

SOMMAIRE

Liste des figures	ix
Liste des tableaux	xi
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Généralités	2
1.1. introduction	2
1.2. Les ponts mixtes	3
1.3. type des ponts mixtes	4
1.4. Liaison acier-béton.....	6
1.5.entretoisement des poutres	7
1.6.Connexion dalle- poutre dans les ponts mixtes	7
1.7.Avantage des ponts mixtes	8
Chapitre 2 : Présentation de l'ouvrage	9
2.1. Conception générale	9
2.2. Reconnaissance de site	10
2.3. Évaluation de l'effet du séisme sur l'ouvrage	12
2.3.1. Composante horizontale	14
2.3.2. Composante verticale	15
2.4. Caractéristiques des matériaux	16
Chapitre 3 : Étude du tablier	20
3.1. Introduction	20
3.2. Choix des poutres principales	20
3.2.1. Poutres principales.....	20
3.2.2. Entretoises	21

3.3. Évaluation des charges permanentes	22
3.4. Évaluation des surcharges routières.....	25
3.4.1. Surcharge A(L)	26
3.4.2. Système B	27
3.4.2.1. Système Bc	28
3.4.2.2. Système Bt	29
3.4.2.3. Système Br	30
3.4.3. Système MC120	30
3.4.4. Convois exceptionnel type D240	31
3.4.5. Convois exceptionnel type D280	31
3.5. Surcharge trottoir	32
3.6. Évaluation de l'effort de freinage	32
3.7. Modélisation numérique du tablier	33
3.7.1. Résultats de l'analyse numérique	35
3.8. Vérification des sections	36
3.8.1. Vérification en phase 1 (phase coulage)	37
3.8.2. Vérification en phase 2 (phase service).....	44
3.8.3. Vérification des entretoises	52
3.8.4. Assemblages poutres principales	54
3.8.5. Détermination du raidissement verticale des poutres principales.....	56
3.8.6. Vérification des connecteurs	58
Chapitre 04 : Étude des équipements	60
4.1. Les appareils d'appuis	60
4.2. Déplacements probables	61
4.2.1. Variation linéaire du tablier	61
4.3. Choix des appareils d'appuis	64
4.3.1. Vérification des appareils d'appuis.....	65

4.4. Les dès d'appuis	68
4.5. Les joints de Chaussées	69
4.6. L'évacuation des eaux	70
Chapitre 5 : Étude de la pile.....	71
5.1. Caractéristiques de la pile	71
5.2. Évaluation des charges	72
5.2.1. Poids propre de la pile	72
5.2.2. Charges verticales.....	72
5.2.3. Charges horizontales	73
5.3. Étude du chevêtre	73
5.3.1. Efforts appliqués et combinaisons d'action	73
5.3.2. Ferraillage du chevêtre	74
5.4. Étude du fut	77
5.4.1. Dimensions du fût	77
5.4.2. Efforts résultants	77
5.5. Étude de la semelle	79
5.6. Étude des pieux	81
5.6.1. Calcul de la capacité portante de chaque pieu	81
5.6.2. Ferraillage des pieux.....	83
Chapitre 06 : Étude des culées	86
6.1. Caractéristiques de la culée	86
6.2. Calcul des sollicitations agissant sur la culée	87
6.2.1. Poids propre de la culée et moments sollicitants.....	87
6.2.2. Sollicitations en construction avec remblai	88
6.3. Ferraillage des différents éléments de la culée	92
6.3.1. Ferraillage du mur garde grève	92
6.3.2. Ferraillage de la dalle de transition	93

6.3.3. Ferraillage du corbeau.....	94
6.3.4. Ferraillage du mur de front	96
6.3.5. Ferraillage des murs en retour	97
6.3.6. Ferraillage de la semelle	99
6.3.4. Étude des pieux	101
Chapitre 07 : Étude comparative technico-économique	104
7.1. Introduction	104
7.1.1. Qu'est-ce qu'un projet ?.....	104
7.1.2. Le management de projet	104
7.1.3. Management des délais	105
7.1.4. Management des coûts	106
7.1.5. Management de la qualité de projet	106
7.1.6. « WBS » d'un projet	106
7.1.7. Planification d'un projet	107
7.2. Étude technico-économique comparative des deux variantes	107
7.2.1. Variante 1, Pont en béton armé	107
7.2.2. Variante 2, Pont « mixte » acier-béton	108
7.2.3. Avantages et inconvénients de chaque variante.....	110
7.3. Analyse multicritère.....	111
7.4. Critère de choix de la variante.....	111
Conclusion générale.....	113
Références bibliographiques.....	114

Liste des figures

Figure 1.1 : Éléments constitutifs d'un pont mixte acier-béton.....	2
Figure 1.2 : Vue d'un pont mixte acier-béton (autoroute A59, Allemagne).....	3
Figure 1.3 : Comportement d'une structure mixte connectée.....	4
Figure 1.4 : Tabliers bipoutres et multipoutre.....	4
Figue 1.7a : Viaduc à tablier mixte avec poutres en treillis à Oued Isser, Tlemcen, Algérie (Condotte 2015)	5
Figure 1.7b : Modèle tridimensionnel du tablier. (Condotte 2015)	5
Figue 1.6 : Types de caissons.....	5
Figue 1.8 : Entretoisement des poutres.....	6
Figure 1.9 : Connecteurs de type goujons.....	6
Figure 1.10 : Connexion entre les poutres métalliques et la dalle	8
Figure 2.1. Profil en long de l'ouvrage en béton armé.....	9
Figure 2.2. Vue en plan de l'ouvrage en béton armé	9
Figure 2.4. Vue en plan de l'ouvrage à tablier mixte acier-béton	10
Figure 2.3. Profil en long de l'ouvrage à tablier mixte acier-béton.....	10
Figure 2.6. Coupe lithologique et résultats préssiométriques en site 5 (Culée droite)	11
Figure 2.5. Coupe lithologique et résultats préssiométriques en site 2 (PILE).....	12
Figure 2.7. Spectre de réponse – composante horizontale.....	15
Figure 2.8. Spectre de réponse – composante verticale.....	16
Figure 3.1 : Schéma montrant la disposition des poutres métalliques sous la dalle.....	20
Figure 3.2. Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations.....	21
Figue 3.3. Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont.....	21
Figue 3.4. Caractéristiques géométriques des entretoises (HE 400 A).....	22
Figure 3.5. Détails et dimensions du trottoir.....	23
Figure 3.6. Caractéristiques du système Bc.....	28
Figure 3.7 Caractéristiques du système Bt.....	29
Figure 3.8. Caractéristiques du système Br.....	30
Figure 3.9. Caractéristiques du système mc 120.....	30
Figure 3.10. Caractéristiques du système D240.....	31
Figure 3.11. Caractéristiques du système D280.....	32
Figure 3.12. Modélisation du tablier sous SAP2000	34
Figure 3.13. Détail de la modélisation des poutres et entretoises sous la dalle.....	34

Figure 3.14. Caractéristiques des poutres principales.....	36
Figure 3.16. Diagramme moment fléchissant longitudinal de la dalle.....	40
Figure 3.17. Définition de largeur efficace selon l'Eurocode 4.....	45
Figure 3.18. Caractéristiques géométriques de la partie béton.....	45
Figure 3.19. Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. Cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive).....	47
Figure 3.20. Caractéristiques géométriques des entretoises.....	52
Figure 3.21. Exemple d'un assemblage poutre-entretoise.....	54
Figure 3.22. Schéma de l'assemblage poutre principale et entretoise, avec distances a1, a2, a2,a3.....	55
Figure 3.22 Équilibre par pression latérale.....	56
Figure 3.23. Raidisseur de l'âme de la poutre principale.....	57
Figure 4.1. Vue d'un tablier « mixte » reposant sur une pile par l'intermédiaire d'un appareil d'appuis.....	60
Figure 4.2. Descriptif d'un appareil d'appuis en élastomère fretté.....	61
Figure 4.4. Dimensions du dé d'appui.....	68
Figure 4.3. Vue réelle d'un dé d'appuis dans un pont « mixte ».....	68
Figure 4.5. Joint à peigne à dents arrondis.....	69
Figure 5.5. Système d'évacuation des eaux sur un pont.....	70
Figure5.1. Dimensions de la pile (variante en béton armé).....	71
Figure 5.2. Modèle du pont avec pile sur logiciel SAP2000.....	72
Figure 5.3. Partie en port à faux du chevêtre.....	73
Figure 5.4. Modélisation du chevêtre.....	74
Figure5.5. dimensions du fut.....	77
Figure 5.6. Dimensions de la semelle.....	79
Figure 6.1. Dimensions de la culé.....	86
Figure 6.2. Dimensions du mur en retour.....	97
Figure 6.3. Diagramme des moments longitudinaux en ELU.....	98
Figure 6.4. Dimensions de la semelle.....	99
Figure 7.1. Triangle d'or du projet.....	105
Figure 7.2. Présentation de la variante optimale par le graphique « radar ».....	112

Liste des Tableaux :

Tableau 2-1: Classification des ponts.....	13
Tableau 2.2: Coefficients d'accélération de zone.....	13
Tableau 2.3. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	14
Tableau 2.4. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale.....	15
Tableau 2.5. Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente.....	19
Tableau3. 1 : Classes de ponts.....	26
Tableau 3. 2 : Valeurs du coefficient a1.....	27
Tableau 3.3 : Valeurs du coefficient bc.....	28
Tableau 3.4 Coefficient bt.....	29
Tableau 3.5. Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELU et en ELS.....	35
Tableau 3.6. Tableau récapitulatif efforts tranchants en ELU et en ELS.....	36
Tableau 3.7. Résultats moment fléchissant et effort tranchant sous poids propre uniquement.....	37
Tableau 3.8. Caractéristiques géométriques de la section métallique.....	38
Tableau 3.9. Résultats des moments fléchissants agissants sur la dalle.....	40
Tableau 3.10. Résumé des résultats de calcul de ferraillage à l'ELU en Travée.....	41
Tableau 3.10. Résumé des résultats de calcul de ferraillage à l'ELU en Appuis	42
Tableau 3.11. Tableau récapitulatif des choix de ferraillage en travée et en appuis.....	43
Tableau 3.12. Caractéristiques géométriques de la section en béton.....	46
Tableau 3.13. Caractéristiques de la section mixte pour chaque coefficient d'équivalence... 51	51
Tableau 3.14. Résultats de contraintes dans l'acier et le béton.....	51
Tableau 4.1. Résultats des efforts horizontaux dus à la variation linéaire totale.....	63
Tableau 5.1. Tableau récapitulatif des efforts agissant sur la pile pour chaque combinaison..78	78
Tableau 5.2. Tableau récapitulatif des sollicitation au niveau de chaque pieu.....	85
Tableau 6.1.déscente de charge de la culée.....	88
Tableau 6.2. Récapitulatif des sollicitations verticales.....	90
Tableau 6.3. Récapitulatif des sollicitations horizontales.....	91
Tableau 6.4. Sollicitations agissants sur le mur de front.....	96
Tableau 6.5. Résultats des moments après analyse.....	98
Tableau 6.6. Récapitulatif des réactions sur pieux selon chaque combinaison,(en KN).....	99
Tableau 7.1. Devis estimatif pour la variante 1 (béton armé).....	108

Tableau 7.2. Devis estimatif pour la variante 2 (« mixte » acier-béton).....	110
Tableau 7.4. Avantages et inconvénients du pont à tablier mixte acier-béton.....	111
Tableau 7.4. Échelle de l'analyse multicritère.....	111
Tableau 7.3. Résultats de l'analyse multicritère.....	111

Introduction générale :

L'évolution de l'ingénierie des ponts a offert au technicien plusieurs possibilités de conception des ponts à poutres, chacune présente des avantages ainsi que des inconvénients à savoir dans l'aspect technique et économique. La conception de ces ponts est fonction des caractéristiques naturelles et fonctionnelles du site de l'ouvrage; mais pas seulement, elle dépend aussi des exigences du maître de l'ouvrage concernant le coût, le délai et la spécificité de l'ouvrage et bien évidemment l'application des codes et normes de la construction.

Dans le domaine des ouvrages d'art, un pont peut avoir différentes typologies structurelles, plusieurs ou différents matériaux de construction et des formes architecturales aussi variées.

Notre projet de fin d'études concerne la re-conception d'un pont existant en béton armé en un pont mixte acier-béton et réaliser une étude comparative technico-économique entre ces deux variantes d'un même ouvrage.

Le mémoire du projet de fin d'études se présente en 7 chapitres :

Le premier chapitre présente une revue sommaire des ponts mixtes acier-béton et leurs caractéristiques.

Le deuxième chapitre est basé sur la description de l'ouvrage étudié ainsi que la connaissance des caractéristiques de ce dernier et présente les plans principaux pour chaque variante.

Le troisième chapitre concerne la modélisation et l'étude du tablier mixte acier-béton en passant par les vérifications nécessaires de toutes les sections.

Le quatrième chapitre présente les équipements nécessaires à notre pont mixte acier-béton, à savoir appareils d'appuis, joints de chaussée et système d'évacuation des eaux.

Le cinquième et sixième chapitres sont consacrés à l'étude de la pile et des culés avec leurs fondations profondes.

Le septième chapitre présente d'abord quelques définitions du management des projets ainsi qu'une étude comparative technico-économique des deux variantes de notre ouvrage en passant par une analyse multicritère pour enfin choisir la variante optimale.

Et on termine notre mémoire avec une conclusion générale qui présente une synthèse de tout ce qui a été fait comme travail.

Chapitre 01 : Généralités

1.1. Introduction

La construction des ponts est un exemple idéal de la pratique et l'utilisation quotidienne de la science, en effet parmi tous les sujets d'ingénierie celle des ponts est probablement la plus étendue puisqu'elle entoure divers champs d'art et de science. Elle requiert non seulement le savoir faire et l'expérience dans le domaine de la conception des structures mais implique souvent des activités économiques, politiques et sociales.

Pour remplir sa fonction, le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la voie et ses charges d'exploitation. Il possède par ailleurs des équipements spécifiques concourant à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et à la durabilité de l'ouvrage. Les structures du pont doivent répondre aux données du projet. De formes multiples et variées, elles se réduisent finalement toujours à un tablier et un système porteur composé d'appuis et de suspensions éventuellement [1].

Les équipements respectent des standards propres à chaque type de voie concernée (route ou rail) et à son exploitation. Premier équipement : la structure de roulement qui est constituée par la chaussée pour la route et par le ballast et la voie pour le ferroviaire. Les équipements englobent aussi : les appareils d'appui, les joints de chaussée, les organes de sécurité (garde-corps, glissières de sécurité, barrières), les évacuations des eaux, l'étanchéité, la corniche, les circulations de visite, les matériels de voies (caténaires, poteaux, signalisation) [1].

Dans ce chapitre, on présente une revue sommaire des ponts mixtes acier-béton et leurs caractéristiques.

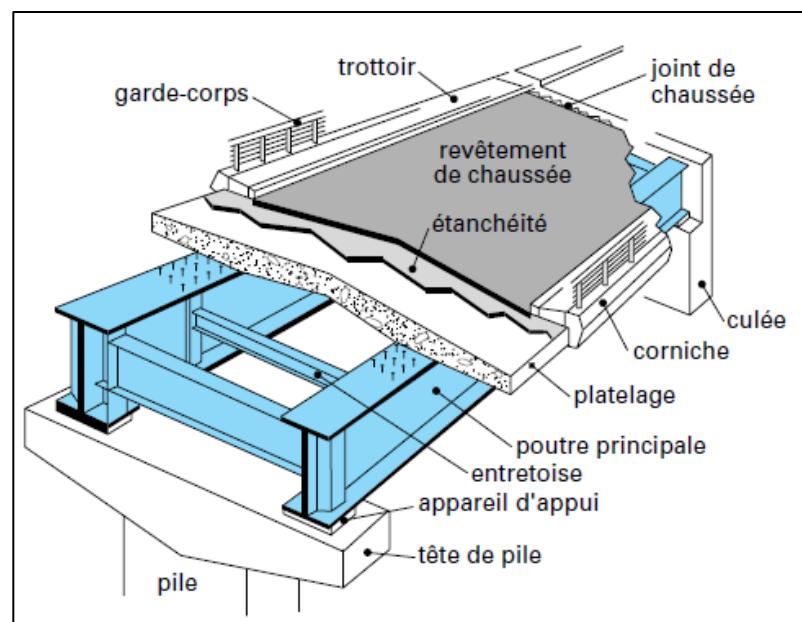


Figure 1.1 : Éléments constitutifs d'un pont mixte acier-béton.

1.2. Les ponts mixtes

L'intérêt principal de ce projet de fin d'étude concerne les ponts mixtes. Ce sont des structures qui combinent l'acier et le béton armé. Ce type de construction est très populaire en Europe et aux États Unis.

Les ponts alliant l'acier et le béton sont constitués de poutres porteuses en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire). Connectée aux poutres métalliques ; la dalle de béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le franchissement d'un véhicule circulant à grande vitesse. De plus, l'utilisation de ces deux matériaux permet de réaliser des ouvrages simples avec un minimum d'assemblage. Ainsi les problèmes de fatigue des assemblages, sièges de concentrations de contrainte cyclique, sont moins nombreux et la pérennité de ces constructions est mieux assurée [2].



Figure 1.2 : Vue d'un pont mixte acier-béton (autoroute A59, Allemagne)

La construction mixte associe la dalle en béton à la résistance de la structure globale. Elle est bien connue aujourd'hui et l'Eurocode 4 [AFN.94] lui est entièrement consacré. La mixité acier béton utilise ces deux matériaux de la manière la plus satisfaisante. Le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre. Il est le plus souvent en compression. L'acier porte l'ouvrage sur de grandes distances tout en apportant de la légèreté. Il récupère alors les contraintes de traction [2].

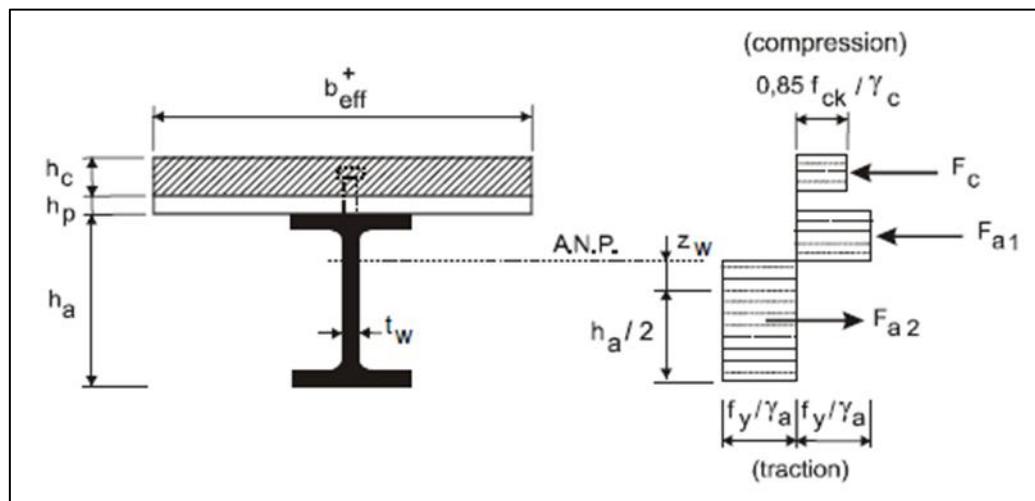


Figure 1.3 : Comportement d'une structure mixte connectée.

1.3. Types de ponts mixtes :

La dalle de béton se conjugue en trois formes de poutraisons sous chaussée,

❖ Poutres à âmes pleines (bipoutres et multipoutres)

Le tablier bipoutre constitue le tablier métallique le plus simple avec un platelage en béton armé connecté à la poutraison (figue 1-4a), le bipoutre mixte est actuellement le type de tablier le plus économique.

Le tablier multipoutre comprend plusieurs poutres espacées de 3 à 5m (figure 1-4b). cette formule est généralement réservée aux tabliers très larges ou très élancés. [1]

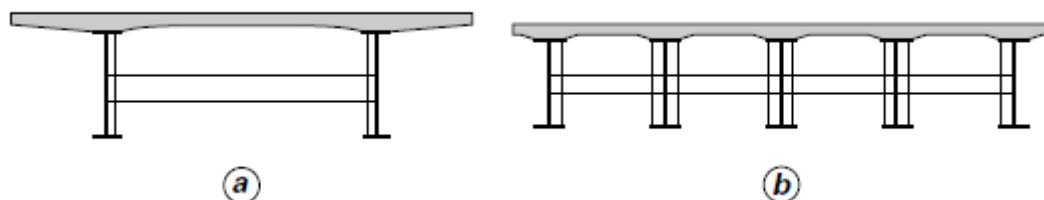


Figure 1.4 : Tabliers bipoutres et multipoutres.

❖ Poutres en caissons

Dans sa forme la plus simple, la poutre en caisson comporte deux âmes, verticales ou inclinés, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure (figure 1-5). La semelle supérieure identique à celle du tablier à poutres est adaptée au type de platelage choisi. La semelle inférieure, largement mince, donc sensible à l'instabilité de voilement, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux [1].

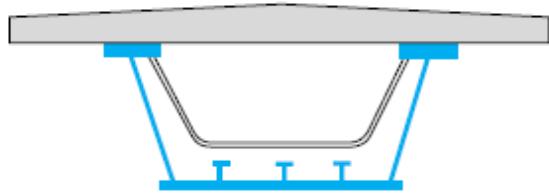
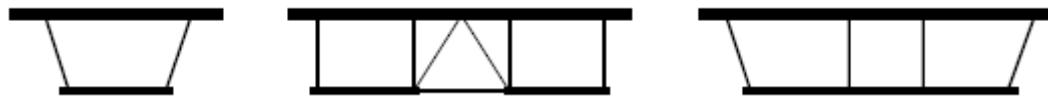


Figure 1.5 : Poutre caisson



Figue 1.6 : Types de caissons

❖ **Poutres en treillis :**

La poutre latérale en treillis est l'alternative à la poutre latérale à âme pleine et se substitue définitivement à elle, dès que la portée dépasse la soixantaine de mètres et pose problème du besoin en inertie flexionnelle pour contenir la déformabilité dans les limites admissibles [1].



Figue 1.7a : Viaduc à tablier mixte avec poutres en treillis à Oued Isser, Tlemcen, Algérie (Condotte 2015).



Figure 1.7b : Modèle tridimensionnel du tablier. (Condotte 2015).

1.4. Liaison acier- béton :

La liaison de l'acier au béton doit présenter une « résistance complète », c'est-à-dire que le nombre de connecteurs doit être suffisant pour reprendre l'effort rasant maximal que chaque partie de la section transversale peut transmettre et ceci indépendamment des contraintes de cisaillement qui résultent du calcul de l'ensemble de la structure. Cette liaison doit présenter aussi une « résistance adéquate », signifiant que la liaison doit être capable de remplir sa fonction en suivant les déformations prévues par le calcul de la structure. Il est primordial d'utiliser une liaison flexible ou ductile en capable de s'adapter aux déplacements dus au transfert des efforts de cisaillement et aux glissements. Il faut en outre, se préoccuper avec attention des effets locaux aux extrémités des poutres, dus au fluage et au retrait du béton [3].

1.5. Entretoisement des poutres :

Réparti de manière régulière sur la longueur du tablier, l'entretoisement se présente sous deux aspects :

- **Entretoisement souple**, fait d'un profilé soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (entretoise, figure 1-8a) ou en partie haute sous le platelage (pièce de pont, figure 1-8b).
- **Entretoisement rigide** de type triangulé (figure 1-8c) est fait de barres assemblés souvent par boulent (membrures, diagonales et montants).

On résume la fonction de l'entretoise dans les ponts à poutres en quelques points :

- Répartition des charges entre les poutres principales en imposant de déplacement « en bloc » de l'ensemble des poutres.
- La stabilisation des poutres contre le déversement.
- Le contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales du vent sur les appuis.
- Transmission des réactions d'appuis verticales et horizontales sur les lignes d'appuis , par un entretoisement spécial renforcé sur appuis [1].

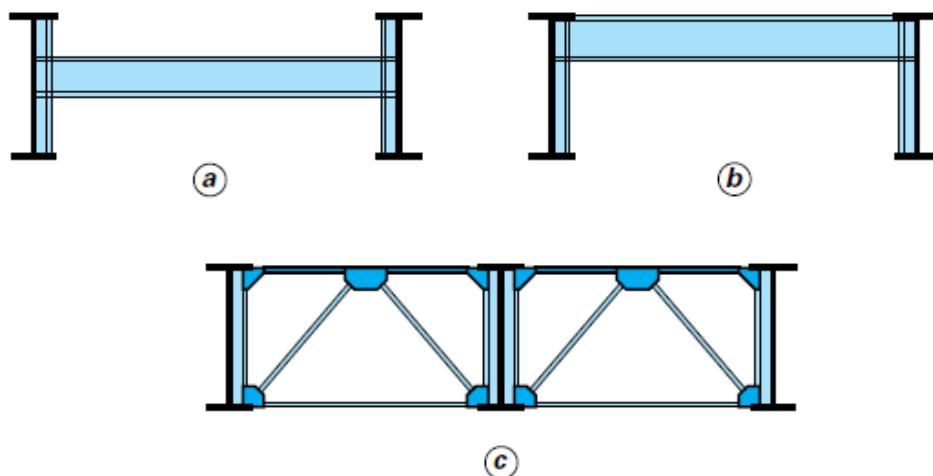


Figure 1-8 : Entretoisement des poutres.

1.6. Connexion dalle – poutres dans les ponts mixtes :

La connexion entre les deux parties du tablier mixte est d'importance essentielle. S'il n'y a pas de connexion adéquate, les deux pièces se comporteront indépendamment. Ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de calculs, lorsqu'ils sont correctement assemblés, les poutres métalliques et la dalle en béton agissent en tant que structure entière, augmentant considérablement l'efficacité de la structure.

La connexion par goujons est souvent la plus utilisée. Soudés à la semelle supérieure de la poutre métallique, les goujons sont généralement placés en rangées. L'espacement et le nombre par unité de longueur dépend de la force de cisaillement entre la poutre et la dalle.



Figure 1-9 : Connecteurs de type goujons

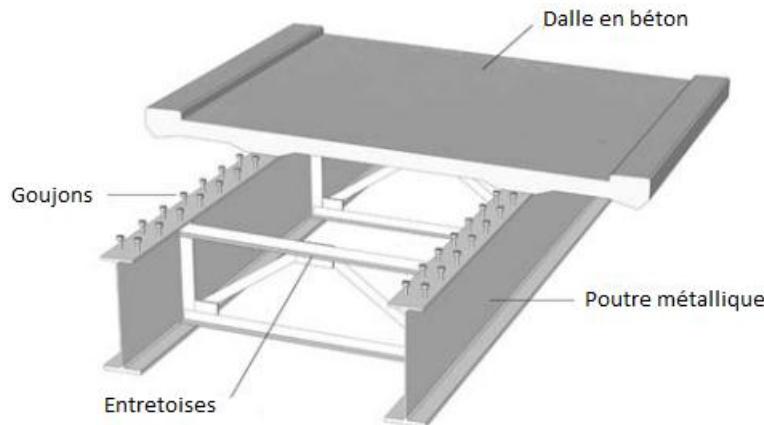


Figure 1-10 : Connexion entre les poutres métalliques et la dalle.

1.7. Avantage des ponts mixtes :

Les ponts mixtes est déjà devenu une solution généralisée dans de nombreux pays et une alternative bien établie de ponts en béton, principalement lorsque ces ponts ont des portées normales ou moyennes et lorsque la hauteur du gabarit est faible. En plus du bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, les avantages des ponts mixtes, par rapport à la solution traditionnelle (poutres en béton armé), sont bien nombreux.

Avec un pont mixte le nombre de piles peut être réduit de moitié par rapport à un pont en béton armé, et leur durabilité est supérieure en raison de la possibilité de réfection de la protection anticorrosion. De plus les éléments de la structure sont bien visibles pour les inspections et accessibles pour la maintenance.

Un autre avantage essentiel est le gain de temps de construction, en plus de la réduction des risques pour les ouvriers, lorsque la hauteur du pont est élevée, en effectuant un lancement incrémental de la partie en acier du pont.

La solution mixte permet aussi une hauteur et poids propres de ponts réduits.

Chapitre 02 : Présentation de l'ouvrage

2.1. Conception générale :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude comparative entre un ouvrage d'art existant en béton armé et un projeté qui sera conçu en solution mixte acier-béton, dont nous allons d'abord faire l'étude technique dans ce qui suit.

L'ouvrage d'art existant, est un pont routier, se situant sur la CW102 entre Sidi Youchaa et la RN98 dans la daïra de GHAZAOUET, Wilaya de TLEMCEN.

Il est initialement composé de 4 travées de 20 mètres en béton armé.

Pour la variante « mixte » acier-béton, nous aurons uniquement deux travées de 40 mètres avec des poutres en acier, des profilés reconstitués soudées plus précisément, et une dalle en béton armé coulée sur place.

Le tablier fait 10 mètres de largeur avec une chaussée à double voies de 3.50 mètres, exigé par le maître de l'ouvrage, et deux trottoirs de 1.50 mètres.

Les appuis extrêmes sont des culées massives ancrées dans le bon sol par des pieux, et l'appui intermédiaire est une pile avec fondation en pieux profonds.

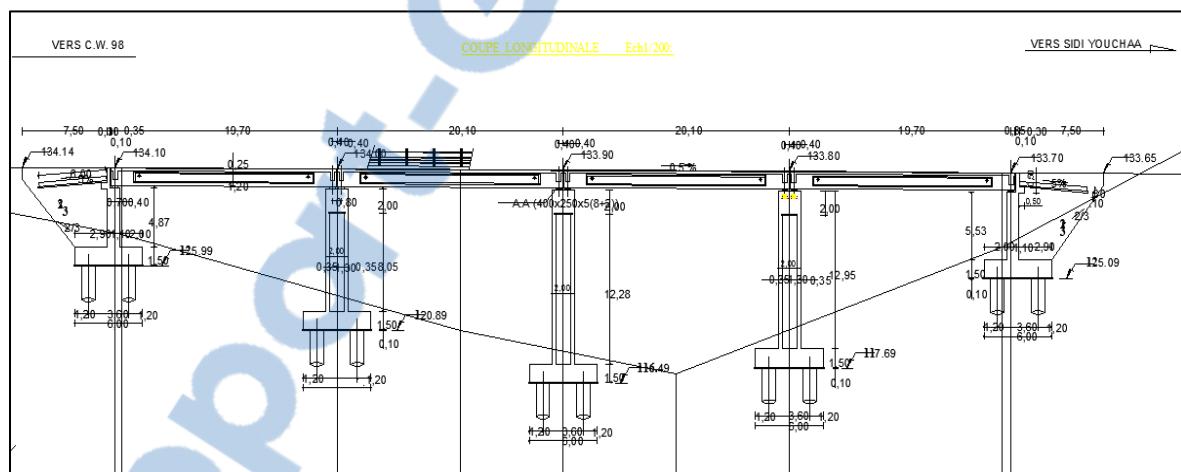


Figure 2.1. Profil en long de l'ouvrage en béton armé.

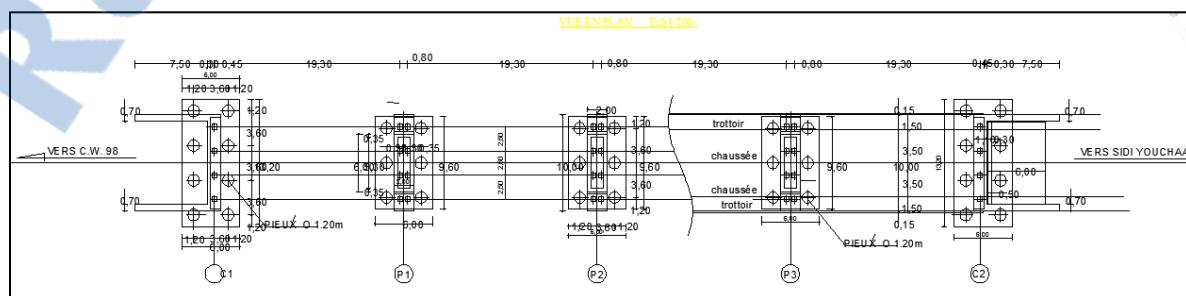


Figure 2.2. Vue en plan de l'ouvrage en béton armé.

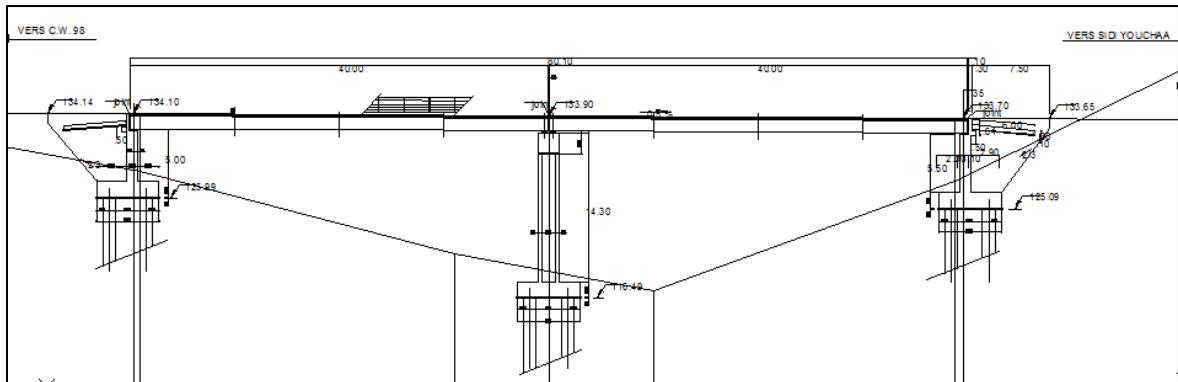


Figure 2.3. Profil en long de l'ouvrage à tablier mixte acier-béton.

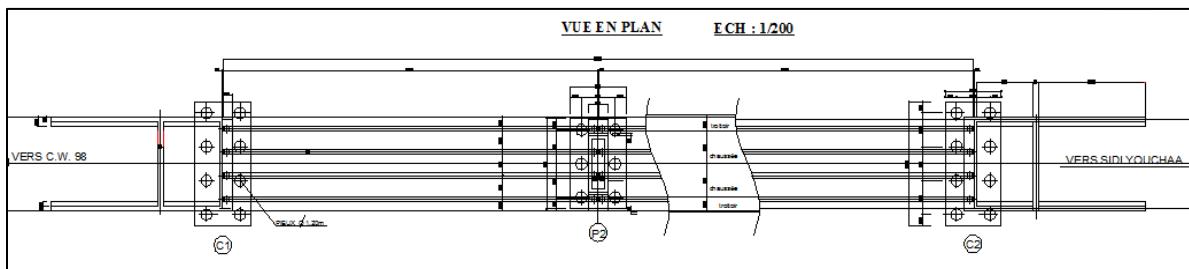


Figure 2.4. Vue en plan de l'ouvrage à tablier mixte acier-béton

2.2. Reconnaissance du site :

La reconnaissance du sol est une étape fondamentale et essentielle 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.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.

L'ouvrage franchit un oued, suivant un angle droit, ayant une crue faible a inexisteante.

On présente les différentes coupes lithologiques ainsi que les résultats préssiométriques pour chacun des sondages de la pile centrale et de la culée droite. On remarque que le sol est constitué d'argiles graveleuses à argiles marneuses on considère qu'il soit de consistance moyenne.

À partir des résultats, il a été décidé d'adopter des fondations profondes sur pieux et semelle de liaison.

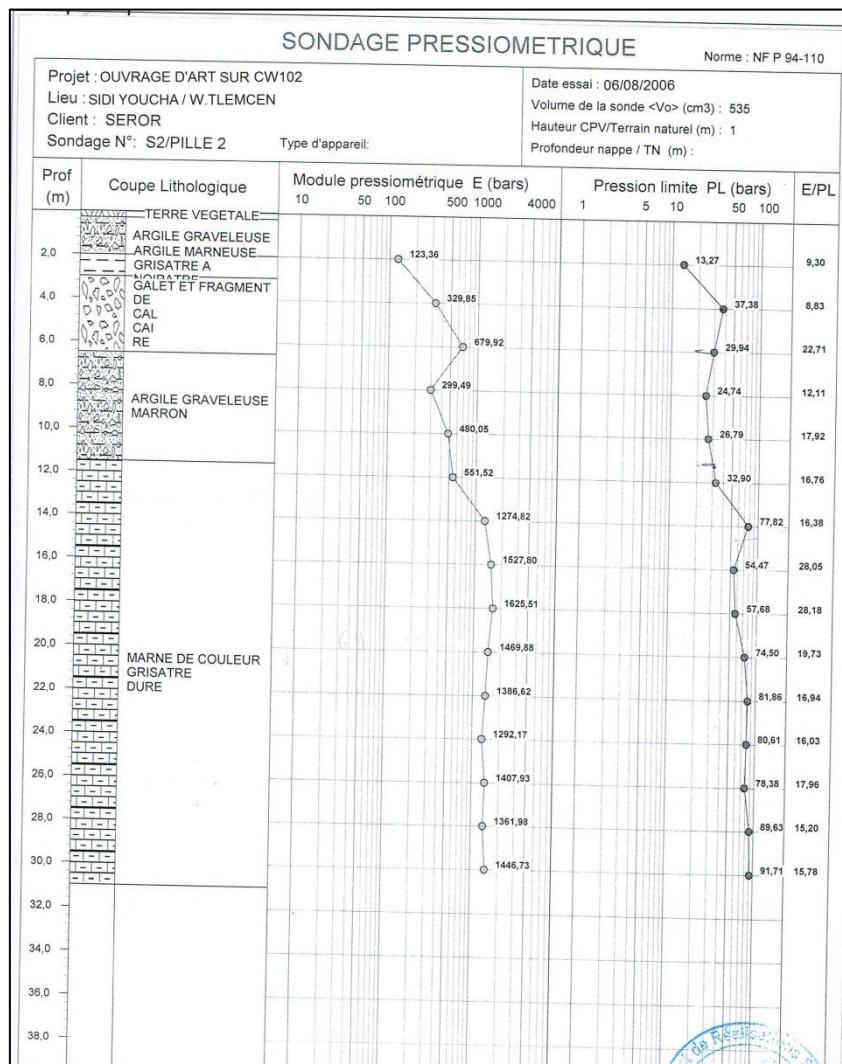


Figure 2.5. Coupe lithologique et résultats préssiométriques en site 2 (PILE)

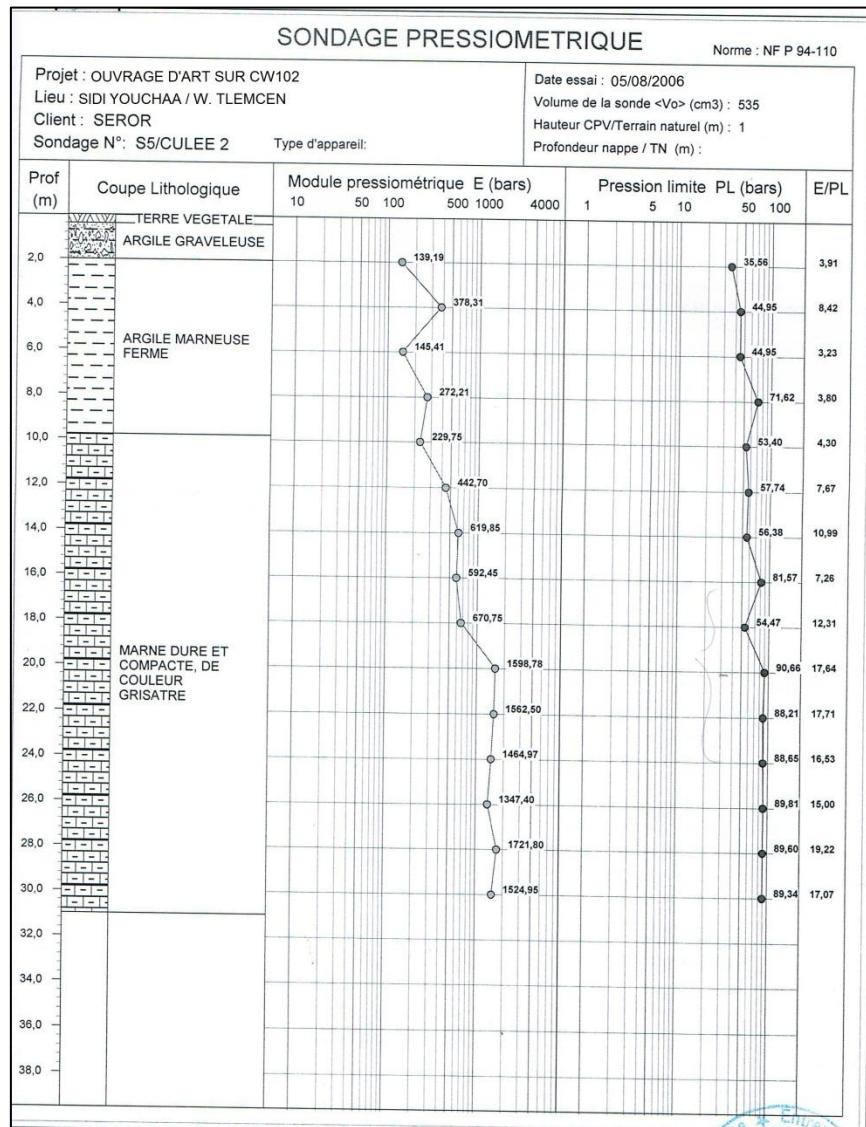


Figure 2.6. Coupe lithologique et résultats préssiométriques en site 5 (Culée droite)

2.3.Évaluation de l'effet du séisme sur l'ouvrage :

Le séisme de par sa nature dévastatrice, restera un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autre phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les ras de marée etc...

C'est pour cela que l'étude au séisme pour les ouvrage implantées dans les zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines.

L'évaluation de l'effet du séisme sur l'ouvrage est fait selon le règlement parasismique Algérien, [4].

Classification des ponts :

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 2-1: Classification des ponts

Notre Pont est classé important, (groupe 2).

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : négligeable
- **Zone I** : faible
- **Zone II_a** : moyenne
- **Zone II_b** : élevée
- **Zone III** : très élevée

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, ce projet qui est situé dans la wilaya de Tlemcen est en Zone I : Faible

Le coefficient d'accélération A

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau 2.2: Coefficients d'accélération de zone

La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans :

$$\begin{cases} \text{Zone I} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \rightarrow A = 0.12 \text{ g}$$

2.3.1. Composante Horizontale :

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

$$Sae(T, \zeta) (m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\zeta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\zeta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\zeta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\zeta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-2)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau3-5)

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau3-5 du Règlement parasismique algérien)

ζ : taux d'amortissement

Pour béton armé : **ζ = 5 %**

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$).

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau 2.3. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

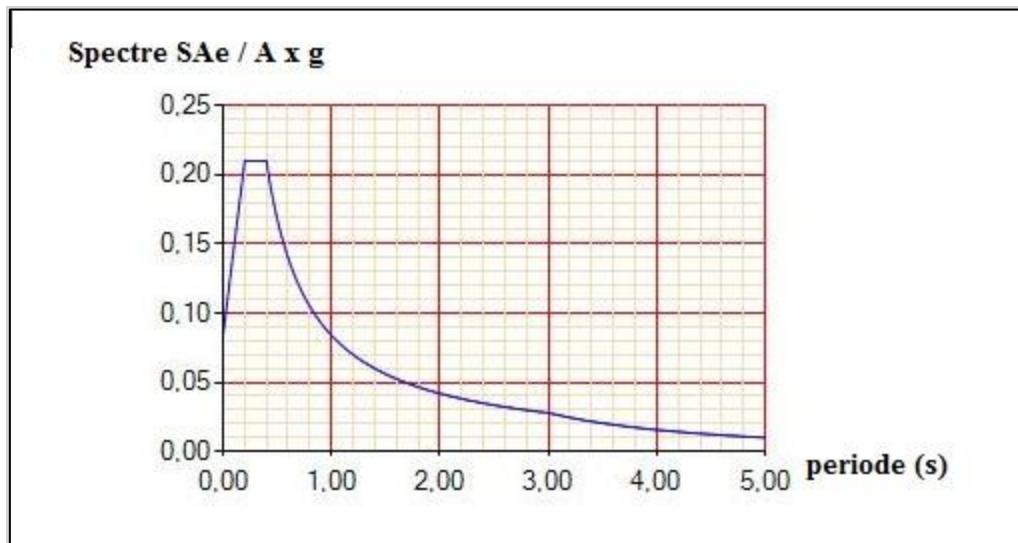


Figure 2.7. Spectre de réponse – composante horizontale

2.3.2. Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% ($\eta=1,0$) par :

$$Sae^v(T)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{1.5T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \alpha Ag \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & 3.0s \leq T \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 2-2)

S : coefficient de site (donnée dans le tableau 3-6)

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau 3-6)

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,40	0,40	0,40

Tableau 2.4.. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale

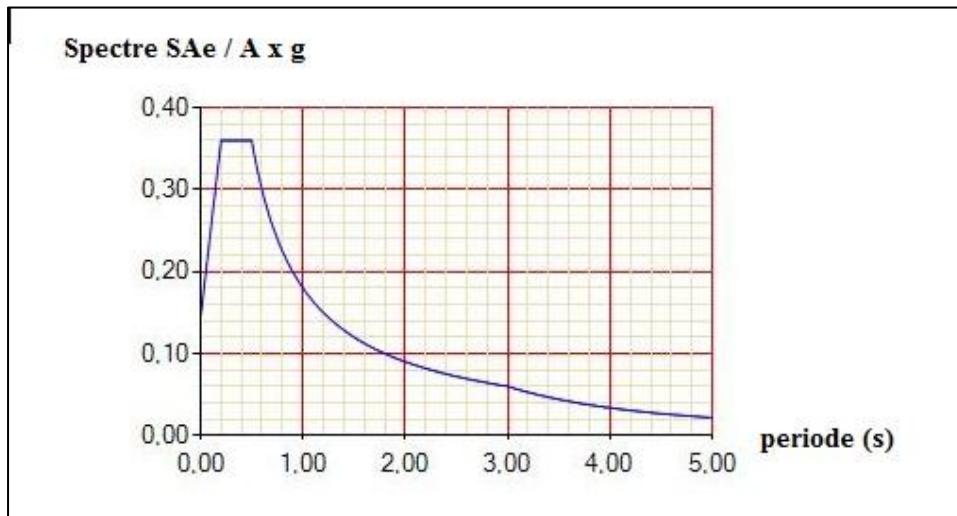


Figure 2.8. Spectre de réponse – composante verticale

2.4. Caractéristiques des matériaux :

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

- **Le béton :**

- La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.
- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .
- Le béton est dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325.

Poids volumique :

La masse volumique du béton armé : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Résistance à la compression :

Pour le béton de la superstructure $f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours.} \\ 25 \text{ MPa} & \end{cases}$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83xj} \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

La résistance à la traction :

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa).} \end{cases}$$

Contrainte de calcul pour (ELU) :

En fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun de l'ouvrage, cette contrainte et appelée contrainte admissible.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{0,7b}$$

Avec :

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0.85$: Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0.9$: lorsqu'elle est inférieure à 1h.

On a $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables} \\ 1,15 & \text{en situations accidentielles.} \end{cases}$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 9,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentielles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 18 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ 9,95 \text{ Mpa. En situations accidentielles pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Contrainte Limite De Service (ELS) :

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 \times F_{c28} & \text{en service} \\ 0,6 \times F_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

Coefficient de poisson :

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

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

$$\begin{cases} \nu = 0,2 & \text{pour un béton Non fissuré} \\ \nu = 0 & \text{pour un béton fissuré} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinale :

En considère un module de déformation longitudinale pour le béton (E_{ij}) définir par les règles B.P.E.L comme suit :

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

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

$$E_i = \begin{cases} 36000 \text{ MPa pour poutre et dalle} \\ 33000 \text{ MPa pour les appuis} \end{cases}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

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

$$E_v = \begin{cases} 12000 \text{ MPa pour poutre et dalle} \\ 11000 \text{ MPa pour les appuis} \end{cases}$$

Déformation transversale du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : Coefficient de poisson

E : module d'élasticité longitudinale

• L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes.

Armature du béton armé :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE50 type 1**, sa limite élastique égale à $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

La limite élastique :

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

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable ou transitoire.

Contraintes admissibles :

A L'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

À L'ELS

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa.}$$

• **Aciers des poutres métalliques :**

En construction on définit un acier par :

Sa limite élastique ce qui représente la contrainte l'lime élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classes en trois catégories :

- Aciers normaux : $\sigma \leq 300 \text{ MPa}$
- Aciers à haute limite élastique : $300 \text{ MPa} \leq \sigma_e \leq 400 \text{ MPa.}$
- Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400 \text{ MPa.}$

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :

$$\sigma = 355 \text{ N/mm}^2.$$

Module d'élasticité longitudinale	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G=E/ [2(1+\nu)]$
Coefficient de poisson	$\nu=0.3$
Coefficient de dilatation	$\alpha=12 \cdot 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Tableau 2.5. Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

Chapitre 03 : Étude du tablier

3.1. Introduction :

Dans la conception des ponts multipoutres en acier, un certain nombre de poutres à âmes pleines longitudinales pareillement classées sont arrangées avec un espacement uniforme à travers la largeur du pont, suivant les indications de la section transversale typique ci-dessous. La dalle en béton armé enjambe transversalement les poutres. Ces dernières sont attachées ensemble aux appuis et à quelques positions intermédiaires. L'action composée entre la dalle en béton armé et les poutres longitudinales est réalisée à l'aide des connecteurs de cisaillement soudés sur les brides supérieures des poutres en acier.

La disposition montrée dans l'image ci-dessous est commune où le coffrage permanent est employé et montre quatre poutres de profondeur égale et avec une surface de dalle qui suit la cambrure de la route. Une piste pour piétons est fournie sur les deux côtés de la chaussée, ainsi que des gardes corps sur les bords.

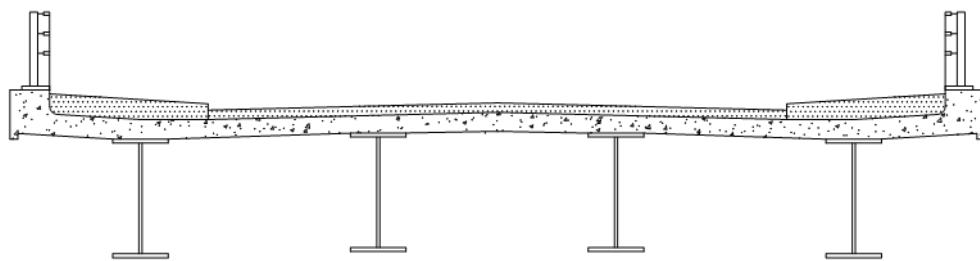
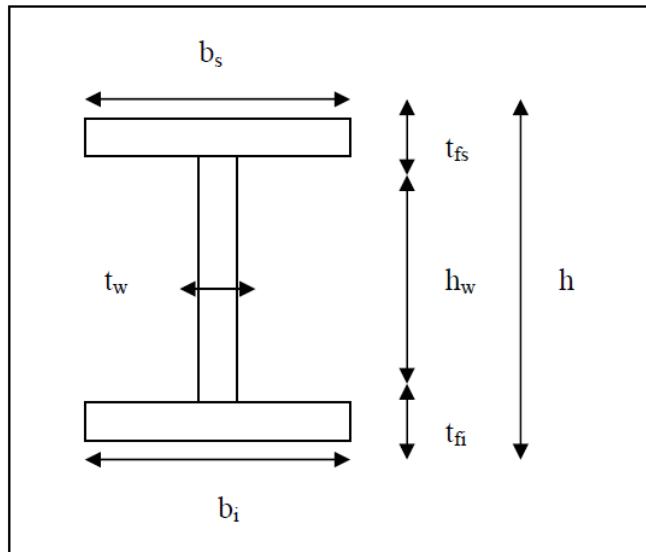


Figure 3.1 : Schéma montrant la disposition des poutres métalliques sous la dalle.

Les poutres peuvent être des profilés laminés ou fabriquées en atelier par soudage. La poutre prend le nom de poutre reconstituée soudée (PRS) constitué par un plat vertical appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposées à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixés sur celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

3.2. Choix des poutres principales :

Grace aux poutres à âmes pleins, le concepteur est libre de choisir les dimensions de chaque semelle et celle de l'âme. Les semelles doivent être assez larges pour assurer leur stabilité durant la construction. L'âme est relativement de faible épaisseur car elles n'apportent pas une contribution efficace dans la résistance à la traction.



h : hauteur de la poutre
 h_w : hauteur de l'âme
 t_w : épaisseur de l'âme
 b_s : largeur de la membrure supérieure
 t_{fs} : épaisseur de la membrure supérieure
 b_i : largeur de la membrure inférieure
 t_{fi} : épaisseur de la membrure inférieure

Figure 3.2. Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations.

3.2.1. Poutres principales :

Après plusieurs calculs et vérifications, nous avons opté pour des poutres reconstituées soudées ayant les caractéristiques suivantes :

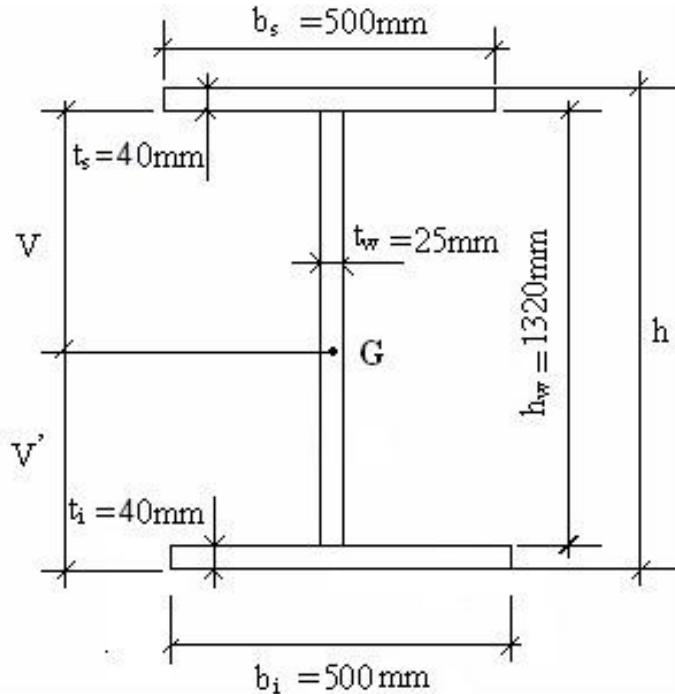
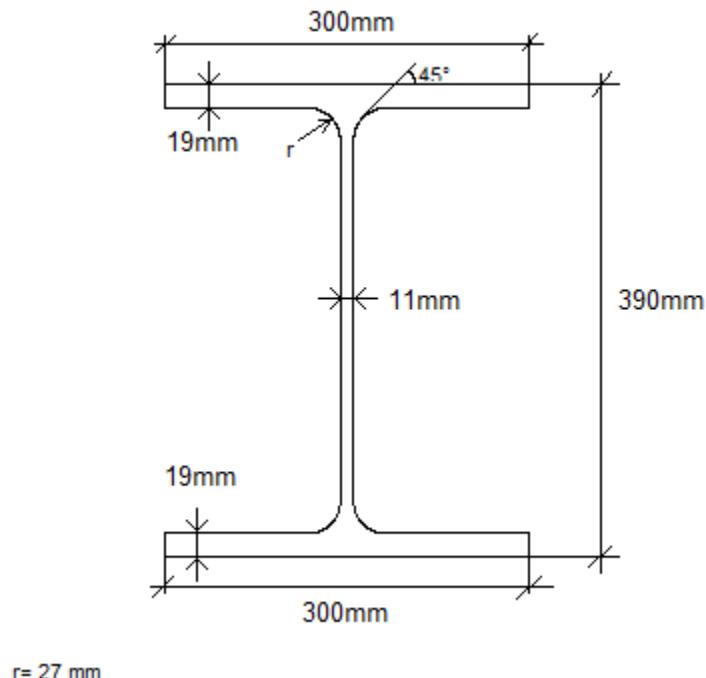


Figure 3.3. Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont.

3.2.2. Entretoises :

Nous avons considéré que notre travée de pont doit être entretoisée tous les 10 mètres et donc on aura 2 entretoises d'about et 3 entretoises intermédiaires.

Nous avons opté pour des profilés laminés du type HEA 400. Ce sont des profilés laminés normalisés et leurs caractéristiques sont les suivantes :



Figue 3.4. Caractéristiques géométriques des entretoises (HE 400 A).

3.3. Evaluation des charges permanentes :

- Poids propre des poutres :

$$G1 = S \times L \times \gamma a$$

$$G1 = [2(0.5 \times 0.04) + (1.4 \times 0.025)] \times 40.00 \times 78.5$$

$$G1 = 0.075 \times 40 \times 78.5$$

$$G1 = 235.5 \text{ KN}$$

Pour **4poutres**, on aura :

$$G1 = 235.7 \times 4$$

$$\boxed{G1 = 942 \text{ KN}}$$

Avec : S : surface de la section du PRS

L : longueur de la poutre

γa : Poids volumique de l'acier

- Poids propre des entretoises :

$$G2 = S \times L \times \gamma_a$$

$$G2 = 0.0159 \times 7.5 \times 78.5$$

$$G2 = 9.361 \text{ KN}$$

Pour **5 entretoises** (tous les 10 mètres)

$$G2 = 5 \times 9.361$$

$$\boxed{G2 = 46.805 \text{ KN}}$$

Avec : S : surface de la section du profilé laminé (HEA400)

L : longueur de l'entretoise

γ_a : Poids volumique de l'acier

- Poids propre de la dalle :

$$G3 = e \times L \times l \times \gamma_b$$

$$G3 = 0.25 \times 40 \times 10 \times 25$$

$$\boxed{G3 = 2500 \text{ KN}}$$

Avec : e : épaisseur de la dalle

L : Longueur du tablier

l : largeur de la dalle

γ_b : poids volumique du béton

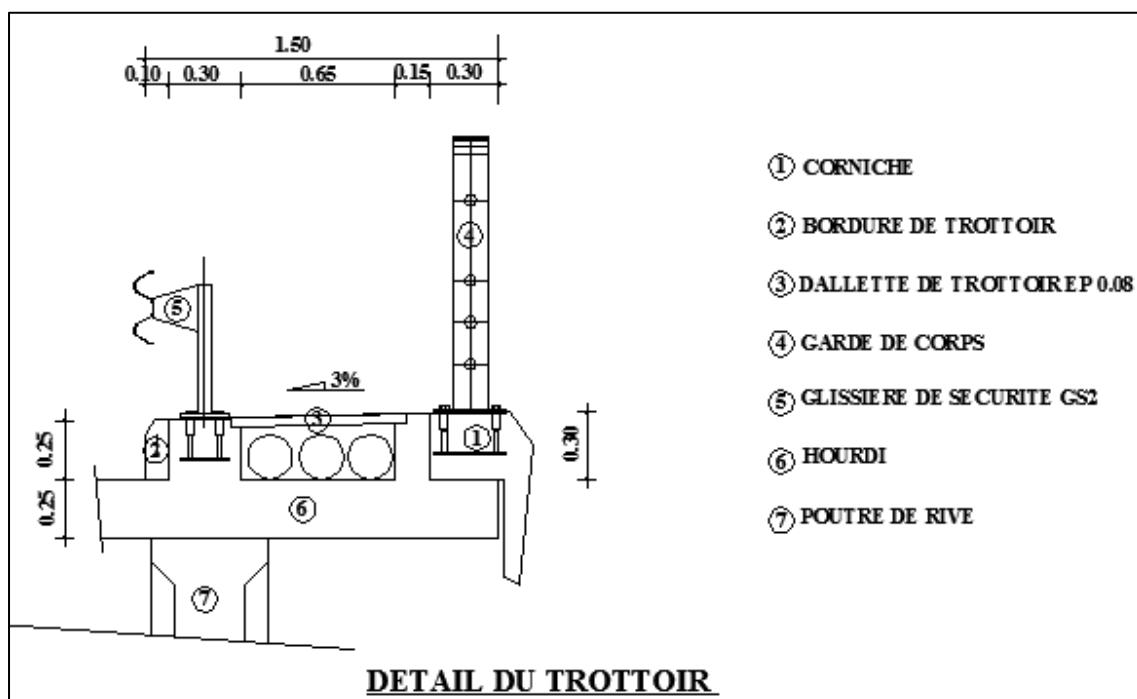


Figure 3.5. Détails et dimensions du trottoir

- Trottoirs :

$$G4 = S \times L \times \gamma_b$$

$$G4 = 0.17 \times 40 \times 25 \times 2$$

G4= 340 KN

Avec : S : surface de la section du trottoir = 0.17 m²

L : longueur de la poutre = 40 m
 γ_b : Poids volumique du béton 25 KN/m³

2 trottoirs chargés

- Corniche d'esthétique :

$$G5 = S \times L \times \gamma_b$$

$$G5 = 0.1566 \times 40 \times 25 \times 2$$

G5= 313.2 KN

Avec : S : surface de la section de la corniche = 0.1566 m²

L : longueur de la travée = 40 m
 γ_b : Poids volumique du béton 25 KN/m³
 2 trottoirs chargés

- Revêtement de chaussée :

$$G6 = e \times l \times L \times \gamma_{be}$$

$$G6 = 0.08 \times 7 \times 40 \times 22$$

G6= 492.8 KN

Avec : e : épaisseur du revêtement de chaussée

L : longueur de la portée = 40 m,
 l : largeur du tablier = 7m
 γ_{be} : poids volumique du revêtement = 22 KN/m³

- Étanchéité :

$$G7 = e \times l \times L \times \gamma_{be}$$

$$G7 = 0.03 \times 7 \times 40 \times 22$$

G7= 184.8 KN

Avec : e : épaisseur de l'étanchéité

L : longueur de la portée = 40 m

l : largeur du tablier = 7m

γ_{be} : poids volumique du l'asphalte = 22 KN/m³

- Garde-corps :

$$G8 = gc \times L \times 2$$

$$G8 = 1 \text{ KN/ml} \times 40 \times 2$$

$$G8 = 80 \text{ KN}$$

Avec gc : poids du garde-corps selon leur catalogue = 1 KN/ml

L = longueur de portée = 40 m.

2 trottoirs

- Glissière de sécurité :

$$G9 = gs \times L \times 2$$

$$G9 = 0.6 \text{ KN/ml} \times 40 \times 2$$

$$G9 = 48 \text{ KN}$$

Avec gs : poids des glissières de sécurité selon leur catalogue = 0.6 KN / ml

L = longueur de portée = 40 m.

2 trottoirs

Le poids propre général du tablier sera donc la somme de tout ce qui a précédé et donc ;

$$G = \sum G_i = 4947.605 \text{ KN}$$

3.4. Evaluation des surcharges routières :

Cette évaluation est faite d'après l'exigence du fascicule 61 TITRE II concernant le calcul et les épreuves des ouvrages d'art et précisément le programme de charges et épreuves des ponts routes (règlement français) [5].

Les surcharges considérées sont :

- Surcharge A (L).
- Surcharge B.
- Surcharge militaire Mc120.
- Convoi exceptionnel D240.
- Surcharge militaire D280

- les effets de freinage.
- La surcharge due au vent et au séisme.

L'ouvrage a une largeur chargeable égale à la largeur roulable de :

$$LC = LR = 10 \text{ m}$$

Le nombre de voies = 2

Classe de pont :

D'après le fascicule 61 titre II, On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable les suivantes :

Classe de pont	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5.50m < L_r < 7m$
3	$L_r < 5.50m$

Tableau3. 1 : Classes de ponts

Puisque la largeur roulable de notre ouvrage est de $L_r = 7$ mètres, alors notre pont est de classe 1

3.4.1. Surcharge A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A (l), donnée ci-après, par les coefficients a_1 et a_2 :

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

Avec:

L_c : est la largeur chargée

Notre ouvrage a une longueur de travée de $L=40$ m

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 922.31 \text{ kg/m}^2 = 9.22 \text{ KN/m}^2$$

Les coefficients a_1 et a_2 dépendent de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Les valeurs de « a_1 » sont regroupées dans le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0.9
	2 ^{eme}	1	0.8	/
	3 ^{eme}	0.9	0.8	/

Tableau 3. 2 : Valeurs du coefficient a1

Dans notre cas $a_1 = 1$

La valeur de a_2 est donnée par la formule qui suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec

$$V = \frac{\text{largeur roulante}}{\text{nombre de voies}} = \frac{7}{2} = 3.5$$

Et, $V_0 = 3.5 \text{ m}$ (pont de 1^{ère} classe) D'après le fascicule 61 II

Donc : **a2 = 1**

Par la suite :

$$A(l) = 0,922 * 1 * 1 = \mathbf{0,922 \text{t/m}^2}$$

$$\mathbf{A(l) = 9.22 \text{ KN/m}^2}$$

Le système A(L) est majoré dynamiquement par la formule suivante :

$$\frac{1}{20 + 0.0035 S}$$

S : surface chargée

3.4.2. Système B :

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

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t)
- Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t)

Les surcharges du système B sont frappées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

3.4.2.1. Surcharge Bc :

la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant :

Nombre de convois	1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1.2	1.1
	2 ^{eme}	1	1
	3 ^{eme}	1	0.8

Tableau 3.3 : Valeurs du coefficient bc

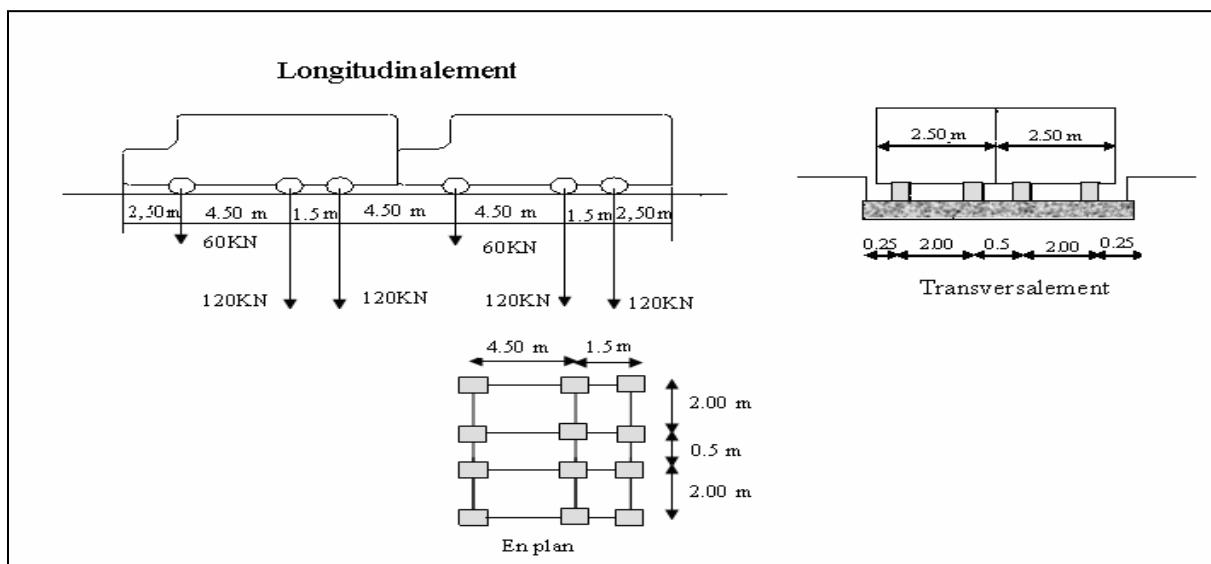


Figure 3.6. Caractéristiques du système Bc

Dans notre cas $bc=1.1$

Le système bc est majoré dynamiquement par la formule suivante :

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

G : La charge permanente de l'ouvrage = 4947.605 KN

L : longueur de la travée = 29,5m

S:poids max des surcharges que peut supporter l'hourdis

Pour 4 camions Bc

$$S = 4 \times 1.1 \times 300 = 1320 \text{ KN}$$

$$\delta = 1.082$$

$$B_C = 1320 \times 1.082 = 1428.24 \text{ KN}$$

$$Bc=1428.25 \text{ KN}$$

3.4.2.2. Surcharge B_t :

Suivant la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t à prendre en compte sont multipliées par un coefficient b_t

Classe de pont	1	2	3
Valeur de b_t	1	0.9	-

Tableau 3.4 Coefficient b_t

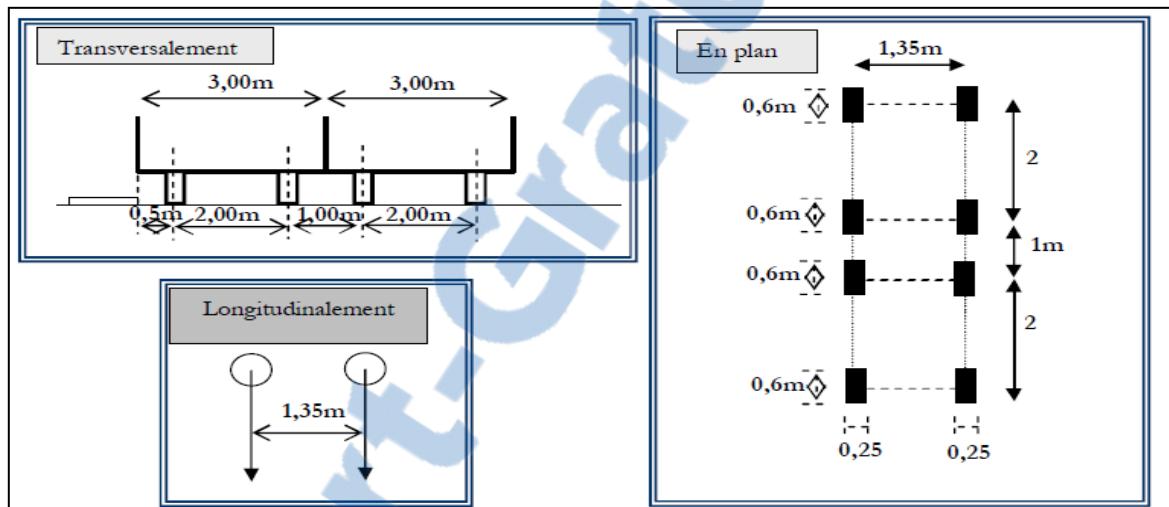


Figure 3.7 Caractéristiques du système B_t

Pour notre cas $b_t=1$

$$S=2 \times (2 \times 160)= 640 \text{ KN}$$

$$S=S_1 \times b_c$$

$$S= 640 \times 1 = 640 \text{ KN}$$

B_t est majoré dynamiquement

$$\delta = 1.063$$

$$B_t= 640 \times 1,063 = 680.32 \text{ KN}$$

$$B_t=680.32 \text{ KN}$$

3.4.2.3. Surcharge br

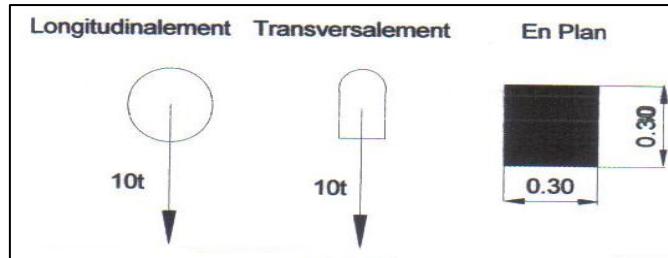


Figure 3.8. Caractéristiques du système Br

$$S=100 \text{ KN}$$

$$\delta = 1,062$$

$$B_r = 100 \times 1,062 = 106,2 \text{ KN}$$

$$Br = 106.2 \text{ KN}$$

3.4.3. Système Mc120 :

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

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

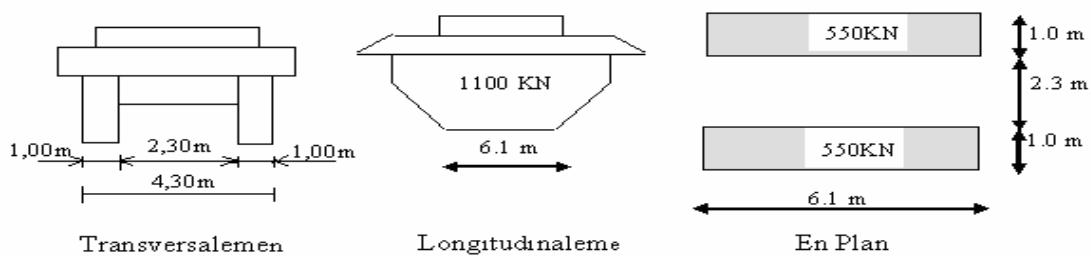


Figure 3.9. Caractéristiques du système mc 120

$$S=1100 \text{ KN} : \text{intensité de la surcharge.}$$

$$\delta = 1,076 : \text{Facteur d'amplification dynamique.}$$

$$Mc120 = 1100 \times 1,076 = 1183.6 \text{ KN}$$

$$MC120 = 1183.6 \text{ KN}$$

3.4.4. Convois exceptionnel type D240 :

A noter que les charges des convois exceptionnelles prévus dans l'actuel Fascicule 61 ,titre II du cpc : il existe deux types de convois D et E .

Comporte une remorque de 03 éléments de 04 lignes à 02 essieux, poids totale 240t .Le poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de largeur et de 18,6 m de longueur.

$S=2400 \text{ KN}$: intensité de la surcharge

$\delta = 1.109$: Facteur d'amplification dynamique.

$$\text{D240} = 2400 \times 1.109$$

$$\boxed{\text{D240} = 2661.6 \text{ KN}}$$

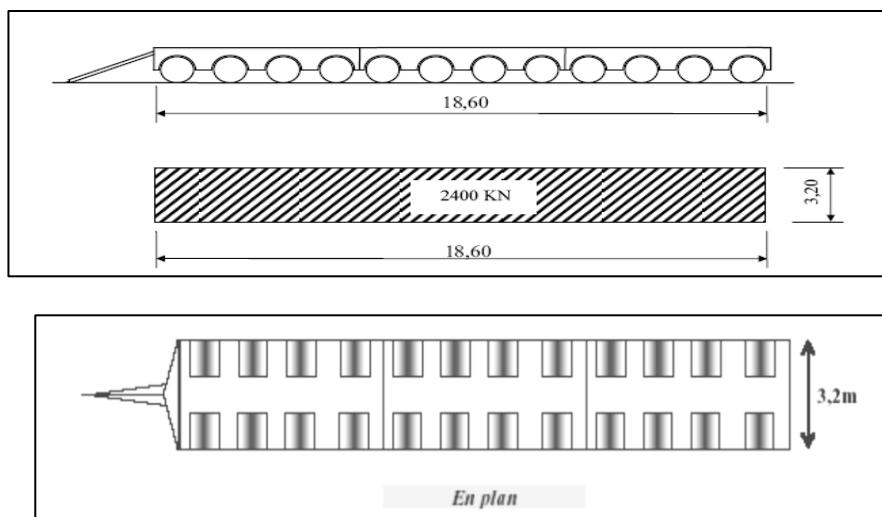


Figure 3.10. Caractéristiques du système D240

3.4.5. Convois exceptionnel type D280:

Le convoi type D280 comporte deux remorques supportant chacune 1400 KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

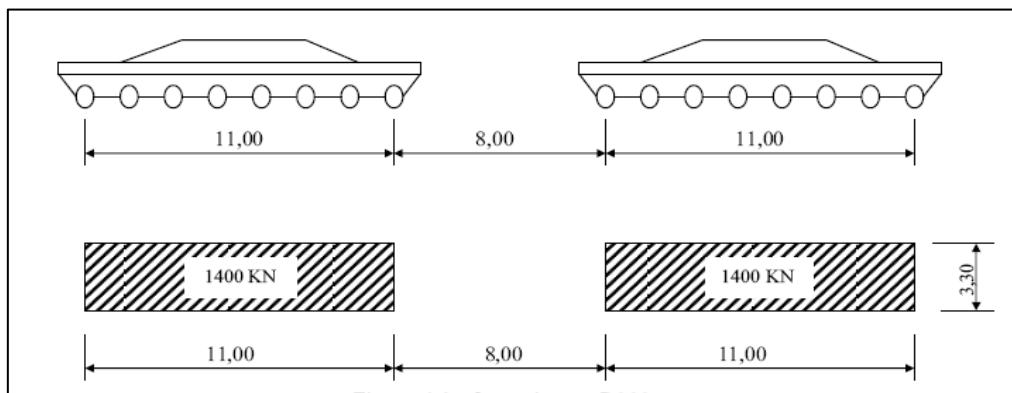


Figure 3.11. Caractéristiques du système D280

$$S=1400 \text{ KN}$$

$$S=1400 \times 2=2800 \text{ KN}$$

$$\delta=1,118$$

$$D_{280}=2800 \times 1.118=3130.4 \text{ KN}$$

$$D_{280}=3130.4 \text{ KN}$$

3.5. Surcharge trottoirs :

Pour une surcharge trottoir de 1.5 KN/m² (selon Fascicule61 titre II), et pour 2 trottoirs de 1.5m nous avons :

$$Str=2 \times 1.5 \times 1.5=4.5 \text{ KN/ml}$$

$$Str=4.5 \text{ KN /ml}$$

3.6. Évaluation de l'effort de freinage :

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis. Les charges de système A(L) et B_c sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation

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

$$HFr(A(L))=\frac{QA(L)}{20+(0,0035 \times S)} \quad \text{Avec } \begin{cases} QA(L)=A(L) \cdot S \\ S : \text{surface chargée} \end{cases}$$

$$HFr(A(L))=123.05 \text{ KN}$$

- **Effort de freinage du à Bc:**

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions B_c que l'on peut déplacer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$HFr (BC) = Qbc$$

$$HFr (BC) = 300$$

$HFr (BC) = 300 \text{ KN}$

3.7. Modélisation numérique du Tablier :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de structures diverses.

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes, Ce logiciel est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices divers et de barrages, etc.

Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres. Notre ouvrage est isostatique avec 2 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur avec 4 poutres en acier). Les poutres sont considérées comme un élément finis FRAME, et la dalle considérée en élément finis SHELL.

On passe ensuite par la description « **Bridge** » pour le choix de la sous-tâche « **Bridge Wizard** », dans laquelle on trouve toutes les étapes nécessaires pour la modélisation du pont.

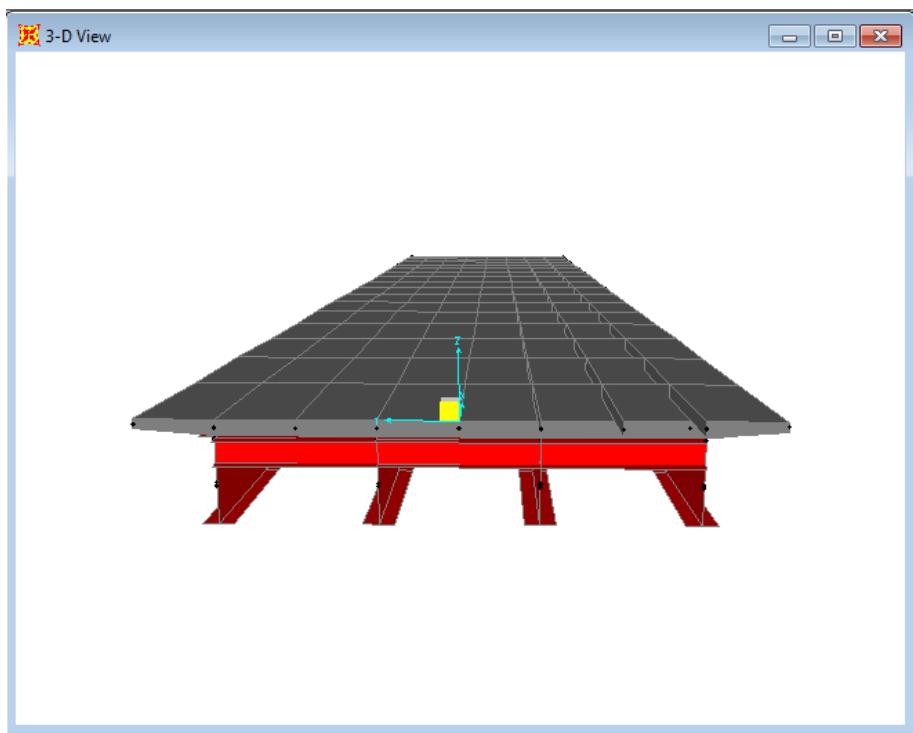


Figure 3.12. Modélisation du tablier sous SAP2000

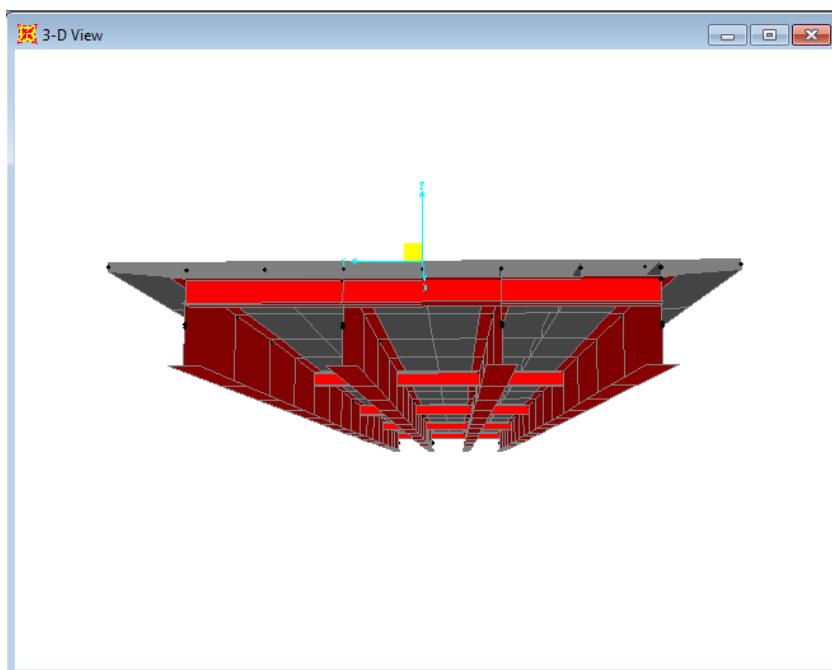


Figure 3.13. Détail de la modélisation des poutres et entretoises sous la dalle

Après avoir défini toutes les caractéristiques des matériaux, les dimensions, et introduit toutes les charges et surcharges ainsi que leur combinaisons adéquates, les résultats des sollicitations au niveau du tablier et au niveau de chaque poutre sont affichés graphiquement et numériquement.

Les combinaisons utilisées pour trouver les sollicitations au niveau du tablier sont les suivantes :

•A l'état limite Ultime (ELU) :

1.35G+1.5Q+MAX[1.6A(L) ;1.6BC ;1.6Bt ;1.35MC120 ;1.35D240 ;1.35D280]

•A l'état limite de service (ELS) :

G+Q+MAX[1.2A(L) ;1.2 BC ; 1.2Bt ;MC120 ;D240 ;D280]

Avec :

- G : charge permanente.
- Q : les surcharges.
- A(L) : surcharge uniformément répartie sur la largeur roulable, définie comme charge linéairement statique.
- Bc,,Br: surcharges des camions type, définie comme charges mobile (movingload).
- MC120 : surcharge militaire, définie comme une charge mobile (movingload).
- D240 : convois exceptionnels (movingload).
- D280 : convois exceptionnels (movingload).

3.7.1. Résultats de l'Analyse :

•**Moments fléchissant :**

	Moments a l'ELU (KN.m)		Moments a l'ELS (KN.m)	
	Poutres extérieures	Poutres intérieures	Poutres extérieures	Poutres intérieures
Comb. Due à A(L)	11787.19	11896.73	8744.35	8825.88
Comb. Due à BC	13178.01	12597.97	9787.51	9351.80
Comb. Due à Bt	10406.39	9908.387	7708.15	7334.61
Comb. Due à l'MC120	12756.44	12241.39	9449.22	9067.69
Comb. Due au D240	14029.83	14396.12	10392.47	10663.80
Comb. Due au D280	13420.01	13257.17	9940.73	9820.12
Comb. extrême	14029.83	14396.13	10392.47	10663.80

Tableau 3.5. Tableau récapitulatif des moments fléchissant en ELU et en ELS

•Efforts tranchants :

	Efforts tranchants en ELU(KN)		Efforts tranchants en ELS(KN)	
	Poutres extérieures	Poutres intérieures	Poutres extérieures	Poutres intérieures
Comb. Due à A(L)	1162.00	1208.31	860.72	897.73
Comb. Due à BC	1367.85	1390.56	1015.10	1034.19
Comb. Due à Bt	1093.39	1058.75	809.23	785.56
Comb. Due à l'MC120	1317.35	1285.04	975.81	951.88
Comb. Due au D240	1307.43	1567.70	968.47	1161.26
Comb. Due au D280	1287.33	1524.58	950.57	1120.32
Comb. extrême	1367.85	1567.70	1015.00	1161.26

Tableau 3.6. Tableau récapitulatif efforts tranchants en ELU et en ELS

3.8. Vérification des sections :

Rappelons les caractéristiques géométriques des poutres :

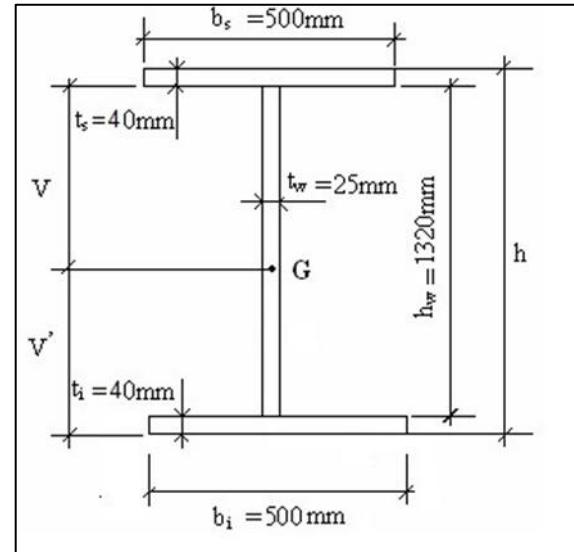
$$H = 1400 \text{ mm}$$

$$H_w = 1320 \text{ mm}$$

$$B_{inf} = B_{sup} = 500 \text{ mm}$$

$$t_{fi} = t_{fs} = 40 \text{ mm}$$

$$t_w = 25 \text{ mm}$$



Figue 3.14. Caractéristiques des poutres principales

Nous distinguons plusieurs phases pour lesquelles, nous aurons à considérer soit une section de métal seul, ou alors une section mixte:

3.8.1. Vérification en Phase 1 (Phase coulage) :

Une première phase qui correspond au moment où la dalle vient d'être coulée : le poids du métal et de la dalle s'appliquent alors et la section résistante se limite à la section en métal.

Voici les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants sous poids propre des poutres métalliques et du béton coulé.

	Poutre extérieure	Poutre intérieure
Moment fléchissant (KN.m)	4138.01	4177.01
Effort tranchant (KN)	612.02	555.70

Tableau 3.7. Résultats moment fléchissant et effort tranchant sous poids propre uniquement

- **Caractéristiques de la section métallique :**

•Classe de résistance de la poutre :

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$$

ε : coefficient de réduction plastique.

f_y : la valeur nominale de la limite élastique ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,81$$

Classe de la semelle :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 72 \varepsilon.$$

$$\frac{500}{2 \times 40} \leq 72 \varepsilon.$$

$$6,25 \leq 58,32$$

Semelle de classe 1

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon.$$

$$\frac{1320}{25} \leq 72 \varepsilon$$

$$52,8 \leq 58,32 \quad \text{âme de classe 1}$$

Donc : **La poutre est de classe 1.**

- Caractéristiques géométriques :

	Section	Si(mm ²)	Yi(mm)	Si*Yi(mm ³)	Di(mm)	Iyy(mm ⁴)
S1	40 x 500	20000	1380	2.76x10 ⁷	680	9.95x10 ⁹
S2	25x1320	33000	700	2.31 x 10 ⁷	0	4.79x10 ⁹
S2	40x50	20000	20	4x10 ⁵	680	9.25x10 ⁹
Σ		73000		5.11x10 ⁷		2.332x10 ¹⁰

Tableau 3.8. Caractéristiques géométriques de la section métallique

Donc, le moment d'inertie de la section est de

$$I_{yy} = 2.332 \times 10^{10}$$

La section est symétrique ;

$$Y = \frac{[(500 \times 40 \times 20) + (25 \times 1320 \times 700) + (500 \times 40 \times 1380)]}{[(500 \times 40) + (1320 \times 25) + (500 \times 40)]} = 700 \text{ mm}$$

Donc, le centre de gravité de la section se trouve à

$$Y = 700 \text{ mm}$$

- Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 4177.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma M_o}$$

$$\gamma M_o = 1,1$$

$$W_{pl,y} = \frac{tw \cdot h^2}{4} + (b - tw)(h + tf)tf$$

$W_{pl,y}$: module de flexion plastique

$$W_{pl,y} = 38594716.97 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,rd} = \frac{38594716.97 \times 355}{1,1} = 1.245 \times 10^{10} \text{ N.mm} = 12450 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 4177.01 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 12450 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section résiste au moment fléchissant agissant au niveau de la poutre métallique lors de la phase coulage.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,z,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0.58 * f_y * \frac{A_v}{\gamma_m}$$

A_v : est l'aire de cisaillement.

Pour PRS : $A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 33000 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = 0.58 * 355 * \frac{33000}{1,1} = 6177000 \text{ N} = 6177 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 612.02 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 6177 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Interaction moment – effort tranchant :**

$$V_{sd} = 612.02 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,z,rd} = 3088.5 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Pas d'influence sur le moment fléchissant, il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant. Les deux vérifications se font de manière indépendante.

- **Vérification des contraintes en phase 1 :**

Contraintes dans les poutres métalliques :

- Pas de prise en compte de la section mixte, le coefficient d'équivalence $n = \infty$;

$$\sigma_a \leq \frac{f_y}{\gamma_{M_a}}$$

$$\sigma_a = \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_a = \frac{4177000 \times 700}{2.332 \times 10^{10}} = 0.125 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_a = 0.125 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_y}{Y_{M_o}} = \frac{355}{1.1} = 322.72 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte dans l'acier est largement vérifiée.

D'après les calculs on voit que la stabilité de la poutre est vérifiée par rapport aux moments fléchissant, et aux efforts tranchants lors de la phase coulage du béton.

Nous allons maintenant dimensionner notre dalle en béton armé et définir son ferraillage ;

- **Ferraillage de la dalle :**

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément Shell via SAP2000. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues après analyse de notre modèle sous les combinaisons propres au tablier :

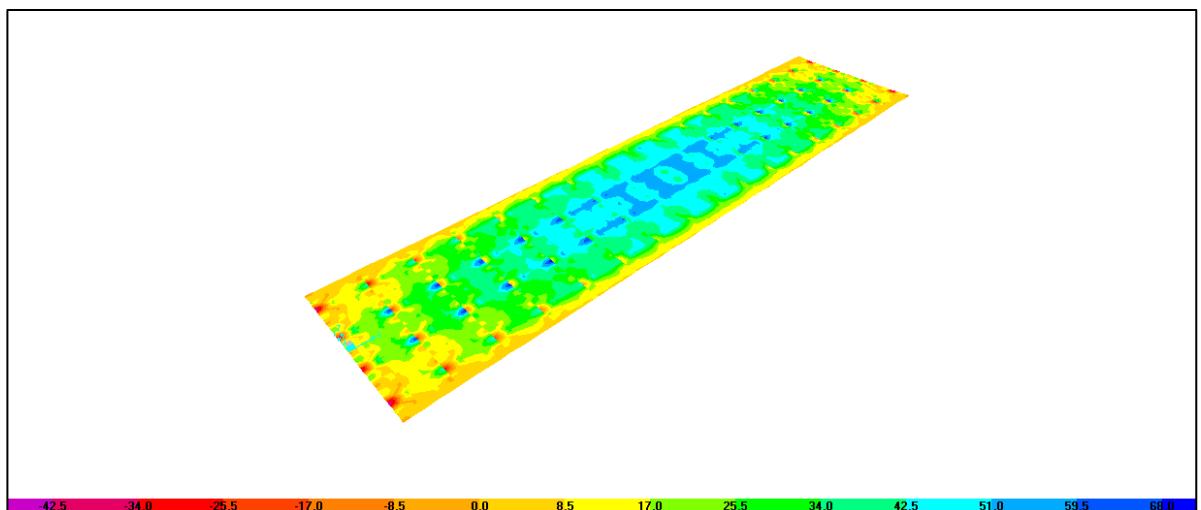


Figure 3.16. Diagramme moment fléchissant longitudinal de la dalle

Les tableaux suivants présentent les valeurs des moments maximums et des efforts tranchants dans les deux sens, longitudinal et transversal, et pour les deux combinaisons ELU et ELS.

		ELU	ELS
Moment longitudinal (KN.m)	En travée	110.09	82.165
	En appuis	86.65	64.52
Moment transversal (KN.m)	En travée	86.30	63.93
	En appuis	145.23	108.90

Tableau 3.9. Résultats des moments fléchissants agissants sur la dalle.

Pour le ferraillage de la dalle, on va prendre 1m de longueur béton dosé à 350Kg/m³

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

La fissuration est préjudiciable
acières à hautes adhérences (H.A). fe500

- **Calcul en ELU :**

En Travée, sens longitudinal

$$M_t = 111.09 * 10^3 \text{ MN} ; b = 1 ; h = 0.25 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.22 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_t = \frac{M_{tu}}{b * d * f_{bu}} = \frac{111.09 * 10^{-3}}{1 * (0.22)^2 * 14.16} = 0.162 < \mu_r 0.392$$

⇒ section simple armatures

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.222$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.20 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z * \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 437.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{111.09 * 10^{-3}}{0.2 * 437.78} = 12.67 \text{ cm}^2$$

on adopte alors un ferraillage **7HA16 = 14.07 cm²**

L'espacement sera donc $e = 14 \text{ cm}$

Le reste des résultats est résumé dans les tableaux qui suivent :

	Sens longitudinal	Sens transversal
$M_u (\text{MN.m})$	$111.09 * 10^{-3}$	$86.30 * 10^{-3}$
μ	0.162	0.126
α	0.222	0.169
$Z(\text{m})$	0.200	0.205
$A_s(\text{cm}^2)$	12.67	9.60

Tableau 3.10. Résumé des résultats de calcul de ferraillage à l'ELU en Travée

	Sens longitudinal	Sens transversal
$M_u(MN.m)$	86.65×10^{-3}	145.23×10^{-3}
μ	0.126	0.22
α	0.169	0.315
$Z(m)$	0.205	0.192
$A_s(cm^2)$	9.60	17.27

Tableau 3.10. Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Appuis

- **Vérification en ELS :**

$$M_s = 82.165 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b \times x^2}{2} + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0 \quad \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$A_{sc} = 0 \quad ; \quad n : \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

$$(1) \Rightarrow 0.5x^2 - 15 \times 114.07 \times 10^{-4} \times (0.22 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.098$$

$$\Rightarrow x = 0.077 \text{ m}$$

Détermination de

$$\sigma_{bc} = \frac{b \times x^3}{I}$$

$$I = \frac{0.077^3}{3} \times 15 \times 14.87 \times 10^{-4} = 69.86 \times 0.077 \times 10^3$$

3

$$82.165 \times 10^{-3} \times 0.077$$

— 5 —

GROWTH AND INFLATION

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms \times (d - x)}{I}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \quad \begin{bmatrix} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \\ = 2.1 \end{bmatrix}$$

$= \min(333.33 ; 201.63)$ on prend $\overline{\sigma_{st}} = 201.63$ MPa

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{82.165 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.077)}{5.84 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 301.78 < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$ (8HA20)

$$\sigma_{bc} = 9.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 173.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 228.63 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les choix de ferraillage de l'hourdis, après vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous;

	Longitudinal en travée	Longitudinal en en appui	Transversal en appui	Transversal en travée	
Moment en service (KN.m)	82.165	64.52	108.9	63.93	
σ_{st}	173.25	131.82	199.3	181.96	$\overline{\sigma_{st}} = 201.6$ 3 MPa
σ_{bc}	9.11	6.93	13.47	9.567	$\overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa
$A_{st}(\text{cm}^2)$	25.13 (8HA20)	25.13 (8HA20)	39.27 (8HA25)	25.13 (8HA20)	C.V
Esp(cm)	13cm	13cm	13cm	13cm	

Tableau 3.11. Tableau récapitulatif des choix de ferraillage en travée et en appuis

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.22 * \frac{2.1}{500} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > 2.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Effort tranchant transversal:

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

$$T_u = 520.475 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{0.520}{1 \times 0.22} = 2.36 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.36 < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Effort tranchant longitudinal :

$$T_u = 264.208 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{0.264}{1 \times 0.22} = 1.20 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.20 < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les poutres métalliques sont vérifiées, en phase coulage, vis-à-vis du moment fléchissant, de l'effort tranchant, de l'interaction moment-effort tranchant et des contraintes au niveau de l'acier.

Les contraintes dans la dalle sont vérifiées, le ferraillage adéquat a été établi.

3.8.2. Vérification en phase 2 (Phase service) :

Rappelons les caractéristiques de la section d'acier, calculés précédemment ;

$$H = 1400 \text{ mm}$$

$$H_w = 1320 \text{ mm}$$

$$B_{inf} = B_{sup} = 500 \text{ mm}$$

$$t_{fi} = t_{fs} = 40 \text{ mm}$$

$$t_w = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Centre de gravité de la section } Y_G = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Moment d'inertie de la section} = 2.332 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Pour les vérifications à l'état limite ultime et à l'état limite de fatigue pour les membrures en béton, y compris les dalles mixtes, la largeur efficace peut être déterminée au moyen de l'équation suivante, où b_{eff} est indiquée sur la Figure 4.1 pour une section transversale type et ceci d'après l'ENV 1994-2:1997, [6].

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Avec :

b_0 : est l'entraxe des connecteurs en saillie.

b_{ei} : est la valeur de la largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme.

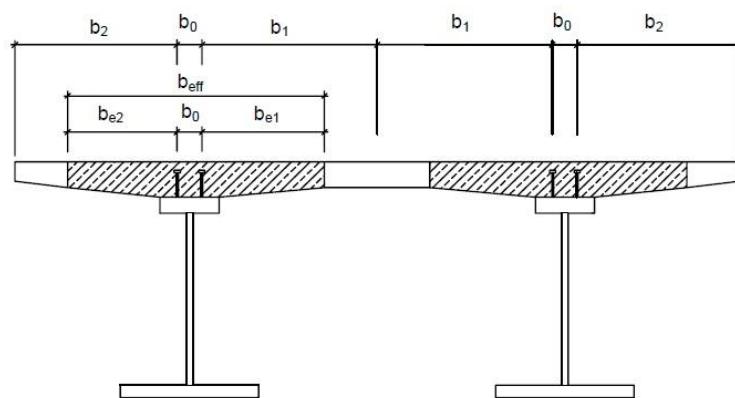


Figure 3.17. Définition de largeur efficace selon l'Eurocode 4

Dans notre cas, on prend une largeur efficace de :

$$b_{eff} = 2.50 \text{ m}$$

Avec : $b_0 = 0.50 \text{ m}$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{l_e}{8} = 1 \text{ m} \quad \text{avec } l_e = 0.8 \text{ m} \quad l_0 = 8 \text{ m}$$

- Caractéristiques de la section en béton :

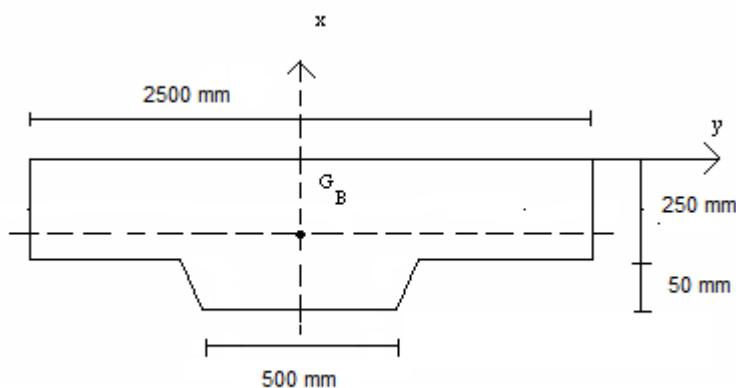


Figure 3.18. Caractéristiques géométriques de la partie béton

Section	S_i (mm ²)	Y_i (mm)	$\sum S_i \cdot Y_i$ (mm ³)	D_i (mm)	I_{yy} (mm ⁴)
Dalle	625000	175	1.09×10^8	6.4	3.281×10^9
Gousset	27500	25	687500	143.6	5.73×10^8
\sum	652500		1.2×10^8		3.853×10^9

Tableau 3.12. Caractéristiques géométriques de la section en bétonLe centre de gravité de la section en béton $Y_g = 168.6$ mmLe moment d'inertie est de $I_{yy} = 3.853 \times 10^9$ mm⁴

- **Caractéristiques de la section mixte (Acier-béton):**

Pour le calcul, on remplace le béton par une section d'acier $n = \frac{E_{acier}}{E_{beton}}$ fois plus petite, n est appelé coefficient d'équivalence, On considère alors une section mixte de surface :

$$S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

avec

 S_a : section d'acier. S_b : section du béton

n: Coefficient d'équivalence acier-béton

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \cdot S_b \cdot C^2}{n \cdot S} = I_a + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot s$$

 I_a : moment d'inertie de l'acier I_b : moment d'inertie du béton

a : distance entre le centre gravité de la section mixte et celui de la section en acier.

b : distance entre le centre gravité de la section mixte et celui de la section en Béton.

C : a+b

S : section homogénéisée.

 $S = 173384.62$ mm²

Centre de gravité de la section mixte :

 $Y_{gm} = 1589$ mm

a= 502.28 mm

b=365.26mm

$$n = \frac{2.1 \times 10^8}{3.2 \times 10^7} = 6.5 ; \quad \text{avec, } n: \text{Coefficient d'équivalence acier-béton.}$$

Moment d'inertie de la section mixte

$$I_m = 5.886 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- **Vérification de la résistance à la flexion :**
(Selon ENV 1994-2:1997), [6].

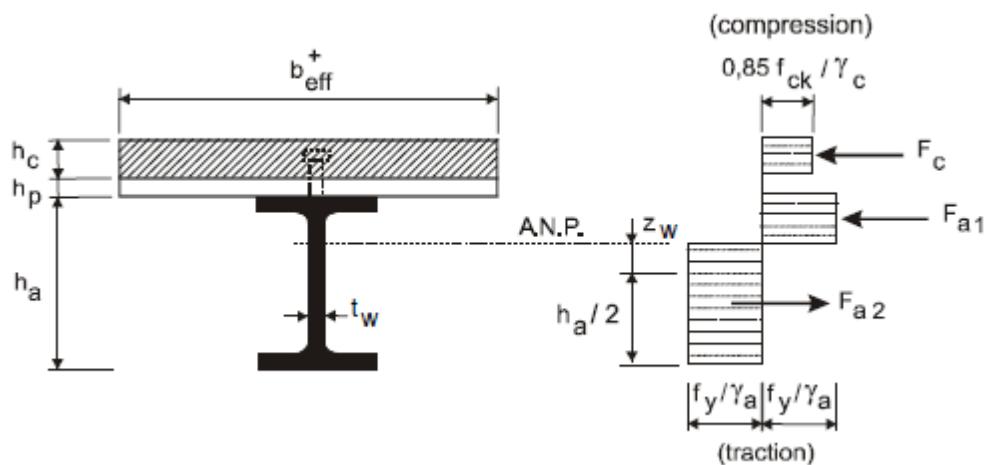


Figure 3.19. Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive)

Position de l'axe neutre :

$$F_c = B_{eff} \times h_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec : B_{eff} : Largeur efficace de la section en béton

h_c : épaisseur de la dalle

f_{ck} : Résistance a la compression a 28jours.

γ_c : coefficient du béton 1.5

$$F_c = 2500 \times 250 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}$$

$$F_c = 8854.166 \text{ KN}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Avec : A_a : aire de la section d'acier

f_y : Limite d'élasticité des poutres en acier

γ_a : facteur de résistance de l'acier

$$F_a = 73000 \times \frac{355}{1.1}$$

$$F_a = 23559 \text{ KN}$$

Condition 1 :

$F_c > F_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans dalle

$F_c < F_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans la poutre

Dans notre cas : **L'axe neutre se trouve dans la poutre métallique**

Condition 2 :

$F_a \cdot F_c \leq 2 b_f * t_f * f_y / \gamma_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans la semelle.

$F_a \cdot F_c \geq 2 b_f * t_f * f_y / \gamma_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans l'âme.

$$2 b_f * t_f * f_y / \gamma_a = 2 (500 \times 40) \times \frac{355}{1.1} = 12909090.91 \text{ N} = 12909.09 \text{ KN}$$

Dans notre cas :

$F_a \cdot F_c = 14704.83 \text{ KN} \geq 2 b_f * t_f * f_y / \gamma_a = 12909.09 \text{ KN} \rightarrow$
Axe neutre plastique dans l'âme.

Position de l'axe neutre :

$$Z_w = \frac{F_c}{(2 * t_w * f_y / \gamma_a)}$$

$$Z_w = 548.71 \text{ mm}$$

Calcul du moment de résistance plastique :

$$M_{pl.Rd}^+ = M_{apl.Rd} + F_c(0.5ha + 0.5hc + hp) - 0.5F_c * z_w$$

Avec :

$M_{apl.Rd}$: moment de résistance plastique dans la poutre en acier.

F_c : force de compression agissant au niveau de la dalle en béton armé.

$$M_{pl.Rd}^+ = 12450 \times 10^{10} + 8854166(0.5 \times 1400 + 0.5 \times 250 + 50)$$

$$- 0.5(8854166 \times 548.71)$$

$$M_{pl.Rd}^+ = 1.76 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd}^+ = 17600 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd2} = 14396.125 < M_{pl.Rd}^+ = 17600 \text{ KN.m}$$

La section mixte résiste donc aux sollicitations des moments fléchissant dues au diverses charges et surcharges aux états limites ultimes.

- **Vérification de la résistance à l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl.z.rd}$

$$V_{plrd} = 0.58 * f_y * \frac{A_v}{\gamma_m}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

Pour PRS : $A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 33000 \text{ mm}^2$

$$V_{plrd} = 0.58 * 355 * \frac{33000}{1.1} = 6177000 \text{ N} = 6177 \text{ KN}$$

$$V_{sd2} = 1567.7 \text{ KN} < V_{pl.z.rd} = 6177 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Interaction effort tranchant- moment fléchissant :**

$$V_{sd} = 1567.7 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl.z.rd} = 3088.5 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Pas d'influence sur le moment fléchissant, il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant. Les deux vérifications se font de manière indépendante.

- **Vérification au voilement par cisaillement :**

La condition suivante doit être satisfaite pour que l'élément soit bien résistant au voilement par cisaillement, et ceci d'après l'ENV1993 1-5, [7] :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq V_{pla,Rd} = \frac{\eta * f_{yw*} * h_w * t_w}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w * f_{yw*} * h_w * t_w}{\sqrt{3} * \gamma_{m1}} + \frac{b_f * t_f^2 * f_{yf}}{C * \gamma_{m1}} \left(1 - \left(\frac{M_{ed}}{M_{fRd}}\right)^2\right)$$

Avec :

$V_{bw,Rd}$: Valeur de calcul de la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement.

$V_{bf,Rd}$: valeur de calcul de la contribution de la semelle à la résistance au voilement par cisaillement.

M_{fRd} : Moment de résistant de calcul de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles

χ_w : Coefficient de réduction

$$\eta : 1.2 * \frac{\gamma_{m1}}{\gamma_{m0}} \rightarrow \text{Aciers de S235 jusqu'à S355}$$

$$\chi_w = \frac{1.37}{(0.7 + \lambda_w)}$$

Avec:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{37.4 * t_w * \varepsilon_w * \sqrt{K\tau}}$$

$$\lambda_w = \frac{1320}{37.4 * 25 * 0.81 * 2.321}$$

$$\lambda_w = 0.751 > \frac{0.6}{\eta} = 0.5$$

$$K\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + K\tau_{st}$$

$K\tau_{st} = 0$, s'il n'y a pas de raidisseurs longitudinaux

$$K\tau = 5.40$$

$$\sqrt{K\tau} = 3.32$$

$$\chi_w = \frac{1.37}{(0.7 + \lambda_w)} = 0.944$$

- Contribution de l'âme :

$$V_{bw, Rd} = \frac{\chi_w * f_{yw} * h_w * t_w}{\sqrt{3} * \gamma_{m1}} = \frac{0.944 * 355 * 1320 * 25}{\sqrt{3} * 1.1}$$

$$V_{bw, Rd} = 5804.44 \text{ KN}$$

- Contribution de la semelle :

$$V_{bf, Rd} = \frac{b_f * t_f^2 * f_{yf}}{C * \gamma_{m1}} \left(1 - \left(\frac{M_{ed}}{M_{fRd}}\right)^2\right)$$

$$M_{fRd} = t_f * b * \frac{f_{yf}}{\gamma_{m0}} * (h_w + t_f) = 40 * 500 * \frac{355}{1.1} * (1320 + 40)$$

$$M_{fRd} = 8778.18 \text{ KN.m}$$

$M_{fRd} < M_{sd} = 14396.125 \rightarrow$ Pas de contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement.

$$V_{pla, Rd} = \frac{\eta * f_{yw} * h_w * t_w}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 7378.536 \text{ KN}$$

$$V_{b, Rd} = 5804.44 + 0 \leq V_{pla, Rd} = 7378.536 \text{ KN}$$

La condition est bien vérifiée,

$$V_{pla, Rd} = \min(V_{b, Rd}; V_{pla, Rd})$$

$$V_{pla, Rd} = 5804.44 \text{ KN}$$

Ainsi,

$$V_{sd} = 1567.699 \text{ KN} < V_{pla, Rd} = 5804.44 \text{ KN}$$

- Interaction cisaillement, moment fléchissant et effort tranchant :

$$\eta_z^- = \frac{V_{sd}}{V_{bw, Rd}} = \frac{1567.7}{5804.44} = 0.27 < 0.5 \rightarrow \text{Pas d'interaction}$$

- Vérification au déversement :

La semelle est solidairement connectée à la dalle en béton par des connecteurs ductiles de type goujons et les poutres sont entretoisées tous les 10 mètres par des profilés normalisés du type HE 400 A. On peut dire donc qu'il n'y a pas de risque de déversement des poutres métalliques.

- Vérification des contraintes dans la section mixte :

On définit le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier pour les valeurs suivantes :

n=6 Coefficient à court terme après application des charges et surcharges.

n=15 Coefficient d'équivalence prenant compte du fluage du béton.

n=18 coefficient d'équivalence prenant compte du retrait.

Récapitulant les caractéristiques de la section mixte pour chaque coefficient d'équivalence :

Coefficient D'équivalence	$S_n (\text{mm}^2)$	$a_n (\text{mm})$	$b_n (\text{mm})$	$I (\text{mm}^4)$
n=6	181750	544.13	365.26	6.00×10^{10}
n=15	116500	339.56	569.84	4.612×10^{10}
n=18	109250	301.75	607.65	4.356×10^{10}

Tableau 3.13. Caractéristiques de la section mixte pour chaque coefficient d'équivalence

Calculons les contraintes pour chaque coefficient :

$$\sigma_a = \frac{Msd}{Wa} \quad \text{Et} \quad \sigma_b = \frac{Msd}{Wb*n}$$

$$Wa = \frac{I}{va} \quad \text{Et} \quad Wb = \frac{I}{vb}$$

Coef. D'équivalence	$I (\text{mm}^4)$	$Vb (\text{mm})$	$Va (\text{mm})$	$Wb (\text{mm}^3)$	$Wa (\text{mm}^3)$	$\sigma_a (\frac{N}{\text{mm}^2})$	$\sigma_b (\frac{N}{\text{mm}^2})$
n=6	6.00×10^{10}	543.26	196.66	1.1×10^8	3.05×10^8	<u>47.213</u>	<u>6.32</u>
n=15	4.612×10^{10}	644.13	401.24	7.16×10^7	1.15×10^8	<u>125.21</u>	<u>13.40</u>
n=18	4.356×10^{10}	785.65	436.05	5.54×10^7	9.9×10^7	<u>145.45</u>	<u>14.44</u>

Tableau 3.14. Résultats de contraintes dans l'acier et le béton

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\sigma_{a \max} = 145.45 < \frac{f_e}{1.1} < \frac{355}{1.1} = 322.72 \text{ Mpa}$$

→ Condition vérifiée pour chaque coefficient d'équivalence.

$$\sigma_{b \ max} = 14.44 < 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

→ Condition vérifiée pour chaque coefficient d'équivalence.

•Conclusion :

Il s'en suit donc, pour les conditions données dans la phase service, que la résistance des poutres est satisfaite à la fois vis-à-vis du voilement par cisaillement, des moments de flexion, de l'effort tranchant, du déversement et enfin de l'interaction cisaillement, moment fléchissant et effort tranchant.

Les contraintes sont vérifiées, pour chaque coefficient d'équivalence correspondant à court terme et à long terme.

3.8.3. Vérification des entretoises :

Rappelons les dimensions des entretoises ;

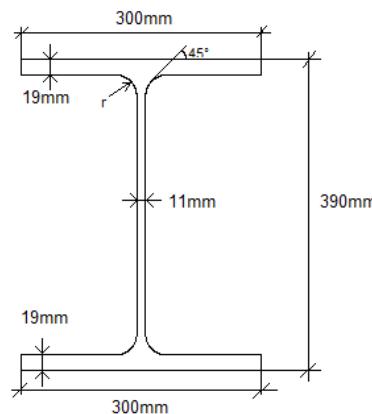


Figure 3.20. Caractéristiques géométriques des entretoises

• Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd \ max} = 108.2854 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma M_o}$$

$$\gamma M_o = 1,1$$

$W_{pl,y} = 2562 \text{ mm}^3$ (d'après les tableaux des profilés normalisés)

$$M_{pl,rd} = \frac{2562 \times 10^3 \times 355}{1,1} = 82.682 \times 10^7 \text{ N.mm} = 826.82 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 108.28 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 826.82 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,z,rd}$

$$V_{sd} = 69.14 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 0.58 * f_y * \frac{A_v}{\gamma_{mo}}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

$$A_v = 57.33 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0.58 * 355 * \frac{57.33 \times 10^2}{1.1} = 6177000 \text{ N} = 1073.10 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 69.14 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1073.10 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Verification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0,6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0,6 * \frac{2 * 355}{3} = 142 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{69 \times 10^2}{11 * 352} = 17.82 \text{ N/mm}^2 \leq 142 \text{ N/mm}^2$$

Les entretoises sont vérifiées vis-à-vis des sollicitations telles que les efforts tranchants, des moments fléchissant et du cisaillement.

3.8.4.

Assemblage Entretoises-poutres principales :

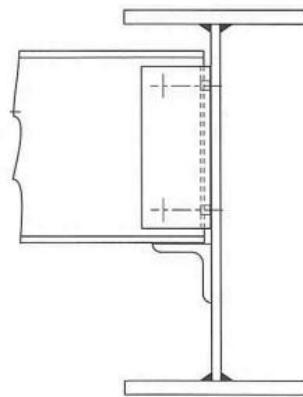


Figure 3.21. Exemple d'un assemblage poutre-entretoise

L'assemblage des entretoises avec les poutres principales se fera par boulonnage ;

Pour cet assemblage nous avons prévu **2files de 4 boulons**, que l'on devra vérifier.

▪ **Résistance à une interaction entre cisaillement et traction :**

- La condition suivante doit être vérifiée :

$$\left(\frac{T_{db}}{(T_R/\gamma_R)}\right)^2 + \left(\frac{V_{db}}{V_R/\gamma_R}\right)^2 \leq 1.0$$

avec :

T_{db} : valeur de dimensionnement de l'effort de traction transmit par le boulon.

V_{db} : Valeur de dimensionnement de l'effort de cisaillement transmis par une section du boulon.

T_R : Résistance ultime à la traction du boulon

V_R : résistance ultime d'une section cisaillée du boulon.

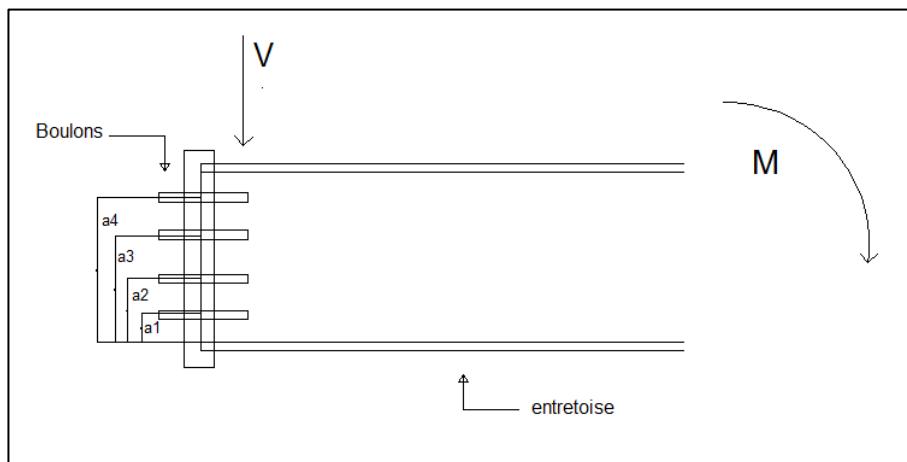


Figure 3.22. Schéma de l'assemblage poutre principale et entretoise, avec distances a_1, a_2, a_3, a_4 .

$$T_{db} = \frac{a_4}{2(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + a_4^2)} = 102.53 \text{ KN}$$

avec :

$$a_1 = 70.4 \text{ mm}$$

$$a_2 = 140.8 \text{ mm}$$

$$a_3 = 211.2 \text{ mm}$$

$$a_4 = 281.6 \text{ mm}$$

$$V_{db} = \left(\frac{V}{2*4} \right) + \left(T * \frac{d_1}{4(d_1^2 + d_2^2)} \right)$$

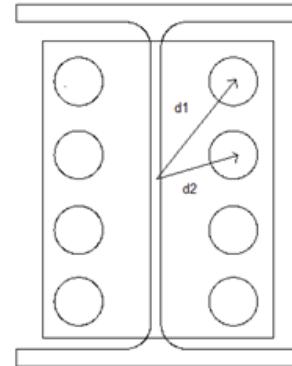
Avec :

V : valeur de l'effort tranchant

T : valeur de l'effort de torsion

$$d_1 = 127.89 \text{ mm}$$

$$d_2 = 80.368 \text{ mm}$$



L'effort de torsion est nul au niveau des entretoises et donc ;

$$V_{db} = \left(\frac{V}{2*4} \right) = \left(\frac{69.137}{2*4} \right) = 8.64 \text{ KN}$$

$$T_R = 0.75 \frac{1}{\gamma_m} f_{ub} A_s$$

$$T_R = 0.75 \frac{1}{1.25} * 500 * 144$$

$$T_R = 45200 \text{ N}$$

$$V_R = 0.5 f_{ub} A_s$$

$$V_R = 0.5 * 500 * 144$$

$$V_R = 36000 \text{ N}$$

Donc

$$\left(\frac{T_{db}}{(T_R/\gamma_R)}\right)^2 + \left(\frac{V_{db}}{V_R/\gamma_R}\right)^2 = 0.2 \leq 1.0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

■ **Résistance ultime à la pression latérale :**

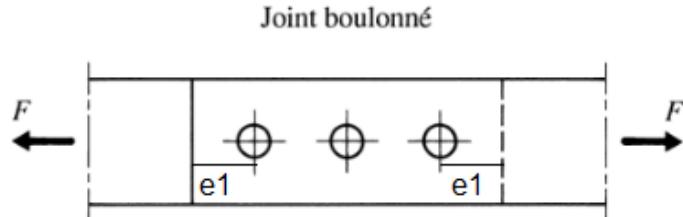


Figure 3.22 Équilibre par pression latérale

- La condition suivante doit être vérifiée :

$$L_R = \frac{1}{\gamma_m} \left(\frac{e_1}{d} \right) f_u * d * t < 2.4 f_u * d * t$$

avec :

L_R : Résistance ultime à la pression latérale de la pièce assemblée.

f_u : résistance à la traction de l'acier de la pièce assemblée

e_1 : pince dans la direction de l'effort

d : diamètre de la tige du boulon

t : épaisseur de la pièce assemblée

$$L_R = \frac{1}{1.25} \left(\frac{70.41}{24} \right) 500 * 24 * 25 = 704100 N$$

$$L_R < 2.4 f_u * d * t = 750000 N \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- La condition suivante doit être vérifiée :

$$V_{db} \leq L_R$$

En effet :

$$V_{db} = 8640 N \leq L_R = 750000 N \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.8.5. Détermination du raidissement vertical des poutres :

D'après le fascicule 61 titre v article 18 [8], nous prévoyons des raidisseurs tous les 10m. Ces raidisseurs de forme rectangulaires sont disposés verticalement, définis par une inertie relative γ et une section relative σ telle que :

$$\gamma = \frac{E J}{B D}$$

$$J = 0.092 b t^3 \gamma$$

$$\sigma = \frac{A_{enp}}{bw \cdot tw}$$

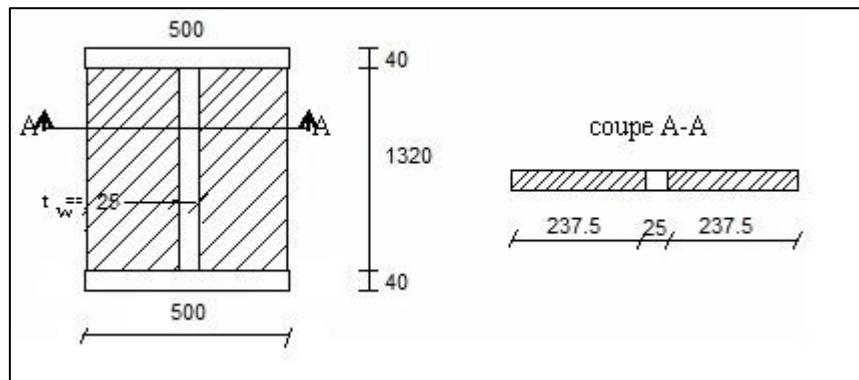


Figure 3.23. Raidisseur de l'âme de la poutre principale

Avec

J : inertie du raidisseur

A_{enp} : Section du raidisseur de la poutre principale

tw : épaisseur de la plaque

$$\sigma = \frac{237.5 \cdot 40}{1320 \cdot 25} = 0.2878$$

$$\gamma = \frac{J}{0.092 b T_{enp}}$$

$$J = \frac{40 \cdot 237.5^3}{12} \cdot 2 = 8.93 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\gamma = \frac{8.93 \times 10^7}{0.092 \cdot 1320 \cdot 25} = 29416.96$$

$$\sigma_{min} = 0.66 \times 10^{-3} \cdot \frac{hw}{tw} = 0.66 \times 10^{-3} \cdot \frac{1320}{25} = 0.034$$

$$\sigma = 0.2878 > \sigma_{min} = 0.034$$

$$\gamma_{min} = 0.33 \left(\frac{hw}{50tw} \right)^3 = 0.33 \left(\frac{1320}{50 \cdot 25} \right)^3 = 0.388$$

$$\gamma > \gamma_{min} = 0.388$$

La solution choisie pour les raidisseurs verticaux vérifie bien les conditions aux limites, on propose des raidisseurs tous les 10mètres.

3.8.6. Vérification des connecteurs :

La connexion entre la dalle en béton armé et les poutres métalliques se fait par le biais des connecteurs ductiles du type goujons à tête soudées, les caractéristiques des goujons pris sont :

Connecteurs TRW Nelson KB

Diamètre=22mm

Hauteur =100m

Fy= 235 mpa , Fu= 360 mpa

Calcul des connecteurs :

le calcul se fait par longueur critique, ou le moment fléchissant max à mi travée.

Selon ECD4- 7.7.4 ;

Longueur critique $L_{CR} = \frac{L}{2} = 20$ metres en considérant **2 files** de Goujons.

- Résistance ultime d'un goujon à tête :

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}, P_{Rd2})$$

$$P_{Rd1} = 0.8 \times 1 \times F_u \times \frac{\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd1} = 0.8 \times 1 \times 360 \times \frac{\left(\frac{\pi 22^2}{4}\right)}{1.25}$$

$$P_{Rd1} = 87582.57 \text{ N} = 87.582 \text{ KN}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \times k \times d \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{F_{ck}}{10}\right)^{0.3} = 28960.4 \text{ MPa}$$

E_{cm} :module sécant béton.

$$\alpha = 1 \rightarrow \frac{h}{d} > 4$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \times 1 \times 1 \times (22)^2 \times \sqrt{25 \cdot 28960.4 / 1.25}$$

$$P_{Rd2} = 106821.98 \text{ N} = 106.82 \text{ KN}$$

donc ;

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 87.582 \text{ KN}$$

- Effort longitudinal à transmettre par connecteur :

$$V_{IN} = \min (A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}; 0.85 b_{eff} \cdot h_c \cdot \frac{F_{ck}}{\gamma_c})$$

$$V_{IN} = \min (23559; 8854.166)$$

$$V_{IN} = 8854.166 \text{ KN}$$

- Nombre de connecteurs par longueur critique :

$$Nf = \frac{V_{IN}}{P_{Rd}} = \frac{8854.166}{87.582} = 101.09$$

$Nf = 101$ Connecteurs / demi-longueur

Pour 100 intervalles, l'espacement est de :

$$S = \frac{L_{CR}}{(N - 1)} = 0.020 \text{ m}$$

Pour une demi-longueur, nous avons un goujons tous les **20cm**.

Chapitre 04 : Étude des équipements

4.1.Les appareils d'appuis :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable. A ce titre, on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.



Figure 4.1. Vue d'un tablier « mixte » reposant sur une pile par l'intermédiaire d'un appareil 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 d'ensemble.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en France. Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Cette valeur correspond à des dimensions en plan de l'ordre de 700 x 700 mm. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

Dans notre projet on utilisera des appareils d'appuis en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère (en général en néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de fretttes (appui semi-fixe).

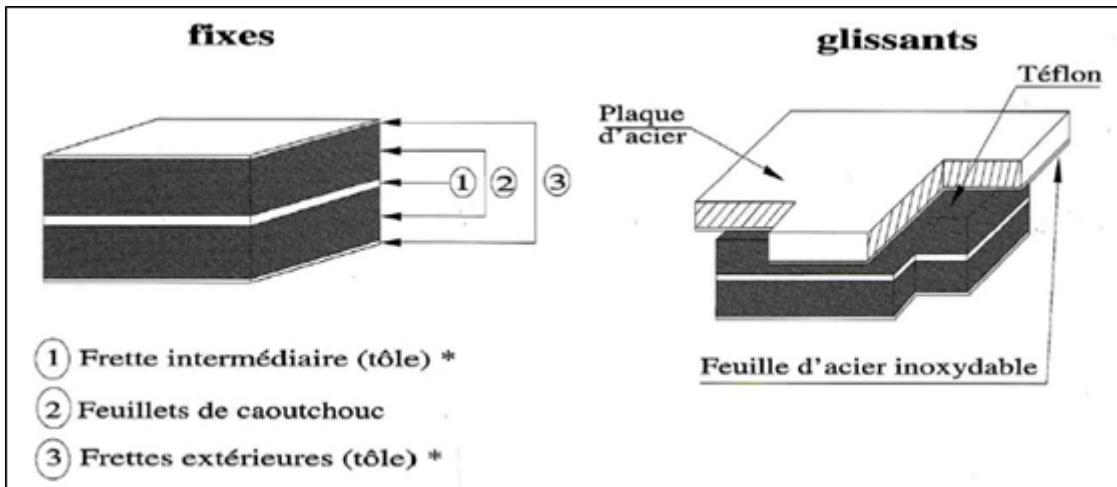


Figure 4.2. Descriptif d'un appareil d'appuis en élastomère fretté

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

n : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.

t : épaisseur d'une feuille élémentaire.

e : épaisseur d'un frette intermédiaire.

a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

- $\sigma = 150$ bars.
- Module d'élasticité: $G = 0,8$ Mpa.
- Epaisseur d'une couche d'élastomère $t = 12$ mm

4.2. Déplacement Probables :

4.2.1. Variation linéaire du tablier :

- **Retrait :**

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

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

$$\Delta L_r = \frac{100 - 60}{100} \times L \times \varepsilon_r$$

Avec :

$L_r = 40\text{m}$

$\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$ → pour une section mixte, prenant compte de la connexion de la dalle.

$$\Delta L_r = 6.4 \text{ mm}$$

▪ **Variation due à la température :**

La dilatation thermique est un phénomène engendré par une variation de température. La valeur de la dilatation est fonction de la différence de température, de la longueur caractéristique et de la nature du matériau.

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta t$$

ΔL (mm) = Dilatation due à une variation de température

α (1/K ou 1/°C) = Coefficient de dilatation thermique → $\alpha = 1.17 \times 10^{-5}$

L (mm) = Longueur caractéristique → $L = 40000 \text{ mm}$

Δt (K ou °C) = Différence de température entre la température initiale et la température finale, prise égale à $\pm 30^\circ\text{C}$

$$\Delta L = 14.04 \text{ mm}$$

▪ **Variation due au fluage :**

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

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

$$\Delta L_f = \frac{100 - 40}{100} \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times 2.5 \times L_r$$

Avec :

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

E_{ij} : module d'élastique du béton ($E_{ij} = 10734.31 \text{ MPa}$).

$$\Delta L_f = 12.13 \text{ mm}$$

La valeur de déplacement due aux variations précédentes est de :

$$\Delta L_t = 32.57 \text{ mm}$$

▪ **Effort dû à la variation linéaire du tablier :**

$$H_{VLT} = \frac{n_i \cdot G_i \cdot A_i}{T_i} \cdot \Delta_{li}$$

$$\text{Avec : } \Delta_{li} = \frac{\Delta L_t \cdot x_i}{l}$$

G_i : 1.2 MPa → module instantané

G_i : 0.9 MPa → module différé

$x_i = x_0 = \frac{L}{2}$; l'ouvrage est composé de deux travées symétriques séparés par un joint de dilatation.

$T_i = 75 \text{ mm}$

$A_i = 0.15 \text{ m}^2$ aire de l'appareil d'appui

$$\Delta_{li} = \frac{32.57 * 20}{40} = 16.08 \text{ mm}$$

Appuis	Culée 1	Culée 2	Pile
Nombre	$n= 4$	$n=4$	$n=8$
H_{VLT}	92.52 KN	92.52 KN	185.24 KN

Tableau 4.1. Résultats des efforts horizontaux dus à la variation linéaire totale

▪ **Efforts dus au freinage**

Valeur de l'effort de freinage dû à la surcharge $A(L)$:

$$A(L) = A(L) * 7 \text{ m} * 40 \text{ m} * \frac{1}{20+0.0035 S} = 128.45 \text{ KN}$$

$$FR_{A(L)} = \frac{128.45}{2} = 64.23 \text{ KN}$$

Valeur de l'effort de freinage dû à la surcharge BC :

$$FR_{A(L)} = \frac{300}{2} * \delta_{bc} = 162..3 \text{ KN}$$

▪ **Efforts normaux transmis par le tablier :**

$$\begin{cases} N_{max} = 1630.88 \text{ KN} \\ N_{min} = 1397.53 \text{ KN} \end{cases}$$

4.3.choix des appareils d'appuis :

Pour la détermination de l'aire de l'appareil d'appui, on considère les efforts normaux comme suit :

$$N_{max} = 1630.88 \text{ KN}$$

La section de l'appareil d'appuis est donnée par :

$$a \cdot b \geq \frac{N}{\sigma_{moy}}$$

Avec $\begin{cases} N : \text{réaction verticale maximale sur l'appui} = 137.6 \text{ t} \\ \sigma_{moy} : \text{contrainte moyenne de compression} = 150 \text{ bars} = 1500 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \end{cases}$

On limite généralement σ_{moy} à 150 bars.

$$a \cdot b > \frac{1630.88}{1.5} = 1087.25 \text{ cm}^2$$

D'après les dimensions disponibles, définis par le guide SETRA des Appareils d'appuis en élastomère fretté, on choisit :

$$a \cdot b = 30 \cdot 50 = 1500 \text{ cm}^2 > \frac{1630.88}{1.5} = 1087.25 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} a = 300 \text{ mm} \\ b = 500 \text{ mm} \\ t = 12 \text{ mm (fixe)} \end{cases}$$

Hauteur nette de l'élastomère T :

$$\frac{a}{10} < T < \frac{b}{5}$$

on prend ;

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

Nombre de feuillets :

$$n = \frac{T}{t} = \frac{70}{12} = 6 \text{ Feuillets}$$

Épaisseur des fretttes :

L'épaisseur des fretttes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{moy} \times a}{\sigma_e \times \beta}$$

Avec :

σ_e : limite élastique des frettés = 2150 Kg/cm² pour l'acier E24 avec $e \leq 3$ mm {SETRA Bulletin technique}

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+B) \times 2t} = 7.81$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N_{max}}{axb} = 108.72 \text{ kg/cm}^2$$

On prend $e = 3$ mm.

Donc la désignation de l'appareil d'appui est :

300×500×6 (12+3)

▪ Calcul de la raideur de l'appareil d'appuis :

D'après guide SETRA des appareils d'appuis en élastomère fretté ;

$$K_x = K_y = \frac{A G_b}{T_e}$$

Épaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2e$$

$$T_e = 6 \times 12 + 2 \times (3) = 78 \text{ mm}$$

$$K_x = K_y = \frac{0.15 \times 1600}{0,078}$$

$$K_x = K_y = 3076.92 \text{ KN/m}$$

4.3.1. Vérification des appareils d'appui :

- Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T \times H}{n \cdot G \cdot A}$$

Avec :

A : Aire de l'appareil d'appui (300 x 500) mm².

$T = 70 \text{ mm}$ (Hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis, $n = 8$ (sur pile)

$H = 1$ (Charge unitaire).

G : Module d'élasticité transversal.

$$\begin{cases} G = 0.8 \text{ MPa (statique)} \\ G = 1.6 \text{ MPa (dynamique)} \end{cases}$$

$$\triangleright U_{s1} = \frac{0.07 \times 1}{8 \times 0.8 \times 0.15} = 0.0729 \text{ m.}$$

$$\triangleright U_{s2} = \frac{0.07 \times 1}{8 \times 1.6 \times 0.15} = 0.03646 \text{ m.}$$

- **Résistance à la compression :**

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$N_{max} = 1630.88 \text{ KN.}$$

$$\sigma_m = \frac{1,6308}{0,15} = 10.87 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée.

- **Vérification au non glissement :**

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

$$H < f \times N$$

Où :

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$H = 162.3 \text{ KN}$$

N : L'effort de compression vertical.

$$N = 1630.88 \text{ KN}$$

f : Le coefficient de frottement.

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{1.398}{0.15} = 9.32 \text{ MPa}$$

$$f = 0.164$$

$$H = 162.3 \text{ KN} < 0.164 * 1630.88 \text{ KN} = 267.46 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour le séisme :

$$H_{\text{séisme}} = 87.04 \text{ KN} \text{ (résultat sur SAP2000)} < 267.46 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Limitation de la distorsion :**

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$P = \frac{P_u}{P_c} < 0,25$$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Avec :

B : Aire nominale de l'appui ($B = 0,15 \text{ m}^2$).

d: Somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur d'élastomère ($d = 0,017 \text{ m}$).

h: Hauteur total de l'appareil d'appuis ($h = 0,070 \text{ m}$).

G: Module de cisaillement ($G = 0,8 \text{ MPa}$).

S: Facteur de forme ; $S = \beta = \frac{a \cdot b}{(a+b)^2 t} = 7.81$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h} = 9.01 \text{ KN}$$

$$P_u = N_{\max} = 1.6308 \text{ MN}$$

Donc :

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.63}{9.01} = 0.181 < 0.25$$

Condition vérifiée.

4.4. Les Dés d'appuis :



Figure 4.3. Vue réelle d'un dé d'appuis dans un pont « mixte »

Les fonctions principales des dés d'appuis :

Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.

Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.

Ils permettent le renouvellement des appareils d'appuis usés.

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

$$A = a + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_s > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8 \text{ cm}$$

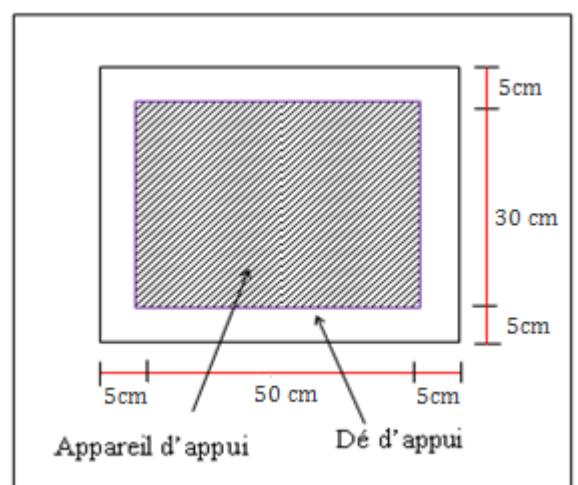


Figure 4.4. Dimensions du dé d'appui

4.5. Les joints de chaussés :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température, et pour les ouvrages en béton, au retrait et au fluage.

Il convient donc de rendre les tabliers librement dilatables en ménageant des « jeux » à chaque coupure entre deux parties ainsi qu'à une ou deux extrémités aux droit de chaque coupure, on dispose un joint de chaussée, qui peut se réduire à un simple renforcement local, dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans de meilleures conditions de confort et de sécurité.

Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

Le souffle de joint est la différence d'ouverture entre la position la plus fermée et la position la plus ouverte, est de l'ordre de $5 \cdot 10^{-4}$ à $6 \cdot 10^{-4}$ de la longueur dilatable, ce qui correspond à une variation de température d'environ 50°C .

Pour le dimensionnement des joints de chaussée l'écart caractéristique de température à prendre en compte ($T_{e,min}/T_{e,max}$) est défini à partir d'une température moyenne (ou probable), notée T_0 . En l'absence de toute spécification liée à l'ouvrage considéré, la norme NF EN 1991-1-5 suggère l'intervalle suivant de valeurs extremes de températures $T_{e,max} - T_{e,min} + 2s$ (S prise entre 10°C et 20°C). [4]

On considère dans notre ouvrage **un joint à peigne de 10 cm** de « jeux » à mi tablier (à 20m).



Figure 4.5. Joint à peigne à dents arrondis

4.6. évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée. La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier. [4]



Figure 5.5. Système d'évacuation des eaux sur un pont.

Chapitre 05 : Étude de la pile

Une pile de pont est un élément porteur vertical agissant comme un soutien intermédiaire des extrémités adjacentes de deux tabliers de pont. Les piles de ponts sont généralement conçues en caissons coulés vers le bas sur place. Ayant des hauteurs relativement grandes et leurs parties inférieures peuvent être élargie pour mieux distribuer la pression.

Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle reliée au bon sol par l'intermédiaire de fondation profonde. La pile est soumise à des charges horizontales et des charges verticales.

Dans notre projet, la pile comporte un chevêtre, un fut en caisson et une semelle qui repose sur des pieux profonds.

5.1. Caractéristiques de la pile :

Dans notre projet, la pile comporte un chevêtre, un fut en caisson et une semelle qui repose sur des pieux profonds. Voici, en dessous, ses caractéristiques géométriques :

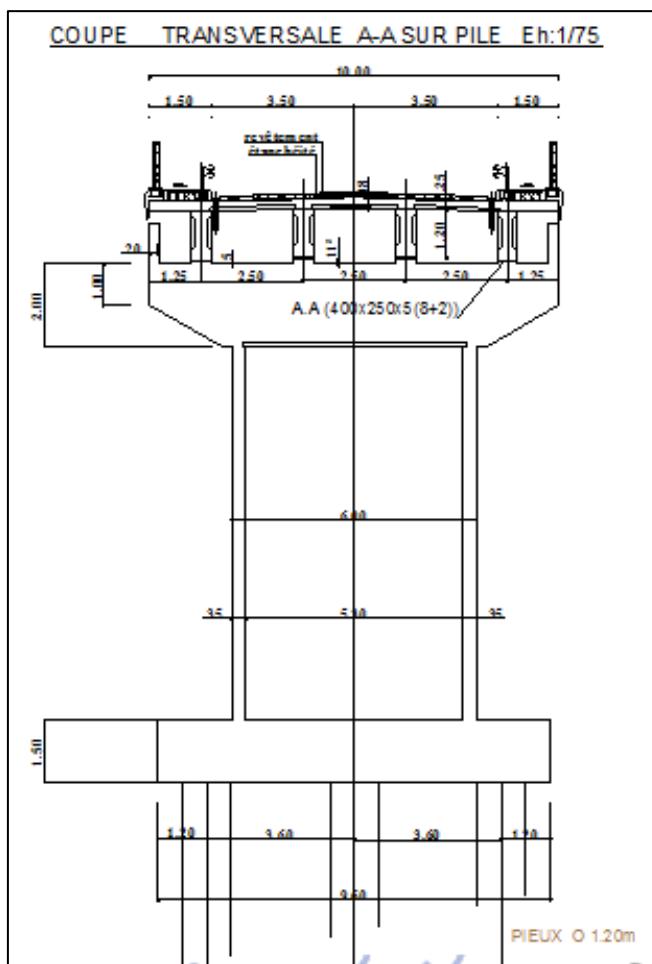


Figure 5.1. Dimensions de la pile (variante en béton armé)

5.2. Evaluation des charges :

5.2.1. Poids propre de la pile

Poids propre du chevêtre : $10 + 8 \times 2 \times 25 = 410$ KN

Poids propre du fut : $= 5.11m^2 \times 12.25 \times 25 = 1568,77$ KN

Poids propre de la semelle : $9.60 \times 6 \times 1.5 \times 25 = 2160$ KN

Poids des terres : $1 \times 20 \times (9.6 \times 6 - 12) = 912$ KN

5.2.2. Charges verticales :

Après modélisation et analyse numérique sur logiciel SAP2000, nous avons obtenus les résultats suivants :

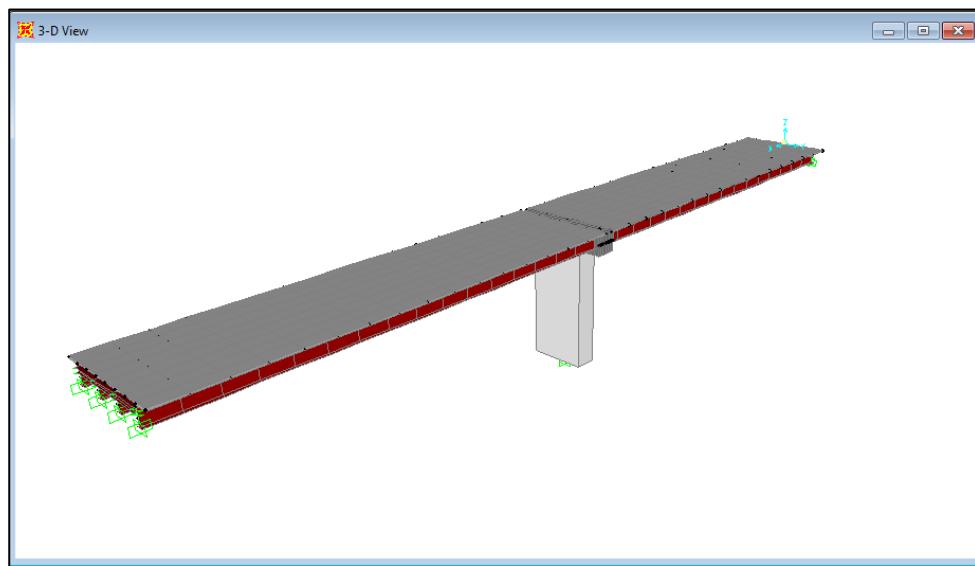


Figure 5.2. Modèle du pont avec pile sur logiciel SAP2000.

Poids propre du tablier : 4947, 61 KN

Surcharge A(l) : 2273.53 KN

Surcharge BC : 1142.35 KN

Surcharge MC120 : 1092 .01 KN

Surcharge D240 : 2067.41 KN

Surcharge D280 : 2009.89 KN

$E3 = 0.3Ex + 0.3Ey + Ez$

5.2.3.Charges horizontales :

Après modélisation et analyse numérique sur logiciel SAP2000 ;

- Composante sismique calculée selon les combinaisons suivantes ;

$$E1 = Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$$

$$E2 = 0.3Ex + Ey + 0.3Ez$$

Valeur résultante de la combinaison sismique Ex égale à= 696.32 KN

Freinage A(l) : 128.45 KN

Freinage BC : 300 KN

Variation linéaire : 185,24 KN (calculée dans le chapitre précédent)

5.3.Etude du chevêtre :

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier. Il permet également l'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre encastrée dont les dimensions sont les suivantes :

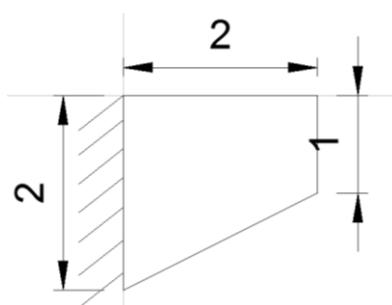


Figure 5.3. Partie en port à faux du chevêtre

5.3.1.Efforts appliqués et combinaisons d'action :

G Chevêtre = 75 KN/ml

$$G = \frac{G_{tablier}}{8} = \frac{4948}{8} = 618.5 \text{ KN}$$

$$A(L) = \frac{2274}{8} = 284.25 \text{ KN}$$

Combinaisons : A L'ELU : $1.35G + 1.6A(L)$

A L'ELS : $G + 1.2 A(L)$

$$P_{elu} = 1.35 (618.5) + 1.6 (284.25) = 1289.77 \text{ KN}$$

$$P_{els} = 618.5 + 1.2 (284.25) = 959.6 \text{ KN}$$

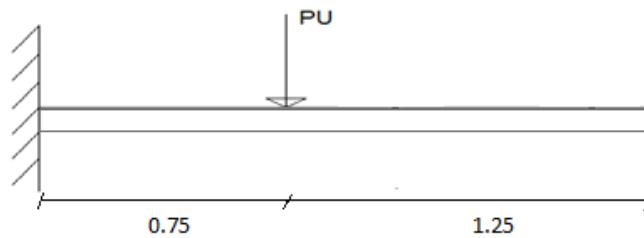


Figure 5.4. Modélisation du chevêtre

Après calcul RDM nous avons obtenus les résultats suivants

- A L'ELU : $M_{max} = 1100.33 \text{ KN.m}$

$$T_{max} = 889.60 \text{ KN}$$

- A L'ELS : $M_{max} = 852.7 \text{ KN.m}$

$$T_{max} = 683.25 \text{ KN}$$

5.3.2. Ferrailage du chevêtre :

- À l'ELU :

On a : $M_u = 1100.33 \text{ KN}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{1100.33 \times 10^{-3}}{1 \cdot (1.8)^2 \cdot 18} = 9.43 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

Avec : $\begin{cases} F_{bc} = \frac{0.85 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} \\ F_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\mu = 9.43 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392 \Leftrightarrow \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 9.43 \times 10^{-3}}) = 0.012$$

$$Z = dx(1 - 0.4x\alpha) = 1.8x(1 - 0.4x0.012) = 1.79 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\text{Le ferraillage est : } A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1100.33 \times 10^{-3}}{1.790 \times 434.78} = 14.14 \text{ cm}^2$$

Nous avons opté pour un ferraillage de **20 HA 20 = 62.60 cm²** avec un espace de **15cm**

- A L'ELS :

Il faut vérifier ces deux conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} . \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} . \end{cases}$$

Détermination de la position de l'axe neutre : $\frac{b}{2}x^2 + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0$

Nous avons comme données :

$$\begin{cases} A_{st} = 80,38 \text{ cm}^2, \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

n: coefficient d'équivalence = 15

D'après les calculs, on a obtenu la valeur de x : x=0.0875

La valeur de l'inertie I est donnée par

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{2 \times (0.087)^3}{3} + 15(62.60 \times 10^{-4})(1.8 - 0.087)^2$$

$$I = 0.276 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x = \frac{852 \times 10^{-3}}{0,276} (0,087)$$

$$\sigma_{bc} = 0.269 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée.

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15(852.7 \times 10^{-3})(1.8 - 0.087)}{0,276}$$

$$\sigma_{st} = 79.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,36 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

Ferraillage minimal exigé par le RPA pour les sections fléchies :

$$A_{min} = 0.5 \% \cdot B = 200 \text{ cm}^2 > 62.60 \text{ cm}^2$$

On opte pour la disposition suivante :

Armatures supérieures : 1ere file **20HA25**

2eme file **20HA20**

Armatures inférieurs : **8 HA20**

3 Cadres : **6HA14**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$T_u = 889.6 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \tau_u = \frac{889.6 \times 10^{-3}}{2 \times 1.8} = 0.247 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 3 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Section minimale des armatures d'effort tranchant :

$$A_t \geq \frac{Al}{16} \cdot \frac{F_{el}}{F_{et}} \cdot \frac{St \text{ (mm)}}{100}$$

Avec Al : Section d'armatures longitudinales

F_{el} ; F_{et} : résistance des aciers longitudinaux et transversaux

St : espacement minimal des armatures transversales

$$A_t \geq \frac{20000}{16} \cdot \frac{500}{500} \cdot \frac{200}{100}$$

$$A_t \geq 25 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8HA20}$$

5.4. Etude du fut :

5.4.1. Dimensions du fut :

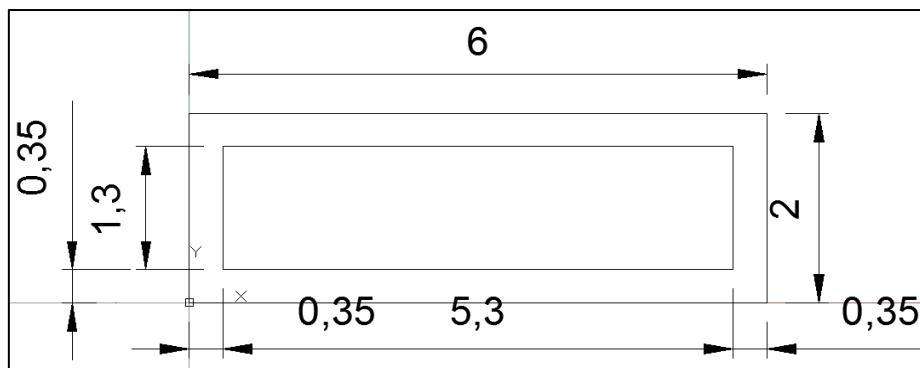


Figure 5.5. dimensions du fut

5.4.2. Efforts résultants :

Après évaluation des diverses charges agissant sur la pile, nous avons grâce à l'outil Excel pu programmer une note de calcul traitant toutes les combinaisons possibles et en résultat nous avons tous les efforts normaux, horizontaux et leurs moments. (Voir tableaux EXCEL en Annexe).

Voici, en dessous, un tableau récapitulant tous les efforts en ELU, en ELS et en EL accidentel :

	Combinaisons	Effort vertical En KN	Effort horizontal En KN	Moment En KN.m
ELU	1.35G+1.6A(I)+1.6FrA(I)+1.5Q+0.8Qvlt	18190.05	166.768	2918.44
	1.35G+1.6BC+1.6FrBc+1.5Q+0.8Qvlt	16379.65	323.568	5662.44
	1.35G+1.35MC120+0.8Qvlt	15755.85	64	1120
	1.35G+1.35D240+0.8Qvlt	17072.1	64	1120
	1.35G+1.35D280+0.8Qvlt	17076	64	1120
ACCIDENT.	G+0.2A(I)+0.4Qvlt+ SX	11033.8	728.32	1274.56
	G+0.2BC+0.4Qvlt+ SX	10807.5	728.32	12745.6
	G+0.2MC120+0.4Qvlt+ SX	10797.4	728.32	12745.6
	G+0.2D240+0.4Qvlt+ SX	10992.4	728.32	12745.6
	G+0.2D280+0.4Qvlt+ SX	10993	728.32	12745.6
ELS	G+1.2A(I)+1.2FrA(I)+Q+0.6Qvlt	13487.8	125.076	2188.83
	G+1.2BC+1.2FrBC+Q+0.6Qvlt	12130	242.676	4246.83
	G+MC120+0.6Qvlt	11671	48	840
	G+D240 +0.6Qvlt	12646	48	840
	G+D280+0.6Qvlt	12649	48	840

Tableau 5.1. Tableau récapitulatif des efforts agissant sur la pile pour chaque combinaison.

Nous avons utilisé le SOCOTEC pour vérifier le ferraillage des futs. Les résultats sont en annexe L

$$\begin{array}{ll}
 \text{ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Nu} = 18190.05 \text{ Kn} \\ \text{Mu} = 2918.44 \text{ Kn. m} \\ \text{f béton 25Mpa} \\ \text{Acier } f_e = 500 \text{ Mpa} \end{array} \right\} & \text{ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Nu} = 12130 \text{ Kn} \\ \text{Mu} = 4246.83 \text{ Kn. m} \\ \text{f béton 25Mpa} \\ \text{Acier } f_e = 500 \text{ Mpa} \end{array} \right\}
 \end{array}$$

Le règlement parasismique algérien exige pour les éléments fléchis un ferraillage compris entre **0,5% < A < 3%**

$$B = 5.11 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\% B = 255.5 \text{ cm}^2$$

Pour un espacement 15 cm nous avons pris une section d'armatures de **196 HA16** d'où une section de **394.1 cm²**

Vérification des contraintes par le SOCOTEC :

$$\begin{cases} \{\sigma_{st} = 26.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 3.01 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Les Conditions sont vérifiées

Disposition des armatures : Voir annexe F

5.5. Etude de la Semelle :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus défavorables. Les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et des surcharges.

Dans le cas des appuis de pont, les types de fondation employée varient en fonction de l'éloignement du « bon sol ».

Dans le cas de notre ouvrage, le bon sol se trouve loin, la situation efficace consiste à opter pour une fondation sur pieux nécessairement solidarisées en tête par une semelle très rigide disposée au-dessous du niveau des plus grands affouillements.

Les dimensions de la semelle sont les suivantes :

Longueur = 9.60 m

Largeur = 6 m

Profondeur = 1.5 m

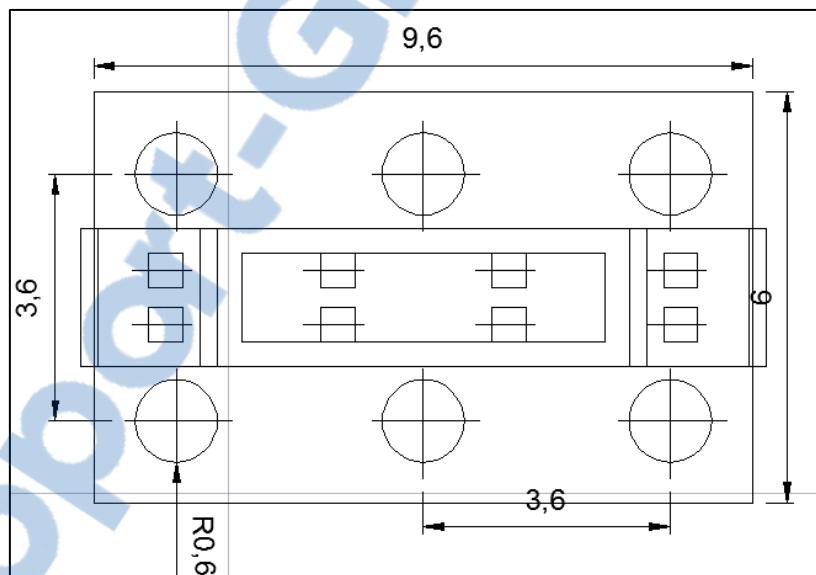


Figure 5.6. Dimensions de la semelle

- A l'ELU :

Réaction de chaque pieu :

$$\sigma = \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} N_u = 18190.05 \text{ KN} \\ M_u = 2918.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit la section d'un pieu : $S = \pi \cdot r^2$

On a 2 files de 3 pieux

$$I = 3S \times 1.8^2 + 3S + 1.8^2 = 19.44S$$

La réaction sur chaque pieu est : $R = \sigma \times S$

$$R = S \left(\frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \right) = S \left(\frac{N_u}{6 \times S} \pm \frac{M_u \cdot 1.8}{19.44 \times S} \right) \rightarrow R = \frac{N_u}{6} \pm \frac{M_u \cdot V}{19.44}$$

D'où $\begin{cases} R_1 = 3302 \text{ KN} \\ R_2 = 2701.66 \text{ KN} \end{cases}$

Calcul de l'effort de traction dans les aciers de la semelle par la méthode des bielles,

Les bielles partent de $\frac{a}{4}$

$$\frac{h - d}{1.8 - \frac{a}{4}} = \frac{R}{N'}$$

Avec : h : hauteur semelle

d : enrobage

a : largeur du fut

N' : effort de traction dans les armatures dans la semelle

$$N' = R \times \frac{1.8 - \frac{a}{4}}{h - d}$$

$$N' = 3302 \times \frac{1.8 - \frac{2}{4}}{1.5 - 0.05}$$

$N' = 2960.4 \text{ KN}$: effort de traction dans les aciers introduite par la bielle (à 1.8m)

- Ferraillage a L'ELU :

$$A_s = \frac{2960.4 \text{ KN}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{F_e}{1.15} = \frac{500 \text{ Mpa}}{1.15} = 434.75 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{2960.4 \text{ KN}}{434.75 \text{ mpa}} = \frac{301876.8 \text{ KG}}{4426.56 \text{ KG/cm}^2} = 68.19 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferraillage de 22HA20 avec un espacement de 14 cm

Armatures transversales :

$$A = \frac{A_s}{4} = 17.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA20 = 18.75 cm²

- A L'ELS :
- Mêmes étapes avec :

$$\begin{cases} \text{Nu} = 1183.32 \text{ KN} \\ \text{Mu} = 2494.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D'où $\begin{cases} R1 = 3302 \text{ KN} \\ R2 = 2701.66 \text{ KN} \end{cases}$

L'effort de traction dans la semelle a l'ELS

$$N' = 2236.53 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{2236.53 \text{ KN}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1.60 \times 2.1} \right) = 220 \text{ mpa}$$

$$A_s = \frac{2236.53 \text{ KN}}{220 \text{ mpa}} = \frac{228062.6 \text{ KG}}{2243.38 \text{ KG/cm}^2} = 101.66 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la semelle :

Pour un élément comprimé l'**RPA** exige un ferraillage minimum de **0.28% B**

Pour **1 mètre linéaire** nous avons ;

$$A_s = \frac{0.28 \times 150 \times 100}{100} = 42 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Nous disposons :

Nappe inférieure $HA 20 = 26.156 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 12cm

Nappe supérieure $HA16 = 16.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 12cm

Qui donne un total de $42.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Disposition : Voir annexe

5.6. Etude des pieux :

5.6.1. Calcul de la capacité portante de chaque pieu :

D'après les indications du FASCIULE 61 partie 5 « règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil »

- Terme de pointe :

$$q_{pu} = A \times Kp \times P_{le} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} P_{le}: \text{pression limite équivalente} \\ Kp: \text{facteur de portance selon fascicule 62-5} \\ A: \text{air du pieu} \end{cases}$$

d'après les résultats du sondage préssiométrique et pour une profondeur moyenne de 12 m

$$P_{le} = \sqrt[5]{26.79 * 24.75 * 32.90 * 77.82 * 54.47}$$

$$P_{le} = 39.192 \text{ bars} = 3.92 \text{ MPa}$$

Pour une nature de terrain marneuse nous a , d'après le tableau I page 83

VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE $Kp = 1.8$

Air du pieu = 1.13 m^2

$$q_{pu} = 1.13 * 1.8 * 3.92$$

$$q_{pu} = 7.97 \text{ MN}$$

- Terme de Frottement :

Puisque a 12m, $P_f \geq 2.5 \text{ MPa}$

$$Q_7 = Q_s = \frac{P_f + 0.4}{10} \quad (\text{courbe 7 selon fascicule 62-5})$$

A 12 m $P_f = 44.13 \text{ bar} = 4.41 \text{ MPa}$

$$Q_s = \frac{4.41 + 0.4}{10} = 0.481 \text{ MPa}$$

$$q_s = P \int Q_s * dz$$

$$q_s = Q_s * P * h$$

$$q_s = 0.481 * \pi * 1.2 * 12 = 21.86 \text{ MN}$$

$$q_{sm} = 21.86 \text{ MN}$$

Calcul de force portante :

A L'ELU :

$$Q_u = q_{pu} + q_{su} = 29.83 \text{ MN}$$

$$Q_{tu} = q_{su} = 21.86 \text{ MN}$$

$$Q_c = 0.5 q_{pu} + 0.7 q_{su}$$

$$Q_c = 0.5(7.97) + 0.7(21.86)$$

$$Q_c = 3.985 + 15.30$$

$$Q_c = 19.287 \text{ MN}$$

La réaction du pieu est de $R_p = 3302 \text{ KN} < Q_c$

$$Q_{tc} = 0.7 q_{su} = 0.7 \times 21.86$$

$$Q_{tc} = 15.30 \text{ MN}$$

A L'ELS :

$$Q_{max} = \frac{Q_c}{1.1} = 17.53 \text{ MN}$$

$$Q_{min} = \frac{Q_c}{1.4} = 10.93 \text{ MN}$$

$$Q_{min} < 2701.66 \text{ KN} < Q_{max}$$

5.6.2. Ferrailage des pieux :

Pour le calcul de l'effort et le moment en tête de chaque pieu, on a utilisé un programme élaboré sous GWBASIC :

Dans ce programme, on a utilisé certain paramètres :

- E : module de déformation du béton
- K : coefficient de rigidité du sol.
- Nombre de fils égale : 2
- Diamètre extérieur des pieux : 1,2 m
- Condition en pied : encastré
- Nombre de couches : 2 couches

Couche 1 : argiles graveleuses (épaisseur = 6 m)

Couche 2 : marne (épaisseur = 4.40 m)

Dans notre cas pour les deux couches on a 2 coefficients de rigidité K

- A L'ELU :

Les efforts introduits :

$$\begin{cases} N = 18190.05 \text{ KN} \\ M = 2918.44 \text{ KN.m} \\ T = 166.768 \text{ KN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la couche

Module de rigidité béton des pieux : 215000KN/m²

$$\begin{cases} \text{Couche 1 ; } K = 700 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Couche 2 ; } K = 1500 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Résultats :

Tassement = 1.496 mm

Rotation = 0.00007 rd

Déplacement horizontale à la base = 0.151 mm

Sollicitations au niveau de chaque pieu : voir tableau récapitulatif en dessous.

- A L'ELS :

Les efforts introduits :

$$\begin{cases} N = 13487.8 \text{ KN} \\ M = 4246.83 \text{ KN.m} \\ T = 242.676 \text{ KN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la couche

Module de rigidité béton des pieux : 108000 KN/m²

$$\begin{cases} \text{Couche 1 ; } K = 500 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Couche 2 ; } K = 1000 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Résultats :

Tassement = 1.956 mm

Rotation = 0.0002 rd

Déplacement horizontale à la base = 0.385 mm

Sollicitations au niveau de chaque pieu : voir tableau récapitulatif en dessous

- A L'ELU Accidental :

Les efforts introduits :

$$\begin{cases} N = 11033.8 \text{ KN} \\ M = 12745.6 \text{ KN.m} \\ T = 728.32 \text{ KN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la couche

Module de rigidité béton des pieux : 322000 KN/m²

$$\begin{cases} \text{Couche 1 ; } K = KN/m^2 \\ \text{Couche 2 ; } K = 1000 KN/m^2 \end{cases}$$

Résultats :

Tassement = 0.666 mm

Rotation = 0.0007 rd

Déplacement horizontale à la base = 0.155 mm

Sollicitations au niveau de chaque pieu : voir tableau récapitulatif en dessous

	ELU		ELA		ELS	
	File1	File2	File1	File2	File1	File2
N (KN)	3290.1	2773.2	2399.59	1643.7	2392.9	1650.4
M (KN.m)	21.23	21.23	27.52	27.52	39.58	39.58
T (KN)	27.7	27.78	40.43	40.43	40.4	40.43

Tableau 5.2. Tableau récapitulatif des sollicitation au niveau de chaque pieu

Le logiciel **SOCOTEC** donne une section très faible donc on prévoit un ferraillage minimal donné par le **RPOA**.

On adopte un ferraillage minimum selon **RPOA** : pour les éléments comprimés 0.8%S

$A_{min} = 0.8\% S = 90.4 \text{ cm}^2$

On opte pour **19HA25** d'où la section est de : **93.29cm²**

Disposition voir annexe.

Chapitre 06 : Étude des culées

6.1. Caractéristiques de la culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, appelée aussi appui d'extrémité. Elle peut être partiellement ou totalement enterrée, implantées en crête ou en flacon de talus.

On peut également réaliser des culées massives remblayées, à contrefort (voile) apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

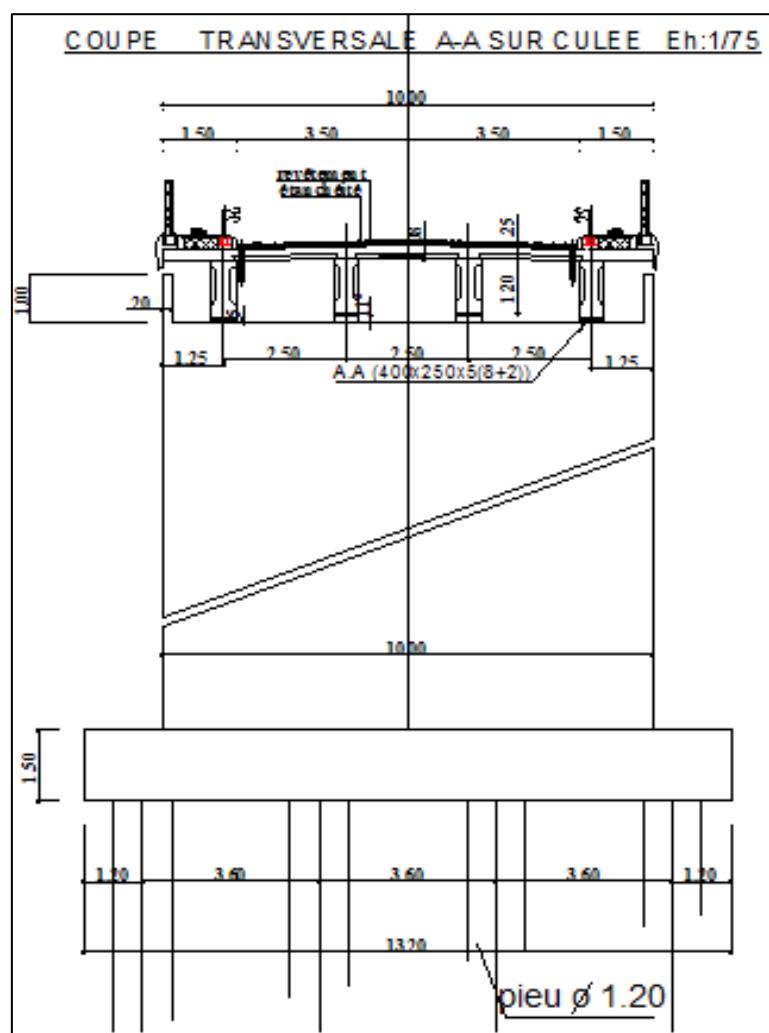


Figure 6.1. Dimensions de la culée

Notre choix s'est porté les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Les caractéristiques des éléments de la culée que nous allons calculer sont les suivantes :

- **Mur garde grève**

$$\begin{cases} \text{Hauteur} = 1.93 \text{ m} \\ \text{Largeur} = 10 \text{ m} \\ \text{épaisseur} = 0.30 \text{ m} \end{cases}$$

- **Mur de front**

$$\begin{cases} \text{Hauteur} = 5.29 \text{ m} \\ \text{Largeur} = 10 \text{ m} \\ \text{épaisseur} = 1.10 \text{ m} \end{cases}$$

- **Dalle de transition**

$$\begin{cases} \text{longeur} = 6 \text{ m} \\ \text{largeur} = 8.20 \text{ m} \\ \text{épaisseur} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Mur en retour**

$$\begin{cases} \text{hauteur} = 7.13 \text{ m} \\ \text{largeur} = 7.50 \text{ m} \\ \text{épaisseur} = 0.70 \text{ m} \end{cases}$$

- **semelle**

$$\begin{cases} \text{hauteur} = 1.50 \text{ m} \\ \text{longueur} = 13.20 \text{ m} \\ \text{largeur} = 6 \text{ m} \end{cases}$$

- **Corbeau**

$$(50 \times 50) \text{ m}^2$$

La stabilité contre le renversement et le glissement de la culée est assurée par des pieux profonds de 12 m hauteur.

6.2.Calcul des sollicitations agissant sur la culée :

6.2.1. Poids propre de la culée et moments sollicitant :

les moments engendrés par les efforts des éléments de la culée et leur bras de levier sont calculés par rapport au centre de gravité de la semelle (au centre de regroupement des pieux).

Éléments	V(KN)	d/o(m)	M/o (KN.m)
M.G.G	$1.93*10*0.30*25=144.75$	+0.05	43.43
M.D.F	$5.29*10*1.10*25=1454.75$	+0.45	654.64
Corbeau	$0.5*0.5*10*25=62.5$	-0.35	-21.875
M.E.R	$1*7.50*0.70*25=131.25$	-3.85	-505.31
	$6.13*2.90*0.70*25=311.09$	-1.55	-482.19
	$6.13*4.6*0.5*25*0.70=246.73$	-4.53	-1117.68
Semelle	$13.20*6*1.50*25=2970$	0	0

Tableau 6.1.déscente de charge de la culée

6.2.2. Sollicitations en construction avec remblai :

- **Poussée des terres :**

$$Ph=1/2*Ka*\gamma*h^2*L;$$

Avec :

Ka : Coefficient actif (de poussée) ;

γ : Poids volumique du remblai= 18KN/m³ ;

h : Hauteur de la culée h=7.22

L : Longueur du mur de front L=10 m

$$Ka=\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)=0,27 \quad \text{avec } \phi = 35^\circ$$

$$Ph=1/2*0,27 *18*(7.22)^2*10 = 1266.72 \text{ KN}$$

- **Poids des terres :**

Sur le patin avant : $P= 18*1*13.20*2= 475.2 \text{ KN}$

Sur le patin arrière : $P= 18*11.8*2.90*7.22= 4447.23 \text{ KN}$

- **Surcharge de remblai :**

La surcharge du remblai supportant une chaussée $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Majorée de 20% = 12 KN/m^2 .

- **Poussée de la surcharge**

$$P = K_a * q * h * L = 0.27 * 12 * 7.22 * 10$$

$$P = 194.94 \text{ KN}$$

- **La poussée dynamique des terres :**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad} L$$

$k_H = A = 0.12$ (coefficient d'accélération de zone groupe 2 (pont important)).

$$k_v = 0.3 \quad k_H = 0.036$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de

MONONOBE- OKABE

$$\text{Avec: } K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2} = \frac{\cos^2(26.76)}{\cos^2(8.24) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35) \sin(26.76)}{\cos(8.24) \cos(0)}} \right]^2}$$

$$= 0.35$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) = \arctan \left(\frac{0.15}{1 \pm 0.036} \right) = 8.24^\circ$$

H : La hauteur du mur ($H = 5.29 \text{ m}$).

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$).

ϕ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\phi = 35^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$).

$$F_{Dyn} = 1701 \text{ KN}$$

- **La poussée dynamique due à la surcharge :**

$$F_{ad}(q) = \frac{q H}{\cos \beta} (1 \pm k_v) K_{ad} L$$

$$F_{Dyn}(q) = 261.80 \text{ KN.}$$

Après évaluation des charges, surcharges analytiquement et via logiciel SAP200, Voici deux tableaux récapitulatifs de toutes les sollicitations verticales et horizontales agissant sur la culée :

Éléments	V(KN)	d/o(m)	M/o (KN.m)
M.G.G	$1.93*10*0.30*25=144.75$	+0.05	43.43
M.D.F	$5.29*10*1.10*25=1454.75$	+0.45	654.64
Corbeau	$0.5*0.5*10*25=62.5$	-0.35	-21.875
M.E.R	$1*7.50*0.70*25=131.25$	-3.85	-505.31
	$6.13*2.90*0.70*25=311.09$	-1.55	-482.19
	$6.13*4.6*0.5*25*0.70=246.73$	-4.53	-1117.68
Semelle	$13.20*6*1.50*25=2970$	0	0
Réaction Tablier	2474	+0.60	1484.4
Surcharge A(L)	1137	+0.60	682.2
Surcharge BC	1184.5	+0.60	710.7
Surcharge MC120	1317.88	+0.60	790.73
Surcharge D240	2009.16	+0.60	1205.5
Surcharge D280	1916.91	+0.60	1150.14
Poids terres Patin avant	475.2	+2	950.4
Poids terres Patin arrière	4447.23	-1.55	-6893.20

Tableau 6.2. Récapitulatif des sollicitations verticales

Éléments	H(KN)	d/o(m)	M/o (KN.m)
Var. linéaire Tablier	80	+5.49	439.2
Freinage A(L)	64.23	+5.49	352.62
Freinage BC	162.23	+5.49	890.64
Seisme Fx	413.574	+5.49	2270.52
Poussée terres Statique	1266.72	+2.40	3040.13
Poussée terres Dynamique	1701	+3.61	219.17
Poussée surcharge statiq.	194.94	+3.61	703.73
Poussée surcharge Dyn.	261.80	+3.61	69.24

Tableau 6.3. Récapitulatif des sollicitations horizontales

Grace à l'outil **Excel** nous avons pu traiter les sollicitations pour chaque combinaison d'action :

ELU A(L) combinaison : 1.35G +1.5Q + 1,6A(L) +0.8 Qvl

ELU BC : combinaison : 1.35G +1.5Q + 1,6BC +0.8 Qvl

ELU MC120 : combinaison : 1.35G +1.5Q + 1,35MC120 +0.8 Qvl

ELU D240 : combinaison : 1.35G +1.5Q + 1,35D240 +0.8 Qvl

ELU D280 : combinaison: 1.35G +1.5Q + 1,35D280 +0.8 Qvl

ELU accidentel A(L) : combinaison : 1.036G +0,2Q + 0,2A(L) +0.4 Qvl +SX

ELU accidentel BC : combinaison : 1.036G +0,2Q + 0,2Bc +0.4 Qvl +SX

ELU accidentel Mc120 : combinaison : 1.036G +0,2Q + 0,2Mc120 +0.4 Qvl +SX

ELU accidentel D240 : combinaison : 1.036G +0,2Q + 0,2Bc +0.4 Qvl +SX

ELU accidentel D280 : combinaison : 1.036G +0,2Q + 0,2D280 +0.4 Qvl +SX

ELS A(L) : combinaison fondamentale: G + Q + 1,2A(L) +0.6 Qvl

ELS Bc : combinaison fondamentale: G + Q + 1,2Bc +0.6 Qvl

ELS Mc120 : combinaison fondamentale: G + Q + MC120 +0.6 Qvl

ELS D240 : combinaison fondamentale: G + Q + D240 +0.6 Qvl

ELS D280 : combinaison fondamentale: G + Q + D280 +0.6 Qvl

Voir les résultats sur tableaux en annexe M

6.3. Ferraillage des différents éléments de la culée :

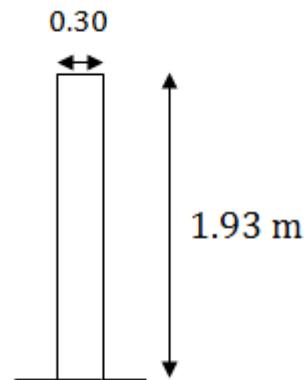
6.3.1. Ferraillage du mur garde grève :

Le mur garde grève est calculée comme une console encastrée dans le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la poussée des terres.

Poussée des terres :

$$F1 = 1/2 * K_a * \gamma * h^2 * L ;$$

$$F1 = 1/2 * 0.27 * 18 * (1.93)^2 * 10 = 90.51 \text{ KN}$$



Surcharge remblai :

$$F2 = K_a * q * h * L = 0.27 * 12 * 1.93 * 10$$

$$F2 = 62.53 \text{ KN}$$

○ Ferraillage à L'ELU fondamental :

Les sollicitations

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{F1 * l}{2} + \frac{F2 * l}{3}$$

$$Mu = 118.57 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2}$$

$$\mu_u = \frac{118.53 \times 10^{-3}}{1 * 18 * 0.27^2} = 0.09$$

$$\mu_u = 0.09 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.564 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{50000}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{118.53 \times 10^{-3}}{0.564 * 434.78} = 0.48 \text{ cm}^2.$$

○ **Ferraillage à l'ELU accidentel :**

Poussée des terres dynamique :

$$F_{ad} = 121.56 \text{ KN}$$

$$F_{ad}(q) = 83.98 \text{ KN}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times H/2 = (121.56 + 83.98) * 1.93/2$$

$$M_u = 198.35 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2} = 0.15 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0.204 \Rightarrow Z = 0.248 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = 18.39 \text{ cm}^2.$$

○ **Ferraillage minimal RPOA :**

$$A_{min} = 0.5\% * B \Rightarrow A_{min} = 0.5\% * (0.30 * 1) = 15 \text{ cm}^2;$$

On adoptera alors :

6HA20 ; Ast=18.85cm² \Rightarrow partie tendue avec un espacement de **15cm**

6HA12 ; Ast=6,79cm² \Rightarrow partie comprimée avec un espacement de **20cm**.

Armatures de répartitions :

$$Ar = 25\% * Ast \Rightarrow Ar = 0.25 * 18.39 = 4.59 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

5HA12/ml \Rightarrow Ar = 5.65cm² ; partie tendue avec un espacement de 20cm.

6.3.2. Ferraillage de la dalle de transition :

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un côté sur le corbeau et de l'autre côté sur le remblai compacté.

Poids propre de la dalle : $0.3 \times 1 \times 25 = 7.5 \text{ KN/ml.}$

Poids propre des terres : $(1.93 - 0.3) \times 1 \times 18 = 29.34 \text{ KN/ml.}$

Surcharge remblai : $1 \times 12 = 12 \text{ KN/ml.}$

Revêtement de la chaussée : $0.08 \times 1 \times 22 = 0.96 \text{ KN/ml.}$

A L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (75 + 0.96 + 29.34) + 1.5 \times 12$$

$$q_u = 69.03 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{69.03 * 6^2}{8} = 310.64 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2} = \frac{310.64}{1 * 18 * 0.27^2}$$

$\mu_u = 0.0237 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ Section à simple armature (pivot A).

c-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.343 \Rightarrow Z = 0.233 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = 30 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA 25 = 34.31 cm² avec esp = 14 cm.

Vérification à L'ELS :

$$q_s = G + Q = 7.5 + 29.34 + 12 + 0.96 = 49.8 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s * L^2}{8} = \frac{49.8 * 6^2}{8} = 224.1 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n * Asc(x-d') - n * Ast(d-x) = 0$$

$$0.5x^2 + 0.0514x - 0.0138 = 0$$

$$x = 0.1226 \text{ m}$$

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

$$I = 1.73 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma b_c = \frac{M_s * x}{I} = 2.43 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s * (d - x)}{I} = 43.84 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} . \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} . \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 8.57 \text{ cm}^2$$

On prend **5 HA 14 = 9.24 cm²**

6.3.3. Ferraillage du corbeau :

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève.

Condition d'une console courte

$$L = 50 \text{ cm} ; a = 50 \text{ cm}$$

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a; L).$$

$$d \geq \max(50; 50);$$

$d = 60 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$$\rho = \min\left(\frac{d}{a}; 4\right) = \min\left(\frac{0.5}{0.5}; 4\right) = 1$$

$$v_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{69.03 \times 6}{2} = 207,09 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{207,09}{1 \times 0,5} = 414,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min[4; 0,03x(2+\rho) \times \min(f_{c28}; 30 \text{ MPa})] = 2,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,414 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$Z = \min[0,75 \times d(1 + \rho/10); 1,2 \times a(0,8 + \rho/5)] = \min[0,4125; 0,6]$$

$$Z = 0,413 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{V_u \times L}{2} = \frac{207,09 \times 0,3}{2} = 31,06 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Le ferraillage est : } A_s = \frac{31,06 \times 10^{-3}}{0,413 \times 434,78} = 0,17 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimum d'après le R.P.O.A :

$$A_{min} = 0,5\% \times B = 0,5\%(1 \times 0,5) = 25 \text{ cm}^2;$$

On adoptera alors : $A_{min(R.P.O.A)} = 25 \text{ cm}^2$

On choisir : **9 HA 20** ; $A_{st} = 28,27 \text{ cm}^2$ avec espacement de 12cm.

Armatures de répartition

$$A_r = 25\% \times A_{st \min} \Rightarrow 25\% \times (28,27) = 7,06 \text{ cm}^2;$$

On adopte : **6HA14** ; $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$ avec espacement de 15cm.

6.3.4. Ferraillage du mur de front :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes, tel que le poids propre de la superstructure, la poussée des terres, la surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation.

	V(KN)	H(KN)
Mur garde grève	144,75	/
Corbeau	62,5	/
Mur de front	1454,75	/
Poussée des terres	/	680,01
poussée terres dynamique	/	913,23
Réaction du tablier	2474	/
poussée surcharge remblai H	/	171,39
poussée surcharge dynamique	/	230,18
V.L.T	/	80
surcharge D240	2009,20	/
Séisme	/	413,57

Tableau 6.4. Sollicitations agissantes sur le mur de front

Grace à l'outil **EXCEL**, nous avons pu traiter toutes les combinaisons : (voir annexe N)

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$h = 1.4 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d' = 0.1 \text{ h} = 0.14 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \text{ h} = 1.26 \text{ m}$$

$$N_u = 8269.02 \text{ KN.m (ELU D240)}$$

$$M_u = 2234.7 \text{ KN.m (ELU D240)}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.269$$

$$e > \frac{h}{6} = 0.23 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) \rightarrow M_a = 2234.7 \times 10^{-3} + 8296.02 \times 10^{-3} (1.26 - 0.7)$$

$$M_a = 6880.57 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b * f_{bc} * d^2}$$

$$\mu_u = 0.241 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{Section à simple armature.} \quad A_2 = 0.$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)^2$$

$$\alpha = 0.382 \Rightarrow Z = 1.067 \text{ m.}$$

$$A_1 = -9.16 \text{ cm}^2$$

Donc ; $A_1 < 0 \Rightarrow$ on prend $A_2=0$

$$S.N.F = 0,23 * b * d * (f_t/f_e) \Rightarrow S.N.F = 0,23 * 1,00 * 1.26 * (2.1/500) = 12.17 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% * B \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,5\% * (1,4 * 1\text{ml}) = 70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.:

On dispose des HA 25 avec un espacement de 12 cm

Vérification à L'ELS :

Les contraintes ont bien été vérifiées par le logiciel SOCOTEC en flexion composée.

6.3.5. Ferraillage des murs en retour :

Pour retenir latéralement les terres en tête des culées enterrées celles-ci sont munis de petits en retour suspendus ; liés au mur de garde grève.

Du point de vue mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puis que il s'agit d'une plaque encastrée sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge repartie à étudier séparément.

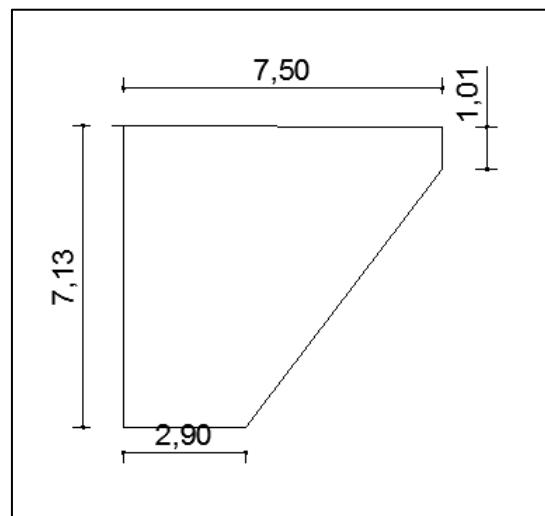


Figure 6.2. Dimensions du mur en retour

On a modélisé le mur en élément Shell via le logiciel SAP2000, la poussée des terres par « joint patterns » et « surface pressure », et la poussée de surcharge 1t/ml par « area loads-uniform shell », après analyse avec les combinaisons adéquates, les résultats des moments sont résumés sur le tableau en dessous :

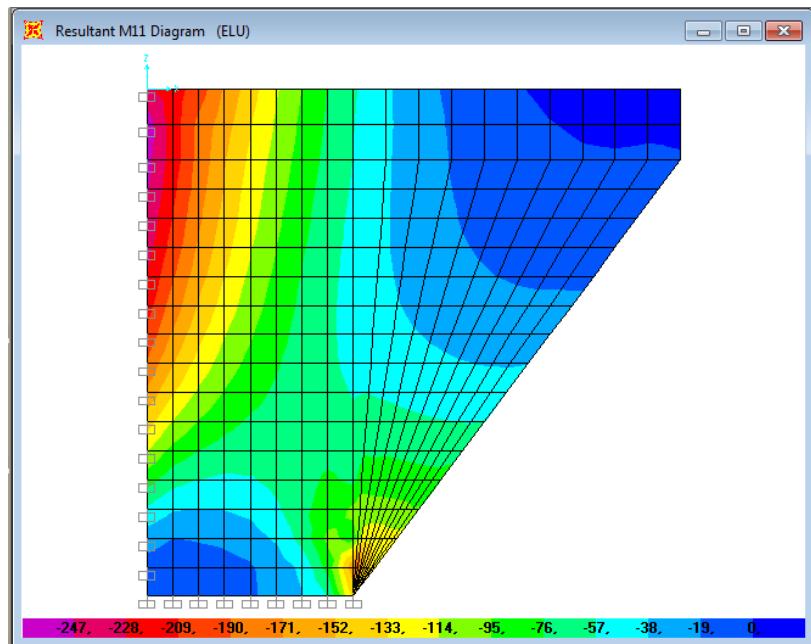


Figure 6.3. Diagramme des moments longitudinaux en ELU

Moment (KN.m)	M11 longitudinal	M22 transversal
ELU	260.00 KN.m	460.53 KN.m
ELS	259.56 KN.m	329.50 KN.m

Tableau 6.5. Résultats des moments après analyse.

Ferraillage à l'ELU :

Sens Transversal

$M_u = 460.53 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2}$$

$\mu_u = 0.064 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ Section à simple armature (pivot A).

$\alpha = 0.0827 \Rightarrow Z = 0.609 \text{ m.}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A :

$A_{min} = 0.5\% * B \Rightarrow A_{min} = 0.5\% * (70 * 100) = 35 \text{ cm}^2/\text{ml}$; la section de ferraillage Ast est faible devant Amin .on choisit comme ferraillage :

8HA25 ; $A_{st}=39,27\text{cm}^2$; avec espace de 12 cm

Sens longitudinal :

$$M_u = 260.00 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2}$$

$\mu_u = 0.036 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ Section à simple armature (pivot A).

$$\alpha = 0.0458 \Rightarrow Z = 0.618 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = 0.967 \text{ cm}^2$$

la section de ferraillage A_{st} est faible devant A_{min} on choisit comme ferraillage :

8HA25 ; $A_{st}=39,27 \text{ cm}^2$; avec espace de 12 cm

6.3.6. Ferraillage de la semelle :

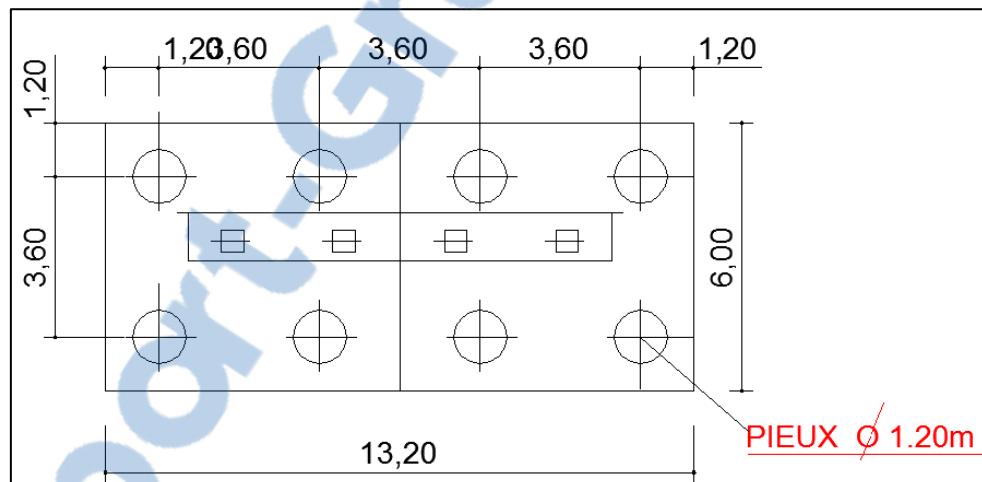


Figure 6.4. Dimensions de la semelle

Grace à l'outil EXCEL, nous avons pu calculer, les efforts agissants sur la semelle ainsi que les réactions sur chaque pieu :

(Voir tableaux en annexe M)

	ELU		ELU ACC.		ELS	
	Rmax	Rmin	Rmax	Rmin	Rmax	Rmin
Comb A(L)	2473.76	2403.47	2145.50	1223.78	1338.00	1769.47
Comb.BC	2479.92	2420.31	2154.56	1217.10	1823.80	1797.91
Comb. mc120	2509.60	2357.62	2146.64	1231.69	1863.5	1732.33
Comb.D240	2587.38	2513.16	2169.68	1243.21	1921.12	1847.5
Comb.D280	2567.99	2492.39	2166.61	1241.67	1913.43	1832.17

Tableau 6.6. Récapitulatif des réactions sur pieux selon chaque combinaison,(en KN)

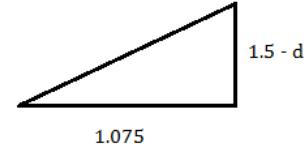
- Ferraillage a L'ELU :

$$\begin{cases} R1 = 2587.38 \text{ KN} \\ R2 = 2513.16 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de l'effort de traction dans les aciers de la semelle par la méthode des bielles,

Les bielles partent de $\frac{a}{4}$

$$N_1' = R \times \frac{1.075}{h-d}$$



Avec : h : hauteur semelle

d : enrobage = 0.05m

a : largeur du fut

N' : effort de traction dans les armatures dans la semelle

$$N_1' = R \times 0.74$$

$$N_1' = 1918.23 \text{ KN}$$

$$N_2' = R \times \frac{1.975}{h-d}$$



$$N_2' = R \times 1.36$$

$$N_2' = 3417.89 \text{ KN}$$

$$As = \frac{3417.89 \text{ KN}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{Fe}{1.15} = \frac{500 \text{ Mpa}}{1.15} = 434.75 \text{ Mpa}$$

$$As = \frac{3417.89 \text{ KN}}{434.75 \text{ mpa}} = \frac{341789 \text{ KG}}{4426.56 \text{ KG/cm}^2} = 77.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferraillage de 26HA20 avec un espacement de 12 cm

Armatures transversales :

$$A = \frac{As}{4} = 20.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 8HA20 = 25.12 cm²

- Ferraillage à L'ELS :

Mêmes étapes avec :

$$\begin{cases} R1 = 1921.12 \text{ KN} \\ R2 = 1847.50 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort de traction dans la semelle a l'ELS

$$N_1' = R \times 0.74$$

$$N_1' = 1421.63 \text{ KN}$$

$$N_2' = R \times 1.36$$

$$N_2' = 2512.6 \text{ KN}$$

$$As = \frac{2512.6 \text{ KN}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1.60 \times 2.1} \right) = 220 \text{ mpa}$$

$$As = \frac{2512.6 \text{ KN}}{220 \text{ mpa}} = \frac{251260 \text{ KG}}{2243.38 \text{ KG/cm}^2} = 111.97 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la semelle :

Pour un élément comprimé l'RPA exige un ferraillage minimum de **0.28% B**

Pour **1 mètre linéaire** nous avons ;

$$As = \frac{0.28 \times 150 \times 100}{100} = 42 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Nous disposons :

Nappe inférieure HA 20 = 26.156 cm²/ml avec un espacement de 12cm

Nappe supérieure HA16 = 16.75 cm²/ml avec un espacement de 12cm

Qui donne un total de 42.90 cm²/ml

6.3.7. Étude des pieux :

- Calcul de la capacité portante de chaque pieu :

D'après les indications du FASCIULE 61 partie 5 « règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil »

- Terme de pointe :

$$q_{pu} = A \times K_p \times P_{le} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} P_{le}: \text{pression limite équivalente} \\ K_p: \text{facteur de portance selon fascicule 62 titre 5} \\ A: \text{air du pieu} \end{cases}$$

D'après les résultats du sondage préssiométriques et pour une profondeur moyenne de 12 m

$$P_{le} = \sqrt[3]{53.40 * 57.74 * 56.38}$$

$$P_{le} = 5.58 \text{ MPa}$$

Pour une nature de terrain marneuse nous avons d'après le tableau I page 83

VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE $k_p = 1.8$

$$\text{Air du pieu} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$q_{pu} = 1.13 * 1.8 * 5.58$$

$$q_{pu} = 11.35 \text{ MN}$$

- Terme de Frottement :

Puisque à 12m, $p_l \geq 2.5 \text{ MPa}$

$$Q_7 = Q_s = \frac{p_l + 0.4}{10} \quad (\text{courbe 7 selon fascicule 62 - 5})$$

À 12 m $P_l = 5.77 \text{ MPa}$

$$Q_s = \frac{5.77 + 0.4}{10} = 0.617 \text{ MPa}$$

$$q_s = P \int Q_s * dz$$

$$q_s = Q_s * P * h$$

$$q_s = 0.617 * \pi * 1.2 * 12 = 27.89 \text{ MN}$$

$$q_{sm} = 27.89 \text{ MN}$$

Calcul de force portante :

À L'ELU :

$$Q_u = q_{pu} + q_{su} = 39.2 \text{ MN}$$

$$Q_{tu} = q_{su} = 27.89 \text{ MN}$$

$$Q_c = 0.5 q_{pu} + 0.7 q_{su}$$

$$Q_c = 0.5(11.35) + 0.7(27.89)$$

$$Q_c = 25.19 \text{ MN}$$

La réaction du pieu est de $R_p = 2587.38 \text{ KN} < Q_c$

A L'ELS :

$$Q_{tc} = 0.7 \text{ qsu} = 0.7 \times 27.89$$

$$Q_{tc} = 19.52 \text{ MN}$$

$$Q_{max} = \frac{Q_c}{1.1} = 22.90 \text{ MN}$$

$$Q_{min} = \frac{Q_c}{1.4} = 13.93 \text{ MN}$$

La réaction du pieu est de $Q_{max} < R_p = 1921.19 \text{ KN} < Q_{max}$

- **Ferraillage des pieux :**

L'effort en tête du pieu le plus sollicité est de $N=2587.38 \text{ KN}$

Le logiciel **SOCOTEC** donne une section très faible donc on prévoit un ferraillage minimal donné par le **RPOA**.

On adopte un ferraillage minimum selon **RPOA** : pour les éléments comprimés 0.8%S

$$A_{min} = 0.8\% \text{ S} = 90.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour **19HA25** d'où la section est de : **93.29cm²**

Disposition voir annexe G

Chapitre 7 : Étude comparative technico-économique

7.1. Introduction :

L'évolution de la technologie des ponts a offert à l'ingénieur plusieurs possibilités de conception des ponts à poutres. Chacune présente des avantages ainsi que des inconvénients, à savoir dans l'aspect technique et économique. Dans ce chapitre, Nous allons faire une étude managériale de deux variantes, pour la première il s'agit d'un pont à tablier en béton armé et pour la deuxième il s'agit d'un pont à tablier mixte acier-béton, et ceci pour déterminer le coût, la durée et les caractéristiques de chacune et faire une comparaison en utilisant l'analyse multicritère. Le but est de déterminer la variante optimale qui s'adapte le mieux aux conditions naturelles et fonctionnelles de l'environnement où se situe notre ouvrage.

Nous allons d'abord citer les bases de cette étude comparative.

7.1.1. Qu'est-ce qu'un projet ?

Un projet est un effort temporaire exercé dans le but de créer un produit, un service ou un résultat unique. La nature temporaire des projets implique un commencement et une fin [9].

7.1.2. Le management de projet :

Le management de projet est l'application des connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliquées dans le projet [9].

Cela consiste à planifier, organiser, suivre et maîtriser tous les aspects d'un projet de façon à atteindre les objectifs en respectant les coûts, les délais et les spécifications définis. Le projet est caractérisé par 6 paramètres :

Coûts, durés, qualité, sécurité, consistance et la fonctionnalité. D'où le fameux triangle d'or du projet.

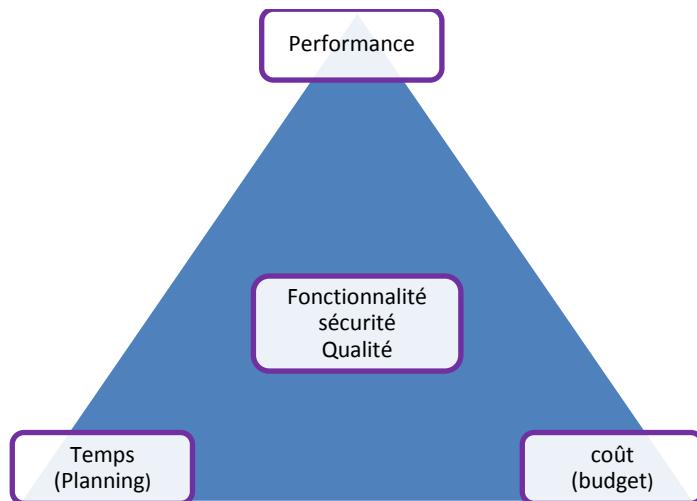


Figure 7.1. Triangle d'or du projet.

Le management doit équilibrer les demandes en qualité, coût et temps.

7.1.3. Management des délais :

Le management des délais du projet comprend les processus permettant de gérer l'achèvement du projet dans le temps voulu. Les processus de management des délais du projet sont les suivants :

- Définir les activités : C'est le processus qui consiste à identifier les actions spécifiques à entreprendre pour produire les livrables du projet.
- Organiser les activités en séquence : C'est le processus qui consiste à identifier et à documenter les relations entre les activités du projet.
- Estimer les ressources nécessaires aux activités : C'est le processus qui consiste à définir le profil des personnes et à estimer leur nombre, le type et la quantité de matériels, d'équipements ou de fournitures, nécessaires à l'accomplissement de chaque activité.
- Estimer la durée des activités : C'est le processus qui consiste à estimer le nombre de périodes de travail requises pour achever chacune des activités avec les ressources estimées.

- Élaborer l'échéancier : C'est le processus qui consiste à élaborer l'échéancier du projet à partir de l'analyse des séquences d'activités, des durées, des besoins en ressources et des contraintes de l'échéancier.
- Maîtriser l'échéancier : C'est le processus qui consiste à surveiller l'état du projet dans le but de mettre à jour les progrès effectués et de gérer les modifications affectant la référence de base de l'échéancier [9].

7.1.4. Management des coûts :

Le management des coûts du projet comprend les processus relatifs à l'estimation, à l'établissement du budget et à la maîtrise des coûts dans le but d'achever le projet en restant dans le budget approuvé. Cela consiste d'abord à calculer une approximation des ressources monétaires nécessaires à l'accomplissement des activités du projet, et à surveiller l'état du projet dans le but de mettre à jour son budget.

7.1.5. Management de la qualité de projet :

Le management de la qualité du projet comprend les processus et les activités de l'entreprise réalisatrice qui déterminent la politique qualité, les objectifs et les responsabilités en matière de qualité, afin que le projet réponde aux besoins pour lesquels il a été entrepris. Cela consiste d'abord à identifier les exigences et les normes de qualité applicables au projet et au produit pour, ensuite, mettre en œuvre le contrôle qualité et évaluer la performance et recommander les modifications nécessaire [4].

7.1.6. « WBS » d'un projet :

La WBS (Works breakdown structure) est la structure hiérarchique des tâches du projet. Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon arborescente et hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lots de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet [10].

7.1.7. Planification d'un projet :

Le terme « planification » désigne le procédé de l'identification et de la proposition des solutions ayant le potentiel de la meilleure réalisation des objectifs. Elle indique comment la situation actuelle doit se développer.

Les conditions déterminant les possibilités de la planification se composent des capacités de la structure du maître d'œuvre, les capacités de l'entreprise (capital, main d'œuvre mobilisée, engins disponibles...) et sa structure, délimitent la latitude de la planification.

7.2. Étude technico-économique des deux variantes :

7.2.1. Variante 1, Pont en béton armé :

Nous avons établis, un devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage en béton armé (variante 1) grâce à l'outil EXCEL, Rappelons que le pont comporte 4 travées de 20.0 m et pour chaque travée nous avons 4 poutres en béton armé.

Devis estimatif pour ouvrage sur le CW 102 entre SIDI OUCHAA et la RN 98. (Pont à 04 travées de 20.0 ml en béton armé)					
N °	DESIGNATION DES ARTICLES	U.M	Quan- tité	PU	Montant (DA)
1	Installation et repliement de chantier	F	1	8000000,00	8000000,00
2	Études	F	1	4 500 000,00	4500000,00
Section 01 : Terrassement					
3	Déblai en terrain meuble	M3	1480	850,00	1258000,00
4	Mise en remblais	M3	850	1500,00	1275000,00
Section 02 : Fondation sur pieux					
5	Exécution des pieux y compris toutes sujétions (prof.12m)	ML	408	85000,00	34680000,00
Section 03 : Béton - Coffrage					
6	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	M3	46	9500,00	437000,00
7	Béton en fondation RN30 y compris exécution de coffrage et toutes sujétions	M3	530	20500,00	10865000,00
8	Béton en élévation RN30 y compris exécution de coffrage et toutes sujétions	M3	515	25000,00	12875000,00
9	Béton pour poutres préfabriquées (20.0ml) en béton armé RN35 et toutes sujétions	M3	155	35 000,00	5425000,00
Section 04 : Aciers					
10	Acier Fe E500 pour infrastructure	T	105	160000,00	16800000,00
11	Acier Fe E500 pour superstructure	T	195	180000,00	35100000,00

Section 05 : Équipements					
12	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis type Freyssinet ou équivalent	U	16	120000,00	1920000,00
13	Exécution de corniches en béton y compris toutes sujétions	ML	160	12000,00	1920000,00
14	Bordures de trottoirs béton y compris toutes sujétions	ML	160	1800,00	288000,00
15	Confection et pose de dalette pour trottoirs y compris toutes sujétions	M2	160	1500,00	240000,00
16	Confection et pose de pré dalle pour houdis y compris toutes sujétions	M2	160	1400,00	224000,00
17	Fourniture et Pose de joint de chaussée	ML	30	100000,00	3000000,00
18	Chape d'étanchéité sur ouvrage	M2	800	4800,00	3840000,00
19	Feutre bitumineux	M2	800	4200,00	3360000,00
20	Fourniture et Pose de Garde-corps métallique	M1	160	15000,00	2400000,00
21	Fourniture et mise en place de descente d'eau en PVC 100 mm	ML	232	1300,00	301600,00
22	Fourniture et mise en place de Gargouille diamètre 200 y compris toutes sujétions	U	32	10500,00	336000,00
23	Exécution de peinture bitumineuse des parties enterrées	M2	768	750,00	576000,00
		Somme projet (DA)=		149620600,00	

Tableau 7.1. Devis estimatif pour la variante 1 (béton armé)

Le coût de réalisation de l'ouvrage en béton armé est de **149620600 DA**

Nous avons ensuite, établis la structure hiérarchique des tâches du projet ou « WBS », ainsi qu'un planning en diagramme de Gant, grâce à l'outil MS PROJECT.

(Voir annexe)

La durée totale de la réalisation de l'ouvrage est de **256 jours**.

7.2.2. Variante 2, pont en « mixte » acier-béton :

Nous avons établis, un devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage en « mixte » acier-béton (variante 2) grâce à l'outil EXCEL, Rappelons que le pont comporte 2 travées de 40.0 ml. Pour chaque travée nous avons 4 poutres reconstitués soudés en acier.

Devis estimatif pour ouvrage sur le CW 102 entre SIDI OUCHAA et la RN 98. Pont à 02 travées de 40.0 ml à tablier mixte acier-béton					
N°	DESIGNATION DES ARTICLES	U.M	Quantit é	PU	Montant(DA)
1	Installation et repliement de chantier	F	1	8000000,00	8000000,00
2	Études	F	1	4 500 000,00	4500000,00
	Section 01 : Terrassement				
3	Déblai en terrain meuble	M3	950	850,00	807500,00
4	Mise en remblais	M3	575	1500,00	862500,00
	Section 02 : Fondation sur pieux				
5	Exécution des pieux y compris toutes sujétions (prof.15m)	ML	264	85000,00	22440000,00
	Section 03 : Béton - Coffrage				
6	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	M3	35	9500,00	332500,00
7	Béton en fondation RN30 y compris exécution de coffrage et toutes sujétions	M3	355	20500,00	7277500,00
8	Béton en élévation RN30 y compris exécution de coffrage et toutes sujétions	M3	345	25000,00	8625000,00
	Section 04 : Charpente métallique				
9	Poutres reconstitués soudés (40,0 ml) de hauteur 1,40 m	Kg	182208	190,00	34619520,00
10	entretoises (2,50 ml) profilés laminés type HE 400 A	Kg	9301	190,00	1767190,00
11	Raidisseurs poutres principales	Kg	4890	190,00	929100,00
12	Goujons à tête soudée	Kg	485	190,00	92150,00
	Section 05 : Aciers				
13	Acier Fe E400 pour infrastructure	T	63	160000,00	10080000,00
14	Acier Fe E400 pour superstructure	T	115	180000,00	20700000,00
	Section 06 : Équipements				
15	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis type Freyssinet ou équivalent	U	8	120000,00	960000,00
16	Exécution de corniches en béton y compris toutes sujétions	ML	160	12000,00	1920000,00
17	Bordures de trottoirs béton y compris toutes sujétions	ML	160	1800,00	288000,00
18	Confection et pose de dalette pour trottoirs y compris toutes sujétions	M2	160	1500,00	240000,00
19	Confection et pose de pré dalle pour hourdis y compris toutes sujétions	M2	160	1400,00	224000,00
20	Fourniture et Pose de joint de chaussée	ML	30	100000,00	3000000,00

21	Chape d'étanchéité sur ouvrage	M2	800	4800,00	3840000,00
22	Feutre bitumineux	M2	800	4200,00	3360000,00
23	Fourniture et Pose de Garde-corps métallique	M1	160	15000,00	2400000,00
24	Fourniture et mise en place de descente d'eau en PVC 100 mm	ML	232	1300,00	301600,00
25	Fourniture et mise en place de Gargouille diamètre 200 y compris toutes sujétions	U	32	10500,00	336000,00
26	Exécution de peinture bitumineuse des parties enterrées	M2	537	750,00	402750,00
Somme projet (DA)=					
138305310,00					

Tableau 7.2. Devis estimatif pour la variante 2 (« mixte » acier-béton).

Le coût de réalisation de l'ouvrage en mixte acier-béton est de **138305310 DA**

Nous avons ensuite, établis la structure hiérarchique des tâches du projet ou « WBS », ainsi qu'un planning en diagramme de Gant, grâce à l'outil MS PROJECT.

(Voir annexe)

La durée totale de la réalisation de l'ouvrage est de **230 jours**.

7.2.3. Avantages et inconvénients de chaque variante :

À partir des résultats précédents, on peut présenter les avantages et inconvénients des deux variantes de pont.

Pour celui en béton armé, on aura :

Avantages	Inconvénients
Disponibilité des matériaux	Coût de réalisation élevé
Ne demande pas d'entretien.	Portés réduites
	Mauvaise esthétique due aux nombre d'appuis.
	Structure massive
	Poids propre relativement important
	Carbonatation du béton (corrosion des armatures)

Tableau 7.3. Avantages et inconvénients du pont en béton armé.

Pour le cas de l'ouvrage à tablier mixte acier-béton, on a :

Avantages	Inconvénients
Faible coût	Demande beaucoup d'entretien
Rapidité d'exécution	Temps de réception des matériaux relativement long dans notre pays.
Grandes portées	
Structure légère	
Meilleure esthétique	
Facilité de réalisation des ponts courbés ou à grande portée	
Hauteur de poutre variable	

Tableau 7.4. Avantages et inconvénients du pont à tablier mixte acier-béton

7.3. Analyse multicritère :

Pour cette analyse, nous résumerons notre étude comparative des variantes en cinq points importants : coût, délai, exécution, entretien, esthétique

Critère	Coefficient	Pont en béton armé	Pont « mixte » acier-béton
Économie	5	3 (149.620.600 DA)	5 (138.305.310 DA)
Délai	4	4 (256jours)	5(230jours)
Exécution	3	4	5
Entretien	2	5	3
Esthétique	1	4	5
		57	71

Tableau 7.3. Résultats de l'analyse multicritère.

Échelle	5	4	3	2	1
Mention	Excellent	Très bonne	Bonne	Moyenne	Pas bonne

Tableau 7.4. Échelle de l'analyse multicritère.

7.4. Critère de choix de la variante :

La présentation du choix de la solution optimale fait appel à l'esprit de synthèse et de compétence en communication afin de rendre évident le choix pour les décideurs. On privilégiera les représentations en mode graphique notamment au moyen de graphe

Radar dont les branches représenteront les critères de choix avec une échelle de graduation adaptée. La plus grande surface couverte par l'une des solutions étant celle à privilégier.

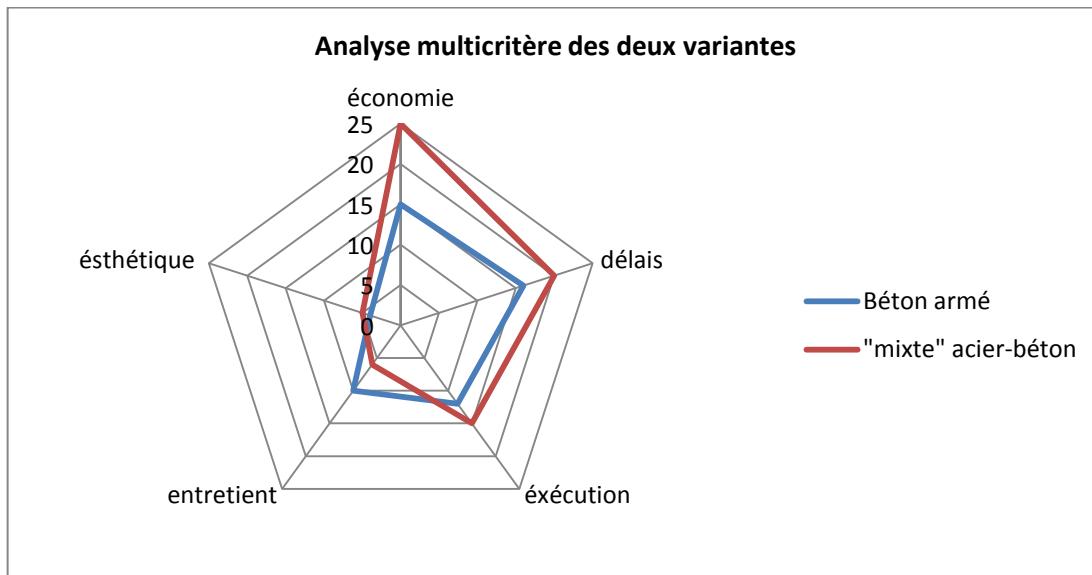


Figure 7.2. Présentation de la variante optimale par le graphique « radar ».

Conclusion :

Après l'étude comparative technico-économique des deux variantes ainsi que l'analyse multicritère de ces deux projets, on conclue que :

Pour la première variante, les points positifs sont : le pont en béton armé ne nécessite presque pas d'entretien et les matériaux de construction sont généralement disponibles localement. Par contre, le coût, l'exécution et l'esthétique sont considérés comme points négatifs, car d'abord le procédé n'est pas rentable si le nombre de poutres et d'appuis est important et l'exécution nécessite certaines opérations comme le coulage des entretoises qui s'avèrent délicates de plus que les poutres sont relativement difficile à manutentionner vu leur poids élevé. Leur esthétique n'est pas intéressante et ceci est dû au nombre d'appuis intermédiaires qui supportent le tablier.

Pour la deuxième variante, les points favorables sont : le coût, la durée de réalisation, l'esthétique et l'exécution. Effectivement, la réduction des nombres de travées et des nombres d'appuis intermédiaires allège le temps d'exécution et l'enveloppe financière allouée au projet. Les poutres en acier offrent une meilleure esthétique à l'ouvrage. Du point de vue de l'exécution, les poutres métalliques sont réalisés en atelier, leur assemblage sur chantier est

plus rapide et aussi légères et donc plus faciles à manutentionner. Certains points sensibles pour cette variante peuvent être cités tel que l'entretien des poutres métalliques qui doit être périodique et contrôlé rigoureusement. En effet les poutres en acier demandent beaucoup d'entretien car elles ont tendances à se rouiller rapidement, donc elles nécessitent de la peinture anti rouille chaque 2 ans pour le site de notre ouvrage qui est proche de la mer.

Enfin, le choix optimal s'est porté sur la deuxième variante, le pont à tablier mixte acier-béton, car elle répond à la majorité des critères considérés.

Conclusion générale :

L'ingénierie des ponts est probablement la plus étendue des domaines techniques puisqu'elle englobe plusieurs connaissances et techniques dont : le béton armé, la construction métallique, la géotechnique, l'analyse des structures, le management de la construction. Ce travail nous a permis de savoir maîtriser la conception, l'étude et le dimensionnement d'un pont et de connaître les différentes étapes de réalisation de ce dernier. Il nous a permis aussi de savoir planifier un projet de réalisation d'un pont, de calculer son coût et d'acquérir des connaissances sur les logiciels comme le SAP2000, Autocad et MS Project.

On conclut, d'après l'étude accomplie, que les sections du pont résistent aux différentes sollicitations à savoir les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les actions accidentelles de type sismiques tout en respectant les exigences normalisées tel que les règlements des codes de la conception des ponts (règlement parasismique Algérien RPOA99, fascicules SETRA, Eurocode 2 et Eurocode 3).

Après l'étude comparative technico-économique entre les deux variantes ; ainsi que l'analyse multicritère des deux projets, le choix de la variante optimale a été fait avec des considérations aussi bien d'ordre technique, économique et fonctionnelle. Nous avons opté pour un pont à tablier mixte acier-béton au détriment de celui en béton armé, d'abord en priorité par son coût relativement réduit ainsi que par le délai d'exécution moindre que par sa facilité de mise en œuvre.

On retiendra que pour la 1^{ère} variante, le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de 256 jours et le coût global du projet peut être évalué à 151540600,00 DA. On retiendra aussi que pour le deuxième variante le délai prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est de 230 jours et le coût global du projet peut être évalué à 139265310,00 DA. Et il est évident, numériquement, que la deuxième variante est préférable.

Enfin, la réflexion est de dire que le rôle de l'ingénieur en génie civil n'est pas seulement le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage, il se doit de proposer des solutions raisonnables, économiques et efficaces sur terrain.

Références Bibliographiques :

[1] : DUCOUT, Jean-Pierre. Ponts métalliques-conception générale. Construction/travaux publics, Techniques de l'ingénieur. 1997.

[2] : SIEFERT, Yannick. L'entretoisement des ponts mixtes ferroviaires. INSA de Lyon, Thèse en génie civil.2004.

[3] : MUZEAU, Jean-Pierre. Construction mixte/ponts mixtes. Les cahiers de l'APK.

[4] : Ministère des travaux publics. Document technique réglementaire D.T.R Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Algérie. 2008.

[5] : CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES, applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement. FASCICULE N° 61 Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art. Titre II – Programmes de charges et épreuves des ponts route.

[6] : AFNOR. Norme française ENV 1994-2. Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application nationale. Partie 2 : Ponts mixtes. 2000.

[7] : AFNOR Norme française ENV 1993-1-5. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale. Partie 1-5 : Règles générales -Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan.

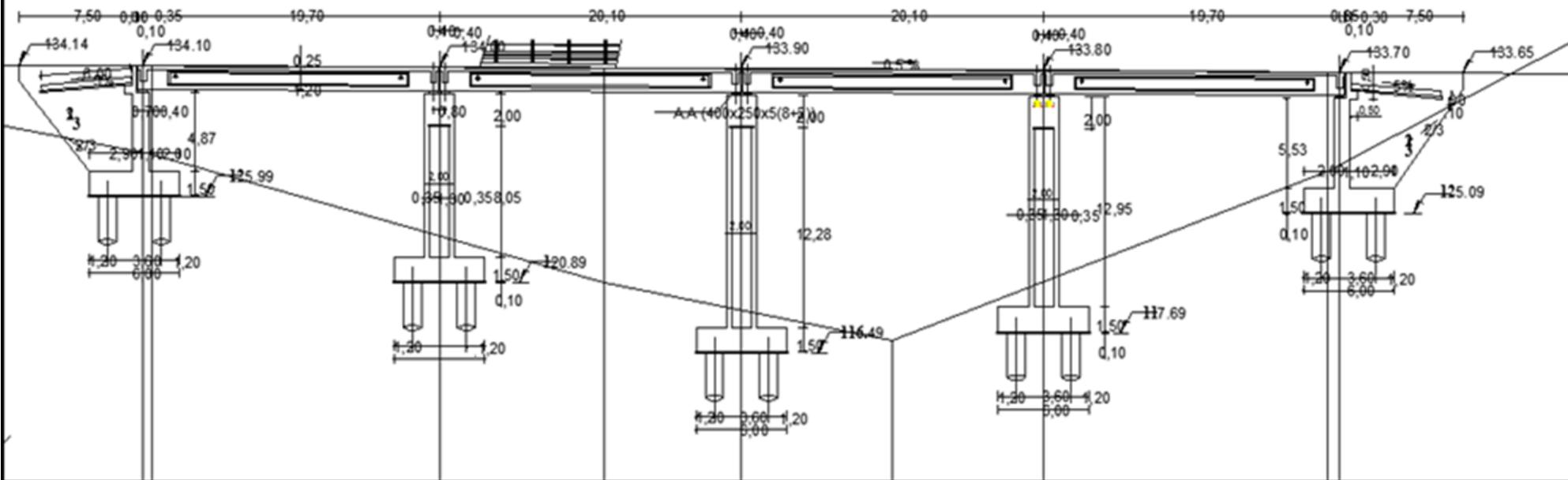
[8] : CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES, applicables aux marchés de travaux publics. FASCICULE N° 61, titre V, Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art.

[9] : Project Management Institute. Guide du corpus des connaissances en management de projet (Guide PMBOK). Quatrième édition. USA. 2008. ISBN : 978-1-933890-65-4.

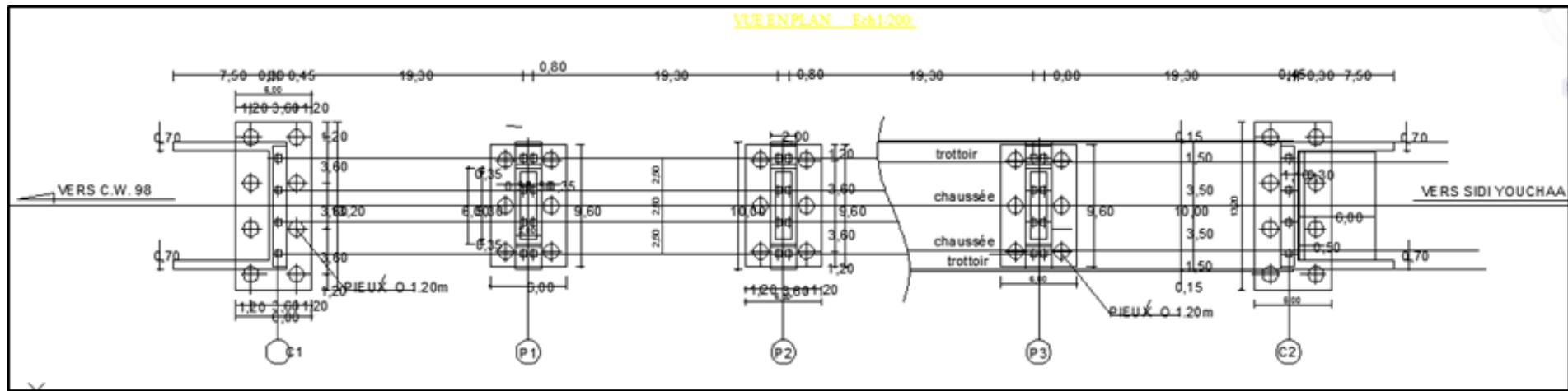
[10] : CHEIKH, BENAZZOUZ. Étude technico-économique d'un projet de pont sur Oued Tlata Nedroma wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil. 2015.

VERS C.W. 98

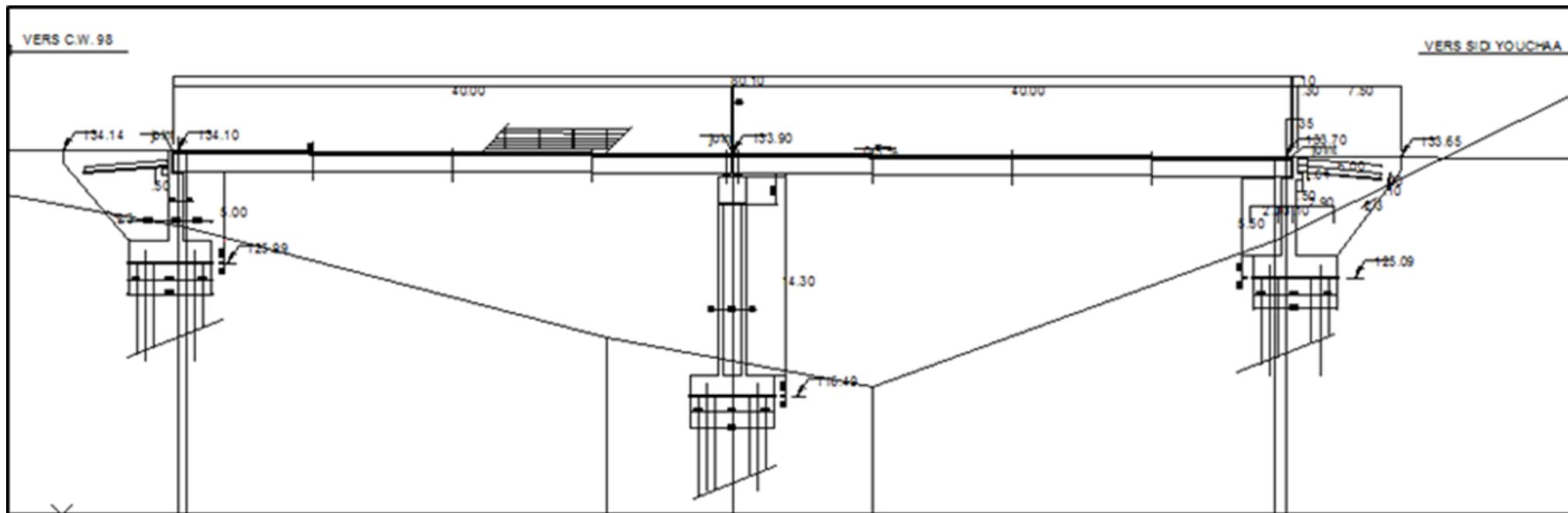
VERS SIDI YOUCHAA



VUE ENPLAN Ech1/200



COUPE LONGITUDINALE ECH 1/200



VUE EN PLAN

ECH : 1/200

VERS C.W. 98

VERS SIDI YOUSCHAA

61

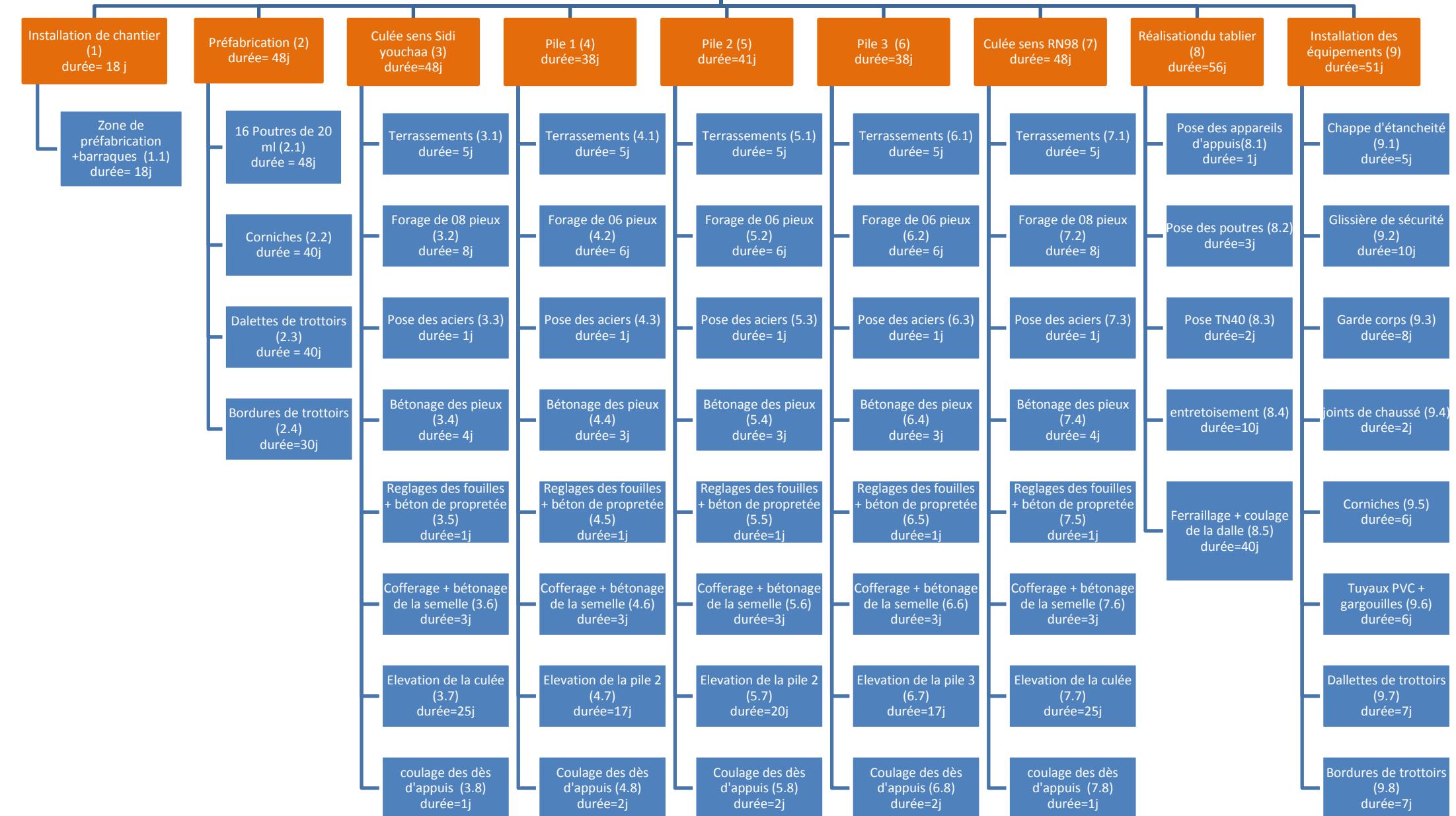
1

6

更多資訊

WBS de la variante 1 (04 travées en béton armé)

ouvrage sur le CW 102 entre SIDI OUCHAA et la RN 98 (Pont à 04 travées de 20.0 ml en béton armé)



WBS de la variante 2 (02 travées en mixte acier-béton)

ouvrage sur le CW 102 entre SIDI OUCHAA et la RN 98

(Pont à 02 travées de 40.0 ml mixte acier-béton)

