹) = 0.2 : Est le coefficient de frottement en courbe.

- φ (m⁻¹) = 0,003 : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur.

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$

Donc on aura :

$$\sigma_{p_f}(x) = 1488 \times (1 - e^{-(0.2\theta + 0.003x)})$$

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :

Vi	X(m)	N° de câble	α (rad)	β (rad)	θ (rad)	$1 - e^{-(0.2\theta + 0.003x)}$	$\sigma_{p_0}(1 - e^{-(0.2\theta + 0.003x)})$
V1	7	C1	0.086	0.055	0.141	0.048	71.424
		C2	0.156	0.055	0.211	0.061	90.768
		C3	0.29	0.165	0.455	0.106	157.728
		C4	0.086	0.165	0.251	0.068	101.184
		C5	0.356	0.27	0.626	0.136	202.368
V2	10	C6	0.11	0.27	0.38	0.10	148.8
		C7	0.20	0.37	0.57	0.13	193.44
		C8	0.06	0.37	0.43	0.11	163.68
		C9	0.28	0	0.28	0.08	119.04
V3	13	C10	0.15	0.11	0.26	0.087	129.456
		C11	0.11	0.11	0.22	0.08	119.04
		C12	0.18	0.22	0.4	0.112	166.656
V4	16	C13	0.09	0.22	0.31	0.10	148.8
		C14	0.15	0.32	0.47	0.13	193.44

V5	19	C15	0.07	0.32	0.39	0.126	187.49
		C16	0.13	0.42	0.55	0.154	228.85
V6	22	C17	0.06	0.42	0.48	0.15	223.2
		C18	0.11	0.51	0.62	0.17	252.96
V7	25	C19	0.08	0.51	0.59	0.175	260.4
		C20	0.1	0.6	0.7	0.19	282.72
V8	28	C21	0.07	0.6	0.67	0.195	290.16
V9	31	C22	0.06	0.66	0.72	0.21	312.48
V10	34	C23	0.05	0.66	0.71	0.216	321.408

Tab (VI.5): Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.

b)- Pertes de tensions dues au recul des ancrages :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. il n'affecte qu'une partie x de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}K}}$$

Avec :

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

σ_{p0} : contrainte initiale.

σ_{p0}' : contrainte après recul d'ancrage.

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

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : **g = 0,005m**.

Ep : module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon **BPEL91**

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La qualité $g E_p$ représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur λ , dans la mesure où l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{l}$ sur la longueur d , on trouve :

-si $d > x$ (les pertes existent)

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

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

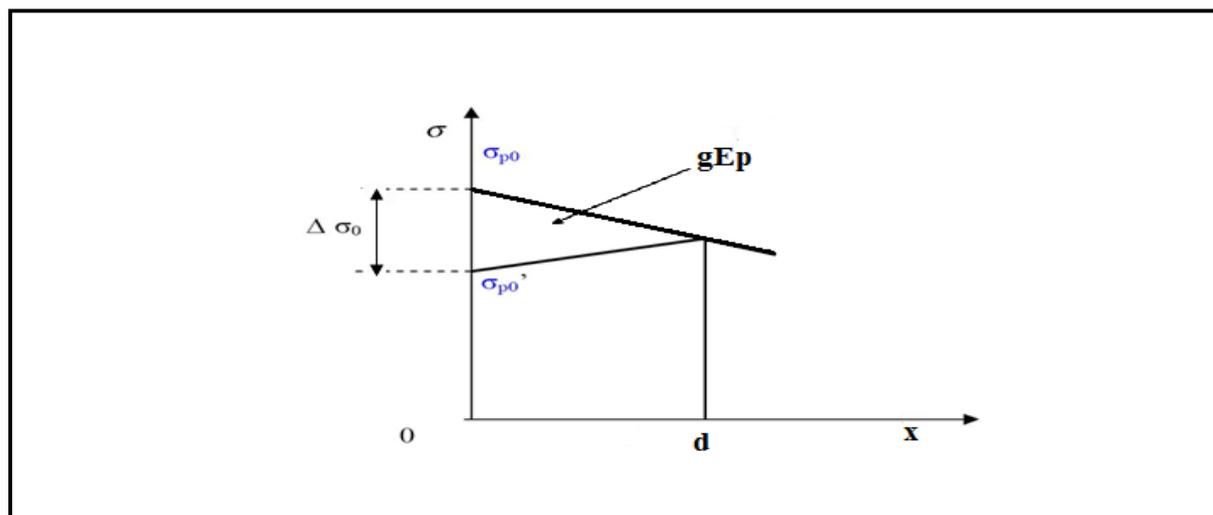


Fig (VI.6): Diagramme des tensions.

Les pertes dues au recul de l'ancrage sont : $\Delta \sigma_0 = 2kd$, qui est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Voussoir i	X(m)	N° de câble	k	α (rad)	d	$\Delta \sigma_0$ (MPa)
V1	7	C1	0.0054	0.086	10.87	0.117
		C2	0.0074	0.156	9.29	0.137
		C3	0.011	0.29	7.62	0.167
		C4	0.0054	0.086	10.87	0.117
		C5	0.013	0.356	7.00	0.182
V2	10	C6	0.0052	0.11	11.08	0.115
		C7	0.007	0.20	9.55	0.133
		C8	0.004	0.06	12.63	0.101
		C9	0.0086	0.28	8.61	0.148
V3	13	C10	0.0053	0.15	10.97	0.116
		C11	0.0047	0.11	11.65	0.109
		C12	0.0057	0.18	10.58	0.12
V4	16	C13	0.0041	0.09	12.48	0.102
		C14	0.0048	0.15	11.53	0.11

V5	19	C15	0.0037	0.07	13.13	0.097
		C16	0.0043	0.13	12.18	0.104
V6	22	C17	0.0035	0.06	13.50	0.094
		C18	0.004	0.11	12.63	0.101
V7	25	C19	0.0036	0.08	13.31	0.096
		C20	0.0038	0.1	12.96	0.098
V8	28	C21	0.0035	0.07	13.5	0.094
V9	31	C22	0.0034	0.06	13.70	0.093
V10	34	C23	0.0033	0.05	13.90	0.091

Tab (VI.6): Les pertes dues au recul d'ancrage.

c)- Pertes par raccourcissement du béton :

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée, la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du deuxième câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissant sur chaque armature dans une section donnée, est égale selon le BPEL91 à :

$$\Delta\sigma_p = \frac{(n-1)}{2n} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

- **n** : nombre de câbles
- **σ_{b0}** : Contrainte moyenne du béton au niveau du câble à la mise en tension.
- **E_p** : Module d'Young des aciers de précontrainte (190 000 MPa pour les torons).

- E_{ij} : Module instantané du béton à 'j' jours, il est égal à : $11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Sachant que } f_{c28} = 35 \text{ MPa (} f_{c28} = 35 \text{ MPa pour les caissons)}$$

Par hypothèse la mise de précontrainte est faite pour un béton âgé de 28 jours ($j = 28$).

Donc :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{p}{s} + \frac{pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Avec :

P : effort de précontrainte $P = Pr/0.8$

(Pr : La précontrainte du fléau calculée dans le tableau VIII.1)

M : moment fléchissant calculé en phase de service.

S : section de voussoir considéré.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Voussoir i	I (m ⁴)	S(m ²)	M(t.m)	e(m)	e ² (m ²)	P(t)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_0$ (MPa)
1/2Vsp	11.422	15.214	11104.75	1.14	1.3	8061.02	3.39	8.95
V1	6.88	6.071	8695	1.27	1.61	4763.15	2.94	7.766
V2	6.88	6.071	7186.23	1.27	1.61	3936.65	2.43	6.433
V3	6.88	6.071	5815.8	1.27	1.61	3185.92	1.97	5.207
V4	6.88	6.071	4583.177	1.27	1.61	2510.68	1.55	4.103
V5	6.88	6.071	3489.952	1.27	1.61	1911.81	1.18	3.124
V6	6.88	6.071	2554.237	1.27	1.61	1399.22	0.86	2.286
V7	6.88	6.071	1766.712	1.27	1.61	967.81	0.59	1.581
V8	6.88	6.071	1117.525	1.27	1.61	612.185	0.38	1.00
V9	6.88	6.071	606.678	1.27	1.61	332.34	0.205	0.543
V10	6.88	6.071	234.169	1.27	1.61	128.28	0.079	0.209

Tab (VI.7): Pertes par raccourcissement du béton.

Les pertes instantanées sont égales à :

N du voussoir	vsp	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Les pertes instantanées (MPa.)	8.95	631.96	631.79	420.7	346.5 5	419.6 6	478.64	544.89	291.27	313.11	321.71

Tab (VI.7): Les pertes instantanées.

➤ **Pertes différées :**

Dans ce type de perte, il existe :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par fluage.
- Pertes par relaxation des aciers

a)- Pertes dues au retrait de béton :

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

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

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r [1 - r(j)] E_p$$

ε_r : Le retrait final du béton il diffère selon le climat, pour un climat humide tel que le nord algérien il vaut 2.10^{-4} (Climat humide).

$R(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage

Ce qui donne $\Delta\sigma_r = 2.10^{-4} \times 1,9.10^5 = 38 \text{ MPa}$

b)- Pertes de tension dues au fluage du 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 ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

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

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

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.

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

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

$$\text{Donc } \Delta\sigma_{fl} = 2,5\sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoir i	X(m)	$\sigma_b(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_0$ (MPa)
1/2Vsp	4	3.39	44.75
V1	7	2.94	38.81
V2	10	2.43	32.08
V3	13	1.97	26.00
V4	16	1.55	20.46
V5	19	1.18	15.58
V6	22	0.86	11.35
V7	25	0.59	7.79
V8	28	0.38	5.01
V9	31	0.205	2.70
V10	34	0.079	1.04

Tab (VI.8): Pertes de tension dues au fluage du béton.

c)- Perte par relaxation des aciers :

Une armature en acier tendue en permanence et maintenue, après sa mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction. La valeur finale de la perte de tension due à la relaxation est fonction du temps d'application de la force de précontrainte, de la valeur garantie de la relaxation à 1000 h, et de la valeur de tension initiale de l'armature :

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\rho_i(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \rho_i(x)$$

$$\rho_i(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst.}$$

Avec :

ρ_{1000} : Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

- $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

- F_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie = 1770 MPa.

- μ_0 : Est égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

- $\Delta\sigma_{inst}$: Valeur des pertes instantanées.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoir i	X(m)	N° de câble	$\Delta\sigma_{inst}$	σ_{p0} (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)
V1	7	C1	73.09	1488	1414.91	70.04
		C2	92.46	1488	1395.54	66.98
		C3	159.45	1488	1328.55	56.59
		C4	102.85	1488	1385.15	65.24
		C5	204.10	1488	1283.9	50.07
V2	10	C6	150.52	1488	1337.48	58.18
		C7	195.04	1488	1292.96	51.39
		C8	165.39	1488	1322.61	55.75
		C9	120.65	1488	1367.35	62.55
V3	13	C10	131.19	1488	1356.81	61.05
		C11	120.77	1488	1367.23	62.55
		C12	168.39	1488	1319.61	55.42
V4	16	C13	150.85	1488	1337.15	58.17
		C14	195.50	1488	1292.5	51.18
V5	19	C15	189.05	1488	1298.95	52.22
		C16	230.41	1488	1257.59	46.40
V6	22	C17	224.34	1488	1263.66	47.38
		C18	254.10	1488	1233.9	43.12
V7	25	C19	261.19	1488	1226.81	42.32

		C20	283.51	1488	1204.49	39.2
V8	28	C21	291.16	1488	1196.84	38.24
V9	31	C22	313.02	1488	1174.98	35.42
V10	34	C23	321.62	1488	1166.38	34.46

Tab (VI.9): Perte par relaxation des aciers.

➤ **Pertes différées totales :**

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

La perte différée finale vaut ainsi :

$$\Delta\sigma_{di} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

N du voussoir	vsp	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Les pertes différées (MPa.)	82.7 5	334.24	260	213.18	149.58	135.86	124.77	113.72	74.88	70.22	76.75

Tab (VI.10): Pertes différées totales.

Récapitulatif :

La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées pour v1 égale à :

$$\text{Ce qui donne un pourcentage de : } \frac{966.2}{23 \times 1488} \times 100 = \mathbf{2.82\%}.$$

N du voussoir	Vsp	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Les pertes différées (MPa.)	82.75	334.24	260	213.18	149.58	135.86	124.77	113.72	74.88	70.22	67.75
Les pertes instantanées (MPa.)	8.95	631.96	631.79	420.7	346.55	419.66	478.64	544.89	291.27	313.11	321.71
La perte totale	91.17	966.2	891.79	633.88	496.13	555.52	603.41	657.89	366.13	383.33	389.46
Pourcentage(%)	0.26	2.82	2.6	1.85	1.45	1.62	1.76	1.92	1.07	1.12	1.14

Tab (VI.11): Pertes totales.

Donc on maintient le nombre de câbles précédent qui est 23 câbles 12 t13s par âme soit 46 câbles au total.

VI-1-1-5)- Vérification des contraintes en phase de construction :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propres et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

Fibre supérieures :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{M \times V}{I} \quad \text{ts}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{ci}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application des charges.

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

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

σ_t : Contrainte admissible de traction

σ_c : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\sigma_c = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = -0.7 \times f_{t28} \text{ (Précontrainte de classe I ; en situation d'exécution)}$$

$$\sigma_t = -1.89 \text{ MPa}$$

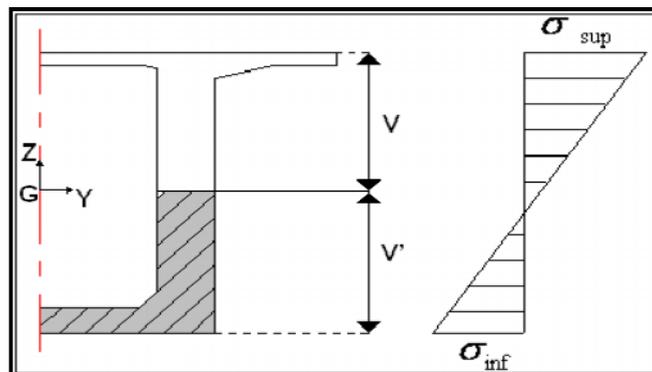


Fig (VI.7): Diagramme des contraintes.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

X(m)	M _i (t.m)	e _i (m)	V'(m)	V(m)	I (m ⁴)	S (m ²)	P(t)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	OBS
Vsp	11104.75	1.14	1.51	1.29	11.422	15.214	8061.02	2.76	7.80	OK
V1	8695	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	4763.15	3.53	14.30	OK
V2	7186.23	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	3936.65	2.92	11.82	OK
V3	5815.8	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	3185.92	2.37	9.57	OK
V4	4583.177	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	2510.68	1.86	7.54	OK
V5	3489.952	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	1911.81	1.42	5.74	OK
V6	2554.237	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	1399.22	1.04	4.20	OK
V7	1766.712	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	967.81	0.72	2.91	OK
V8	1117.525	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	612.185	0.45	1.84	OK
V9	606.678	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	332.34	0.25	1.00	OK
V10	234.169	1.27	1.68	1.12	6.88	6.071	128.28	0.09	0.38	OK

Tab (VI.12): Vérification des contraintes en phase de construction.

VI.1.2)-Calcul de la précontrainte de continuité :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Poids propre.
- Surcharges routières.
- Surcharges climatiques.
- Moment hyperstatique de précontrainte

Selon le BPEL 91 on prend la combinaison suivante qui donne le moment max :

$$1.35G + 1.6 (A (l) + St)$$

La modélisation via le logiciel **Robot Structural** donne les résultats illustrés sur la figure suivante :

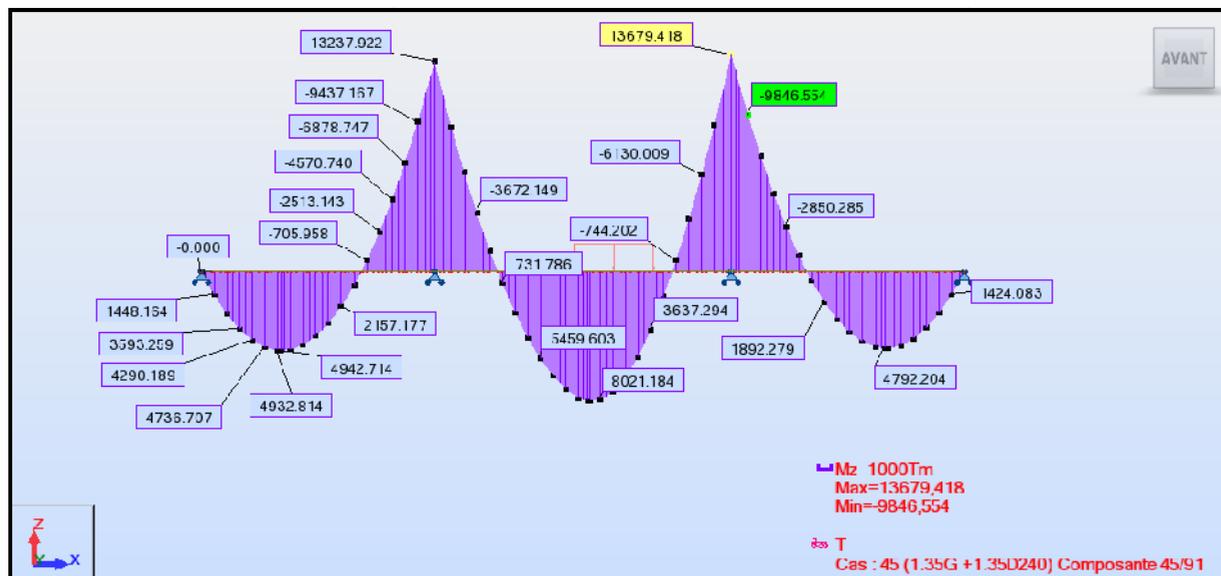


Fig (VI.8): Diagramme des moments fléchissant sous ELU 4.

Le moment max est donné par la combinaison

$$M_{\text{comb}} = 8099.23 \text{ t.m}$$

En additionnant le moment sous la combinaison **1.35G + 1.6 (A (I) + St)** avec le moment dû au fluage **M_{fl}** de la structure.

$$M_{\text{max}} = M_{\text{comb}} + M_{\text{fl}}$$

M_{fluage} : moment de fluage pour la travée centrale qui vaut $M_f = I \times \sigma / V$ avec $\sigma = 1.5 \text{ MPa}$ pour les caissons coulés en place et 1 MPa pour les caissons préfabriqués.

$$M_{\text{fl}} = (6.88 \times 1.5 \times 10^2) / 1.12 = 921.42 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}} = 8099.23 + 921.42 = \mathbf{9020.65 \text{ t.m}}$$

VI.1.2.1)-Détermination de la précontrainte de continuité

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité ; L'effort de précontrainte sera calculé à partir du moment max déterminé.

Exemple de calcul :

Détermination du nombre de câbles nécessaire pour le voussoir de clavage (travée centrale)

Section $S = 6.071 \text{ m}^2$

$V' = 1.68 \text{ m}$

$e = V' - d = 1.68 - 0.20 = 1.48 \text{ m}$

$I = 6.88 \text{ m}^4$

$M = 9020.65 \text{ t.m}$

$$P = \frac{M \frac{V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V'}{I}} = \frac{9020.65 \frac{1.68}{6.88}}{\frac{1}{6.071} + \frac{1.48 \times 1.68}{6.88}} = 4636.61 \text{ t}$$

$P_0 = 178.56 \text{ t.}$

$$n = \frac{P}{0.8 \times P_0} = \frac{4636.61}{0.8 \times 178.56} = 32.45$$

$n = 34 \text{ cables}$

Les câbles de la précontrainte de continuité se déterminent pour chaque travée

➤ **La travée centrale ($P_1 - P_2$) :**

Les résultats pour chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant :

X(m)	I _i (m ⁴)	S _i (m ²)	V' _i (m)	M _i (t.m)	e _i (m)	p _i (t)	N _i =P _i /0.8P ₀	N _i réel
0	11.422	15.214	1.51	-14123.342	1.14	-8615.24	/	/
4	6.88	6.071	1.68	-9999.151	1.27	-5439.56	/	/
7	6.88	6.071	1.68	-7171.154	1.27	-3685.97	/	/
10	6.88	6.071	1.68	-4593.569	1.27	-2361.09	/	/
13	6.88	6.071	1.68	-2266.396	1.27	1164.93	/	/
16	6.88	6.071	1.68	1653.206	1.27	849.74	5.94	6
19	6.88	6.071	1.68	3479.557	1.27	1788.49	12.52	14
22	6.88	6.071	1.68	5055.496	1.27	2598.52	18.19	20
25	6.88	6.071	1.68	6381.023	1.27	3279.84	22.96	24
28	6.88	6.071	1.68	7456.139	1.27	3832.45	26.82	28
31	6.88	6.071	1.68	8280.843	1.27	4256.35	29.79	34

34	6.88	6.071	1.68	8846.426	1.27	4547.06	31.83	34
36	6.88	6.071	1.68	9020.65	1.27	4636.61	32.45	34
39	6.88	6.071	1.68	8942.604	1.27	4596.5	32.17	34
42	6.88	6.071	1.68	8457.449	1.27	4347.13	30.43	32
45	6.88	6.071	1.68	7564.514	1.27	3888.16	27.21	28
48	6.88	6.071	1.68	6265.344	1.27	3220.38	22.54	24
51	6.88	6.071	1.68	4558.714	1.27	2343.18	16.40	18
54	6.88	6.071	1.68	2494.495	1.27	1282.17	8.97	10
57	6.88	6.071	1.68	-1665.622	1.27	-856.13	/	/
60	6.88	6.071	1.68	-4233.321	1.27	-2175.92	/	/
63	6.88	6.071	1.68	-7051.51	1.27	-3624.47	/	/
66	6.88	6.071	1.68	-10119.949	1.27	-5201.65	/	/
70	11.422	15.214	1.29	-14564.83	1.14	-8884.54	/	/

Tab (VI.13): Câbles de continuité (P1-P2).

➤ La travée de rive (C₁-P₁) : On raisonne à partir de la culée C1

X(m)	I _i (m ⁴)	S _i (m ²)	V'i(m)	M _i (t.m)	e _i (m)	p _i (t)	Ni=Pi/0.8P0	Ni _{réel}
0	6.88	6.071	1.68	0	1.27	0	0	2
3	6.88	6.071	1.68	2369.584	1.27	1217.966	8.52	10
6	6.88	6.071	1.68	3567.337	1.27	1833.61	12.83	14
9	6.88	6.071	1.68	4514.68	1.27	2320.54	16.24	18
12	6.88	6.071	1.68	5211.609	1.27	2678.767	18.75	20
15	6.88	6.071	1.68	5658.13	1.27	2908.28	20.36	22
18	6.88	6.071	1.68	5854.234	1.27	3009.07	21.06	22
21	6.88	6.071	1.68	5799.93	1.27	2981.164	20.86	22
24	6.88	6.071	1.68	5495.214	1.27	2824.54	19.77	22

27	6.88	6.071	1.68	4940.086	1.27	2539.20	17.77	20
30	6.88	6.071	1.68	4134.547	1.27	2125.157	14.87	16
33	6.88	6.071	1.68	3078.597	1.27	1582.4	11.07	12
36	6.88	6.071	1.68	1772.235	1.27	910.93	6.37	8
39	6.88	6.071	1.68	-1627.378	1.27	-836.472	/	/
42	6.88	6.071	1.68	-3434.563	1.27	-1765.36	/	/
45	6.88	6.071	1.68	-5492.16	1.27	-2822.97	/	/
48	6.88	6.071	1.68	-7800.167	1.27	-4009.28	/	/
51	6.88	6.071	1.68	-10322.587	1.27	-5305.81	/	/
55	11.422	15.214	1.51	-14123.342	1.14	-8615.24	/	/

Tab (VI.14): Câbles de continuité (C1-P1).

Remarque :

On remarque bien que après clavage le moment au niveau de la pile1 est important que celui calculer pour déterminer les câbles de fléau (Chap. V) alors d'après Henri THONIER, on préconise d'ajouter des câbles au niveau de la fibre supérieure qui viennent s'ajouter aux câbles de fléau.

Les câbles qui viennent s'ajouter aux câbles de fléau se déterminent comme suit :

$$P = \frac{M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

Avec M= (moment de fléau – moment trouvé après clavage des travées)

Après le calcul on trouve 14 câbles qui vont se répartir comme suit :

8 câbles pour le V1 et 6 câbles pour V2

VI.1.2.2)-Les pertes de précontrainte de continuité:

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales

➤ La travée centrale (P₁-P₂) pour x=18 m:

Pertes instantanées (MPa)	Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine	60.20
	Pertes dues au recul d'ancrage	0.108
	Pertes dues au raccourcissement du béton	5.14
Pertes différées (MPa)	Pertes dus au retrait du béton	38
	Pertes dus au fluage du béton	25.61
	Pertes dues à la relaxation des aciers	91.66
Pertes totales		205.44

Tab (VI.15): Les pertes de précontrainte de continuité travée intermédiaire.

Ce qui donne un pourcentage de : $\frac{205.44}{34 \times 1488} \times 100 = 0.40\%$.

Donc on maintient le nombre de câbles précédent qui est 34 câbles

➤ La travée de rive (C₁-P₁) x=18 m :

Pertes instantanées (MPa)	Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine	82.16
	Pertes dues au recul d'ancrage	0.105
	Pertes dues au raccourcissement du béton	11.27
Pertes différées (MPa)	Pertes dus au retrait du béton	38
	Pertes dus au fluage du béton	56.37
	Pertes dues à la relaxation des aciers	82.58
Pertes totales		256.72

Tab (VI.16): Les pertes de précontrainte de continuité travée de rive.

Ce qui donne un pourcentage de : $\frac{256.72}{22 \times 1488} \times 100 = 0.78 \%$.

Donc on maintient le nombre de câbles précédent qui est 22 câbles

VII.12. Vérification des contraintes en phase de service

La vérification des contraintes dans le béton précontraint se fera à l'état limite de service

Sous la combinaison la plus défavorable. Notre ouvrage est justifié en classe I, ce qui impose que le béton soit comprimé en tout point de la section transversale.

La vérification des contraintes se traduit par les inéquations suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{M \times V}{I} - \frac{P \times e \times V}{I} \quad \bar{\sigma}_{\text{ci}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{M \times V'}{I} + \frac{P \times e \times V'}{I} \quad \bar{\sigma}_{\text{ts}}$$

X(m)	I _i (m ⁴)	S _i (m ²)	V'i(m)	Vi(m)	M _i (t.m)	e _i (m)	p _i (t)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	OBS
16	6.88	6.071	1.68	1.12	1653.206	1.27	1062.17	2.2	1.02	OK
19	6.88	6.071	1.68	1.12	3479.557	1.27	2235.61	4.63	2.15	OK
22	6.88	6.071	1.68	1.12	5055.496	1.27	3248.15	6.72	3.13	OK
25	6.88	6.071	1.68	1.12	6381.023	1.27	4099.8	8.49	3.95	OK
28	6.88	6.071	1.68	1.12	7456.139	1.27	4790.56	9.92	4.62	OK
31	6.88	6.071	1.68	1.12	8280.843	1.27	5320.44	11.01	5.13	OK
34	6.88	6.071	1.68	1.12	8846.426	1.27	5683.82	11.76	5.48	OK
36	6.88	6.071	1.68	1.12	9020.65	1.27	5795.76	12.00	5.6	OK
39	6.88	6.071	1.68	1.12	8942.604	1.27	5745.62	11.89	5.54	OK
42	6.88	6.071	1.68	1.12	8457.449	1.27	5433.91	11.25	5.24	OK
45	6.88	6.071	1.68	1.12	7564.514	1.27	4860.2	10.06	4.69	OK
48	6.88	6.071	1.68	1.12	6265.344	1.27	4025.47	8.33	3.88	OK
51	6.88	6.071	1.68	1.12	4558.714	1.27	2928.97	6.06	2.82	OK
54	6.88	6.071	1.68	1.12	2494.495	1.27	1602.71	3.32	1.54	OK

Tab (VI.17): Vérification des contraintes de la travée intermédiaire.

X(m)	I _i (m ⁴)	S _i (m ²)	V'i(m)	Vi(m)	M _i (t.m)	e _i (m)	p _i (t)	σ ^{Sup} (MPa)	σ ^{inf} (MPa)	OBS
0	6.88	6.071	1.68	1.12	0	1.27	0	0	0	Ok
3	6.88	6.071	1.68	1.12	2369.584	1.27	1522.45	3.15	1.47	Ok
6	6.88	6.071	1.68	1.12	3567.337	1.27	2292.01	4.74	2.21	Ok
9	6.88	6.071	1.68	1.12	4514.68	1.27	2900.67	6.0	2.8	Ok
12	6.88	6.071	1.68	1.12	5211.609	1.27	3348.45	6.93	3.23	Ok
15	6.88	6.071	1.68	1.12	5658.13	1.27	3635.35	7.52	3.50	Ok
18	6.88	6.071	1.68	1.12	5854.234	1.27	3761.34	7.78	3.63	Ok
21	6.88	6.071	1.68	1.12	5799.93	1.27	3726.45	7.71	3.59	Ok
24	6.88	6.071	1.68	1.12	5495.214	1.27	3530.65	7.31	3.40	Ok
27	6.88	6.071	1.68	1.12	4940.086	1.27	3174	6.57	3.06	Ok
30	6.88	6.071	1.68	1.12	4134.547	1.27	2656.45	5.50	2.56	Ok
33	6.88	6.071	1.68	1.12	3078.597	1.27	1978	4.09	1.91	Ok
36	6.88	6.071	1.68	1.12	1772.235	1.27	1138.66	2.35	1.098	Ok

Tab (VI-18): Vérification des contraintes de la travée de rive.



CHAPITRE
VII

Introduction

L'objet de ce chapitre, c'est principalement la détermination de l'analyse transversale ainsi que le ferrailage transversale et les cadres (armature de couture) en armature passive. Avec l'aide de l'outil numérique.

Cependant, il y a lieu aussi de déterminer les armatures transversales : dans les âmes, le hourdi inférieur et le hourdi supérieur ainsi que de considérer les efforts qui n'apparaissent pas dans l'étude longitudinale du tablier.

Pour l'analyse transversale on choisit deux sections (voussoir courant et voussoir sur pile).

VII.1)- Modélisation

La modélisation est effectuée par le logiciel *Robot Structural*. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie :

- ❖ La figure (VII-1) représente le modèle numérique de la section de notre ouvrage au niveau de la partie courante :

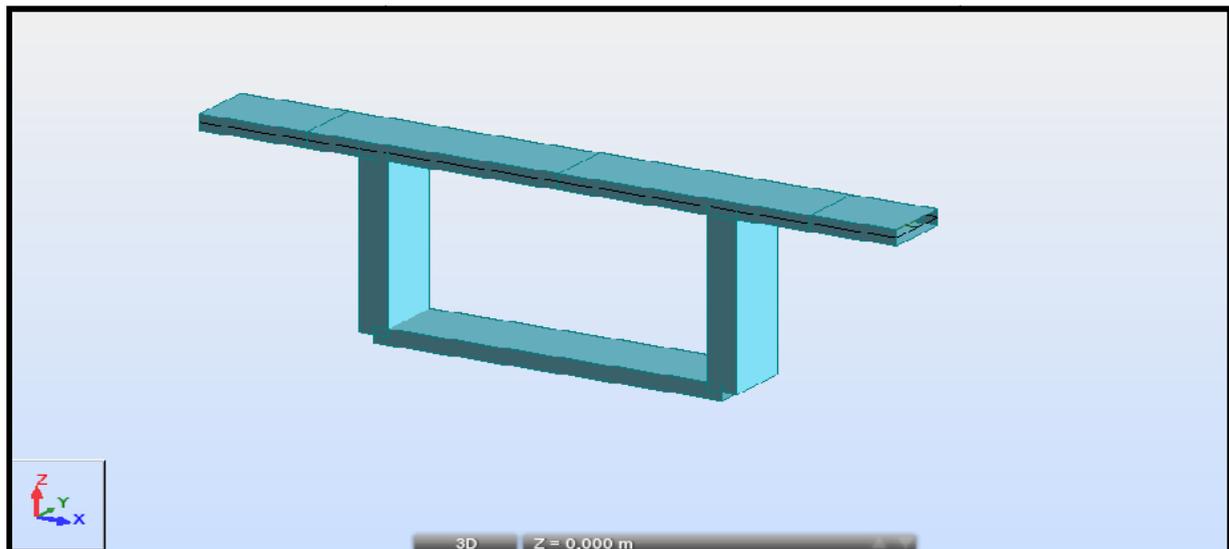


Fig (VII.1) : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.

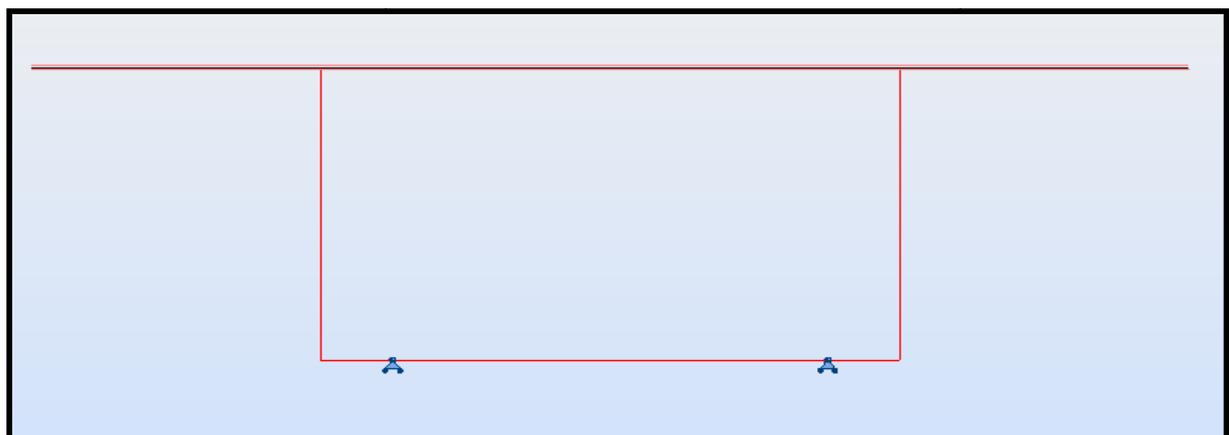


Fig (VII.2) : Schéma statique de calcul.

VII.2)- Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « Fascicule N°61 Titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

VII.2.1)- Charge permanente :

a. Poids propre (Pp) : il est pris automatiquement par le logiciel.

b. Revêtement: $P_R = 0.168$ t/ml ; charge répartie sur une longueur de 7 m.

c. Garde corps: Représenté par des forces concentrées aux extrémités, qui ont pour valeur :

$$P_{Gc} = 0.1 \text{ t.}$$

d- Glissières de sécurité:

$$P_{Gl} = 0.06 \text{ t charge concentrée à l'extrémité de chaque coté.}$$

e- Poids trottoirs:

$P_t = 0.69$ t/ml charge répartie sur une longueur de 1.5 m du coté gauche et de 0.74 t/ml sur une longueur de 1.2 m du coté droit.

VII.2.2)- Surcharges d'exploitation:

a- Système de charge A(L):

$$A(L) = 0.767 \text{ t/ml répartie sur toute la largeur chargeable}$$

b-Système de charge Bc :

Les surcharges ponctuelles Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\gamma_{bc} = 1.05$ et un coefficient de pondération $bc = 1,1$.

Afin d'avoir un cas de chargement plus défavorable le système bc peut être placé n'importe où sur la largeur chargeable.

c- Charges militaires :

Charge uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 110t sa surface d'impact est constituée de deux rectangles (essieux) d'une largeur de 1m chacun espacées de 2.3m, ces rectangles peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable. La charge de chaque rectangle sera modélisée par une charge répartie d'une largeur de 1m qui vaut **9.016t/ml**.

Le convoie militaire est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\gamma_{mc120} = 1.061$.

d- Charges exceptionnelle :

Charge uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 240t sur une largeur de 3,2 m et une longueur de 18.6m.

La charge exceptionnelle balance du bord du trottoir gauche jusqu'au bord du trottoir droit afin d'avoir le cas le plus défavorable.

La charge du convoie exceptionnelle sera modélisé par une charge répartie d'une largeur de

3.2m qui vaut **4.032 t/ml**.

Le convoi exceptionnel est supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 Km/h, ce qui justifie l'absence d'effets annexes.

e- Surcharges de trottoirs :

La charge est uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II **0,45 t/m²** par trottoir ce qui donne une force de **0.45t** par mètre linéaire

La surcharge du trottoir sera modélisée par une charge répartie qui vaut **0.15 t/ml** sur chaque trottoir.

VII.2.3)- Les combinaisons d'actions

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant:

	ELU	ELS
Combinaison 1	1,35G+1,6(A(I) +ST)	G +1,2(A(I) +ST)
Combinaison 2	1,35G +1,6(B_C +ST)	G +1,2(BC +ST)
Combinaison 3	1,35G +1,35MC120	G + MC120
Combinaison 4	1,35G +1,35D240	G + D240

Tab (VII.1) : Les différentes combinaisons selon le Fascicule

VII.3)- Détermination des efforts :

VII.3.1)- Voussoirs courants

VII.3.1.1)- Pour la table supérieure :

La combinaison qui nous donne le moment supérieur et les efforts max est :

❖ A L'ELU : **1,35G +1.35MC120**.

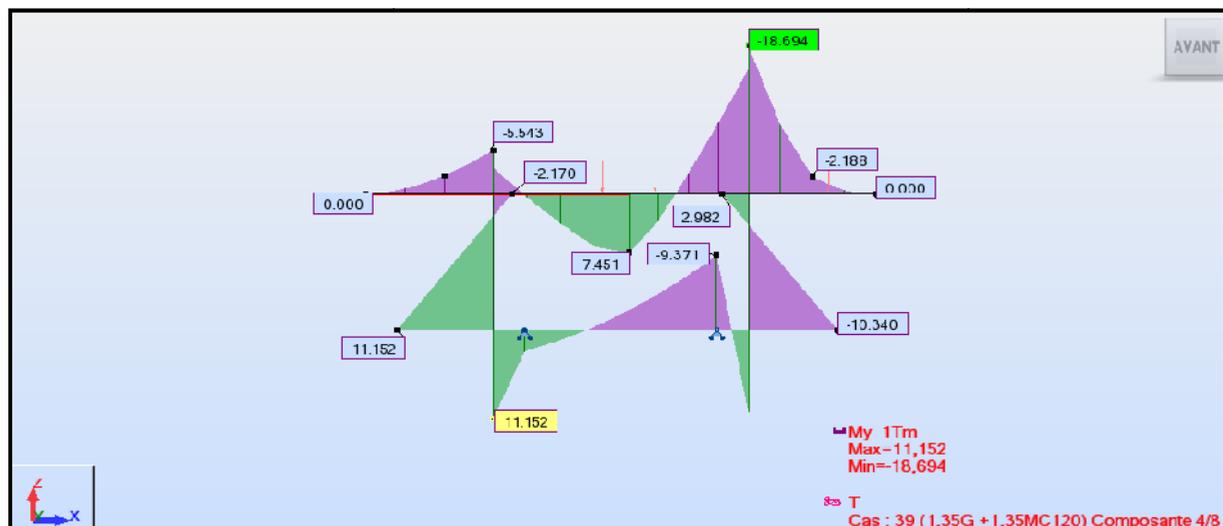


Fig. (VII.3) : Diagramme des moments fléchissant

- Fibre supérieur : $M_u = 186.94$ KN.m
- Fibre inférieur : $M_u = 74.51$ KN.m

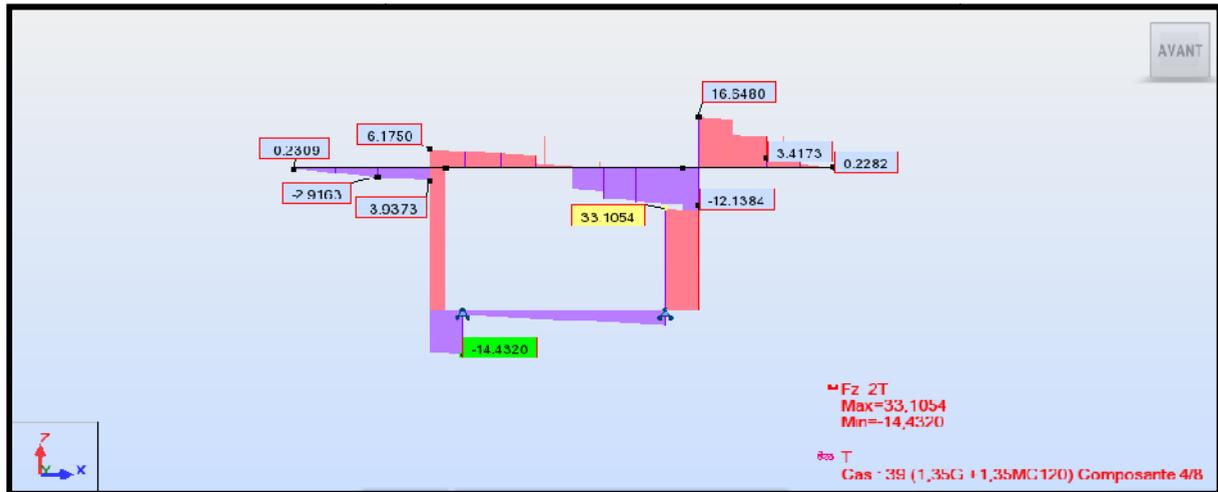


Fig (VII.4) : Diagramme des efforts tranchants

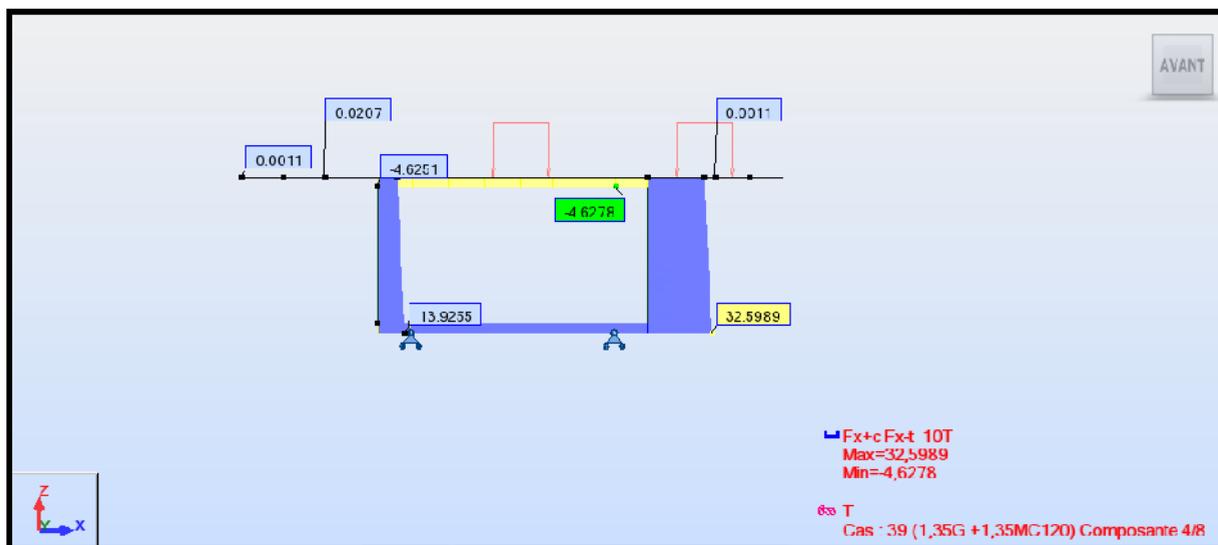


Fig (VII.5) : Diagramme des efforts normaux

❖ A L'ELS : G+ MC120

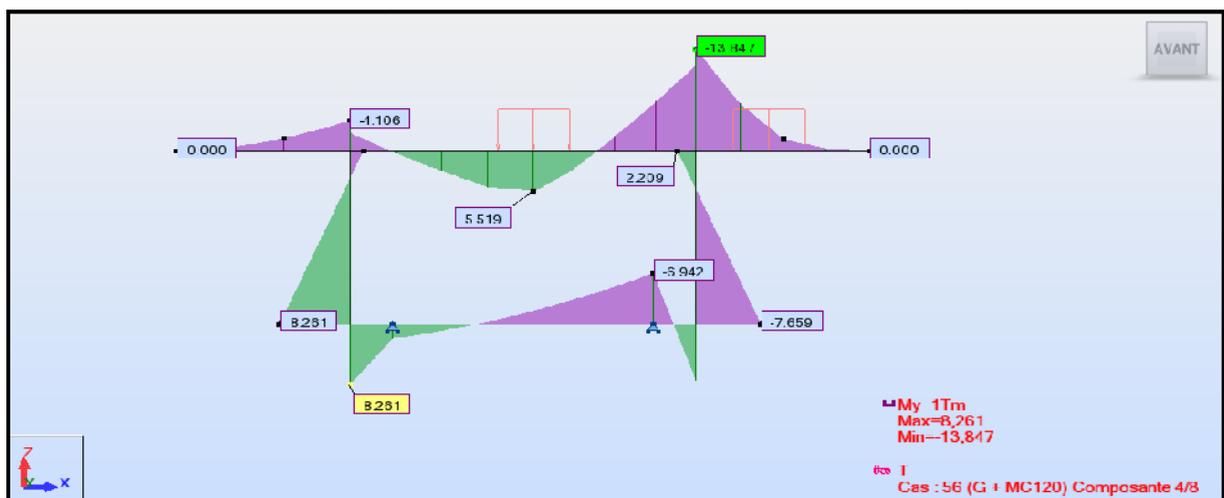


Fig (VII.6) : Diagramme des moments fléchissant.

- Fibre supérieur : $M_{ser} = 138.47 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieur : $M_{ser} = 55.19 \text{ KN.m}$

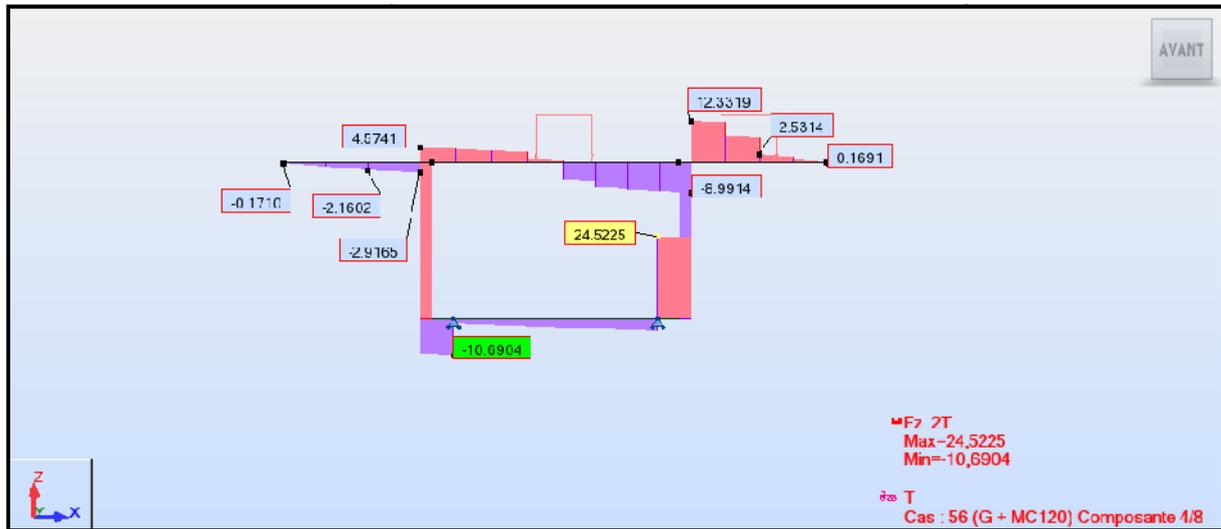


Fig (VII.7): Diagramme des efforts tranchants

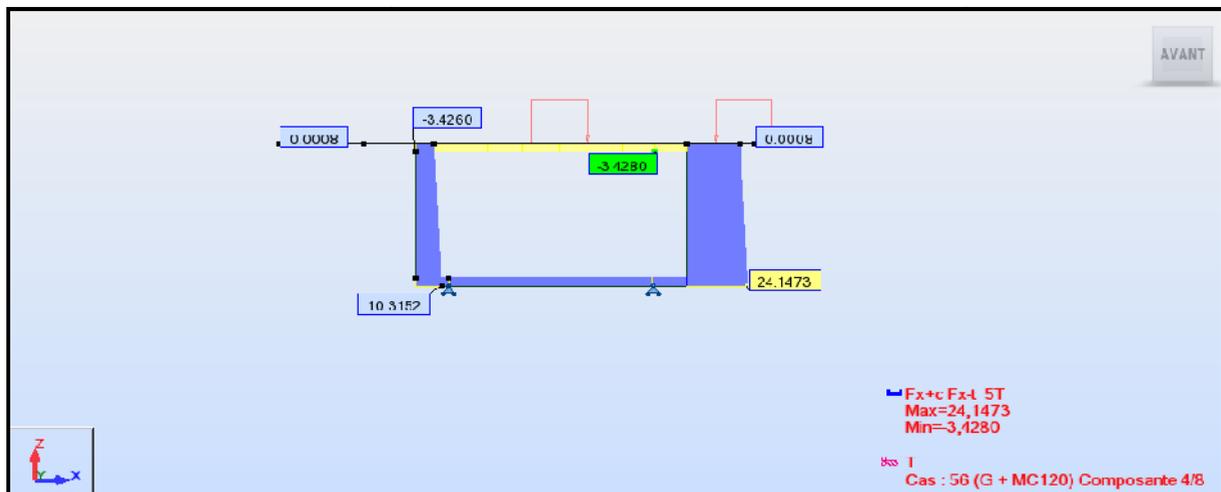


Fig (VII.8): Diagramme des efforts normaux

VII.3.1.2)- Pour la table inférieure :

NB : La combinaison qui nous donne le moment inférieur max (pour la table inférieure), est la même combinaison qui nous donne le moment de table supérieure (à L'ELU et à L'ELS).

Donc :

- ❖ **A L'ELU : 1,35G + 1.35MC120.**
 - Fibre supérieur : $M_u = 93.71 \text{ KN.m}$
 - Fibre inférieur : $M_u = 111.52 \text{ KN.m}$
- ❖ **A L'ELS : G+ MC120.**
 - Fibre supérieur : $M_{ser} = 69.42 \text{ KN.m}$
 - Fibre inférieur : $M_{ser} = 82.61 \text{ KN.m}$

VII.3.1.3)- Pour l'âme de droite:

La combinaison qui nous donne le moments et l'efforts max pour l'âme droite est la même combinaison qui nous donne le moment de la table supérieure (à L'ELU et à L'ELS).

- **A L'ELU : 1,35G +1.35 MC120 :**
Mu=103.40 KN.m ; Nu max = 325.989 KN.
- **A L'ELS : G+ MC120:**
Mser= 76.59 KN.m ; Ns max = 241.473 KN.

VII.3.1.4)- Pour l'âme de gauche:

La combinaison qui nous donne le moment supérieur et l'effort max pour l'âme droite est la même combinaison qui nous donne le moment de la table supérieure (à L'ELU et à L'ELS).

- **A L'ELU : 1,35G +1.35 MC120:**
Mu= 111.52 KN.m ; Nu max = 139.255 KN.
- **A L'ELS : G+ MC120 :**
Mser = 82.61 KN.m ; Ns max = 103.152 KN.

VII.3.2)- Voussoir sur pile**VII.3.2.1)-Pour la table supérieure :**

La combinaison qui nous donne le moment supérieur max est :

- **A L'ELU : 1,35G +1.35MC120.**

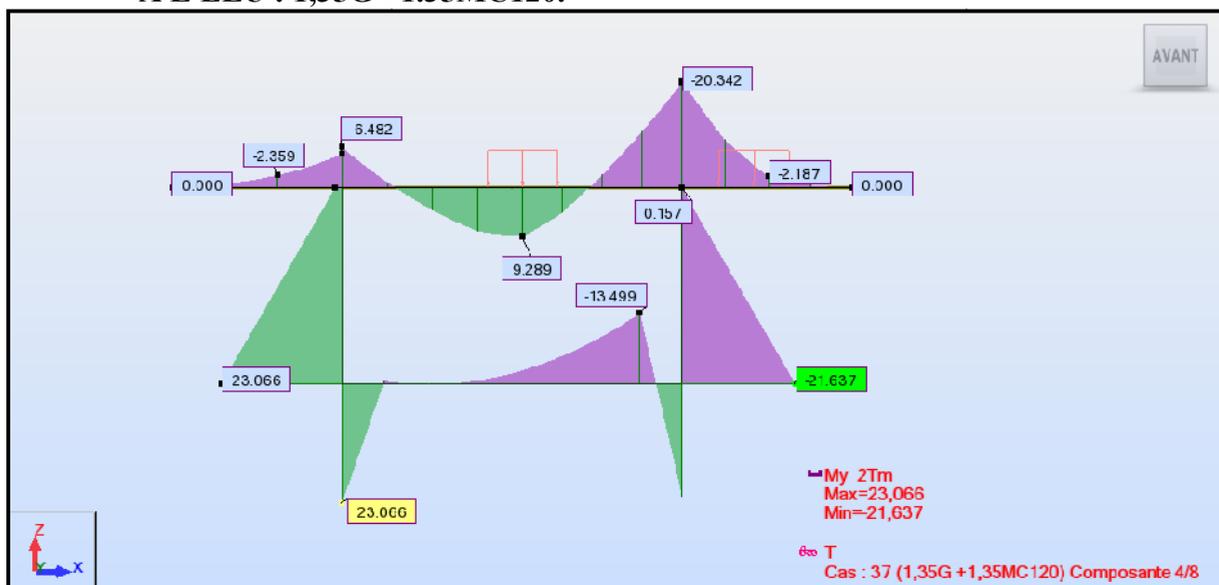


Fig (VII.9): Diagramme des moments fléchissant.

- Fibre supérieur : Mu= 203.42 KN.m
- Fibre inférieur : Mu= 92.89 KN.m

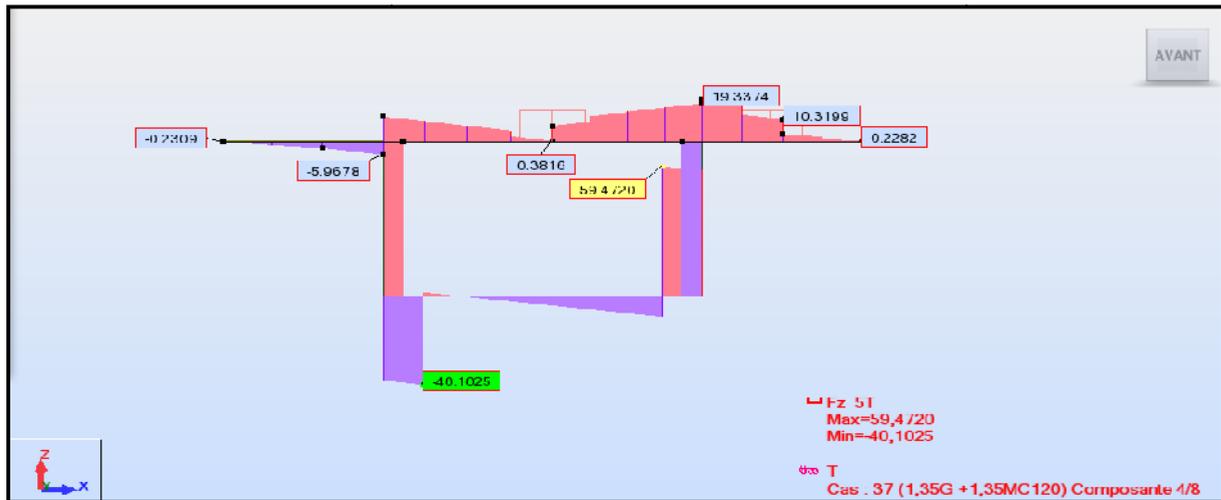


Fig (VII.10): Diagramme des efforts tranchants

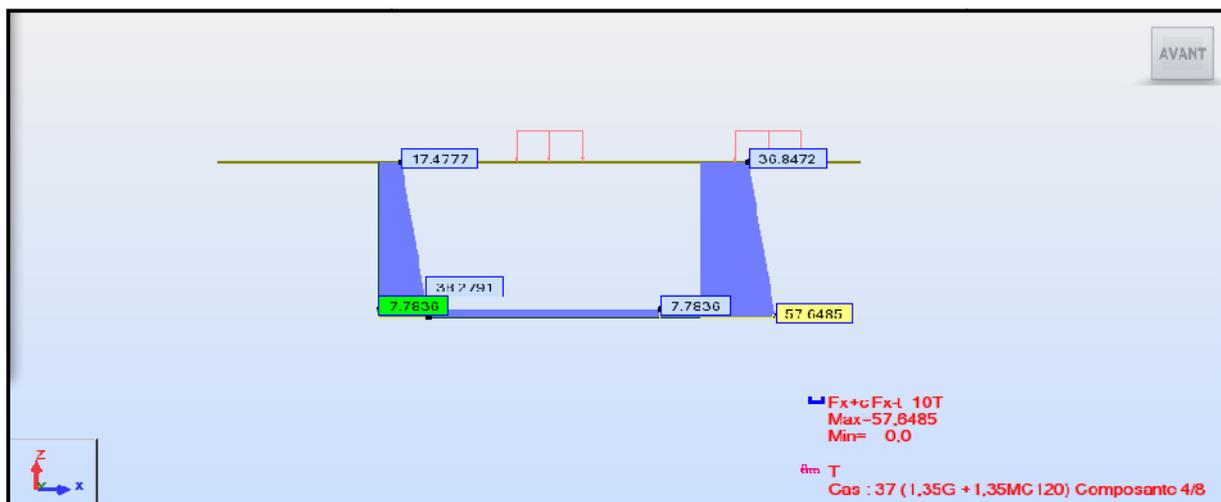


Fig (VII.11): Diagramme des efforts normaux

- A L'ELS : G+ MC120

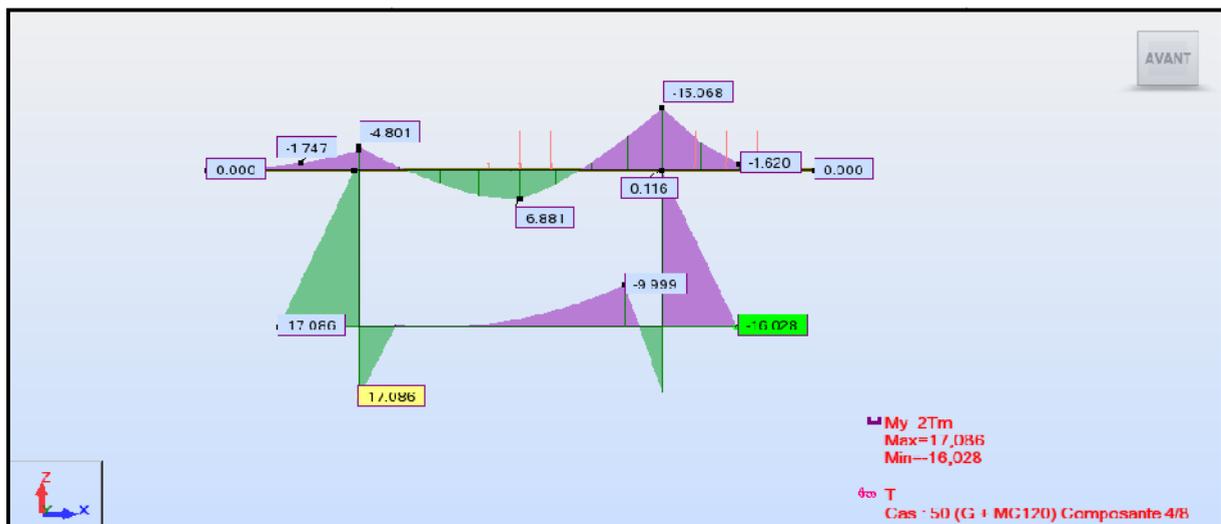


Fig (VII.12): Diagramme des moments fléchissant.

- Fibre supérieur : $M_u = 150.68 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieur : $M_u = 68.81 \text{ KN.m}$

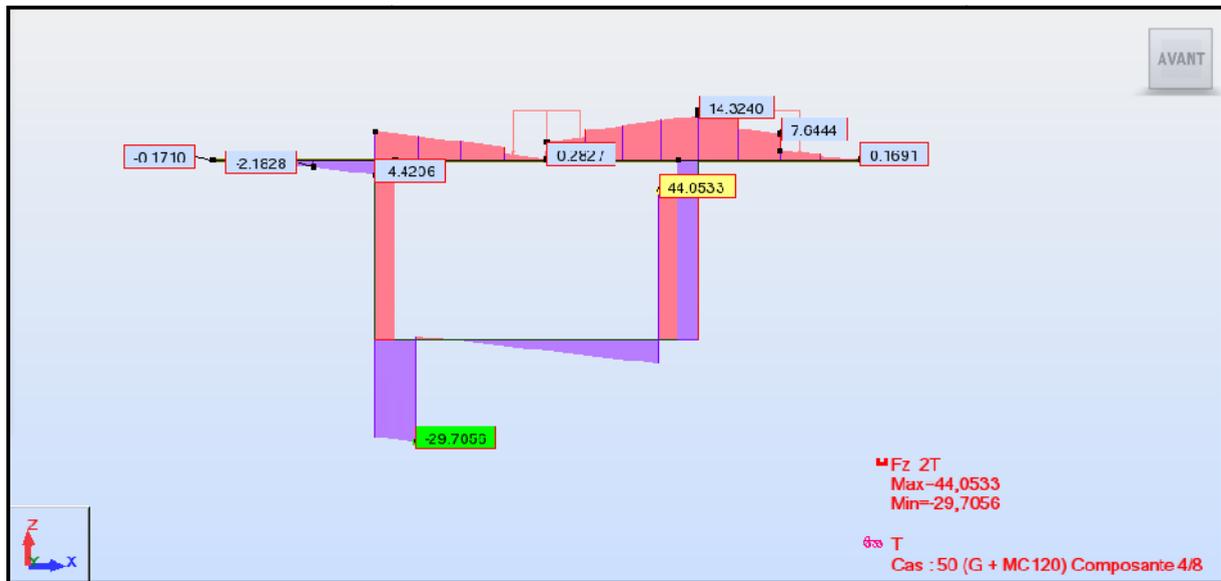


Fig (VII.13): Diagramme des efforts tranchants

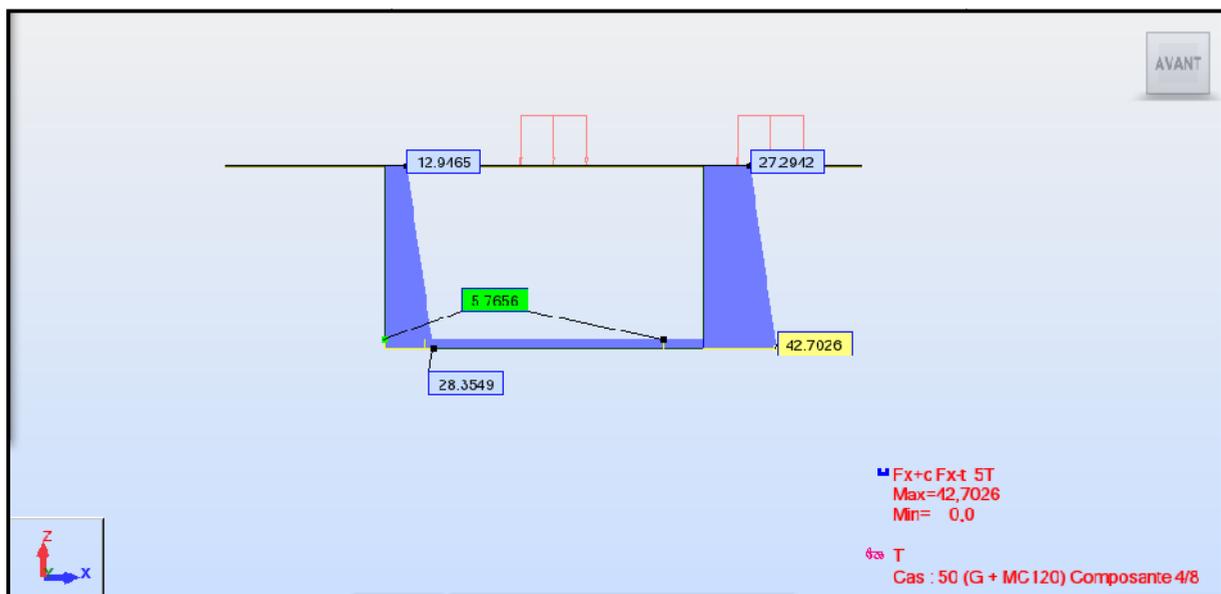


Fig (VII.14): Diagramme des efforts normaux

VII.3.2.2)- Pour la table inférieure :

NB : La combinaison qui nous donne le moment inférieur max (pour la table inférieure), est la même combinaison qui nous donne le moment de table supérieure (à L'ELU et à L'ELS).

Donc :

- ❖ **A L'ELU : 1,35G +1.35MC120.**
- Fibre supérieur : $M_u = 134.99$ KN.m
- Fibre inférieur : $M_u = 230.66$ KN.m

- ❖ **A L'ELS : G+ MC120.**
- Fibre supérieur : $M_{ser} = 99.99$ KN.m
- Fibre inférieur : $M_{ser} = 170.86$ KN.m

VII.3.2.3)- Pour l'âme de droite:

La combinaison qui nous donne les moments et les efforts max pour l'âme droite est la même combinaison qui nous donne le moment de la table supérieure (à L'ELU et à L'ELS).

- **A L'ELU : 1,35G +1.35 MC120 :**
 $M_u = 216.37$ KN.m ; $N_u \text{ max} = 576.485$ KN.
- **A L'ELS : G+ MC120:**
 $M_{ser} = 160.28$ KN.m ; $N_s \text{ max} = 427.026$ KN.

VII.3.2.4)- Pour l'âme de gauche:

La combinaison qui nous donne le moment supérieur max pour la fibre gauche de l'âme gauche est la même combinaison qui nous donne le moment de la table supérieure (à L'ELU et à L'ELS).

- **A L'ELU : 1,35G +1.35 MC120:**
 $M_u = 230.66$ KN.m ; $N_u \text{ max} = 382.791$ KN.
- **A L'ELS : G+ MC120 :**
 $M_{ser} = 170.86$ KN.m ; $N_s \text{ max} = 283.549$ KN.

VII.4)- Ferrailage des voussoirs**VII.4.1)- Ferrailage de la table supérieure et inférieure**

Pour évaluer le ferrailage, on a utilisé le logiciel de calcul des structures –calculatrice béton (EXPERT 2010), le calcul de section se fait en flexion simple - fissuration préjudiciable

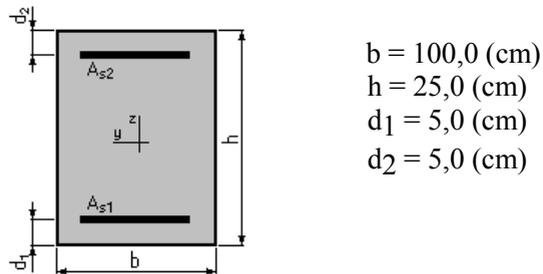
Exemple 1 :(Ferrailage de la table supérieure –fibre supérieur-voussoir courant) :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	186,94	0,00
Etat Limite de Service	138,47	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 36,6$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 3,9$ (cm²)

Les armateurs passives des voussoirs courant ainsi que les voussoirs sur pile (les tables sup et inférieur) sont donnés dans les tableaux suivants :

a) voussoirs courants :

		Mser KN.m	Mu KN.m	As Cm ²	Nb de barre par ml	L'espacement Cm
Table supérieur	Fibre sup	138.47	186.94	36.6	12HA20	8
	Fibre inf	55.19	74.51	13.7	9HA14	11
Table inférieur	Fibre sup	69.42	93.71	17.5	9HA16	11
	Fibre inf	82.61	111.52	21.1	11HA16	9

Tab (VII-2): Armateurs passives transversale des tables de voussoir courant.

b) voussoirs sur piles :

		Mser KN.m	Mu KN.m	As Cm ²	Nb de barre par ml	L'espace Cm
Table supérieur	Fibre sup	150.68	203.42	11.9	6HA16	16
	Fibre inf	68.81	92.89	11.9	6HA16	16
Table inférieur	Fibre sup	99.99	134.99	11.9	6HA16	16
	Fibre inf	170.86	230.66	11.9	6HA16	16

Tab (VII.3): Armateurs passives transversale des tables de voussoir sur pile.

VII.4.2)- Ferrailage des âmes

L'âme du voussoir est sollicitée par un effort normal et un moment de flexion, ce qui signifie qu'elle va être calculée en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime.

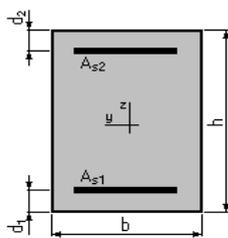
❖ Exemple 2 (Ferrailage de l'âme droite) :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0000 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0000 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0000 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0000 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	325,989	103,400
2.	ELS	241,473	76,59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5,60000$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 5,60000$ (cm²)
 Section minimum $A_{s_{min}} = 11,20000$ (cm²) Section maximum $A_{s_{max}} = 200,00000$ (cm²)

Les armatures passives des voussoirs courant ainsi que les voussoirs sur pile (âme droite et gauche) sont donnés dans les tableaux suivants :

a) voussoirs courants :

	Mser KN.m	Mu KN.m	Ns max	Nu max	As Cm ²	Nb de barre par ml	L'espacement Cm
âme droite	76.59	103.4	241.473	325.989	5.6	4HA14	25
âme gauche	82.61	111.52	103.152	139.152	9.06	7HA14	15

Tab (VII.4): Armateurs passives transversale des âmes de voussoir courant.

b) voussoirs sur piles :

	Mser KN.m	Mu KN.m	Ns max KN	Nu max KN	As Cm ²	Nb de barre par ml	L'espacement Cm
âme droite	160.28	216.37	427.026	576.485	22	11HA16	9
âme gauche	170.86	230.66	283.549	382.791	22	11HA16	9

Tab (VII.5): Armateurs passives transversale des âmes de voussoir sur pile.

VII.4.3)- Le ferrailage longitudinal des voussoirs :

Dans le sens longitudinal on aura : $As_y = As/3$, les résultats sont définis au tableau suivant :

a) Pour les tables supérieures et inférieures :

		Voussoir courant			Voussoir sur pile		
		As Cm ²	As _y Cm ²	Nb de barre par ml	As Cm ²	As _y Cm ²	Nb de barre par ml
Table supérieur	Fibre sup	36.6	12.2	8HA14	11.9	3.96	4HA12
	Fibre inf	13.7	4.56	5HA12	11.9	3.96	4HA12
Table inférieur	Fibre sup	17.5	5.83	6HA12	11.9	3.96	4HA12
	Fibre inf	21.1	7.03	7HA12	11.9	3.96	4HA12

Tab (VII-6): Armateurs passives longitudinal des tables de voussoir

b) Pour les âmes :

	Voussoir courant			Voussoir sur pile		
	As Cm ²	Asy Cm ²	Nb de barre par ml	As Cm ²	Asy Cm ²	Nb de barre par ml
âme droite	5.6	1.86	3HA10	22	7.33	5HA14
ame gauche	9.06	3.02	4 HA10	22	7.33	5HA14

Tab (VII-7): Armateurs passives longitudinal des âmes de voussoir

VII.5)-Vérification de l'effort tranchant :

Données par la formule suivante : [BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a : [BAEL 91]

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{2f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

τ_u : contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}$: contrainte de cisaillement admissible

V_u : la valeur de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

f_{c28} : résistance du béton à la compression à 28 jours égale à 35 MPa.

γ_b : coefficient de sécurité égale à 1,5.

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux suivant :

a) Voussoir courant :

Section	b (cm)	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Hourdis supérieur	100	25	166.480	0.4	3.5	Ok
Hourdis inférieur	100	25	331.05	1.32	3.5	Ok
Ame	100	40	39.373	0.098	3.5	Ok

Tab (VII.8): Vérification de l'effort tranchant (Voussoir courant).

b) Voussoir près de la pile :

Section	b (cm)	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Hourdis supérieur	100	90	193.374	0.21	3.5	Ok
Hourdis inférieur	100	90	594.720	0.66	3.5	Ok
Ame	100	220	96.188	0.04	3.5	Ok

Tab (VII.9): Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

VII.6)-Vérification au poinçonnement:

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : [BAEL 91]

$$Q_u \leq 0,045 u_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Valeur de la force concentrée en MN, $Q_u = 0,1\text{MN}$ (valeur de la charge d'une roue d'un camion Br).

h : Hauteur de la section.

u_c : Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 2 \times \frac{0,25}{2} = 0,45\text{m.}$$

D'où :

$$Q_u = 0,1 < 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN}$$

Donc :

$$Q_u = 0,1 < 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN} \implies \text{Pour le système Br.}$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, donc il n'y pas de risque de poinçonnement.

VII .7)-Vérification des âmes au flambement

Les structures énoncées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élançement λ de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante : [BAEL, 91]

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

Avec :

λ : Elancement du poteau ; i : Rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

L_f : Longueur de flambement ;

I : Moment d'inertie du poteau ; B : Section du poteau ;

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre L_0 ;

$L_f = 0,5 \times L_0$; Car les âmes sont encastrées à ses extrémités ;

L_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à 2.3 m

$$\lambda = \frac{0,5 \times 2,3}{0,115} = 9,96 \leq 50$$

La condition est satisfaite, donc il n'ya pas de risque de flambement de l'âme.

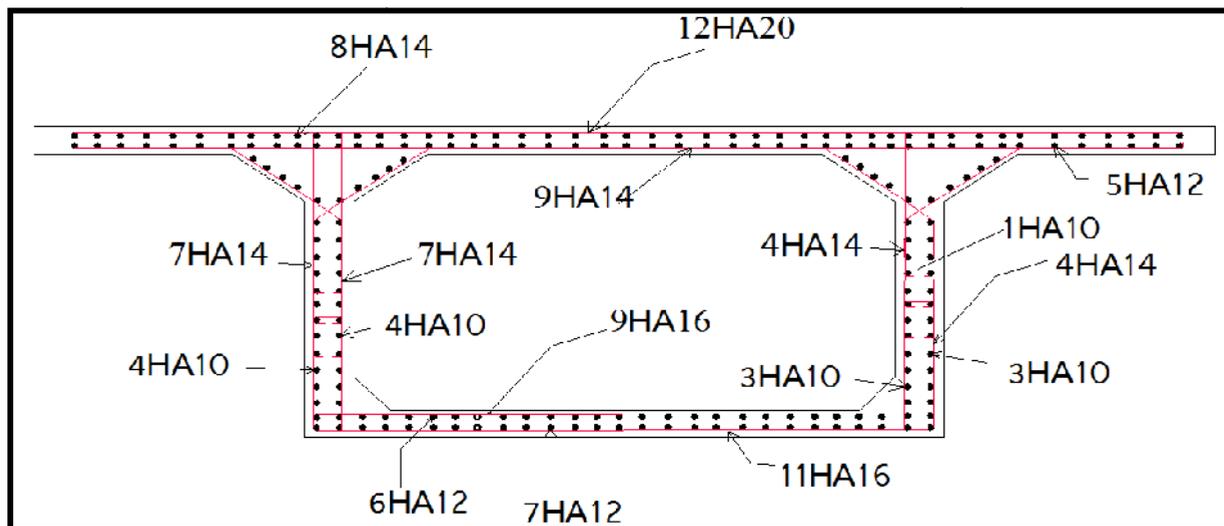


Figure (VII.15) : Ferrailage de voussoir courant

VII.8)-Etude et ferrailage du bossage

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de jonction des voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « Poinçonnement » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement; il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures ces armatures sont appelées « frettes » et elles constituent le « frettage ». Elles doivent couvrir le bossage par rapport au reste de la section; on doit disposer :

Des aciers en tête du bossage permettant de couvrir l'ancrage à la paroi proche du caisson :

$$A1 = \frac{P_0}{\sigma_s} (0,5 - \sin\alpha)$$

Des aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation :

$$A2 = 0,5 \frac{P_0}{\sigma_s}$$

Des aciers de couture du reste du bossage :

$$A3 = \frac{P_0}{\sigma_s} \sin\alpha$$

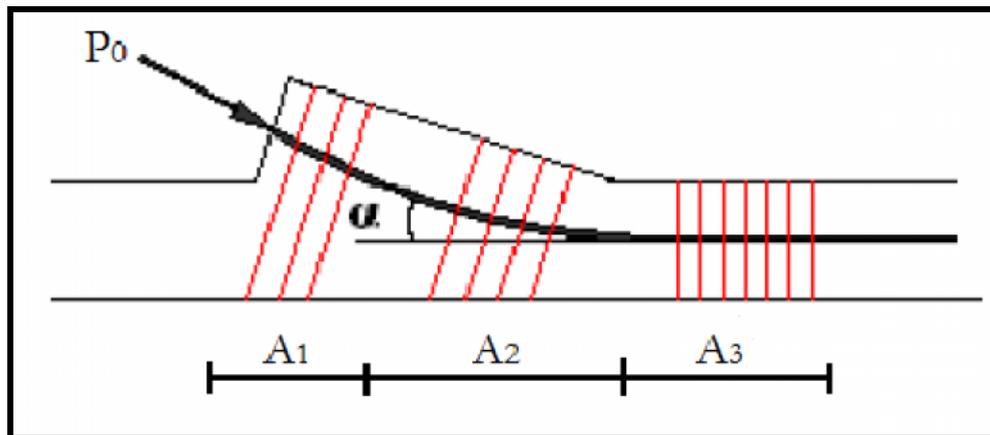


Figure (VII.16) : Distribution du ferrailage dans un bossage.

P_0 : force de précontrainte à l'ancrage.

α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

VII.8.1)- Ferrailage du bossage à un seul ancrage

$$P_0 = 291.13 \text{ t pour un câble 12 T15s, et } \operatorname{tg} \alpha = \frac{0.125}{1.5} = 0.083 \implies \alpha = 4.76^\circ$$

$$\bar{\sigma}_s = 2/3 \times f_{se} = 2/3 \times 400 = 266.67 \text{ MPa}$$

- **Armatures de tirant :**

$$A_1 = \frac{178.56}{266.67 \times 10^2} \times (0.5 - \sin 4.76) = 27.92 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA 20 pour** $A_1 = 28.27 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 30cm.

- **Armatures de coutures :**

$$A_2 = \frac{178.56}{266.67 \times 10^2} \times 0.5 = 33.48 \text{ cm}^2$$

Soit : **11HA20 pour** $A_2 = 34.56 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 150 cm.

- **Armatures de la poussée au vide:**

$$A_3 = \frac{178.56}{266.67 \times 10^2} \times \sin 4.76 = 5.56 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 pour** $A_3 = 5.65 \text{ cm}^2$ répartis sur une distance de 60cm.

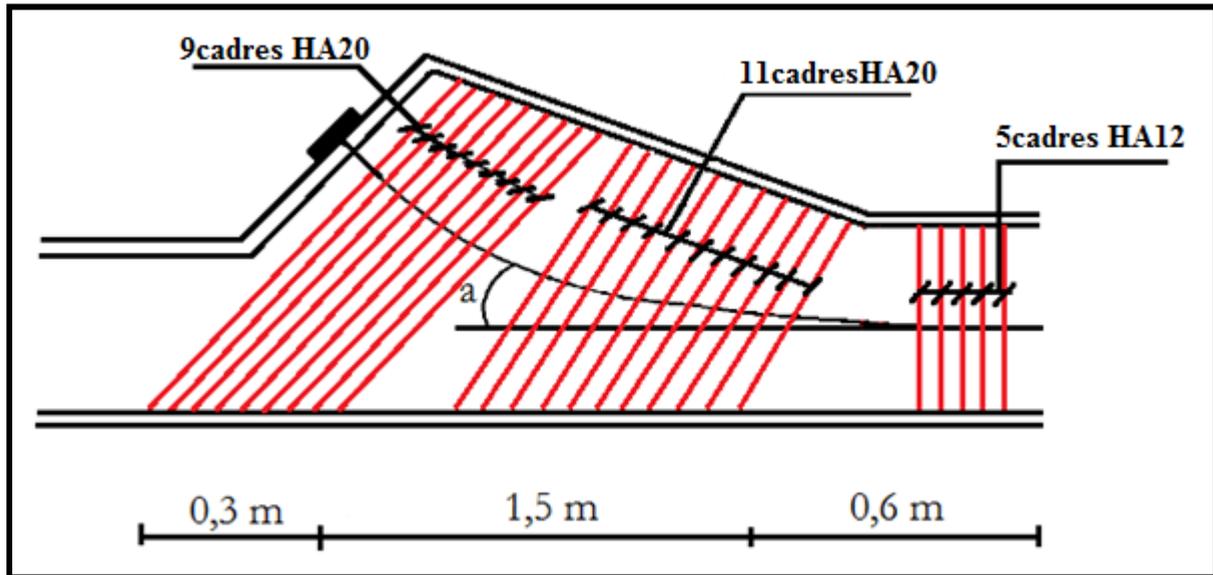


Figure (VII.17) : Ferrailage des bossages à un seul ancrage.

Introduction

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

VIII.1)- Détermination de l'effort tranchant

- Calcul de l'effort tranchant : **Article 7.2 BPEL**

$$V_R = V_G + V_Q - P_s \sin \alpha$$

$\alpha = 0$ (pas de cables arrêtés sur le voussoir sur pile)

Selon la combinaison la plus défavorable à l'état limite de service ($G + 1.2 (A (l) + St) + 0.5 \Delta T$) on détermine l'effort tranchant :

$$V_{R_{\max}} = 897.979 \text{ t}$$

- Calcul du contrainte de cisaillement réduit à l'état limite de service :

$$\tau_{red} = \frac{V_R}{z \times b_n}$$

V_r : Effort tranchant réduit

Z : Bras de levier tel que $Z = \frac{I}{S}$ avec :

I : inertie de la section par rapport au centre de gravité G

S : moment statique par rapport à l'axe passant par le CDG de la partie de la section située en dessous du CDG de la section du voussoir.

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme, mais dans notre cas les câbles se situent seulement dans la dalle supérieur et la dalle inférieur, elle est égale alors à **2.2 m**

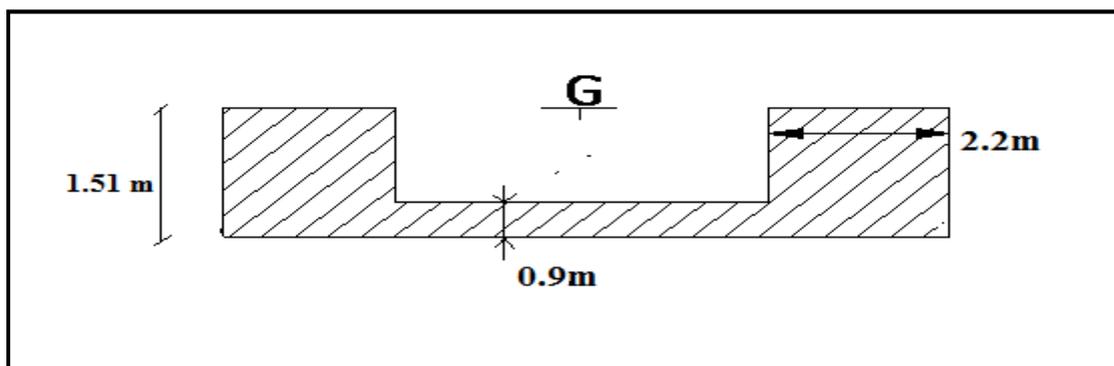


Fig (VIII .1) : moment statique d'une section située au dessous de G

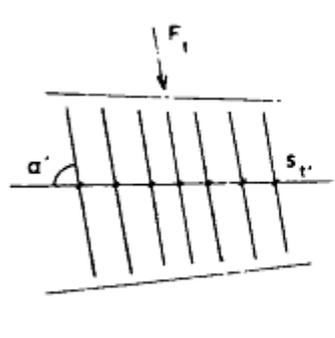
$$S(y) = 5.83 \text{ m}^3$$

$$Z = \frac{I}{S} = \frac{11.422}{5.83} = 1.96 \text{ m.}$$

$$\tau_{red} = \frac{897.979}{1.96 \times 4.4} = 104.12 \text{ t/m}^2 = 1.04 \text{ MPa}; \quad \tau_{red} = 1.04 \text{ MPa}$$

VIII.2)- Détermination du cisaillement admissible :

Selon BPEL Article 7.2



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = \sigma + \frac{F_t}{b_n s_y} \frac{\cos \alpha'}{\operatorname{tg} \alpha'} \\ \sigma_t = \frac{F_t}{b_n s_y} \sin \alpha' \\ \tau = \tau_{red} - \frac{F_t}{b_n s_y} \cos \alpha' \end{array} \right.$$

En l'absence d'armatures transversales de précontrainte :

$$\sigma_x = \sigma, \sigma_t = 0, \tau = \tau_{red}.$$

σ : étant la contrainte normale due aux actions extérieures et à la précontrainte longitudinale.

Le cisaillement admissible vaut $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \text{ et } \sigma_x = \frac{P}{S} = \frac{6448.822}{15.214} = 4.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times 2.7 \times \left(2.7 + \frac{2}{3} \cdot 4.24 \right) = 5.9536$$

$$\implies \bar{\tau}_1 = 2.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x) \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \times \sigma_t \right)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \times 2.7}{35} \times (0.6 \times 35 - 4.24) \times \left(2.7 + \frac{2}{3} \times 0 \right)$$

$$\implies \bar{\tau}_2 = 2.64 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\tau} = \min(2.44, 2.64) = 2.44$ MPa

La condition à vérifiée est $\tau = 1.04 < \bar{\tau} = 2.44$

On conclue que $\tau < \bar{\tau}$ est vérifié, et nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

Introduction

Ces équipements souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, et bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- Revêtement du tablier.
- Trottoir.
- Dispositif de retenue.
- Système d'évacuation des eaux.
- Corniche (qui joue un rôle esthétique).
- Appareil d'appuis.
- Joints de chaussée.

IX.1)- Appareils d'appuis :

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité de l'ensemble. Pour chaque pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

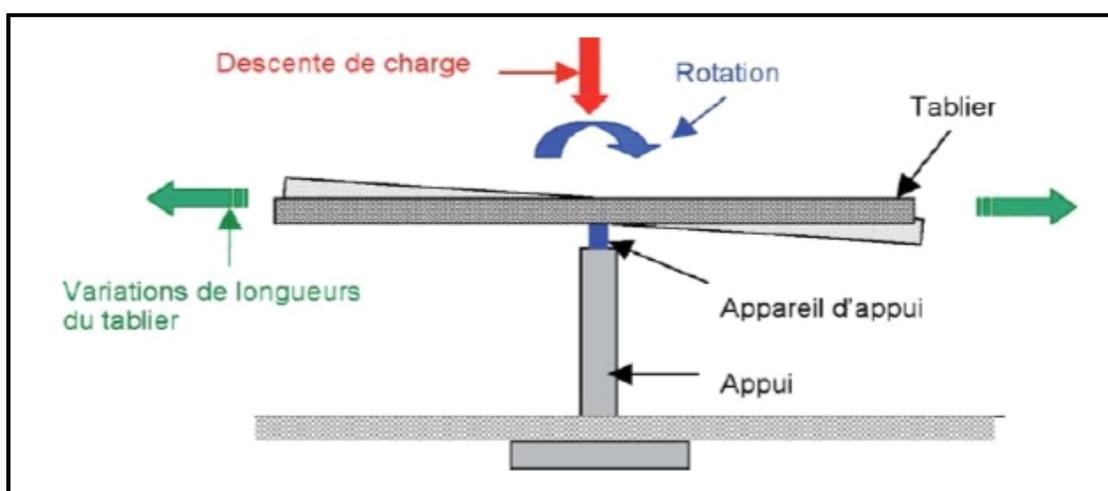


Fig (IX.1): Fonction d'un appareil d'appui.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en béton.

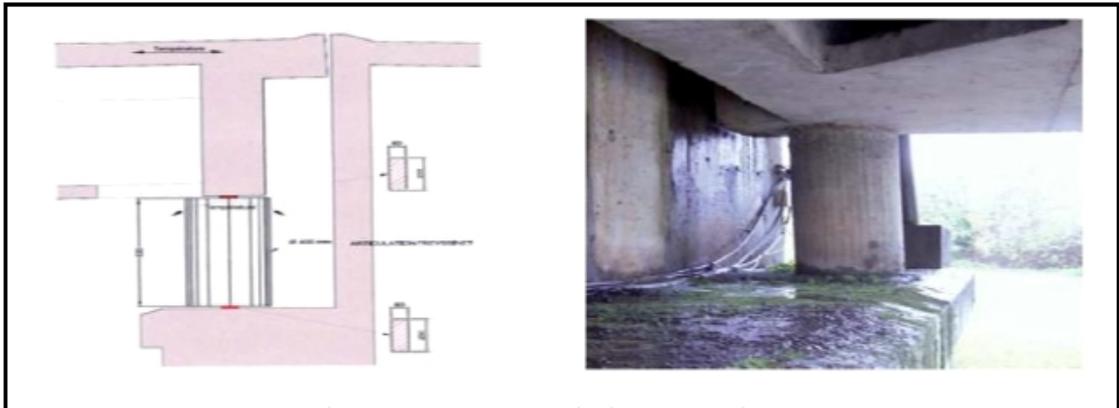


Fig (IX.2): Appareil d'appui en béton.

- Les appareils d'appuis spéciaux.

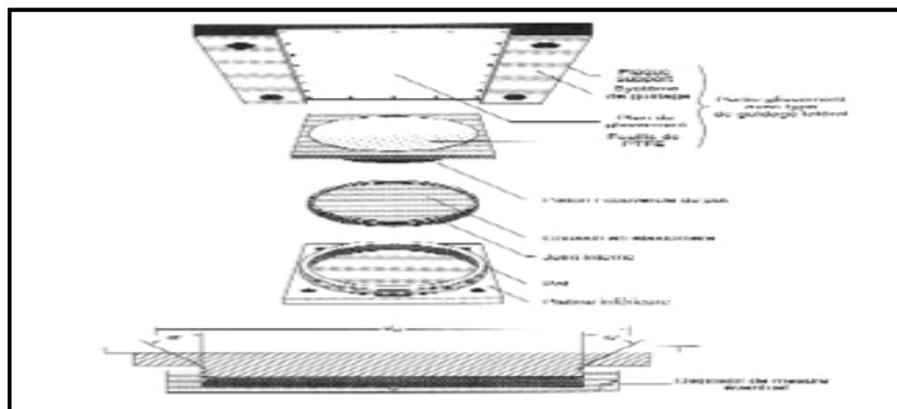


Fig (IX.3): Appareil d'appuis spéciaux.

- Les appareils d'appuis en acier.



Fig (IX.4): Appareil d'appui en acier.

- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.



Fig (IX.5): Appareil d'appui en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec cet ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer :

Le tablier de pont repose en général sur des appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

IX.1.1)- 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.

IX.1.2)- Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère (D'après SETRA BT N°4/1974)

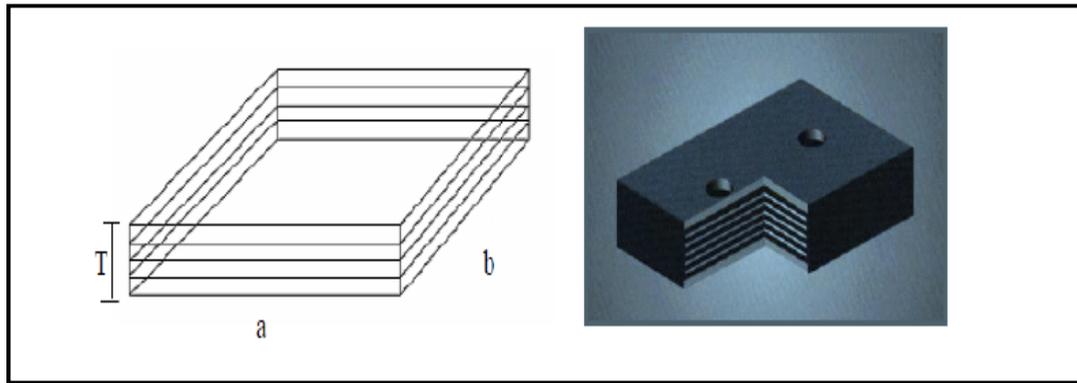


Fig (IX.6): Dimension des couches d'appareil d'appui.

Le module de déformation transversal G est de 0.8MPa pour les ponts routes

On considère que $a = b$,

L'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t$

D'où :

n : est le nombre de feuillets élémentaires.

t : leur épaisseur.

IX.1.2.1)- Calcul des réactions :

Les réactions sont calculées à l'ELS sous la combinaison suivante :

- $1.35G + 1.35D_{240}$

Désignation	Réaction (t)			
	C1	P1	P2	C2
1.35G+1.35D240	524.457	2101.531	2189.732	516.430

Tab (IX.1): Calcul des réactions au niveau des appuis.

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante :

$$R = N = 2189.732 \text{ t}$$

Le nombre d'appareils d'appui est fixé à deux ; d'où la réaction de chaque appui sera égale : $R = N_{\max} = 2189.732 / 2 = 1094.866 \text{ t}$

- **L'aire d'appareil d'appuis**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$2\text{MPa} \leq \sigma'_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 15\text{MPa}$$

Tel que : N est la réaction maximal

$$N_{\max} = 1094.866 \text{ t}$$

$$a \times b \geq N_{\max} / 15 = 1094.866 \times 10^4 / 15 = 729910,67 \text{ mm}^2.$$

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont les suivantes :

$$a = b = 900 \text{ (mm)}$$

La contrainte de cisaillement correspondante vaut :

$$\tau_N = \frac{3t(a+b)N_{\max}}{a^2b^2}$$

$$a = b = 900 \text{ mm et } t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_N = \frac{3 \times 10(900+900)1094.866}{900^2 900^2} = 0.901 \text{ MPa.}$$

$$\sigma'_m = \frac{1094.866}{900 \times 900} = 13.516 \text{ MPa.}$$

IX.1.2.2)- Distorsion : déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

➤ **1er cas :** La déformation μ_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H1 de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H1}{ab} = \frac{GU1}{T}$$

Tel que $G = 0,8 \text{ MPa}$ module de déformation transversale d'élastomère.

- **Hauteur nette de l'élastomère T**

La condition à vérifier est : [SETRA 2007]

$$T \geq U1 / 0,5$$

U_1 : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

$$U_1 = 2,7 \text{ cm} = 27 \text{ mm.}$$

$$T \geq 27 / 0,5 = 54 \text{ mm.}$$

On prend $T = 100 \text{ mm}$ constitué de **10 feuillets** de **10 mm** chacun.

$$\tau_{H1} = 0.8 \times 27 / 100 = 0,216 \text{ MPa}$$

➤ **2ème cas :** L'appareil est soumis à un effort dynamique H2 (freinage, vent) provoque u_2 .

G est doublé sous l'effort dynamique [Fascicule 61 titre II].

L'effort de freinage dû à un camion Bc est de $h_2 = 30/2 = 15t$.

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a.b} = \frac{2G.u_2}{T} = \frac{15}{900 \times 900} = 0.185 \text{ MPa.}$$

La contrainte de conventionnelle cisaillement de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.216 + \frac{0.185}{2} = 0.3085 \text{ MPa}$$

IX.1.2.3)- Rotation ; compression partielle :

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T : \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : égale à 0.003rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{900}{100} \right)^2 0.023 = 0.7452 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

➤ **La limitation de la contrainte de cisaillement**

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5 G \dots\dots\dots(1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5 G \dots\dots\dots(2)$$

$$\tau_H \leq 0,7 G \dots\dots\dots(3)$$

$$\tau_{\alpha T} \leq \tau_N \dots\dots\dots(4)$$

1^{ère} condition : $0.901 + 0.3085 + 0.7452 = 1.9547 \leq 5 \times 0.8 = 4 \text{ MPa}$ (condition vérifiée).

2^{ème} condition : $0.216 \leq 0.5 \times 0.8 = 0.4 \text{ MPa}$ (condition vérifiée).

3^{ème} condition : $0.3085 \leq 0.7 \times 0.8 = 0.56 \text{ MPa}$ (condition vérifiée).

4^{ème} condition : $0.7452 \leq 0.901 \text{ MPa}$ (condition vérifiée).

IX.1.2.4)- Vérification de condition de non- flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\frac{900}{10} \leq T \leq \frac{900}{5}$$

$$\Rightarrow 90 \leq 100 \leq 180 \quad (\text{condition vérifiée})$$

IX.1.2.5)- Condition de non- cheminement :

D'après le bulletin technique N°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$m_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad 2\text{MPa}$$

Tel que N_{\min} est la réaction engendrée par le poids propre elle vaut $N_{\min} = 410.123\text{t}$

$$m_{\min} = \frac{410.123}{900 \times 900} = 5.063\text{MPa} \quad 2\text{MPa}$$

La condition de non-cheminement est vérifiée.

IX.1.2.6)- Condition de non-glisement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$H \leq f \cdot N_{\min}$$

Avec : H : effort de freinage qui vaut 15t.

f : est le coefficient de frottement.

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{m_{\min}} = 0.10 + \frac{0.6}{5.063} = 0.218$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) ab = (0.216 + 0.185) 900^2 = 3.2481 \text{ t}$$

$$3.2481 \quad 0.218 \times 410123 = 89.406\text{t} \quad (\text{condition Vérifiée}).$$

IX.1.2.7)- Vérification de condition de non-soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau \leq \frac{a}{2} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{m}{G}$$

Tel que :

$$= \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{900 \times 900}{2 \times 10 \times (900 + 900)} = 22.5$$

Donc :

$$0.023 \quad \left(\frac{900}{22.5} \times \frac{10^2}{900^2} \times \frac{13.516}{0.8} \right) = 0.083 (\text{condition Vérifiée}).$$

IX.1.3)- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante :

$$t_s = \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \quad \text{et } t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour l'acier inox.

$$t_s = \frac{900}{15} \times \frac{13.516}{245} = 3.31 \text{ mm}$$

Donc $t_s \geq 3.31 \text{ mm}$.

On prend $t_s = 4 \text{ mm}$.

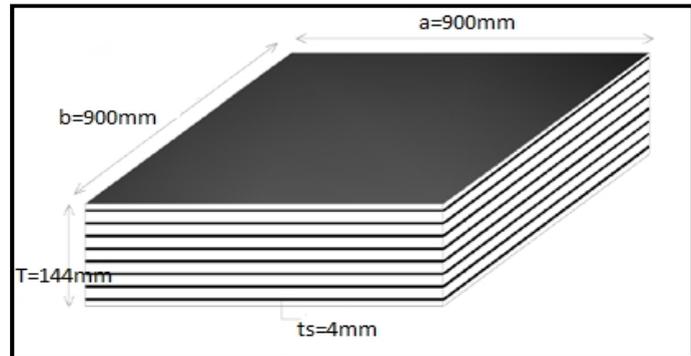


Fig (IX.7): Détail de l'appareil d'appui

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t + (n+1) \times t_s = 10 \times 10 + 11 \times 4 = 144 \text{ mm}$$

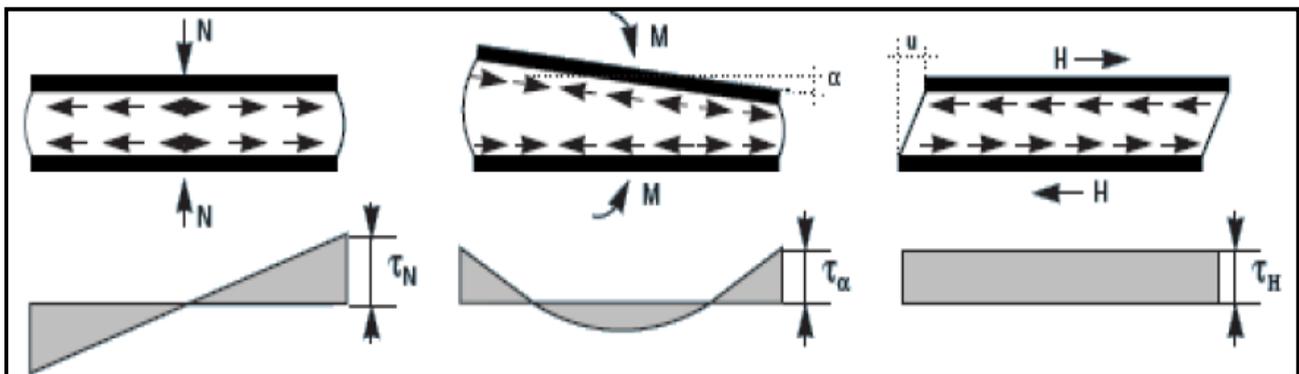


Fig (IX.8): Contraintes de cisaillement engendrées par les différentes sollicitations

IX.1.4)- Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

IX.1.4.1)-Fonction des dés d'appuis :

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

IX.1.4.2)-Dimensions de dés d'appuis :

- $A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50\text{mm}$
- $B = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50\text{mm}$

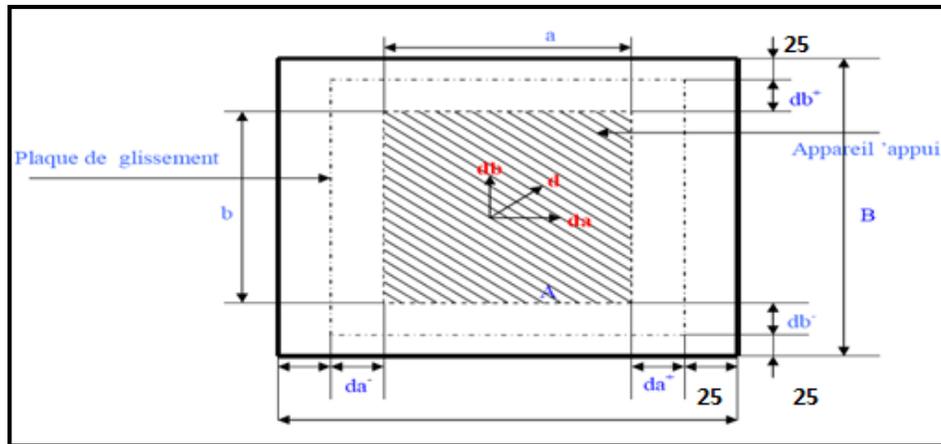


Fig (IX.9): Dimensions en plan du dé d'appui.

Avec :

d_a^+ et d_b^+ : Déplacements dans un sens.

d_a^- et d_b^- : Déplacement dans le sens opposé.

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm on a :

- $A=900+100+50=1050\text{mm}$
- $B=900+100+50=1050\text{mm}$
- $E \geq 2ab / 2(a+b) \longrightarrow E = 450\text{mm}.$

IX.1.4.3)-Ferrailage des dés d'appuis (support des appareils d'appuis) :

➤ **Armatures de chaînage**

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante ($R=0.25N_{\max}$).

$$A_{SC}=0.25 N_{\max} / \bar{\sigma}_s$$

$$N_{\max}= 1094.866 \text{ t et } \bar{\sigma}_s= 2/3 f_e=2/3 400 = 266.66 \text{ Mpa}$$

$$A_{SC} = 1094.866 \times 10^4 \times 0.25 / 266.66 = 102.64 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 13\text{HA}32.$$

Ces barres sont disposées longitudinalement et transversalement.

➤ **Armatures de profondeur :**

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de $0,125 N_{\max}$.

$$A_{SP} = 0.125 N_{\max} / \bar{\sigma}_s = 51.32 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ HA}32 \text{ (disposées dans les deux sens).}$$

➤ **Armatures de diffusion :**

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

a) **Ferraillage de surface (frette sup) :**

Ces armatures sont capables de reprendre 4% N_{max} .

$$A_S = 0.04 N_{max} / \bar{\sigma}_s = 16.42 \text{ cm}^2 \text{ soit } 11\text{HA}14 \text{ (disposées dans les deux sens).}$$

b) **Ferraillage inférieur ou d'éclatement (frette inf) :**

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que : $b_0/3 \leq Z \leq b_0$

$$R = 0,1N_{max}$$

$$A_S = 0.1 N_{max} / \bar{\sigma}_s = 41.05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14\text{HA}20 \text{ (disposées dans les deux sens).}$$

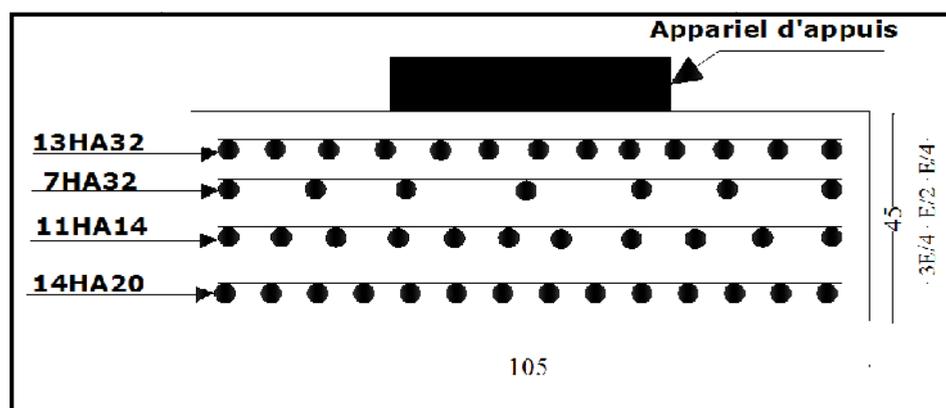


Fig (IX.10): Ferraillage de dé d'appareil d'appui.

IX.2)- Joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, c'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se ferme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations de la température, rotations de l'extrémité de la poutre, le fluage et le retrait.

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 de critères, d'autres exigences sont ni au moins essentielles:

- **Confort et esthétique :**
 - Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
 - Absence de bruits de vibrations
- **Résistance :**
 - Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garantit 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 équilibre 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.

IX.2.1)- 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 définissent donc le souffle du tablier. Elles valent la somme algébrique de plusieurs facteurs : **les rotations d'extrémités, la température, le retrait et le fluage.**

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

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \text{tg } \alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5,0 cm**.

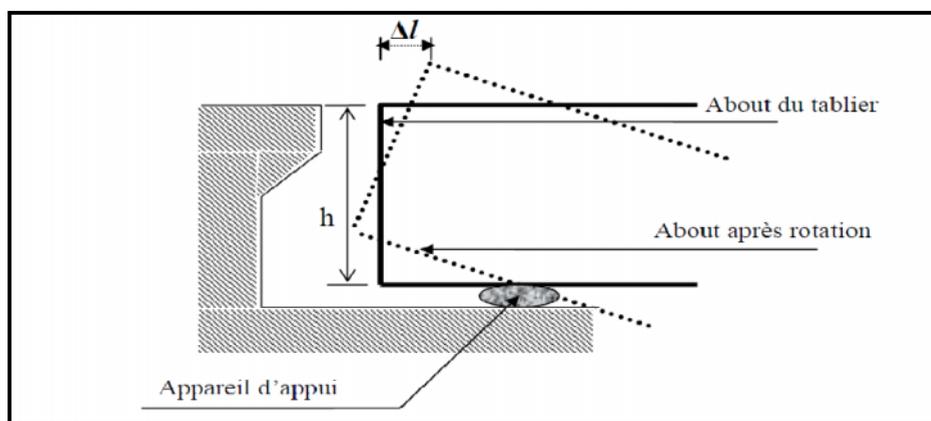


Fig (IX.11): Rotation d'extrémité sous chargement.

Selon le RPOA, on dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0.4 WT + WS$$

W : souffle total du joint,

WT : souffle thermique,

WD : souffle des déformations différées (retrait et fluage),

WS : souffle sismique.

- **Dilatation thermique**

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$$

l : la moitié de la longueur du tablier.

Pour notre cas $l = 90 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 2,7 \text{ cm}$

- **Fluage**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\Delta l / l = K_f \times 10^{-4}$$

Avec :

K_f : Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) il vaut 2 à 3.

D'où: $\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$

Avec $l = 90 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 2,7 \text{ cm}$

- **Retrait**

Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$$\Delta l / l = 3,5 \times 10^{-4}$$

Avec $l = 90 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3,15 \text{ cm}$

- **Souffle sismique**

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K \cdot x \Rightarrow x = F / K$$

F : la force sismique,

K : la rigidité des appuis du tablier,

x : le déplacement

- **Calcul de la force sismique F :**

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{\text{seh}} \times M$$

S_{seh} : le spectre de réponse horizontal,

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période T : $T = 2 \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

Ou :

$K = \sum K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

▪ **Calcul de la masse (M) :**

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{tab}} + 1/2 M_{\text{appui}}$$

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (**Chapitre IV**) qui est égale :
 $M_t = 3709.8 \times 2 = 7419.6 \text{ t}$ (deux ponts).

La masse des appuis :

$$M_{\text{appui}} = M_{\text{culée}} + M_{\text{pile}}$$

La masse des culées :

$$M_{\text{culée}} = \text{béton} \times V_{\text{culée}}$$

- Dimension de la culée 01 : L=20.4m ; B=2.5m ; H=6.83m.

$$M_{\text{culée01}} = 2.5 \times (20.4 \times 2.5 \times 6.83) = 870.825 \text{ t.}$$

- Dimension de la culée 02 : L=20.4m ; B=2.5m ; H=6.35m.

$$M_{\text{culée02}} = 2.5 \times (20.4 \times 2.5 \times 6.35) = 809.625 \text{ t}$$

$$\text{Pour deux culées : } M_{\text{culée}} = 1684.045 \text{ t.}$$

La masse des piles :

$$M_{\text{pile}} = \text{béton} \times V_{\text{pile}}$$

- Dimension de la pile 01 : L=5.30m ; B=2m ; H=7.31m.

$$M_{\text{pile01}} = 2.5 \times (5.3 \times 2 \times 7.31) = 193.715 \text{ t.}$$

$$\text{Pour deux piles : } M_{\text{pile}} = 387.43 \text{ t.}$$

- Dimension de la pile 02 : L=5.30m ; B=1.2m ; H=6.84m.

$$M_{\text{pile02}} = 2.5 \times (5.3 \times 1.2 \times 6.84) = 181.26 \text{ t.}$$

$$\text{Pour deux piles : } M_{\text{pile}} = 362.52 \text{ t.}$$

$$\text{D'où } M_{\text{appui}} = 387.43 + 362.52 = 749.95 \text{ t.}$$

Donc :

$$M_{\text{appui}} = M_{\text{culée}} + M_{\text{pile}} = 1684.045 + 749.95 = 2430.4 \text{ t.}$$

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{tab}} + 1/2 M_{\text{appui}}$$

$$= 7419.6 + 1/2 \times 2430.4 = 8634.8 \text{ t}$$

- **Calcul des rigidités (K)**

Pour les culées

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis.

$$K = G \frac{A}{T}$$

G : le module de cisaillement transversal, $G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2$.

A : la surface d'appareil d'appuis.

T : la hauteur de l'appareil.

Alors : $K = 80 \times 0,9 \times 0,9/100 \times 10^{-3} = 648 \text{ t/m}$

Donc la rigidité de l'appui est : $K = n \times K_{\text{appareil d'appuis}}$ (avec n: Nbre appareil d'appuis égal à 4)

$K_{\text{culée}} = 4 \times K = 1296 \text{ t/m}$.

On a deux culées $\Rightarrow K_{\text{culée}} = 5184 \text{ t/m}$.

Pour les piles

On a deux piles de hauteurs différentes

$H_{P1} = 7.31 \text{ m}$ et $H_{P2} = 6.84 \text{ m}$ ses dernières sont libres au niveau du tablier et encastrées au niveau des fondations.

D'où : $K = 3EI / h^3$

E : module de Young du béton à j jours, $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

I : inertie de la section considérée ;

On a la résistance de béton de l'infrastructure $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$E = 11000^3 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa} = 3.41 \text{ t/m}^4$

I : inertie de la section considérée $I = \frac{b h^3}{12}$

Donc : $K_{\text{pile}} = 2 \times K_{\text{pile01}} + 2 \times K_{\text{pile02}} = 2 \times 92710.04 + 2 \times 113164.6 = 411749.28 \text{ t/m}$

- **La rigidité totale de la structure**

$K_{\text{tot}} = K \sum i = K_{\text{culée}} + K_{\text{pile}} = 5184 + 411749.28 = 416933.28 \text{ t/m}$

D'où la période $T = 0.9 \text{ s}$

On tire du **RPOA** (le tableau 3.3 du R.P.O.A) le T_1 et T_2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site (zone IIa et site 2)

$T_1 = 0,15 \text{ s}$, $T_2 = 0,40 \text{ s}$, $S = 1,10$

➤ Spectre de réponse (RPOA) : $T_2 \leq T \leq 3s$.

$S_{\text{aeh}}(T) \text{ (m/s}^2) = 2,5 \times A \times \eta \times g \times S \times (T_2/T)$.

$S_{aeh} = 2,45 \text{ m/s}^2$

Donc :

$$F = 2,45 \times 8634,8 \Rightarrow F = 21155,26 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } x = 21155,26 / 416933,28 = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

Ce qui donne un souffle totale de : $W = (2,7 + 2,7) + (0,4 \times 3,15) + (1/3 \times 5)$

$$\Rightarrow W = 8,33 \text{ cm}$$

On choisi le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et. En regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 8.33cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle, et peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



Fig (IX.12): Joint du type Wd160 (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Dimensions en mm.

Tab (IX.2): Différents modèles des joints Wd.

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation.

Dimensions en mm

** Nb= Nombre de fixations par élément.

Tab (IX.3): Caractéristiques physiques des joints Wd.

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd160**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

IX.3)- Le revêtement du tablier : Le revêtement est assuré par :

IX.3.1)- Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Etanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique; (le choix opté pour notre cas);
- Etanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes);
- Etanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte;
- Etanchéité par MHC (moyen haute cadence).

IX.3.2)- Couche de roulement :

Elle vient au dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m³ à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

IX.4)- Dispositifs retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps ;

IX.4.1)- Les glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

IX.4.2)- Le garde-corps :

Ont essentiellement pour objet la protection des 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.

IX.4.3)- Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

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

IX.4.4)- Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

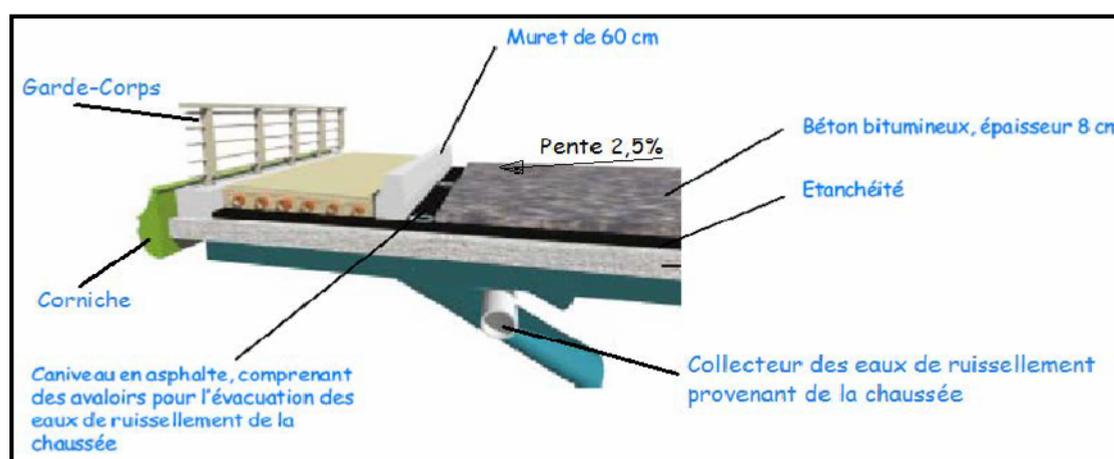


Fig (IX.13): Les équipements du pont.

IX.5)- Autres équipements :

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont pour d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai; ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

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

En fin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans le calcul.

Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de tout l'ouvrage

X.1)- Structure des appuis :

Un appui peut être caractérisé par ces caractéristiques géométriques et mécaniques, elles doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) qui sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

X.1.1)-Une superstructure (où fût) :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre, de façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- Des appareils d'appui définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- Des éventuels appareils d'appui provisoires
- Des niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

X.1.2)-Une fondation :

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente de charges puis la transmet aux semelles reposantes directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux reposantes réunis en tête par une semelle de liaison.

Pour notre cas le type de la pile est une pile voile qui repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert de la descente de charges aux sols.

X.2)-Pile de type voile :

Elles sont plus nombreuses, parce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux ; aussi ils présentent moins de problèmes à

la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes).sans oublier que la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, même leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

X.2.1)-Pré dimensionnement de la pile :

On choisie d'étudier la pile 1 voie nord car elle est plus sollicitée et sensiblement plus haute que l'autre pile (Pile 2)

On commence tout d'abord à dimensionner la pile en se basant sur le document SETRA.

Epaisseur du voile E :

L'épaisseur du voile est donnée comme suit :

$$E = \text{Sup} (0,5(m) ; (4H+L)/100 + 0,10 (m)).$$

Tel que :

- H est la hauteur de la pile. (H=7.30m)
- L : la portée de la travée centrale. (L=70m)
- E= Sup (0,5(m) ; 1.092).

Nous prenons : E= 2.00m.

Donc les dimensions de la pile sont :

- H=7.30m
- E=1.20m
- B=5.30m

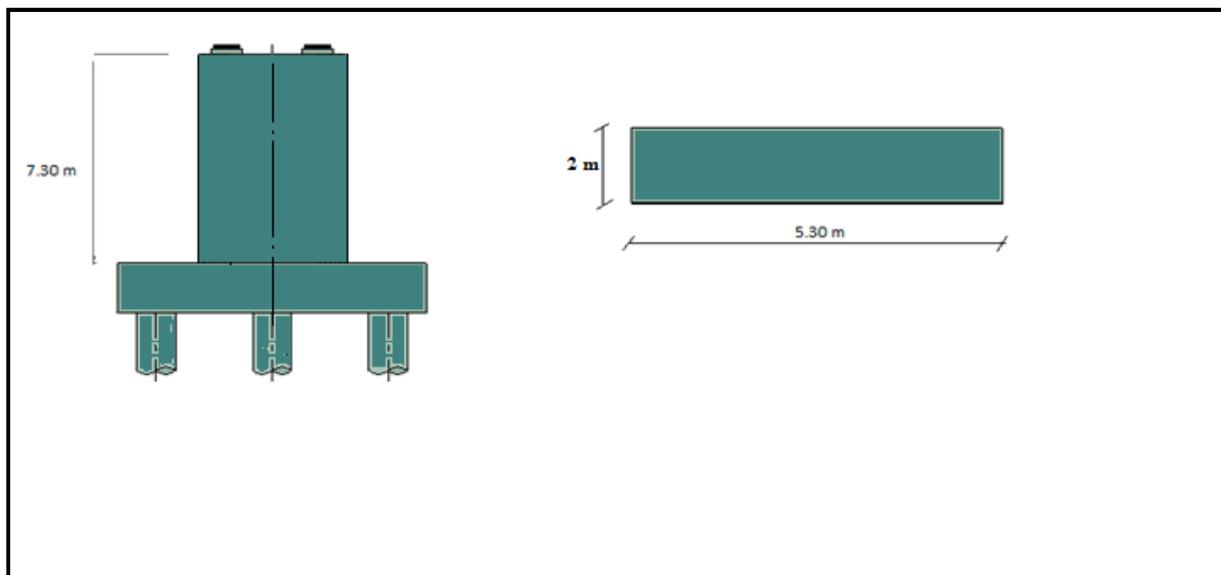


Fig (X.1): Vue en plan et en élévation de la pile.

X.2.2)-Les fondations :

Fonder une construction est l'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, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

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

a- Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 30m de profondeur, et de diamètre $\Phi = 1,2\text{m}$.

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.

b- Nombre de files 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.

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

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour trois files de neuf pieux au niveau des deux piles

X.2.3)-La semelle

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite :

- **La largeur**

$$B = (N-1) \times l + 2\Phi = 9.6 \text{ m},$$

Tel que :

N : étant le nombre des files des pieux (3)

l : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$)

Φ : diamètre des pieux (1,20m)

- **La longueur**

$$L_s = (N - 1) \times l + 2\Phi = 9.6 \text{ m.}$$

N : étant le nombre des files des pieux (3).

- **La hauteur :**

$$ht \geq l/2.5 = 3.6/2.5 = 1.44\text{m on prend } ht=2 \text{ m}$$

Avec :

$$l : 3\Phi$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation 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 encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

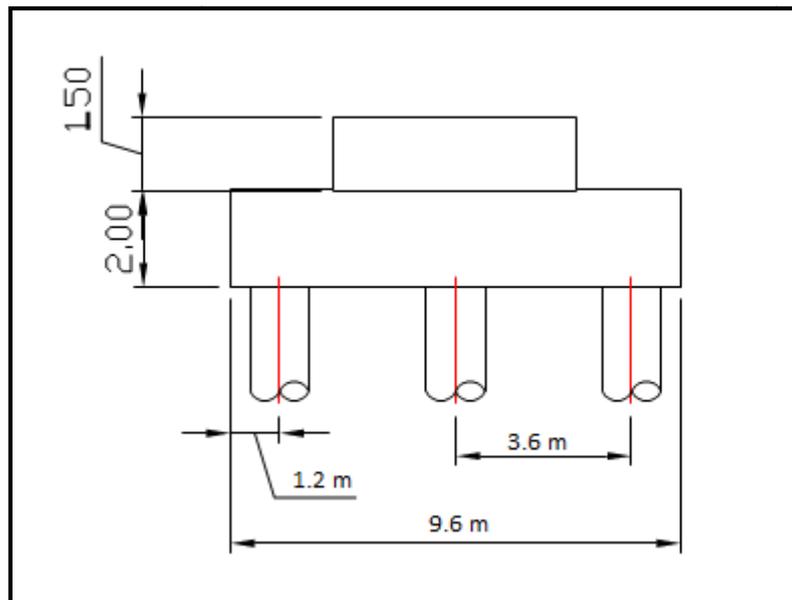


Fig (X.2): Coupe transversale de la fondation.

X.3)-Etude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée 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 la plus haute $H = 7.30 \text{ m}$.

X.3.1)-Evaluation des efforts agissant sur la pile :

- **Les combinaisons de charge :**

Selon « SETRA » les combinaisons à prendre en compte sont :

- ✓ Etat Limite de Service (E.L.S) : $G + V + W + FF$

- ✓ Etat Limite Ultime (E.L.U) : $1,35(G + V) + 1,5(W + FF)$
- ✓ Etat Limite Admissible (E.L.A) : $G + V + Ex$
 $G + V + Ey$

Avec :

G : La charge permanente.

V : La charge verticale (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.

Application numérique :

- **La charge permanente G :**

$$S = 10.6 \text{ m}^2$$

$$; H = 7.30 \text{ m}$$

$$G = S \times H \times \gamma = 10.6 \times 7.30 \times 2.5 = 193.45 \text{ t}$$

- **La charge verticale V :**

La réaction verticale d'appui sur la pile : $V = 2189.732 \text{ t}$.

- **La charge du vent W :**

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2$$

- **La force de freinage FF :**

Surcharge A(L) :

L'effort de freinage

$$f_{fA(l)} = A(L) \times \frac{1}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : désigne la surface chargée en m^2

Une travée chargée :

$$A(L) = 0.767 \text{ t/m}^2$$

$$S = 7 \times 55 = 385 \text{ m}^2$$

$$f_{fA(l)} = \mathbf{0.036 \text{ t}}$$

Surcharge Bc:

Un seul camion est supposé freiner :

$$ff \text{ Bc} = 15 \text{ t}$$

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe x « Ex » :

$$G = PP \text{ tablier} + PP \text{ pile} = 3709.8 + 193.45 = 3903.25 \text{ t}$$

$$Ex = 20\% G$$

$$Ex = 0,2 \times 3903.25 = 780.65 \text{ t}$$

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe y « Ey » :

$$Ey = 14\% G$$

$$Ey = 0,14 \times 3903.25 = 546.455 \text{ t}$$

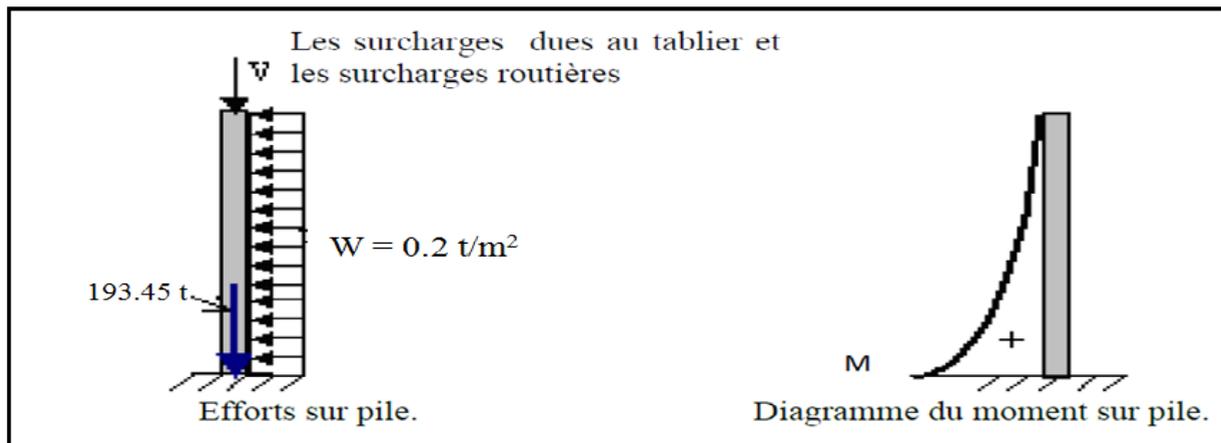


Fig (X.3): Efforts et diagramme du moment sur pile.

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

	ELU	ELS	ELA
N (t)	2454.82	1818.39	1818.39
T (t)	70.94	47.29	236.67
M (t.m)	191.62	127.75	180.99

Tab (X.1): Efforts au niveau de la pile.

X.4)- Ferrailage du voile :**X.4.1)- Ferrailage longitudinal:**

La pile sera considérée comme une console encastrée dans la semelle de la fondation, Le ferrailage se détermine en flexion composée.

Robot Expert nous donne

$$A_S=212 \text{ cm}^2 \text{ soit } 44\text{HA}25$$

X.4.2)- Ferrailage transversal:

La section d'armature transversale à mettre en place est définie d'après le RPOA :

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

Avec :

- S_t : l'espacement des armatures transversales en mm $S_t = \min(24\phi_t; 8\phi_L; 0.25d)$
- A_l : La section totale des armatures longitudinales.
- f_{el} ; f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

$S_t=20\text{cm}$ ce qui donne $A_t \geq 26.5\text{cm}^2$ on prend 18 HA14

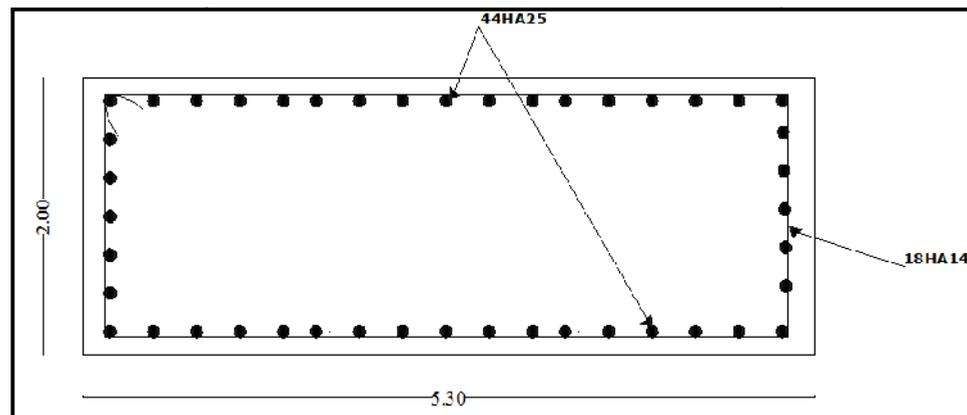


Fig (X.4): Croquis de ferrailage de la pile.

X.5)- Etude et ferrailage de la semelle**X.5.1)- Caractéristiques de la semelle**

Longueur L =9.6 m

Largeur B = 9.6 m

Epaisseur E = 2.00 m

X.5.2)- Détermination du nombre des pieux

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

$$n = \frac{N}{\text{Capacité portante d'un pieu}(QN)}$$

Avec :

N=Nu + poids de la semelle (9.6x9.6x2x2.5=460.8 t)= 2454.82+460.8 =2915.62 t

QN=330 t(D'après le rapport de l'étude géotechnique)

n_p =2915.62/330=8.83 soit 9 pieux de diamètre Ø1.2m.**X.5.3)- Effort revenant à chaque pieu :**

Admettant les hypothèses suivantes :

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

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$R_{\max ; \min} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

a)- Condition normale :

$$R_{\max} = \frac{2915.62}{9} + \frac{191.62 \times 3.6}{6 \times 3.6^2} = 332.83t$$

$$R_{\min} = \frac{2915.62}{9} - \frac{191.62 \times 3.6}{6 \times 3.6^2} = 315.08t$$

b)- Condition sismique :

$$R_{\max} = \frac{2279.19}{9} + \frac{180.99 \times 3.6}{6 \times 3.6^2} = 261.62t$$

$$R_{\min} = \frac{2279.19}{9} - \frac{180.99 \times 3.6}{6 \times 3.6^2} = 244.86t$$

X.5.4)- ferrailage de la semelle :**a)-Armatures transversales inférieures :**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A_{ti} = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

avec

b : longueur de la pile ; b = 5.30m.

l : distance entraxe des pieux extrêmes ; l = 7.2 m.

d : hauteur utile ; d = 0,9x2 = 1.8 m.

R_{max} : réaction maximale du pieu.

$\bar{\sigma}_s$: limite admissible de traction des armatures

Tel que :

$$\frac{l}{2} - \frac{b}{4} = 2.275 \text{ m}$$

- R_{max} = 332.83 t
- $\sigma_{st} = 2/3 f_e = 266.67 \text{ MPa}$

$$A_{ti} = 157.74 \text{ cm}^2$$

Condition normale :

- $\sigma_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$; R_{max} = 261.62t

$$A_{ti} = 82.66 \text{ cm}^2$$

C'est la condition normale qui est la plus défavorable $A_{ti} = 157.74 \text{ cm}^2$ soit 20Ø32. ($A_{ti} = 160.8 \text{ cm}^2$)

$$L'espacement S_t = \frac{\Phi + h - c}{n - 1} = 0.16 \text{ m}$$

Où :

n : Nombre de barre = 20 barres.

c : Enrobage = 10 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

On prend: S_t = 20 cm.

Ces armatures sont placées dans des bandes axées sur les pieux de largeur L égale à (Ø + d) tel que Ø est le diamètre du pieu.

$$L = 1,2 + 1,8 = 3 \text{ m.}$$

Dans chaque bande on aura : $A'_{ti} = A_{ti}/3 = 52.58 \text{ cm}^2$. Soit 7 Ø 32 ($A'_{ti} = 56.30 \text{ cm}^2$.)

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

$$A_r = 1/3 A'_{ti} = 56.30/3 = 18.77 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6\text{Ø}20}$$

b)- Armatures longitudinales inférieures :

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

$$A_{li} = 1/3 A'_{ti} = 56.30/3 = 18.77 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6\text{Ø}20}$$

c)- Armatures de construction :

Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = A'_{ti} / 10 = 56.30/10 = 5.63 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6\text{Ø}12}$$

$$St = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

d)- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = 1/3 A'_{ts} = 56.30/3 = 18.77 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6\text{Ø}20}$$

$$St = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

e)- Armatures latérales :

$$A_{ls} = A/10 = 56.3/10 = 5.63 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6\text{Ø}12}$$

$$St = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

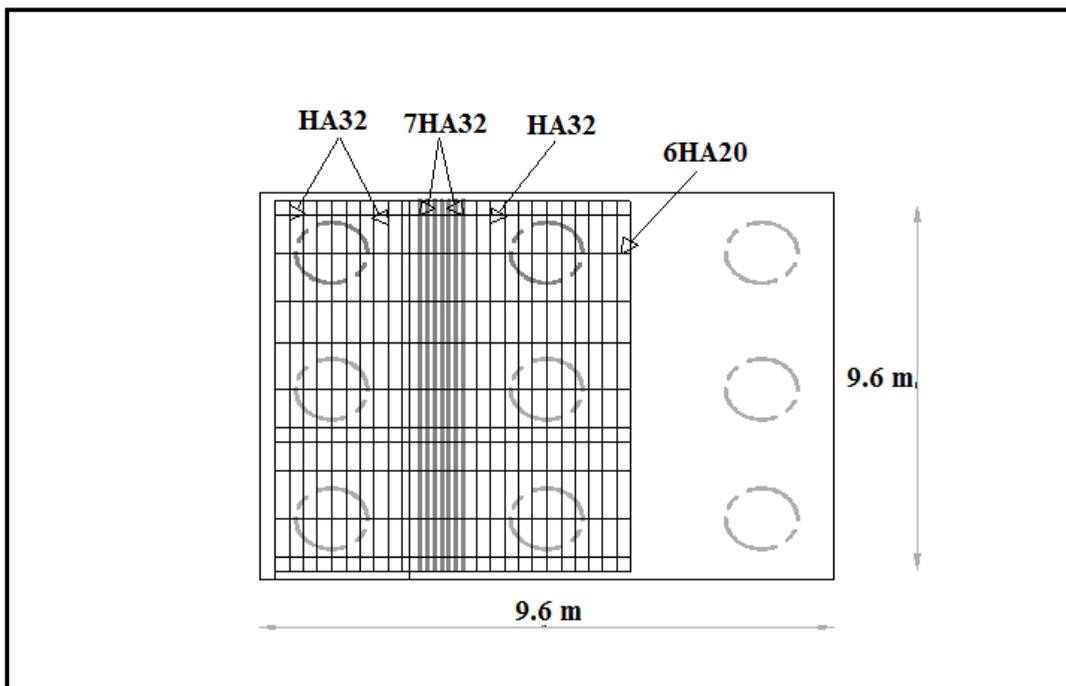


Fig (X.5): Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

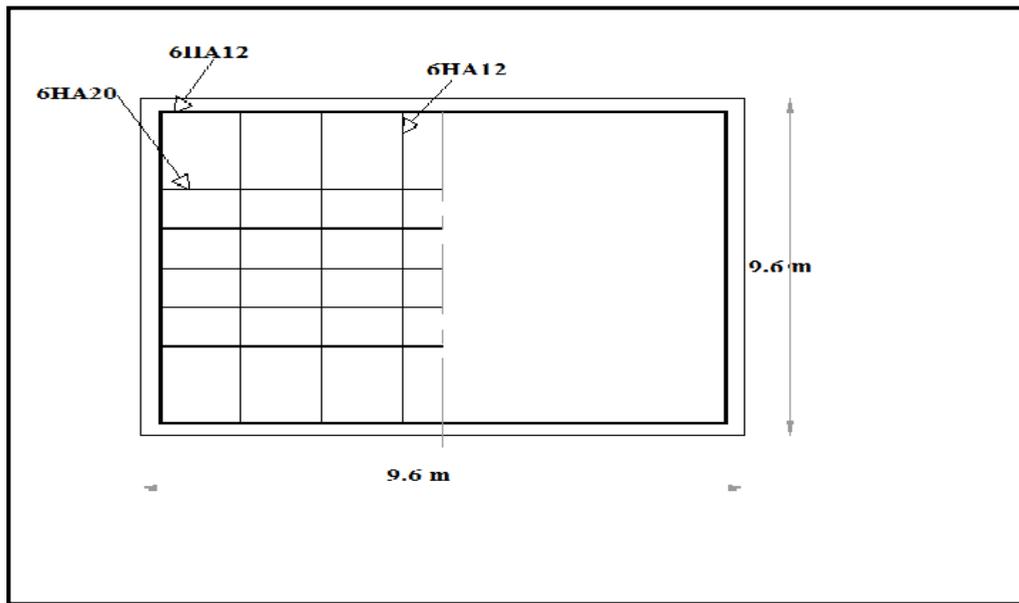


Fig (X.6): Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

X.6)- Etude des pieux :

X.6.1)- Action sur les pieux :

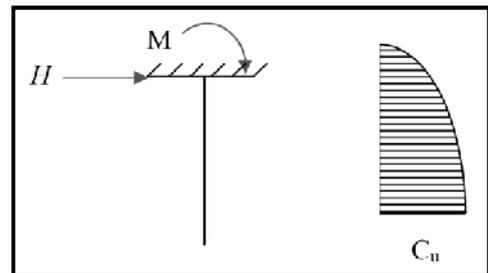
La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments, ce qui conduit à l’encastrement mécanique parlant des pieux dans la semelle

Le comportement d’un élément flexible dans le sol peut s’exprimer mathématiquement comme une équation différentielle

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

Avec :

- b : Diamètre du pieu.
- C_U : Module de réaction du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.



La solution de l’équation précédente est de la forme : $\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu.

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

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement et la rotation sont nul.

Calcul de λ

- b = $\varnothing_{\text{pieu}} = 1.2\text{m}$
- C_U = 20 MN/M³
- E : module d’élasticité du béton E=34179,55 MPa

- I : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}} = 0.20 \text{ m}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où

$\lambda L = 0.2 \times 30 = 6 \text{ m}$ avec L : longueur du pieu (L=30m)

X.6.2)- Effort tranchant en tête de pieu :

a) Condition normale :

$$T = 70.94 \text{ t} \quad \text{soit } \bar{P} = T/9 = 7.88 \text{ t/pieu.}$$

b) Condition sismique :

- Séisme 236.67t

$$T = 236.67 \text{ t} \quad \text{soit } \bar{P} = T/9 = 56.3 \text{ t/pieu.}$$

X.6.3)- Calcul des pieux par la méthode de WERNER :

Cette méthode dite celle de WERNER permet de définir les moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante.

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

Pour notre cas on considère que les pieux sont encastrés à la semelle donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement.

$$M(Z) = x_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} x_{\theta P}$$

- \bar{M} : Moment en tête du pieu
- \bar{P} : Effort tranchant en tête du pieu
- λ : Coefficient d'amortissement = $1/\alpha$
- $x_{\theta M}$; $x_{\theta P}$: des données en fonction de λL tirées des abaques de WARNER.

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

$$\Rightarrow \bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda L = 6 \Rightarrow x_{\theta P} = 1.43 ; x_{\theta M} = 1.65$$

a) Condition normale

$$\bar{P} = 7.88 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \bar{M} = -34.15 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique

$$\bar{P}=56.3 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -243.97 \text{ t.m}$$

X.6.4)- Ferrailage des pieux :

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

$$N_{\max} = 244.86 \text{ t}$$

$$M_{\max} = -243.97 \text{ t.m}$$

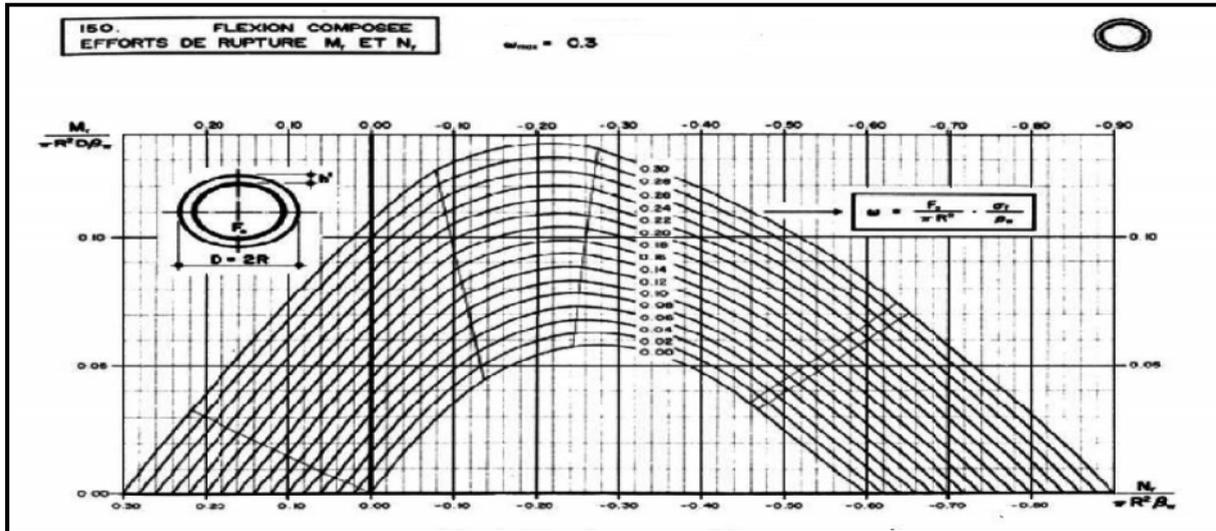


Fig (X.7): Abaque de Walther.

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.06}{1.2} = 0.0510$$

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{244.86}{\pi 0.6^2 27 \times 10^2} = 0.08 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{243.97}{\pi 0.6^2 1.2 \times 27 \times 10^2} = 0.066 \end{cases}$$

$N_r = N_{\max}$: effort normal.

$M_r = M_{\max}$

β_w : Résistance de béton.

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω :

$$\omega = 0.26$$

Avec :

ω : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

F_a : Aire totale de l'armature passive. ; $\sigma_f = 400\text{N/mm}^2 = 400\text{MPa}$.

D'où :

$$F_a = \frac{\pi R^2 \omega \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{3.14 \times 0.6^2 \times 0.26 \times 27}{400} = 198.38\text{cm}^2$$

Soit **25 HA32** pour $A_s = 201.01\text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales :**

On prend des cerces de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

NB : A la base des pieux, on fait souder des plaques métallique aux armatures longitudinales pour :

- Améliorer la résistance de pointe.
- Protéger l'about du pieu.
-

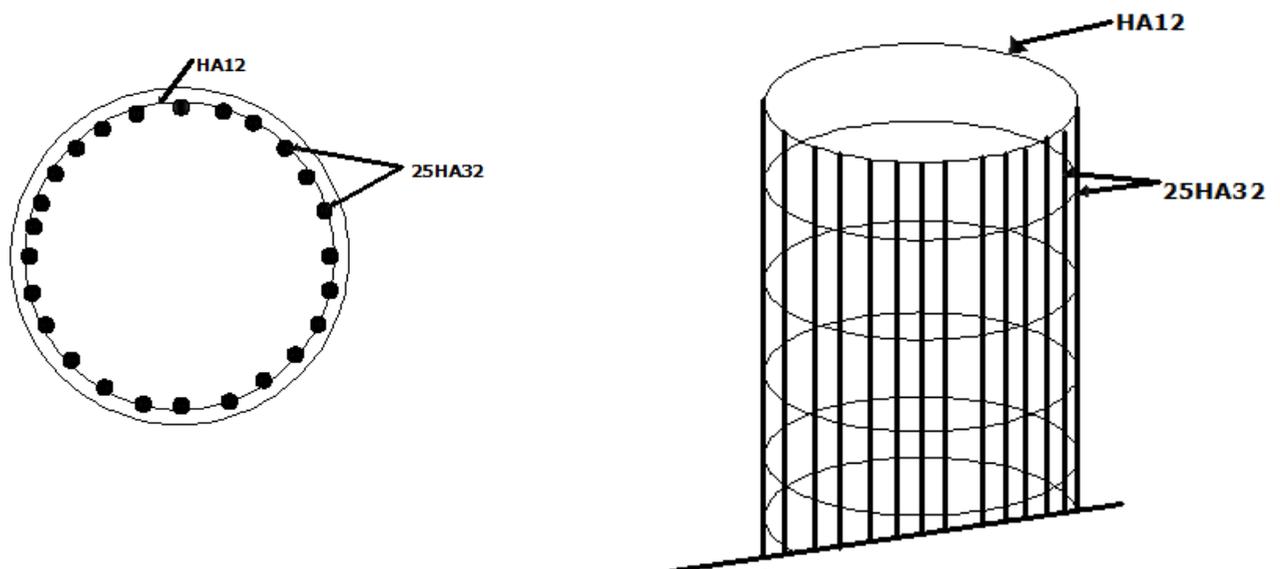


Fig (X.8): Ferrailage du pieu.

Introduction

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

XI.1)- 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.

a. Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

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

b. 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

Il existe deux types de culées :

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

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

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

XI.2)- Choix de la morphologie :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux (culée remblayée). La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

- Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

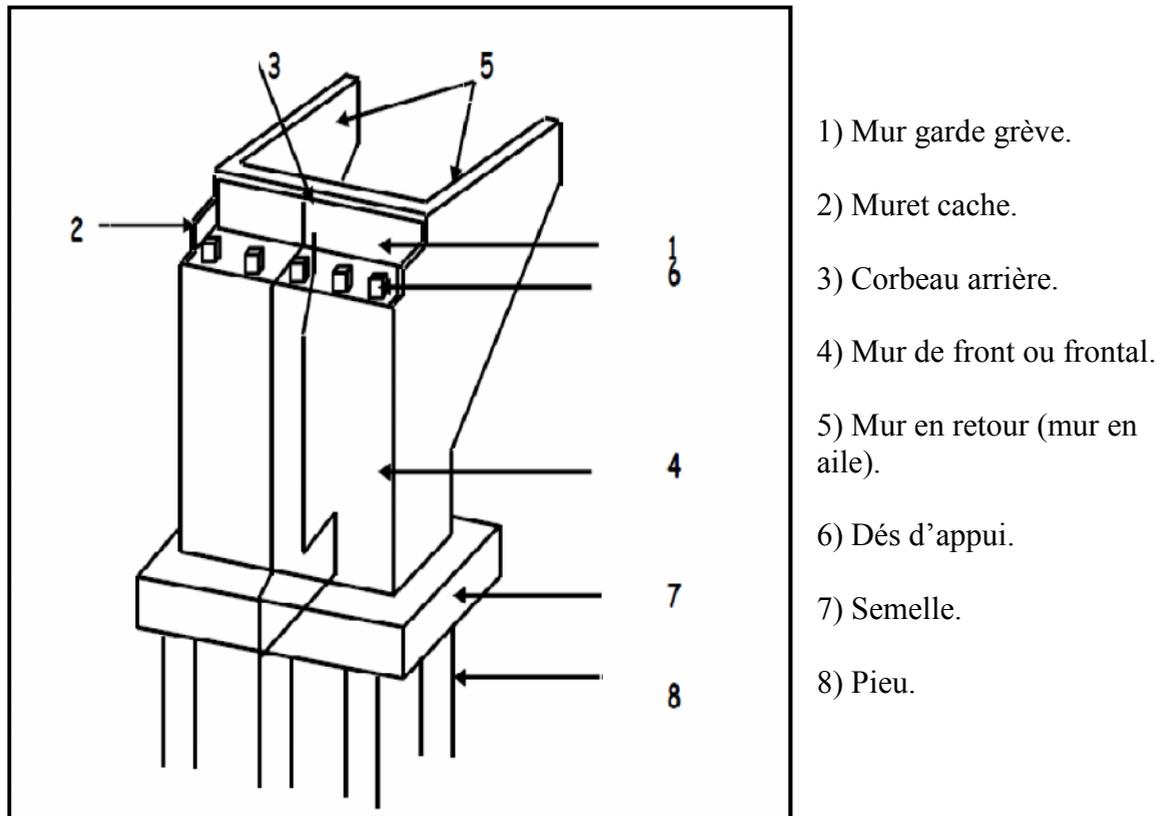


Fig (XI.1): Vue panoramique d'une culée à mur de front

XI.2.1)- Implantation de la culée :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée 1 (gauche)	Culée 2 (droite)
Cote projet(m)	8.83	8.35
Cote de la fondation(m)	2	2
Hauteur de culées(m)	6.83	6.35

Tab (XI.1): Implantation de la culée.

XI.2.2)- Pré dimensionnement de la culée :

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée gauche vers Bouira), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

XI.2.2.1)- Mur de garde grève :

Un mur de garde grève destine a protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée.

HMGG = hauteur de voussoir + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui

Donc : HMGG = 2.8 + 0.144 + 0.45

HMGG = 3.394m

D'où **HMGG = 3.4m.**

L'épaisseur du mur est : $E_{MGG} = \max(0.3m \text{ HMGG} / 8)$
 $= (0.3m ; 0.425m)$ **$E_{MGG} = 0.45m.$**

La longueur du mur garde grève est : **$L_{MGG} = 20.4 \text{ m.}$**

XI.2.2.2)- Le mur de front :

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur sur le quel s'appuis le tablier.

La hauteur de mur frontale est : **$H_{MF} = 3.43m$**

L'épaisseur de mur est : on prend l'épaisseur **$E_{MF} = 2.5 \text{ m}$**

La longueur de mur frontale est : $L =$ la largeur de tablier, donc **$L_{MF} = 20.4 \text{ m}$**

XI.2.2.3)- Les murs latéraux (murs cachent) :

La hauteur du mur est : $H_{MGG} - H_{\text{Corniche}}$ (à l'extrémité encastrée) **$H_{MC} = 2.65 \text{ m}$**

L'épaisseur du mur latéral est : **$E_{MC} = 30 \text{ cm.}$**

La longueur du mur latéral est : **$L_{MC} = 2.05 \text{ m.}$**

XI.2.2.4)- Les murs en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches.

La hauteur de mur est : celle de la culée **$H_{MR} = 6.83m$**

L'épaisseur du mur en retour est varié entre 30 et 45 cm, on prend **$E_{MR} = 40cm.$**

La longueur supérieure du mur en retour L_{MRS} varie entre 6 et 8 m.

On prend : **$L_{MRS} = 7 \text{ m.}$**

Longueur inférieur du mur en retour L_{MRI} . On prend **$L_{MRI} = 1.70m$**

Tg $\delta = 2/3$ pour les remblais courants (δ est l'angle d'inclinaison de mur en retour celle de remblais), donc on prend $\delta = 30^\circ$

XI.2.2.5)- Dalle de transition :

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

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L_{DT} = \min [6m, \max (4m, 0.6 H)]$$

Avec : H étant la hauteur du remblai = 6.83m

Donc $L_{DT} = \min [6m, \max (4m, 4.098m)]$

Soit $L_{DT} = 5 m$

Généralement elle a une épaisseur $E_{DT} = 30 cm$.

La dalle de transition suit une pente de $P=3\%$.

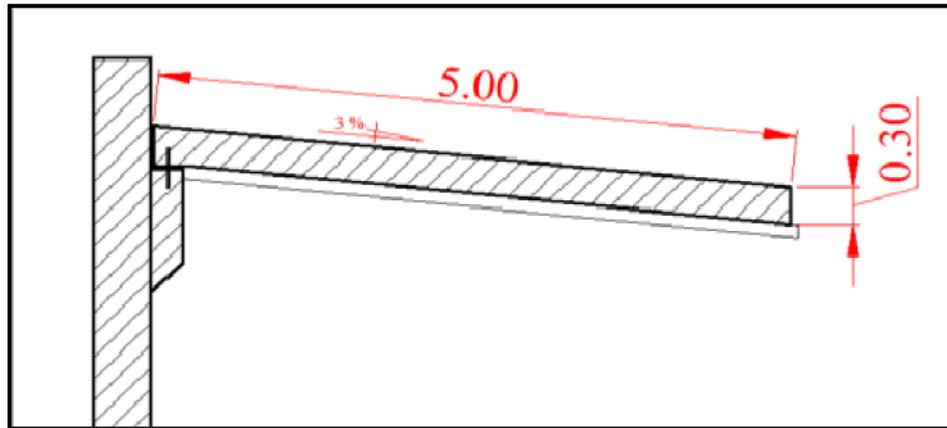


Fig (XI.2): Dalle de transition.

XI.2.2.6)- La semelle :

On prend :

L'épaisseur de la semelle est : $E_S = 2 m$.

La longueur de la semelle est : $L_S = 24 m$. (Set pieux de 1.2 m de diamètre)

La largeur de la semelle est : $B_S = 6 m$. (deux pieux de 1.2 m de diamètre)

XI.2.2.7)- Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier est : $L_{SA} = \text{largeur du pont} - 2x (\text{épaisseur de mur cache})$

Donc $L_{SA} = 19.80m$.

La largeur du sommier est : $B_{SA} = 2.05 m$.

Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend $d = 20 cm$.

XI.2.2.8)- Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.

Il a une forme de trapèze ayant une base de **60cm**, une petite base de **30cm** et une hauteur de **30cm**.

La largeur de corbeaux est :

$L_C = \text{longueur du mur garde grève} - 2x (\text{épaisseurs du mur en retour})$

Donc : $L_C = 19.60m$

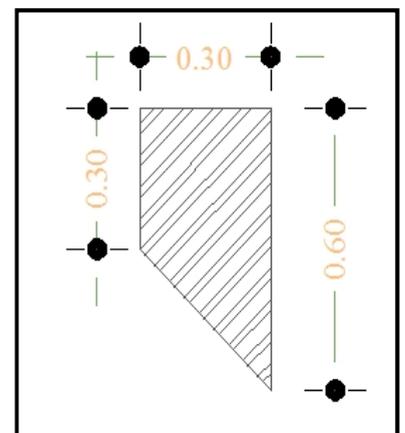


Fig (XI.3): Dimensions d'un corbeau.

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivants

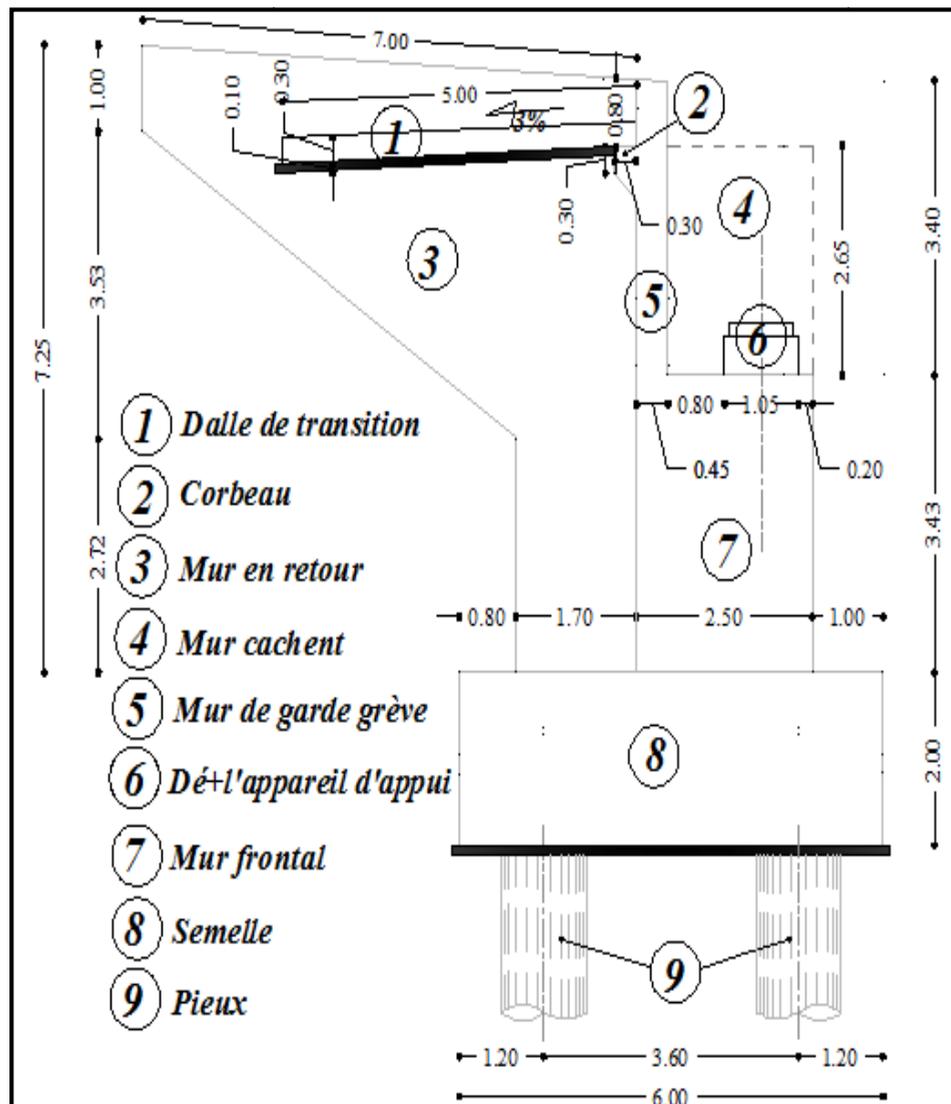


Fig (XI.4): Les dimensions de la culée.

XI.3)- Vérification de la stabilité de la culée :

XI.3.1)- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

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

M_S : désigne le moment stabilisant.

M_R : désigne le moment renversant.

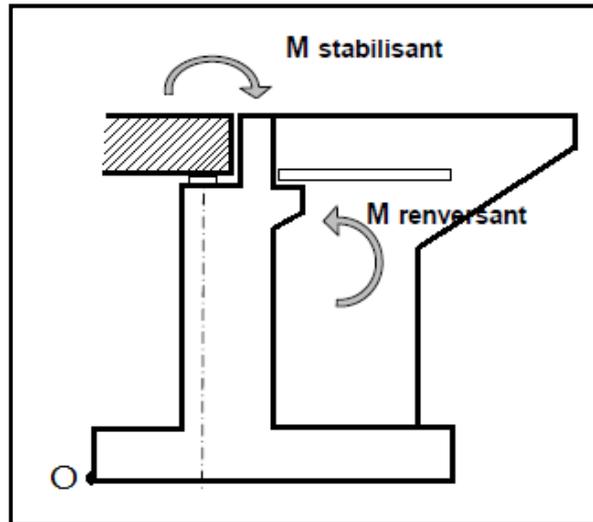


Fig (XI.5): Représentation des moments stabilisant et renversant.

XI.3.2)- Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

Avec :

φ : Angle de frottement interne (pour le remblai $\varphi = 30^\circ$).

α : Inclinaison de la culée $\alpha = 0^\circ$.

β : Angle de talus avec l'horizontal $\beta = 0^\circ$.

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton) $\delta = 0^\circ$.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$

K : coefficient caractérisant le séisme : $k = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$

- ε_h : Accélération du séisme dans le sens horizontal.
- ε_v : Accélération du séisme dans le sens vertical.
 - L'effort sismique horizontal: $F_{SH} = \varepsilon_H \times P$
 - L'effort sismique vertical: $F_{SV} = (1 \pm \varepsilon_V) \times P$

$$\varepsilon_H = A$$

$$\varepsilon_V = 0,3 \varepsilon_H$$

Avec $A=0.2$ (coefficient d'accélération)

$$\text{D'où } \varepsilon_H = 0,2$$

$$\varepsilon_V = 0,06$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Action de séisme	Notation	ε_H	ε_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normale (pas de séisme)	1 cas	0	0	1.00	0.00	0.333
Vertical ↓+Horizontal	2 cas	0,2	0.06	1.03	11.20	0.423
Horizontal	3 cas	0,2	0	1.02	11.31	0.400
Vertical ↑+Horizontal	4 cas	0,2	-0.06	1.01	11.42	0.377

Tab (XI.2): Tableau résumant les différentes valeurs de K_{ah} en condition normal et sismique.

XI.3.3)-Poussée des surcharges de remblai :

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

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

$$P = 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times L \times H^2$$

Avec :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitation	P (t)		ϵ_H	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon_H \times P$ (t)	ϵ_V	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon_v) \times P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de Levier r <H> (m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)	Moment renversant t $F_h * V$ (t.m)
Mur de garde grève	0.45x3.4x20.4x2.5=78.03	CN	0	0	0	78.03	3.275	7.13	255.548	0
		CS	0.2	15.606	0.06	82.712			270.882	111.271
			0.2	15.606	0	78.03			255.548	111.271
			0.2	15.606	-0.06	73.35			240.221	111.271
Mur frontal	2.5x20.4x3.43x2.5=437.325	CN	0	0	0	437.325	2.25	3.715	983.981	0
		CS	0.2	87.465	0.06	463.565			1043.021	324.932
			0.2	87.465	0	437.325			983.981	324.932
			0.2	87.465	-0.06	411.085			924.941	324.932
Mur en retour x2	$\left[\begin{array}{l} 0.5 \times 0.42 \times 7 + 5.3/2 + (0.58 + 3.53) \\ + 6.83 \times 1.7 \\ 0.4 \times 2.5 = 47.945 \end{array} \right]$	CN	0	0	0	56.9	6.06	6.64	344.814	0
		CS	0.2	5.69	0.06	60.883			368.95	37.782
			0.2	5.69	0	56.9			344.814	37.782
			0.2	5.69	-0.06	52.917			320.677	37.782
Mur cachent x2	2.65x2.05x0.3x2.5=8.15	CN	0	0	0	8.15	2.025	6.755	16.503	0
		CS	0.2	9.589	0.06	50.822			102.915	64.774
			0.2	9.589	0	8.15			16.503	64.774
			0.2	9.589	-0.06	7.661			15.514	64.774
Corbeau	(0.6+0.3)x0.3/2x2.5 =6.615	CN	0	0	0	6.615	3.57	7.704	23.615	0
		CS	0.2	1.323	0.06	7.012			25.033	10.192
			0.2	1.323	0	6.615			23.615	10.192
			0.2	1.323	-0.06	6.218			21.198	10.192
Dalle de transition	5x0.3x19.6x2.5=73.5	CN	0	0	0	73.5	6.00	8.18	441	0
		CS	0.2	14.7	0.06	77.91			467.46	120.246
			0.2	14.7	0	73.5			441	120.246
			0.2	14.7	-0.06	69.09			414.54	120.246

Semelle	6x2x24x2.5=720	CN	0	0	0	720	3.00	1.00	2160	0		
		CS	0.2	144	0.06	763.2			2289.6	144		
			0.2	144	0	720			2160	144		
			0.2	144	-0.06	676.8			2030.4	144		
Poids des terres sur DT	(0.5x5x19.6+0.5x0.30x5x19.6) x 1.8=114.66	CN	0	0	0	114.66	6.192	8.675	709.975	0		
		CS	0.2	22.932	0.06	121.54			752.576	198.935		
			0.2	22.932	0	114.66			709.975	198.935		
			0.2	22.932	-0.06	107.78			667.374	198.935		
Poids des terres sur la semelle	(6.83x2.5x24+0.5x0.15x2.5x24) x 1.8=745.74	CN	0	0	0	745.74	4.755	5.453	3545.994	0		
		CS	0.2	149.148	0.06	790.48			3759.97	13.304		
			0.2	149.148	0	745.74			3545.994	13.304		
			0.2	149.148	-0.06	701			3333.255	13.304		
Poids des surcharges	5x19.6x1.2=117.6	CN	0	0	0	117.6	6.00	8.83	705.6	0		
		CS	0.2	23.52	0.06	124.656			747.936	207.77		
			0.2	23.52	0	117.6			705.6	207.77		
			0.2	23.52	-0.06	110.544			663.264	207.77		
Poussé des terres	Mur de garde grève + Mur frontal	/	/	/	/	/	/	2.277	/	649.512		
										447.08	1018.001	
										445.366	1014.098	
										442.797	1008.249	
	Semelle	/	/	/	/	/	/	/	0.667	/	19.19	
											45.101	30.082
											44.928	29.967
											44.669	29.794
Poussée des surcharges	M _{GG} +M _F	/	/	/	/	/	/	5.415	/	301.491		
										87.278	472.61	
										86.943	470.796	
										86.442	468.083	

	Semelle	$2 \times 24 \times 1.2 \times 0.333 = 19.181$	CN	/	19.181	/	/	/	1.00	/	19.181
		$2 \times 24 \times 1.2 \times 0.522 = 30.067$	CS		30.067		/			30.067	
		$2 \times 24 \times 1.2 \times 0.52 = 29.952$			29.952		/			29.952	
		$2 \times 24 \times 1.2 \times 0.517 = 29.78$			29.78		/			29.78	
Totaux		1 ^{er} cas	CN	/	388.83	/	2358.52	/	/	9187.03	989.374
		2 ^{eme} cas	CS		1083.5		2542.78			9828.343	2783.966
		3 ^{eme} cas			1081.162		2158.52			9187.03	2778.019
		4 ^{eme} cas			1077.661		2216.445			8631.384	2769.112

Tab (XI.3): Evaluation des charges et surcharges sur la culée.

Pour la vérification de la stabilité de la culée on a calculé tout les efforts agissant sur celle-ci (Tableau XI.3).

Deux conditions nécessaires sont à vérifier :

- **Stabilité au renversement**

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \text{ condition normale.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \text{ condition sismique.}$$

- **Stabilité au glissement**

$$\frac{F_v}{F_h} \text{ tg } \varphi \geq 1,5 \text{ condition normale.}$$

$$\frac{F_v}{F_h} \text{ tg } \varphi \geq 1,00 \text{ condition sismique.}$$

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée tout en vérifiant les deux conditions précédentes :

	Notation	F h (t)	F v (t)	M s (t.m)	M r (t.m)	M _S /M _R	$\frac{F_v}{F_h} \text{ tg } \varphi$
Totaux	1 ^{er} cas	388.83	2358.52	9187.03	989.374	9.286	3.502
	2 ^{eme} cas	1083.5	2542.78	9828.343	2783.966	3.53	1.355
	3 ^{eme} cas	1081.162	2158.52	9187.03	2778.019	3.303	1.153
	4 ^{eme} cas	1077.661	2216.445	8631.384	2769.112	3.117	1.187

Tab (XI.4): Résultats du calcul de la poussée de la culée.

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

XI.4)- Ferrailage des éléments de la culée :

XI.4.1)-Mur de garde grève :

D'après le document SETRA PP73 appuis des tabliers.

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est suppose encastre a la base dans les calculs de béton arme.

XI.4.1.1)-Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève :

- **Poussée des terres :**

$$M_{pt} = P h / 3 \quad \text{avec} \quad P = 0.5 \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

- $K_{ah} = 0.333$ coefficient de poussée.
- $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ poids volumique du remblai.
- $H = 3.4 \text{ m}$ hauteur du mur garde grève.
- $L = 1 \text{ m}$.

Donc :

$$P = 0.5 \times 0.333 \times 1.8 \times 3.4^2 \times 1 = 3.465 \text{ t}$$

$$M_{pt} = 3.465 \times (3.4 / 3) = 3.927 \text{ t.m}$$

$$M_{pt \text{ ELU}} = 1,35 \times 3.927 = 6,03 \text{ m. t}$$

$$M_{pt \text{ ELS}} = 3.927 \text{ m. t}$$

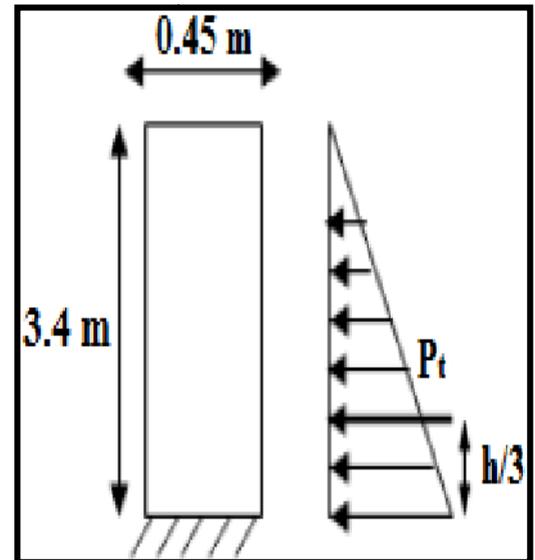


Fig (XI.6): Poussée des terres agissant sur le mur garde grève.

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc :**

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec : μ coefficient de pondération $\mu = 1.6$ à l'E.L.U

$\mu = 1.2$ à l'E.L.S

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact sur le mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue 6t compte tenu de l'écartement des deux roue (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève on a :

$$M_{f \text{ ELU}} = \frac{2 \times 1.6 \times 6 \times 3.4}{0.25 + 2 \times 3.4} = 9.26 \text{ t.m}$$

$$M_{f \text{ ELS}} = \frac{2 \times 1.2 \times 6 \times 3.4}{0.25 + 2 \times 3.4} = 6.945 \text{ t.m}$$

- **Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :**

Selon les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type Bc, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6 t 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 (02 roues de 6 t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 t 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 à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par Φ :

$$\Phi = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t/m}^2.$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale suivant :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h_0} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec :

$$K = k_a \times b_c \times \delta \times \mu$$

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

$b_c = 1.10$ pour deux voies chargées.

$k_a = 0.333$.

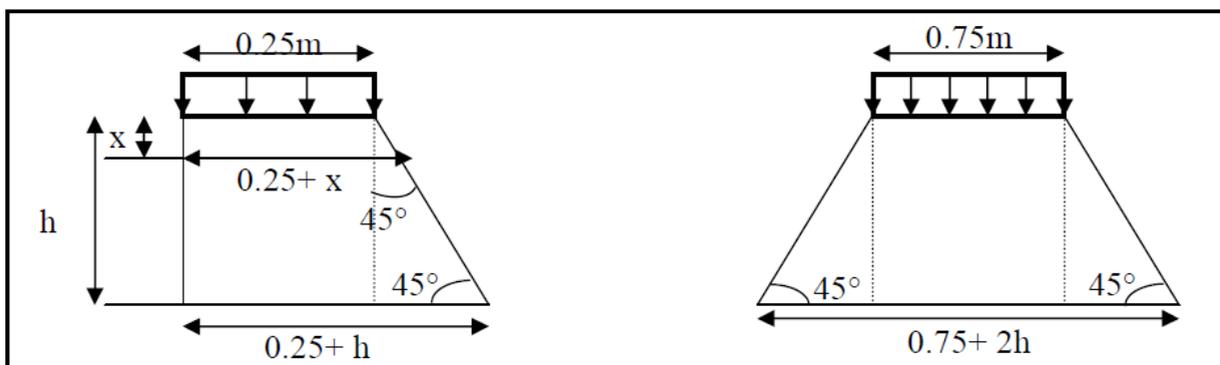


Fig (XI.7): Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(0.25+h) \ln(0.25+x) - x]_0^h$$

$$\text{Et : } K = 0.333 \times 1.1 \times 1 \times \mu \quad \left\{ \begin{array}{l} K_{ELU} = 0.586 . \\ K_{ELS} = 0.44 . \end{array} \right.$$

$$M_p = \frac{12k}{0.75+2h} \times 6.38 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{P\ ELU} = 5.90 \text{ t.m.} \\ M_{P\ ELS} = 4.46 \text{ t.m.} \end{array} \right.$$

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU} : M_{\text{ELU}} = 1.35 M_p + 1.6 M_Q = 1.35 \times (6,03) + 1.6 \times (9.26 + 5.90)$$

$$M_{\text{ELU}} = 32.39 \text{ t.m /ml.}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{ELS}} = M_p + 1.2 M_Q = (3.927) + 1.2 \times (6.945 + 4.46)$$

$$M_{\text{ELS}} = 17.613 \text{ t.m /ml.}$$

XI.4.1.2)-Ferrailage :

- **Ferrailage verticale :**

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $h = 0,45 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 h = 0,405 \text{ m}$.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 28.6 \text{ cm}^2$

Donc on prend **6HA25 /ml**, pour $A_s = 29.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec espacement de 20 cm.

- **Les armatures de répartition :**

Pour une bonne disposition constructive : $A' = \frac{A_s}{3} = \frac{29.45}{3} = 9.82 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Soit : **5HA16**.

- **Ferrailage horizontale :**

D'après les documents (SETRA PP73), on disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces ($S_i = 15 \text{ cm}$).

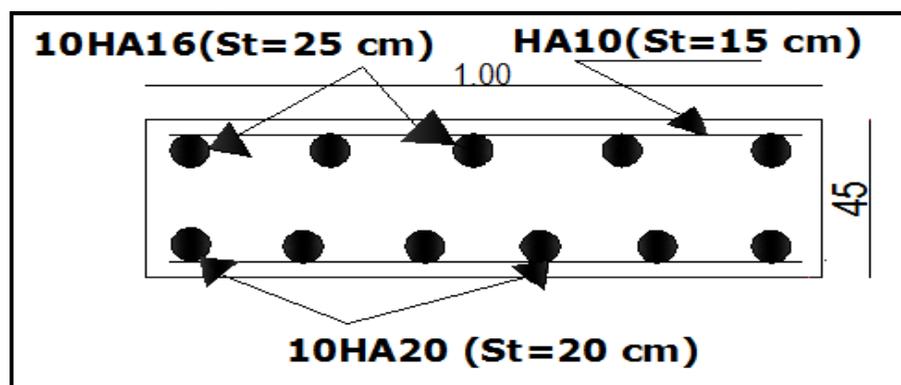


Fig (XI.8): Ferrailage de mur de garde grève.

XI.4.2)- La dalle de transition :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contacte direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au dessus de la dalle.

XI.4.2.1)-Evaluation des efforts :

$$\left. \begin{aligned} \text{Poids propre de la dalle: } P_1 &= 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}^2. \\ \text{Revêtement: } P_2 &= 2.4 \times 0.07 = 0.168 \text{ t/m}^2 \\ \text{Remblai: } P_3 &= 1,8 \times 0.8 = 1,44 \text{ t/m}^2. \end{aligned} \right\} \text{ Poids total: } P_t = P_1 + P_2 + P_3 = 2.358 \text{ t / m}^2.$$

Surcharges : 1,20 t/m² (surcharges sur remblai).

Avec $M = (P l^2 / 8)$.

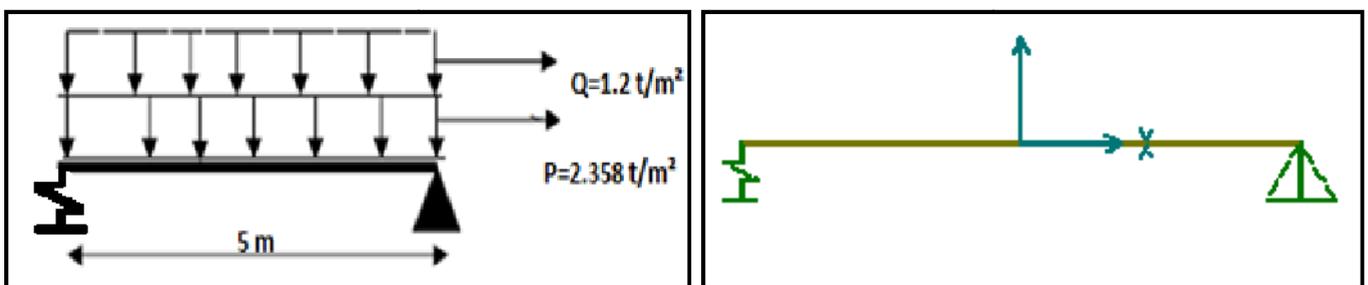


Fig (XI.9): Evaluation des efforts.

	Charge (t/m ²)	T (t/ml)	M (t.m/ml)
Charges permanentes P	2.358	5.895	7.368
Surcharge Q	1.2	3	3.75

Tab (XI.5): Evaluation des surcharges sur la dalle de transition.

Combinaison des efforts :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } M_{\text{ELU}} &= 1.35 M_P + 1.6 M_Q = 15.947 \text{ t.m /ml.} \\ T_{\text{ELU}} &= 1.35 T_P + 1.6 T_Q = 12.758 \text{ t/ml.} \end{aligned}$$

$$M_{\text{ELU}} = 15.947 \text{ t.m /ml. et } T_{\text{ELU}} = 12.758 \text{ t /ml.}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS : } M_{\text{ELS}} &= M_P + 1.2 M_Q = 11.825 \text{ t.m /ml.} \\ T_{\text{ELS}} &= T_P + 1.2 T_Q = 9.46 \text{ t/ml.} \end{aligned}$$

$$M_{\text{ELS}} = 11.868 \text{ t.m /ml. et } T_{\text{ELS}} = 9.495 \text{ t /ml.}$$

XI.4.2.2)- Ferrailage :

- **Ferrailage verticale** : Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données : $f_{c28}=30$ MPa ; $h=0,30$ m ; $b=1$ m ; $d = 0,9 h = 0,27$ m.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT**. On trouve à l'ELU une section : $A_s= 23.5$ cm².

Donc on prend **12HA16 /ml**, pour $A_s = 24.13$ cm²/ml, avec espacement de 20 cm.

- **Vérification de condition de non fragilité** :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_c} \quad A_{\min} = 3.726 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{la CNF est vérifié}).$$

- **Les armatures de répartition** :

Pour une bonne disposition constructive : $A' = \frac{A_s}{3} = 7.834 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Soit : **7HA12**.

- **Vérification de l'effort tranchant** :

$$\tau_u = V_u / bd = 12.758 / 0.27 = 0.47 \text{ MPa}.$$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 3 \text{ MPa}$. Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$\tau'_u > \tau_u \rightarrow$ Vérifie.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = 0.47 \times 1 / 0.8 \times 400 = 1.4 \text{ cm}.$$

$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}$. Soit $S_t = 20$ cm.

$A_t \geq 20 \times 1.4 = 2.8 \text{ cm}^2$. On prend **4HA10** soit $A_s=3.14$ cm².

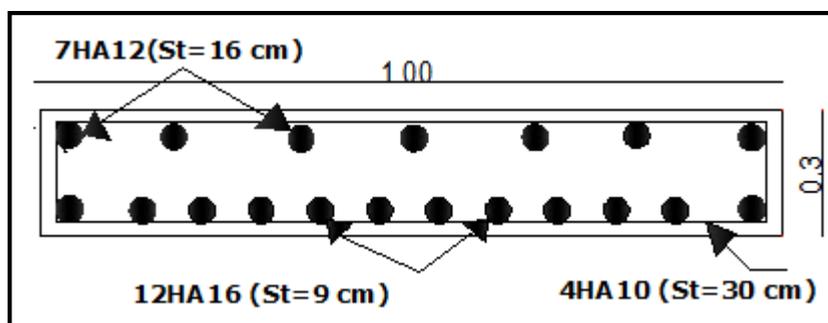


Fig (XI.10): Ferrailage de la dalle de transition.

XI.4.3)- Corbeau d'appui de la dalle de transition :**XI.4.3.1)- Evaluation des charges et surcharges :**

Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = QL / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,875 \text{ t/ml}$.

Réaction des poids des terres : $R_2 = QL / 2 = 0,8 \times 5 \times 1,8 / 2 = 3,6 \text{ t/ml}$.

Réaction due au revêtement : $R_3 = QL / 2 = 0,07 \times 5 \times 2,4 / 2 = 0,42 \text{ t/ml}$.

Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = QL / 2 = 1 \times 0,135 \times 2,5 / 2 = 0,168 \text{ t/ml}$.

Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = QL / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml}$.

- **Combinaison d'action :**

Réactions :

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5) = 12,985 \text{ t.}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5) = 9,663 \text{ t.}$$

Moments :

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5)] \times 0,134 = 1,74 \text{ t.m.}$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5)] \times 0,134 = 1,295 \text{ t.m.}$$

XI.4.3.2)- Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT**:

On a comme données : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 0,60 \text{ m}$.

$$A_s = 3,7 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on prend **4HA12 /ml**, pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$,
avec espacement de 20 cm

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{Smin.} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 0,3 \times 0,54 \times (2,4/400) = 2,235 \text{ cm}^2.$$

$A_s > A_{min}$ La CNF est vérifiée.

$$A' = \frac{A_s}{3} = 1,234 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures transversales ; on utilise des cadres de **HA6**
espacés de **20 cm**.

D'après les documents (**SETRA**), le ferrailage du corbeau
d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA25** tous les **1 m**.

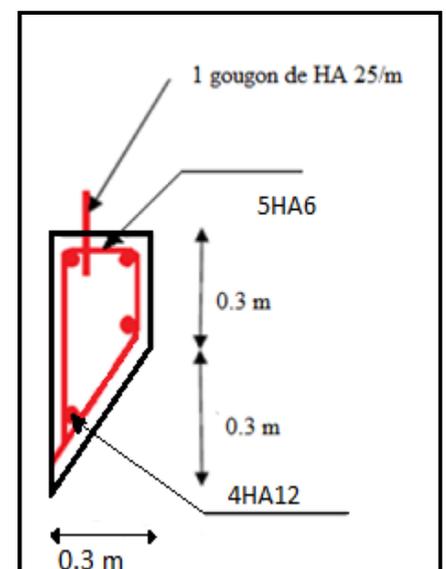


Fig (XI.11): Ferrailage du corbeau.

XI.4.4)- Mur en retour :

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

XI.4.4.1)- Evaluation des efforts :

- **Efforts horizontaux :**

- Poussée des terres : $P_t = 0.5 \times (0.333 \times 1.8 \times 6.83^2 \times 1) = 13.98 \text{ t/ml.}$
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{sr} = 1.2 \times 6.83 \times 0.333 \times 1 = 2.729 \text{ t/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2t.$

- **Détermination des moments :**

- Poussée des terres : $M_t = 13.98 \times (6.83/3) = 31.28 \text{ t.m.}$
- Poussée des surcharges de remblais : $M_{sr} = 2.729 \times 6.83/2 = 9.32t.m.$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2 \times 6.25 = 12.5 \text{ t.m.}$

- **Les combinaisons :**

$$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 77.14 \text{ t.m.}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 57.46 \text{ t.m.}$$

- **Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0.4 \times 6.83 \times 2.5 = 6.83 \text{ t/ml.}$
- Poids de la superstructure : $P_{su} = 0.4 \times 2.4 \times 0.07 = 0.0672 \text{ t/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \text{ t.}$

- **Détermination des moments :**

- Poids propre du mur : $M_G = 6.83 \times 3.51 = 23.974.m .$
- Poids de la superstructure : $M_{su} = 0.0672 \times 3.5 = 0.235 \text{ t.m.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 4 \times 8 = 32 \text{ t.m.}$

- **Les combinaisons :**

$$M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6M_{sc} = 83.94t.m.$$

$$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2M_{sc} = 62.66t.m.$$

XI.4.4.2)- Ferrailage :**a) Ferrailage verticale :**

Ce ferrailage se fait en flexion simple, et la section d'armature est déterminée par 1ml. Les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données : $f_{c28}=30$ MPa; $h=0,40$ m ; $b=1$ m ; $d = 0,9 h = 0,36$ m.

$$M_{ELU}=83.94/6.83=12.29 \text{ t.m.}$$

$$M_{ELS}=62.66/6.83=9.18 \text{ t.m.}$$

Robot expert nous donne : **As=13.00 cm²**

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{Smin.}=0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c)=0.23 \times 0.4 \times 0.36 \times (2.4/400)=2.00 \text{ cm}^2.$$

$A_s > A_{min}$ La CNF est vérifiée.

On prend **12Ø12** ($A_s=13.57 \text{ cm}^2$).

Pour l'armateur de construction on prend

$$A's=A_s/3=4.53 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6Ø10}$$

b) Ferrailage horizontal :

$$M_u=77.14/7=11.02 \text{ t.m}$$

$$M_{ser}=57.46/7=8.20 \text{ t.m}$$

Robot expert nous donne : **As=11.6 cm²**.

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{Smin.}=0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c)=0.23 \times 0.4 \times 0.36 \times (2.4/400)=2.00 \text{ cm}^2.$$

$A_s > A_{min}$ La CNF est vérifiée.

On prend **10Ø12** ($A_s=11.31 \text{ cm}^2$).

Pour l'armateur de construction on prend

$$A's=A_s/3=3.77 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{5Ø10}.$$

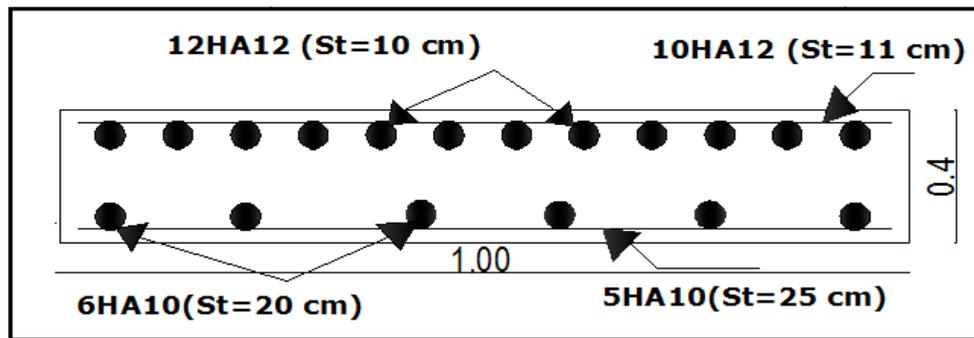


Fig (XI.12): Ferrailage de mur en retour.

XI.4.5)- Mur frontal :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée il est sollicité par :

XI.4.5.1)- Forces verticales :

- Leur poids propre.
- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Poids propre du corbeau, de mur garde grève de mur cache de mur en retour et de dalle de transition.

XI.4.5.2)- Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique horizontale.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

XI.4.5.3)- Evaluation des charges et surcharges :

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

Désignation	P (t)	Cdt	$\epsilon_H P$ (t)	$(1\pm\epsilon_V)P$ (t)	H (m)	V (m)	M_S (t.m)	M_R (t.m)
Mur de garde grève	78.03	CN	0	78.03	2.275	5.13	177.52	0
		CS H+V ⁺	15.606	82.712			188.17	424.313
Mur frontal	437.325	CN	0	437.325	1.025	1.715	448.258	0
		CS H+V ⁺	87.465	463.565			475.154	150.002
Mur en retour x2	47.945	CN	0	47.945	4.11	4.45	197.054	0
		CS H+V ⁺	9.589	50.822			208.88	42.67
Mur cachet x2	8.15	CN	0	8.15	1.025	4.755	8.354	0
		CS H+V ⁺	6.94	8.64			8.856	33
Corbeau	6.615	CN	0	6.615	2.634	5.796	17.424	0
		CS H+V ⁺	1.323	7.012			18.47	6.67

Dalle de transition	73.5	CN	0	73.5	5	5.88	367.5	0
		CS H+V ⁺	14.7	77.91			389.55	86.436
Poids des terres sur DT	114.66	CN	0	114.66	5.192	6.661	595.315	0
		CS H+V ⁺	22.932	161.54			839.754	152.75
Poussé des terres (M_{gg}+M_f)	856.474	CN	285.205	/	/	2.277	/	649.411
		CS H+V ⁺	447.08	/			/	1017.932
Poussée des surcharges (M_{gg}+M_f)	167.2	CN	55.677	/	/	3.415	/	190.136
		CS H+V ⁺	87.28	/			/	298.061
Poids de tablier	566.775	CN	0	566.775	0.725	6.83	410.912	0
		CS H+V ⁺	113.355	600.781			435.566	774.215
Freinage (B_C)	12	CN	12	/	/	6.83	81.96	/
		CS H+V ⁺	0	/			/	0
Totaux	/	CN	352.882	1333	/	/	2304.29	839.547
		CS H+V ⁺	692.915	1452.982			2564.4	1315.993

Tab (XI.6): Evaluation des charges surcharges sur le mur frontal.

- **Condition normale :**

Effort normal: $N = \sum(1 + \varepsilon_v)P = 1333 \text{ t.}$

$$NELS = \frac{13333}{15} = 88.87 \text{ t/m.}$$

$$NELU = NELS \times 1.35 = 88.87 \times 1.35 = 119.974 \text{ t/ml.}$$

Moment: $M = \sum M_S - \sum M_R = 2304.29 - 839.547 = 1464.743 \text{ t.m.}$

$$MELS = \frac{1464.743}{15} = 97.65 \text{ t.m/ml.}$$

$$MELU = MELS \times 1.35 = 97.65 \times 1.35 = 132.80 \text{ t.m/ml.}$$

- **Condition sismique:**

Effort normal : $N = \sum(1 + \varepsilon_v)P = 1452.982 \text{ t.}$

$$NELS = \frac{1452.982}{15} = 95.065 \text{ t/m.}$$

$$NELU = NELS \times 1.35 = 95.065 \times 1.35 = 128.34 \text{ t/ml.}$$

Moment: $M = \sum M_S - \sum M_R = 2564.4 + 1315.993 = 1248.407 \text{ t.m.}$

$$MELS = \frac{1248.407}{15} = 83.227 \text{ t.m/ml.}$$

$$MELU = NELS \times 1.35 = 83.227 \times 1.35 = 112.356 \text{ t.m/ml.}$$

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
N (t)	119.974	128.34	88.87	95.065
M (t.m)	132.8	112.356	97.65	83.227

Tab (XI.7): Evaluation des efforts normaux et les moments dans la condition normale et sismique.

XI.4.5.4)- Ferrailage :

- **Ferrailage verticale :**

Le ferrailage se fait en flexion composée, et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données : $f_{c28}=30$ MPa ; $h=2.5$ m ; $b=1$ m ; $d = 0,9 h =2.25$ m

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale, donc on va ferrailer avec la condition normale.

$$M_u = 132.80 \text{ t.m.}$$

$$N_u = 119.974 \text{ t.}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT**. On trouve à l'ELU une section : $A_s = 30.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{Smin.} = 0.23 \times b \times d (f_{t28}/f_c) = 0.23 \times 225 \times 100 \times (2.4/400) = 31.05 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 31.05 \text{ cm}^2$ donc $A_s < A_{min} \Rightarrow$ La CNF n'est pas vérifiée.

On va ferrailer avec la section trouvée à la vérification de la condition de non fragilité donc on prend **10HA20/ml (31.42 cm²)**, avec un espacement de 11 cm.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend: **10HA16/ml (20,11 cm²)**, avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

- **Les armatures de répartition :**

$$A' = \frac{A_s}{3} = 10.47 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Soit : } \mathbf{7HA14}.$$

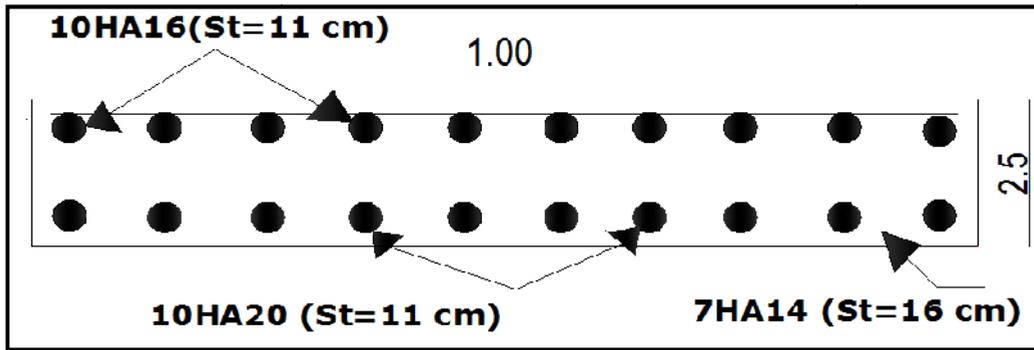


Fig (XI.13): Ferrailage de mur frontal.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'étudiant, c'est d'ailleurs la meilleure occasion pour lui de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant sa formation.

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par le principe d'implantation des appuis, une fois que la position des appuis a été définie, nous avons retenu le choix du tablier en encorbellements successifs qui nous a paru le plus adéquat pour cette gamme des portés.

La modélisation du pont a été faite avec un moyen automatique robuste dans les calculs, c'est un outil qui aide à raccourcir le temps et à apprécier les résultats.

L'ensemble des éléments principaux a été dimensionné conformément aux directives imposées par la réglementation.

A partir des sollicitations maximales sur le tablier nous avons dimensionné la précontrainte.

Les câbles sont mis en tension suivant les phases de construction.

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.

Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentiels ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Finalement le travail a été achevé avec l'étude de l'infrastructure à savoir la pile et la culée.

Enfin, ce projet est le couronnement de cinq années d'études, il permet de tester, compléter les connaissances déjà acquises et les confronter avec la pratique.

En matière de l'apport personnel, ce projet nous a été très bénéfique. Il nous a permis en premier lieu d'exploiter nos connaissances acquises pendant le cursus universitaire au sein de l'UMMTO, ainsi il a approfondi et enrichi ces acquis sur lesquels on pourra se baser dans le monde professionnel et s'immerger avec assurance et confiance dans le domaine.

En espère avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.