

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Travaux publics

Spécialité : Voies et ouvrages d'art

Par : Mumiriki Mark Eminent & Kisolo Emmanuel

Sujet

**Etude technique et managériale de l'Ouvrage d'Art 01 au pk
226 +306,013 du projet de la mise à voie normale de
Mecheria Béchar de Naama**

Soutenu le 30/07/21, devant le jury composé de :

**Mr. BENAMAR . A
Mr BABA AHMED CI
Mr. HAMZAOUI. F
Mr. MAACHOU OMAR**

**Président
Examineur
Encadreur
Encadreur**

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Tout Puissant de nous avoir donné, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

La santé, le courage, la chance d'étudier et de terminer ce cycle de master.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement nos encadreurs Messieurs HAMZAOUI.F et MAACHOU OMAR, qui ont contribué et ont assuré la direction de ce travail, par leur soutien, leurs orientations et leur patience tout au long de la réalisation de ce mémoire.

*Nous souhaitons à exprimer notre gratitude aux membres du jury Mr. BENAMAR.A et Mr. BABA AHMED CI pour
L'intérêt qu'ils porteront à ce travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.*

Nous tenons à exprimer notre sincère gratitude à Mr Senoussi Mohamed pour son aide immense en sacrifiant son temps.

Nous remercions les ingénieurs de la SEROR en particulier Mr. CHIALI de nous' avoir aidé à réaliser ce travail.

A madame Benmasour N pour son soutien et à tous les enseignants du département de génie civil de l'Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen qui ont partagé leurs connaissances durant notre formation.

.

DEDICATION

The race is not to the swift or the battle to the strong, nor does food come to the wise or wealth to the brilliant or favor to the learned, but time and chance happen to them all. It has never been easy but for the strength that God gave me and the protection during my long stay in Algeria I dedicate all this work to him.

MUMIRIKI MARK EMINENT

DEDICATION

“Life is like a race on a highway, everyone has a destination, overtaking is permitted, the choice to understand this, lies in our hands”. As I run this race, I dedicate all the works of my hands to the almighty God who has strengthened me and protected me during my stay in Algeria, I dedicate this modest work to my parents and to my brothers and sisters who have always been there to advise and correct me when in wrong and to all my friends that have always challenged me and encouraged me to strive harder.

KISOLO EMMANUEL

Résumé :

Ce mémoire porte sur les études techniques et managériale d'un pont à 5 poutres en béton armé d'une seule travée de 15m de long sur 12m de large dont le site se situe au niveau de Mecheria, dans la partie sud de Mecheria. L'ouvrage est constitué d'un tablier en béton armé composé d'une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur.

Le tablier est posé sur deux culées remblayées par l'intermédiaire des appareils d'appui en élastomère fretté. Les charges et surcharges routières agissant sur le tablier seront transmises au sol par les fondations superficielles.

Le dimensionnement du pont a été fait tout en suivant les règlements. Pour avoir les différentes sollicitations, le tablier est modélisé par le logiciel SAP2000.

Mots clés : béton armé, modélisation,

Abstract:

This thesis deals with the technical and management studies of a 5-girder reinforced concrete bridge of 15m length by 12m width, the site of which is located in the southern part of Mecheria. The structure consists of reinforced concrete deck composed of a reinforced concrete slab 25cm thick.

The deck is placed on two backfilled abutments by means of hooped elastomer bearings. The road loads and overloads acting on the deck will be transmitted to the ground by the superficial foundations.

The dimensioning of the bridge was made while following the regulations.

In order to have the different stresses, the deck analysis is done by SAP2000 software.

Keywords : reinforced concret, Analysis,

SOMMAIRE

Remerciements	I
DEDICATION	II
DEDICATION	II
Résumé :	III
Abstract:	III
Liste des tableaux	VII
Liste des figures	VIII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE PROJET	2
1.1 Introduction	2
1.2. Présentation générale de l'ouvrage	2
1.3 Données Géotechniques	3
1.3.1 Résultats des sondages carottés	4
1.3.2 Lithologie	4
1.3.3 Résultats des essais au pénétromètre dynamique	5
1.4 Fondations de l'ouvrage	6
1.5 Données relatives à la voie portée	6
1.5.1 Trace en plan :	6
1.5.2 Profil en long :	6
1.5.3 Profil en travers :	6
1.6 Recueil des données naturelles	7
1.6.1 Topographie	7
1.7 Données relatives à l'obstacle franchi	7
1.8 Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers	7
1.9 Ouvertures des ouvrages routiers	7
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES	11
2. Prédimensionnement du tablier	11
2.1. Largeur du tablier	11
2.2. Longueur des travées	11

2.3. Prédimensionnement des poutres	11
2.3.1. Caractéristique géométrique des sections	12
2.4- Etude des charges et surcharges	12
2.4.1- Charges permanentes (CP)	13
2.4.2- Les charges routières	13
2.4.3- Descente des Charges : descente de charges des éléments porteurs	14
CHAPITRE 3 : MODELISATION ET SOLlicitATIONS	24
3.1. Introduction :	24
3.2. Présentation du logiciel :	24
3.3. Modélisation du tablier :	25
3.3.1. Les étapes de modélisation :	25
3.3.2. Définition des charges et leurs combinaisons :	31
3.4. Résultats de calculs obtenus par SAP2000 :	33
CHAPITRE 4 : ETUDE DES POUTRES	43
4- Etude des poutres	43
4.1.1- Ferrailage des poutres	43
$\sigma_{stadm} = 201.633 \text{ Mpa}$	45
4.1.2- Calcul des armatures transversales	45
CHAPITRE 5 : ETUDE DE L'HOURLDIS	48
Introduction	48
5.1- caractéristiques géométriques	48
5.2- Etude de la flexion longitudinale	48
5.3 Ferrailage de l'Hourdis	49
5.4 Vérification au poinçonnement	55
5.5- Calcul de la prédalle	56
CHAPITRE 6 : ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS	58
6.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui	60
6.2. Dimensions en plan	60
6.2.1 Hauteur nette de l'élastomère	60
6.2.2 Epaisseur des frettes	60
6-2-3- Vérification de l'appareil d'appui	61
6.3 Répartition des efforts sur les appareils d'appuis	61
6.3.1 Répartition des efforts horizontaux	61
6.3.2 Variation linéaire du tablier	62
6.3.3 Evaluation du point fixe	64

6.3.4 Efforts horizontaux dans les appuis	65
6.3.4.1 Variation linéaire du tablier.....	65
6.3.5 Vérification des appareils d'appuis	67
6.3.5.1 Variation linéaire du tablier.....	67
6-4-Calcul des Joints	72
6-4-1 Calcul des joints	73
CHAPITRE 7: ETUDE DE LA CULEE.....	75
7.1. Pré dimensionnement des éléments de la culée	75
7.1.2-Vérification de la stabilité de la culée	79
7.1.3-Descente des charges de la culée	79
7.3 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée	84
7.3.1 Mur garde grève (M.G.G)	84
7.4.1 La dalle de transition	86
7.4.2 Corbeau	89
7.4.3 Mur de front.....	91
7.4.4 Mur en retour.....	94
7-4-5 Etude de la Semelle.....	100
7-5-Assainissement de l'Ouvrage.....	103
7-5-1 Evacuation des eaux de la Culée.....	103
CHAPITRE 8 : ETUDE MANAGERIALE	104
8.1-Introduction	104
8.2. Cycle de vie du projet.....	104
8.3-Les protagonistes de ce projet.....	105
8.4 Les contraintes du projet.....	107
8.5- Le WBS (work breakdown structure):	108
8.6-L'ordonnancement.....	110
8.6.1-Les ressources	113
8.6.2- Méthodes d'estimation des coûts.....	115
8.7. Conclusion :	117
Conclusion générale :	118
Références bibliographiques :	119

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des tableaux

Tableau 1.1 résultats des essais de pénétrations dynamiques	5
Tableau 2.1: Détermination de a_1	16
Tableau 2.2: Détermination de v_0	16
Tableau 2.3 : Charge A (L) par voie.....	17
Tableau 2.4 : Détermination du coefficient bc.....	17
Tableau 2.6. Charge (b_c) par essieu.....	18
Tableau 3.1 : Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchants des différentes combinaisons des charges et surcharges	33
Tableau 3.2: Diagramme des moments fléchissant sous ELU3 (cas le plus défavorable).....	37
Tableau 3.3- Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELS (KN.m).....	38
Tableau 3.4- Diagrammes des efforts tranchants sous ELU3 (cas le plus défavorable).....	39
Tableau 3.5- Diagrammes des efforts tranchants sous ELS3 (cas le plus défavorable)	39
Tableau 3.6- Moments fléchissant de la dalle sous différentes combinaisons.....	40
Tableau 3.7- Efforts tranchant de la dalle sous différentes combinaisons	42
Tab4.1.1.les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants.....	43
Tab.5.1 les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par SAP2000)	48
Tab.5.2 les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par SAP2000).....	49
Tab.5-2 : Tableau récapitulatif pour le ferrailage de l'hourdis.....	54
Tab 6-1 : La rigidité de l'appui « i » et le déplacement du point d'abscisse Xi.....	65
Tab 6-2 : les valeurs des efforts $H_{V_{LT}}$	66
Tableau 6.3 : répartition de la force de freinage.....	66
Tableau 6.4 : Variation linéaire du tablier	67
Tableau 6.5 : Variation linéaire +freinage	68
Tableau 6.6 : Variation linéaire + freinage + séisme	69
Tableau 6-7 : Vérification sous charges horizontales.....	71
Tableau 6-8: calcul de $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i}$	71
Tableau 6-9 : calcul de $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i} + \frac{\tau_{HS}}{2G_i}$	71
Tableau 7.1 : La descente de charge de la culée	79
Tableau 7.2 : Calcul en construction avec remblai.....	81
Tableau 7.3 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L. U.....	82
Tableau 7.4 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L. S	83
Tableau 7.5 : Les efforts sollicitant la culée à la combinaison	84
Tableau 7.6 : les contraintes agissant sur le mur garde grève.....	85
Tableau 7.7 : les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U	91
Tableau 7.8 : les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S	92
Tableau 7.9 : Les contraintes agissant le long du mur	96
Tableau 8.1 : Estimation des coûts.....	116

Liste des figures

Figure 1.1: plan de situation du pont (Google maps).....	2
Figure 1.2 : vue en plan et de dessus	3
Fig. 1.3 Coupe géologique de SN1 Fig. 1.4 Coupe géologique de SN2	4
Fig.2.1 : Inclinaison du talon.....	11
Fig.2.3 : section d'about (A-A) et médiane (B-B).....	12
Figure 2.4: Les dimensions du système Bt	19
Figure 2.5 : Disposition du système B _r	19
Figure 2.6 : Charge militaire (Mc120).....	20
Fig 2.7 : Disposition de D240 en plan	21
Figure 3.2 : Bridge wizard.....	26
Figure 3.3: Deck section type	27
Figure 3.4: Bridge section data.....	28
Figure 3.5 : Define bridge diaphragm.....	29
Figure 3.6 : Bridge Object.....	29
Figure 3.7 : modèle de tablier en 3D.....	30
Figure 3.8 : Define load patterns.....	31
Figure 3.9: Define load cases.....	32
Figure 3.11 : Moment max MC120.....	34
Figure 3.12 Moment max D280.....	34
Figure 3.13 Cas de chargement BC.....	35
Figure 3.14 Diagramme des moments fléchissant sous ELS3 (cas le plus défavorable)	36
Fig 3.15 Diagramme des moments fléchissant sous ELU3 (cas le plus défavorable)	37
Figure 3.16. Diagramme de l'effort tranchant dû à la surcharge A(L) à l'ELU.....	37
Figure 3.17: le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle(KN.m)	41
Fig 3.18 le diagramme des moments fléchissant transversal de la dalle(KN.m).....	42
Fig3.19 Efforts tranchants de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable) (KN)	43
Fig.4.1 : poutre +dalle.....	43
Figure 5-1 : La transmission de la charge « Br ».....	56
Figure 5.2 : la prédalle	56
Fig.6.1. Appareil d'appui.....	59
Figure 6.2 : Schéma d'un appareil d'appui fretté.....	59
Figure 6.3 : Joint de chaussée.....	73
Figure 7.1 : Dimensionnement du mur de front Avec :	76
Figure 7.2 : dimensionnement de la culée	79
Figure 7.3 : Les efforts agissant sur le mur garde grève.....	85
Figure 7.4 : dalle de transition	87
Figure 7.5 : Le corbeau	89
Figure 7.6 : Mur en retour	95
Figure 7.7: Les efforts agissant sur partie 1 de M.R.....	96
Figure 7.8 : Les efforts agissants sur partie 2 de M.R.....	97
Figure 7.10 : Les efforts agissant sur partie 3 de M.R	99
Figure 7.11: La Semelle de la culée	102
Figure 8.1 cycle de vie du projet	105
Figure 8.2 les protagonistes du projet	106
Fig. 8. 3. Triangle d'or	107

Figure 8.4 WBS de l'OA.....	109
Figure 8.5 : représentation des tâches (Gantt)	110
.....	111
Figure 8.6 : représentation des tâches (Gantt)	111
Fig.8.7 les dépendances.....	112
Figure 8.8 : représentation des ressources	114
Figure 8.9 : représentation des ressources	115

INTRODUCTION GENERALE

Le pont est considéré comme l'un des infrastructures les plus importantes pour le développement socio-économique d'un pays.

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

La conception d'un pont doit obéir à un bon nombre d'exigences ; outre son pouvoir d'assurer des services d'usagers, doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

Chaque projet doit respecter le coût et délais prévu et donc nécessite une bonne gestion.

De ce fait, l'objectif de notre étude est de faire une étude technique de l'ouvrage en utilisant une deuxième variante (le béton armé) qui remplace le pont mixte qui a été proposé et réalisé par la SEROR pour permettre le franchissement en passage supérieur de la déviation de la RN06 de la wilaya de Naama, les vérifications des différents éléments du pont, la modélisation et par suite une étude managériale pour avoir une approche réelle du pont tout en respectant le délai et le coût. Actuellement on a un pont jumeau mais dans notre étude on va considérer un seul pont afin de faciliter l'étude.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE PROJET

1.1 Introduction

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

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

1.2. Présentation générale de l'ouvrage

L'ouvrage d'art permettra le franchissement en passage supérieur de la déviation de la RN 06 au-dessus de la nouvelle ligne ferroviaire à voie normale projetée entre MECHERIA et BECHAR au PK(cf.) :12+450. Long de 15m, composé d'une seule travée de 15m.



Figure 1.1: plan de situation du pont (Google maps)

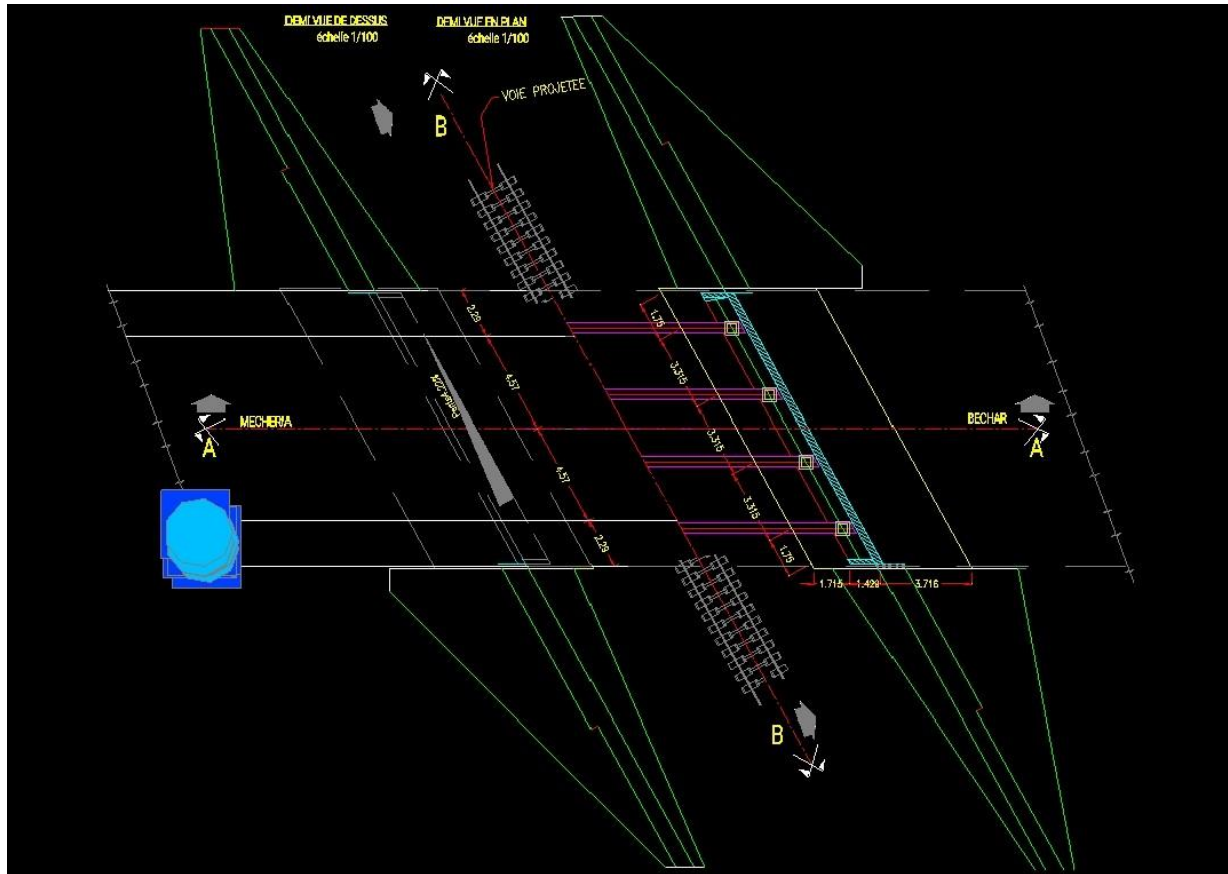


Figure 1-2vue en plan et de dessus

Figure 1.2 : vue en plan et de dessus

La travée est constituée de 5 poutres équidistantes de 2,5m. La largeur du pont est de 12m repartit comme suite :

- ❖ Largeur roulable de $4 \times 2 = 8\text{m}$
- ❖ Trottoirs (2) = $2 \times 1,5 = 3\text{m}$
- ❖ Bordures (2) = 1m

Le tablier repose sur deux culées en béton armé.

1.3 Données Géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le (ou les) niveau(x) possible(s) de fondation. Enfin, la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante) ;

- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage) ; – compacité (pour les problèmes de terrassements) ;
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles). Dans le cas des ouvrages en site montagneux, la reconnaissance doit permettre de connaître les zones instables éventuelles, les failles et les diaclases de la matrice rocheuse et, si possible, les cheminements d'eau préférentiels qui constituent l'un des principaux facteurs d'instabilité des couches d'éboulis.

1.3.1 Résultats des sondages carottés

Les deux (02) sondages réalisés montrent la succession de terrains suivante :

Niv. Eau	Description des sols	LOG	prof m	0/0 Rec	Observations
	Limon brunâtre légèrement sableux et concrétionné		1	70	
	Encroûtement calcaire beige rose dur		2		
	Grès calcaire rose beige dur		3		
			4	55	
			5		
			6		
			7		
			8		
			9		
			10		
			11		
			12		
	Grès beige à grains moyen dur et plus ou moins encroûté vers le sommet		13	95	
			14		
			15	ASIO	
			16	EQH	
			17		
			18		
			19		
			20		
	fin de sondage		21		
			22		
			23		
			24		
			25		

Niv. Eau	Description des sols	LOG	prof	Rec	Observations
	Limon brunâtre légèrement sableux et concrétionné		1	75	
	Encroûtement calcaire beige rose moyennement dur		2	80	
			3		
	Grès calcaire rose beige dur		4	55	
			5		
			6		
			7		
			8	95	
			9		
			10		
			11		
	Grès beige à grains moyen dur		12		
	Grès calcaire beige dur et d'aspect conglomératique		13	60	
			14		
			15		
			16		
			17	98	
			18		
			19		
			20		
	Grès beige à grains moyen dur		21		
	fin de sondage		22		
			23		
			24		
			25		

Fig. 1.3 Coupe géologique de SN1

Fig. 1.4 Coupe géologique de SN2

1.3.2 Lithologie

Les sondages réalisés ont permis les descriptions lithologiques suivantes :

SONDAGE SN.01 :

- ✓ De 0.00m à 0.70m : limon brunâtre légèrement sableux et concrétionné.
- ✓ De 0.70m à 2.00m : Encroûtement calcaire rose beige dur.

- ✓ De 2.00m à 4.70m : Grès calcaire rose beige dur.
- ✓ De 4.70m à 20.00m : Grès beige à grains moyens durs et plus ou moins encroûté vers le sommet.

SONDAGE SN.02 :

- ✓ De 0.00m à 0.70m : limon brunâtre légèrement sableux et concrétionné.
- ✓ De 0.70m à 1.80m : Encroûtement calcaire rose beige dur.
- ✓ De 1.80m à 4.00m : Grès calcaire rose beige dur.
- ✓ De 4.00m à 11.80m : Grès beige à grains moyens durs
- ✓ De 11.80m à 13.40m : Grès calcaire beige blanchâtre d'aspect conglomératique
- ✓ De 13.40m à 20.00m : Grès beige à grains moyens

1.3.3 Résultats des essais au pénétromètre dynamique

Quatre essais de pénétration dynamique ont été réalisés au niveau de l'ouvrage d'art (pk cf. 12+450). Cet essai a pour but de déterminer la résistance dynamique R_d (contrainte de rupture) du sol et ça consiste à enfoncer dans le sol, par battage normalisé, un train de tige terminé par une pointe à l'enfoncement.

Les résultats des essais de pénétrations dynamiques enregistrés sont reportés dans le tableau qui suit :

Tableau 1.1 résultats des essais de pénétrations dynamiques

N° d'essai	Résistance de pointe(bars)	Refus enregistré(m)
K1	3440.0	0.75
K2	5160.0	0.70
K3	3969.0	0.73
K4	3440.0	0.55

Reference :BC Télécopie N°13/961 du 12/09/2004

Les valeurs de résistance de pintes enregistrées augmentent très fortement et marquent les refus à la surface de l'encroûtement calcaire se trouvant juste sous la couche de surface limono-sableuse. Le sol possède une densité sèche moyenne de l'ordre de 1.995 t/m^3 (2.20 à 2,15).

1.4 Fondations de l'ouvrage

On peut envisager des fondations de types superficielles pour les deux culées de l'ouvrage conçues selon les radiers rigides ancrés dans l'encroûtement calcaire dur de couleur beige à la profondeur d'environ 1.2 mètre à partir du niveau superficiel de l'encroûtement.

La contrainte admissible du sol pourrait être prise égale à 4,0 bars.

1.5 Données relatives à la voie portée

1.5.1 Trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

Cet axe a un caractère conventionnel : il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Dans toute la mesure du possible, il convient d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages courbes ou mécaniquement biais.

En plan nous pouvons distinguer que notre ouvrage est constitué d'une seule travée.

1.5.2 Profil en long :

L'ouvrage étudié à une longueur de 15m, composé d'une seule travée.

1.5.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- 02 voies de 3,75m pour chacune
- 02 Trottoirs de 1,5 m chacun et 2 bordures

Sur le pont en alignement, la pente des versants est de 2,5%.

- La largeur du pont 12m.
- Largeur roulable $L_r = 8m$.
- Deux trottoirs de 1,5m chacun

1.6 Recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

1.6.1 Topographie

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

L'ouvrage se trouve au PK 12+450.

1.7 Données relatives à l'obstacle franchi

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

1.8 Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier : elle caractérise sa hauteur statique maximale, chargement compris, dont le passage peut être accepté, dans des conditions normales de circulation, sous un ouvrage.

Le gabarit maximal des wagons pour la voie ferrée est limité à six mètres (6m).

1.9 Ouvertures des ouvrages routiers

La notion d'ouverture ne concerne, en fait, que les franchissements de voies routières. Pour toute voie routière passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent. Les textes normatifs prévoient certaines dispositions, mais le problème des ouvertures fait intervenir d'autres critères d'appréciation comme, par exemple, la visibilité du tracé routier de la voie franchie

CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

2. Prédimensionnement du tablier

A partir des caractéristiques de l'ouvrage telle que la portée, on peut déterminer les dimensions de la section en béton.

2.1. Largeur du tablier

La largeur est la même que celle de la route existante, notre chaussée est composée de deux voies chacune de 3,75 m de largeur et limitée par deux trottoirs de 1,5m et 2 consoles de 0,63m chacun de part et d'autre de la chaussée.

Donc la largeur du tablier est de **11.76m**.

2.2. Longueur des travées

Nous avons une seule travée longue de 15m.

2.3. Prédimensionnement des poutres

a) Nombre de poutres et leur écartement

Le tablier comporte cinq poutres à sections variables.

Avec la largeur du tablier (**Lt=11.76m**).

$$E=Lt/(N-1)$$

Avec :

E=écartement entre poutres

Lt=largeur du tablier

N=nombre de poutres

Alors $E=11,76/(5-1)$ d'où **E=2,94**

On prend alors l'espacement selon la portée de notre ouvrage et la disposition des poutres selon notre plan d'étude ; d'où $E=2,5m$

b) Hauteur de la poutre : HP

Elle dépend de la portée $L=15m$ et comprise entre

$$L/18 \leq HP \leq L/14 \text{ donc nous aurons } 0,83 \leq HP \leq 1,07$$

Alors on prend $HP=1,00m$

c) Epaisseur de l'hourdis Elle dépend de trois paramètres :

Chapitre 2 : Predimensionnement et evaluation des charges

De la portée transversale de l'hourdis, liée à l'espacement entre poutres

Existence d'entretoises intermédiaires

Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontraint)

Elle varie entre 16 à 25cm suivant les paramètres cités ci haut.

Donc on adopte **Hd = 25 cm**

d) Section des poutres

La section des poutres est :

- ✓ Rectangulaire aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent ;
- ✓ En I aux milieux afin d'alléger le poids de la poutre.

e) L'épaisseur de l'âme

L'âme doit assurer la résistance aux efforts tranchants et permettre une bonne mise en place du béton :

Pour cela on adopte **e = 30cm** (pour faciliter la pose des armatures).

f) Largeur du talon

Le dossier pilote SETRA propose la formule suivante pour déterminer l'épaisseur totale des talons (bt) :

$$bt = (1.L)^2 / (Hp^2.Kt)$$

HP : hauteur de la poutre (**HP=1,00m**)

L t = largeur du tablier (**Lt =11,760m**)

L=longueur de la poutre (**L=15m**)

Kt = Coefficient sans dimension ($950 < Kt < 1200$) on prend **Kt =1200**

$$bt = (2646) / (1200) = 2,205 \quad \text{alors} \quad bt = 2,205m$$

Donc pour une poutre le talon sera : **bt=2,205/5 =0,441m**

On adopte alors un **talon bt=50cm**

g.) La hauteur du talon

La hauteur du talon est comprise généralement entre 25 et 35cm, soit donc **Ht=25cm**

Distance du gousset de jonction, il doit être suffisamment incliné

Alors pour $\theta=56^\circ$

$$\text{Tg}\theta = 3/2 = Y/X$$

Chapitre 2 : Predimensionnement et evaluation des charges

Avec $X = (50 - 25) / 2 = (50 - 25) / 2$ d'où $X = 12,5 \text{ cm}$

Alors $y = 12,25 \times 3 / 2 = 18,75$ donc on prend $h_{\text{ped}} = 18,7 \text{ cm}$

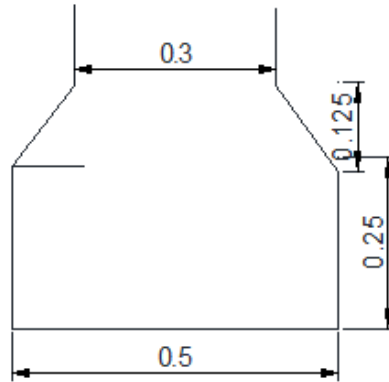


Fig.2.1 : Inclinaison du talon

h) Les entretoises

Elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis. On adopte une largeur de 40 cm et sa hauteur est donnée par :

Hentretoise = $H_t - b_{\text{entretoise}}$ où H_t est la hauteur de poutre et b est sa largeur

Hentretoise = $1,00 - 0,4$ Hentretoise $\geq 0,60$

Hentretoise = 60cm

2.3.1. Caractéristique géométrique des sections

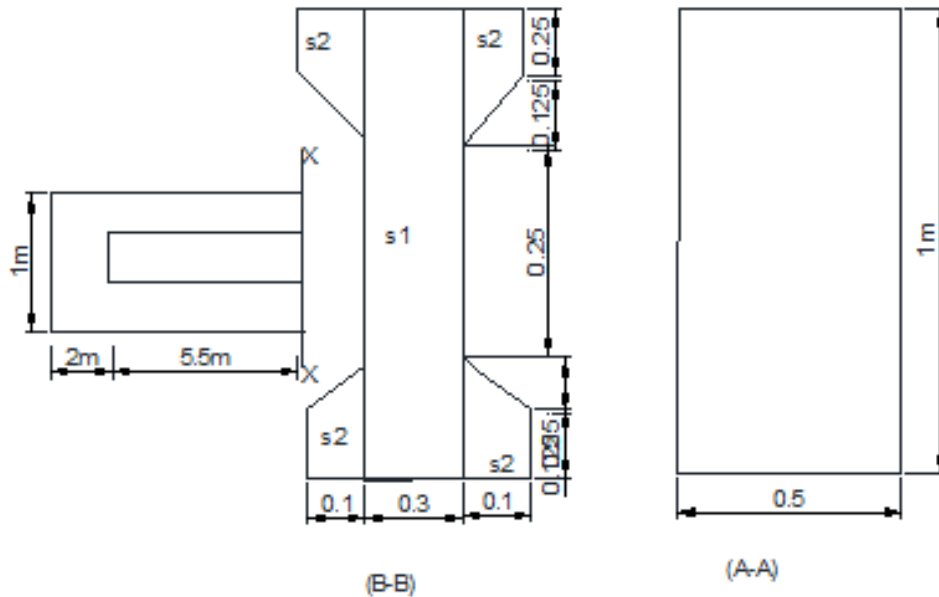


Fig.2.3 : section d'about (A-A) et médiane (B-B)

2.4- Etude des charges et surcharges

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructure, surcharge de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

Les charges qui sont disposées sur les chaussées des ponts sont :

- ✓ Système A pour la justification de la stabilité d'une structure.
- ✓ Système B pour la justification de la stabilité locale des éléments du tablier.

Charge militaire : appliquée uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement

Autres : il existe d'autres charges prises en compte telles que :

- ✓ Charges permanentes ;
- ✓ Action de la température
- ✓ Effort de freinage ;

Actions accidentelles dues aux effets des eaux.

2.4.1- Charges permanentes (CP)

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

Les éléments porteurs : des charges concernant le tablier uniquement

Les éléments non porteurs : tels que (revêtement, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité etc.).

2.4.2- Les charges routières

Les ponts sont rangés en trois classes suivant l'importance de l'itinéraire.

Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable.

Largeur roulable L_r : largeur mesurée entre les bordures ou dispositifs de retenue ;

Largeur chargeable L_c : $L_c = L_r$ s'il y a des bordures ou L_r diminuée de 50cm le long de chaque dispositif de retenue, lorsqu'il existe ;

Nombre de voies : $n = \text{Int}(L_c / 3)$ où Int est la partie entière

on distingue trois classes de pont :

Première classe

Ponts pour lesquels $L_r \geq 7\text{m}$

Ponts dont L_r peut être $< 7\text{m}$, mais désignés par les règlements car il est soumis à une accumulation de poids lourd.

Deuxième classe

Ponts portant des chaussées à deux voies avec $5,5 < L_r < 7\text{m}$

Troisième classe

Ponts portant des chaussées à une ou deux voies avec $L_r \leq 5,5\text{m}$

Dans notre cas nous avons une largeur roulable de 7,5 m donc c'est le cas de la première classe.

2.4.3- Descente des Charges : descente de charges des éléments porteurs

Les elements

1-poutres (G1)

Calculons l'aire de chaque section selon des coupes (A-A) et (B-B) soit respectivement S1 et S2 aires des différentes coupes de la poutre.

$$S1=1 \times 0,5 \quad \text{alors} \quad S1=0,5\text{m}^2$$

$$S2= (0,3 \times 1) + ((0,3+1)) + 4(0,1(0,25+0,375)/2)$$

$$\text{d'où } S2=0,425\text{m}^2$$

Calculons $G1=S.L.\gamma_b$

où γ_b =poids volumique du béton

$$G1=5 \times (0,5 \times 2 \times 2,5) \times 2 \text{ d'où } G1=25 \text{ t/ml}$$

$$G2=0,425 \times 11 \times 2,5 \times 5=58,44\text{t/m}$$

$$G1=(58+25)/15=5,54\text{t/ml}$$

2-Entretoise (2G2)

$$G2=b.H.L \gamma_b$$

H : hauteur de l'entretoise =60cm b : largeur de l'entretoise =40cm

L : longueur de l'entretoise

$$L=2,50-0,5 =2\text{m}$$

$$\text{Alors } G2=0,60 \times 0,4 \times 2 \times 2,5 \times 5=8\text{t}$$

$$\text{d'où } G2=7,5\text{t}$$

3. Dalle (G3)

$$G3=e.Lt. \gamma_b \text{ Avec :}$$

e : épaisseur de l'hourdis

Lt : largeur du tablier

γ_b : poids volumique du béton

$$G3=0,25 \times 11,76 \times 2,5=5\text{t}$$

$$\text{d'où } G3 = 7,35\text{t/ml}$$

4-Revêtement (G4)

$$G4=er.Lr. \gamma_r \text{ avec}$$

er=épaisseur du revêtement =8cm

Lr : largeur roulable =2x4=8m

γ_r = poids volumique du revêtement=2,2t/m³

$$G4=0,08 \times 8 \times 2,2=1,41\text{t/ml}$$

$$\text{d'où } G4 =1,41\text{t/ml}$$

5-garde de corps (G5)

Le poids de garde de corps est=0,1t/ml

$$G5=0,1 \times 2=0,2\text{t/ml}$$

6-Le trottoir (G6)

$$G3=y_r \times S_{XL}$$

$$=2,5 \times (0,2 \times 1,5) \times 1 \times 2 \quad \text{donc } G3=1,5\text{t/ml}$$

7-la corniche(G7)

$$G7=Y_b \times L \times S$$

$$=2,5 \times 1 \times [(0,06 \times 0,75) + (0,75 \times 0,06)/2 + (0,22 \times 0,2) + (0,22 \times 0,02/2)]$$

$$G7=0,284\text{t/ml} \times 2$$

$$G7=0,568\text{t/ml}$$

8-La glisserie de securité (G8)

Le poids de la glisserie de securité est 0,06t/ml

$$G8=0,06 \times 2=0,12\text{t/ml}$$

a) Charges permanentes

b) Surcharges d'exploitation

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

- ✓ La surcharge de type A(L).
- ✓ Système B.
- ✓ La surcharge militaire.
- ✓ Le convoi exceptionnel.
- ✓ Les surcharges sur les trottoirs.
- ✓ La surcharge due au vent et séisme

A) Système de Charge A(L)

Largeur roulable =8m

Nombre de voies =2

Largeur d'une voie=4m

La surcharge A(L) est uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m²), dégressive et dépend de la largeur surchargée suivant la longueur totale : [1]

Chapitre 2 : Predimensionnement et evaluation des charges

$$A(L)=230+36000/L+12 \text{ avec}$$

L : longueur chargée=15m

$$D'où A(L)=2642g/m^2 =2,642t/ m^2 \quad A(L)= \mathbf{2,642t/ m^2} \quad \text{Classe du pont :}$$

Comme notre largeur roulable **Lr >7m** alors notre pont est de **classe 1**.

Le coefficient a1

Le coefficient **a1** est déduit à partir du tableau suivant :

Alors **a1=1**

Tableau 2.1: Détermination de a1

Nombre de voie		1	2	3	4	>5
classes de ponts	1	1	1	0.9	0.75	0.7
	2	1	0.9	-	-	-
	3	0.9	0.8	-	-	-

a2 tient compte la largeur de la voie (**a2=V0/V**).

Tableau 2.2: Détermination de v0

Classe de pont	V0
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3m
Troisième classe	2.75m

Avec $a_2 = V_0/V$ où V_0 est la largeur de voie des ponts de première classe =3,5m

Et V est la largeur roulable de notre ouvrage=3,75m

$$D'où a_2=3,5/3,75 \quad a_2=\mathbf{0,933}$$

Chapitre 2 : Predimensionnement et evaluation des charges

Tableau 2.3 : Charge A (L) par voie

Nombre de voies	a ₁	a ₂	A(L).a ₁ .a ₂	Largeur de voie	Q (A(L))
1	1	0.933	2,465	3.75	9,243
2	1	0.933	2,465	7.5	18,487

Cette charge ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

B) Surcharge « B »

Elle se subdivise en trois (3) types de systèmes distincts :

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

1) Système de surcharge Bc

Il est composé de camions types, dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux et dans le sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées les valeurs des charges Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Tableau 2.4 : Détermination du coefficient bc

Classe du pont	Nombre de voie chargée				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Comme notre pont est de première classe avec deux voies, ce qui nous donne une valeur de :

Chapitre 2 : Predimensionnement et evaluation des charges

$$bc=1,10$$

Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ

Avec :

L : la longueur de travée = 15m

G : poids total des charges permanentes = **277,32t**

S: surcharge Bc ($S=Bc \times bc$)

Dans notre cas, on place deux camions longitudinalement et deux transversalement ; à savoir le poids d'un camion $Bc=30t$

$Bc=4 \times 30=120t$ et comme $S=Bc \times bc$ alors $S=120 \times 1,10$ d'où $S=132t$

Donc d'où $\delta = 1,164$

Finalemnt $Bc = S \times \delta = 132 \times 1,164$ **$Bc=153,65t$**

A présent schématisons les éléments du système B en différents plans (longitudinalement, transversalement et en plan), les longueurs sont exprimées en mètre et masses en tonnes.

2) Système de surcharge Bt

C'est l'ensemble de deux essieux appelés essieux « tandems ». la valeur de Bt est multipliée par un facteur bt dépendant de la classe du pont :

$Bt=1$ pour les ponts de classe 1

Le poids d'un essieu tandem= $32t$

Alors $Bt=2 \times 32$ $Bt=64t$

Et comme $S=Bt \times bt$ alors $S=64t$

Le coefficient de majoration dynamique sera de :

$$\delta = 1,132$$

Tableau 2.6. Charge (b_t) par essieu

Nombre de tandem	bt	δbt	Charge par Essieu (t)
------------------	----	-------------	-----------------------

Chapitre 2 : Predimensionnement et evaluation des charges

1	1	1,132	$16 \times 1.132 \times 1 = 18.112$
2	1	1,132	$16 \times 2 \times 1.132 = 36,224$

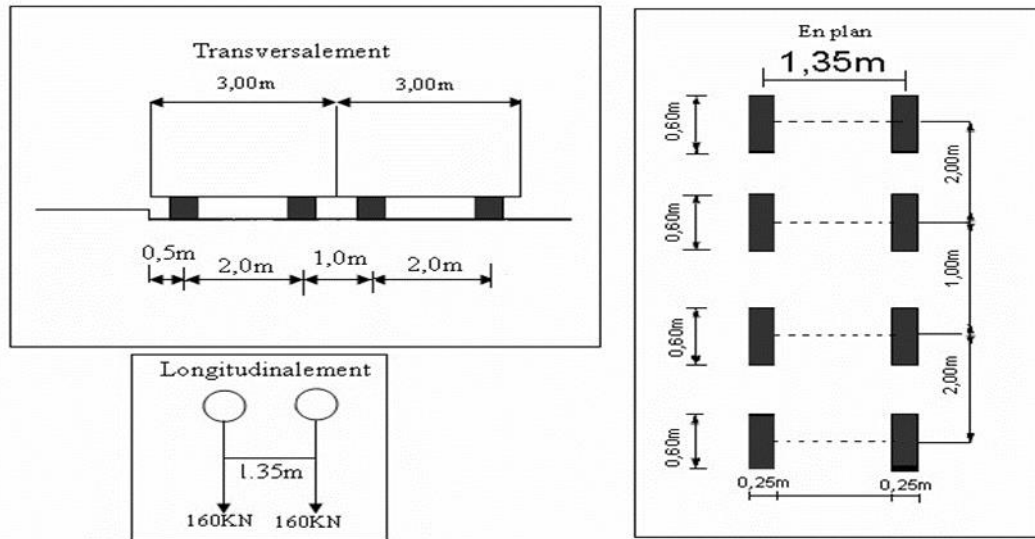


Figure 2.4: Les dimensions du système Bt

“

3) Système de surcharge Br

Ce système se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,3m x 0,6m. Cette surface peut être placée n'importe où sur la largeur pour avoir le cas le plus défavorable.

Donc calculons le coefficient de majoration dynamique δ_{br}

avec $S_{br} = 10t$

Donc

$$\delta_{br} = 1,105$$

Alors $Br = \delta_{br} \times S_{br}$

$$Br = 11,05t$$

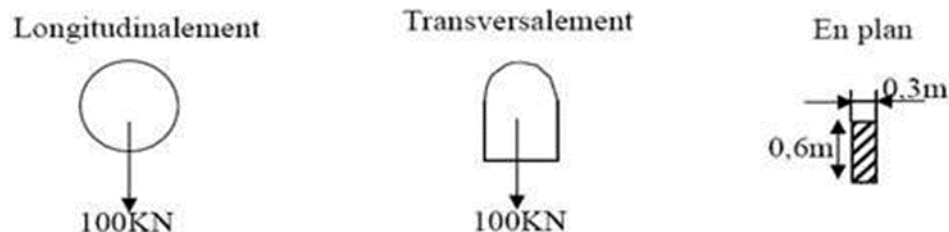


Figure 2.5 : Disposition du système Br

4) Surcharges Militaires

On considère deux classes de convois : la classe M120 : chaque classe se compose de deux systèmes Me et Mc les convois militaires sont souvent les plus défavorables.

Pour notre calcul on tient compte de la charge Mc120.

Dans le sens transversal on dispose qu'un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Le nombre de convois dans le sens longitudinal est limité, mais il faut que leur intervalle soit $\geq 36,60m$.

Sa masse totale S est de $S=110t$

Calculons le coefficient de majoration dynamique de surcharge militaire $\delta Mc120$

$\delta Mc120$ alors $\delta Mc120 = 1,154$

Alors $Mc120 = \delta Mc120 \times S = 1,154 \times 110$ $Mc120 = 126,94t/6.10$ $Mc120 = 20,81t/ml$

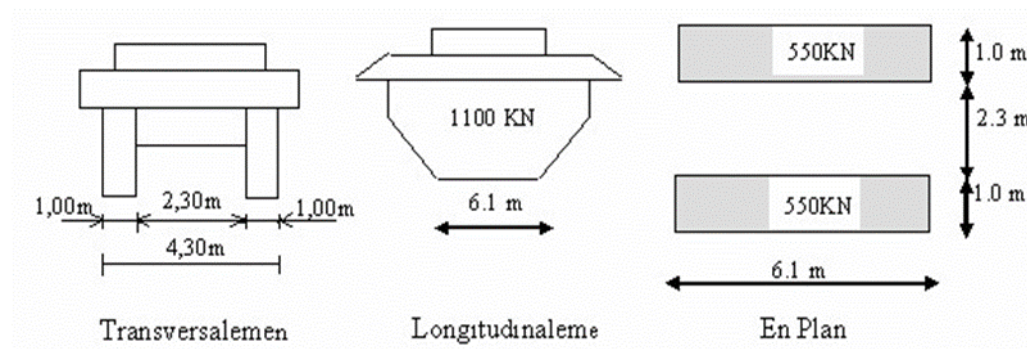


Figure 2.6 : Charge militaire (Mc120)

5) Surcharge exceptionnelle (convoi D240)

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

$P = 240 \text{ t}$ soit $P = 0 \text{ t/ml}$ d'où $P = 12.90 \text{ t/ml}$

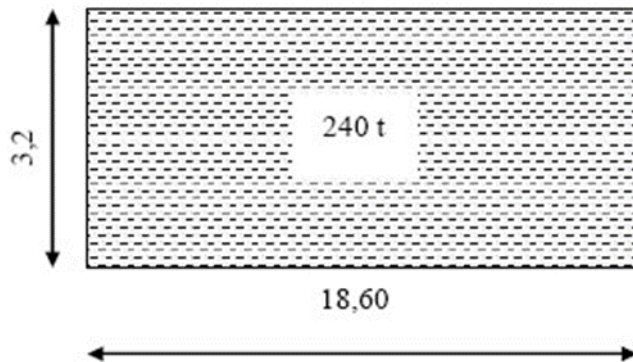


Fig 2.7 : Disposition de D240 en plan

6) Surcharge de trottoirs

Les surcharges des trottoirs définies par les règlements en vigueur sont de deux types : surcharges locales et générales. Ces surcharges ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

✓ Les surcharges locales : servent à la justification des éléments du tablier (dalle, entretoises ou longerons). une charge uniforme de **450 daN/m²** réservée pour les trottoirs y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées.

✓ Les surcharges générales : servent à la justification des autres éléments de l'ouvrage en général. Une charge uniforme de **150 daN/m²** appliquée de façon à produire l'effet le plus défavorable possible.

La largeur du trottoir est de 1,5m

$St = 0,15 \times 1,5$

$St = 0,225 \text{ t/ml}$

CHAPITRE 3 : MODELISATION ET SOLLICITATIONS.

3.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est la modélisation numérique. On va créer un model numérique avec lequel on étudiera le comportement du pont sous différents types de surcharges routiers et également faire l'étude dynamique. Les efforts obtenus (Moments, effort tranchant) à partir de cette modélisation seront utilisés pour le dimensionnement des éléments porteurs du tablier.

Le logiciel utilisé pour l'étude est le **SAP2000**.

3.2. Présentation du logiciel :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet de calculer les efforts internes dans une structure et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyses des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc...) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles. [4]

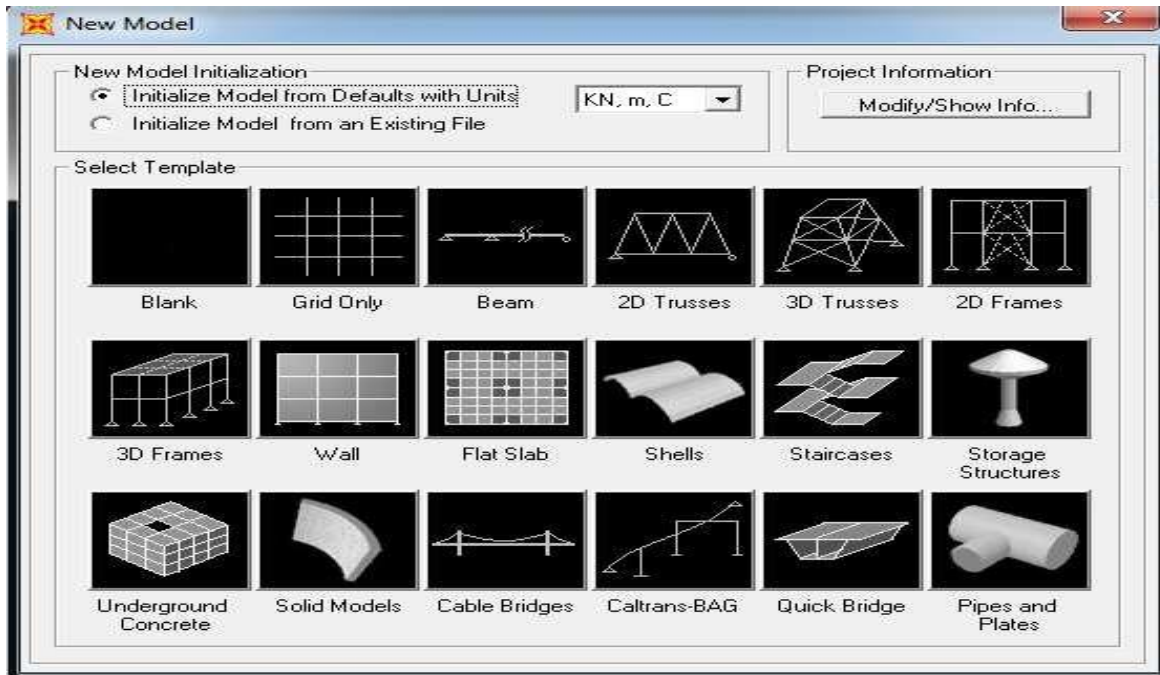


Figure 3.1 : Tableau de modèle

3.3. Modélisation du tablier :

Notre pont comporte une seule travée de longueur de 15m. Le tablier est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur 0,25m reposant sur cinq poutres en béton armé qui sont reliées par des entretoises.

3.3.1. Les étapes de modélisation :

Pour réaliser l'ouvrage sur SAP2000, on doit choisir l'option < **New model**> dans laquelle apparait un tableau. Avant de choisir le model de l'ouvrage, on change l'unité au < **KN.m.C**>.

Ensuite on choisit < **Blank**>.

Par la suite, on choisit sur la barre de taches l'option < **Bridge**> puis cliquer sur la sous tache < **Bridge wizard**> ou apparaissent toutes les étapes qui concernent la modélisation de notre pont.

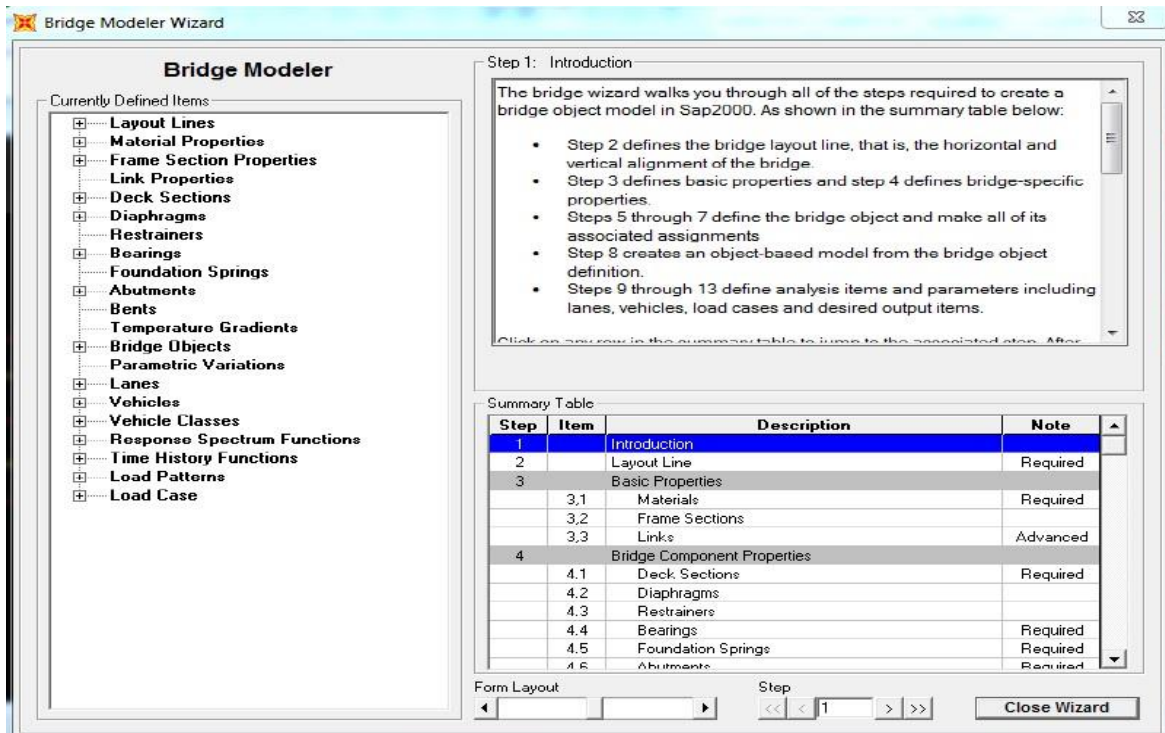


Figure 3.2 : Bridge wizard

Il y'a aussi l'option **<layout line>** citée sur le tableau précédent **<bridge modeler wizard>**, pour définir la longueur de la travée. L'étape suivante est de définir les caractéristiques des matériaux utilisés pour le projet avec l'option **<Matériel>**. Ensuite définir les sections de la poutre et de l'entretoise avec **<Frame section>**.

Pour définir le type de sections des poutres, le nombre de poutres, les dimensions du tablier et le choix du matériau utilisé pour le tablier, on utilise l'option **<Deck section>**.

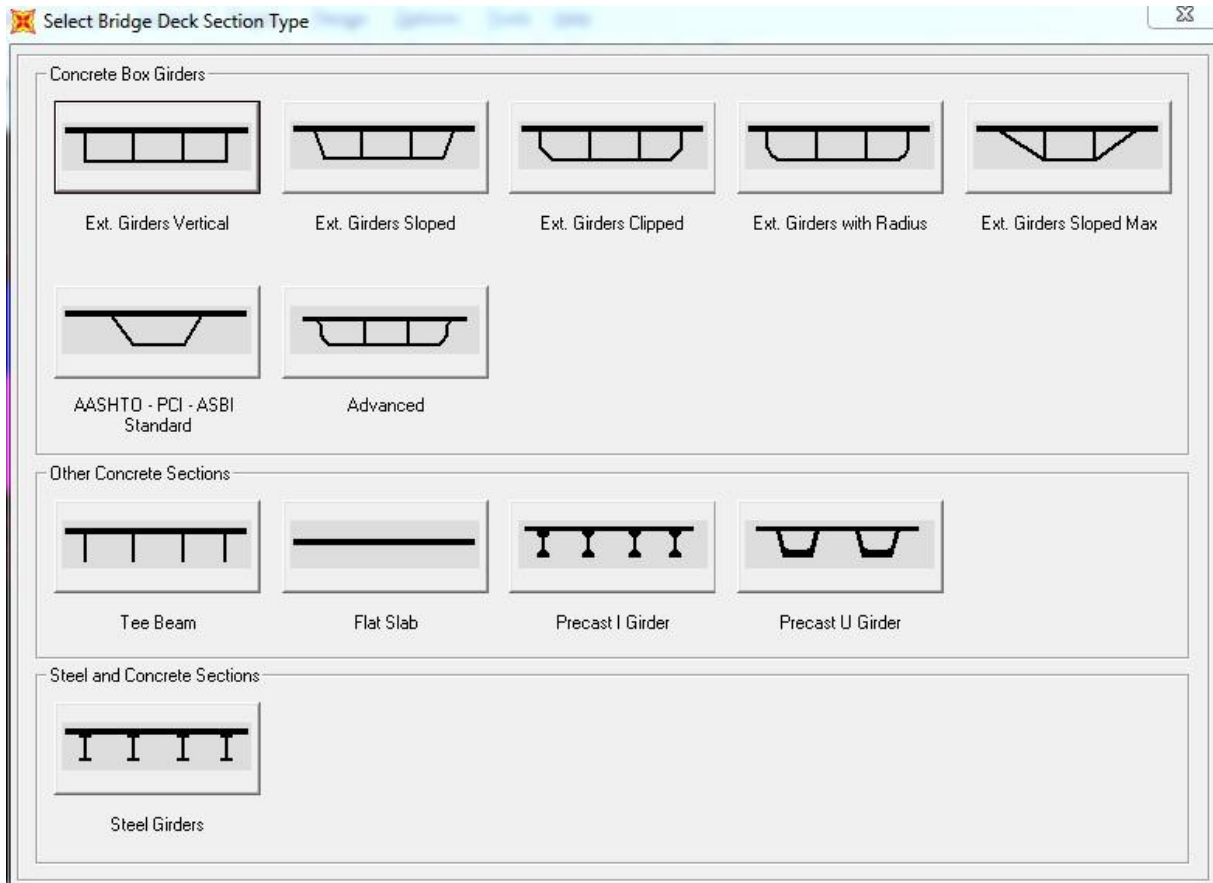


Figure 3.3: Deck section type

Define Bridge Section Data - Precast Concrete I Girder

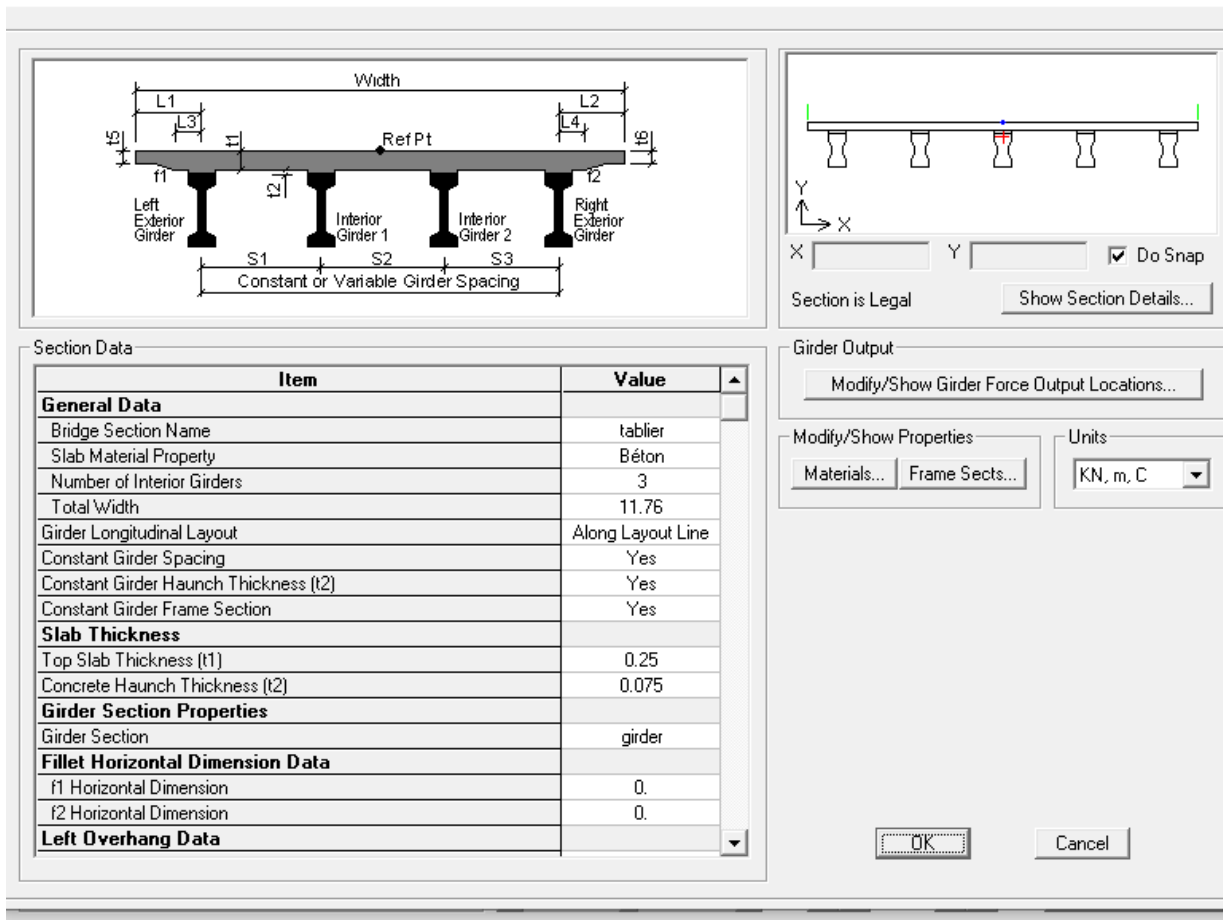


Figure 3.4: Bridge section data

- **Définition des entretoises :**

Pour définir la section de l'entretoise et le type de l'entretoise, on utilise l'option **<Diaphragm>**.

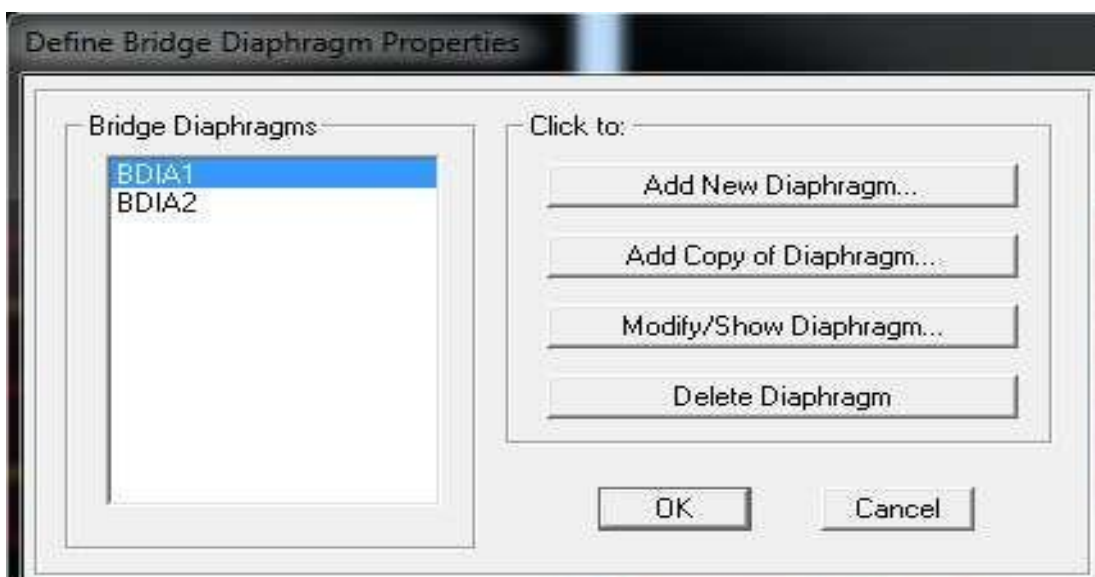


Figure 3.5 : Define bridge diaphragm

Ensuite pour affecter l'entretoise, modifier le nombre des entretoises, le tablier et les autres éléments définis, on passe à l'option **<Bridge Object>** et choisir la sous-option **<in span cross diaphragm>** pour introduire les entretoises avec leur espacement.

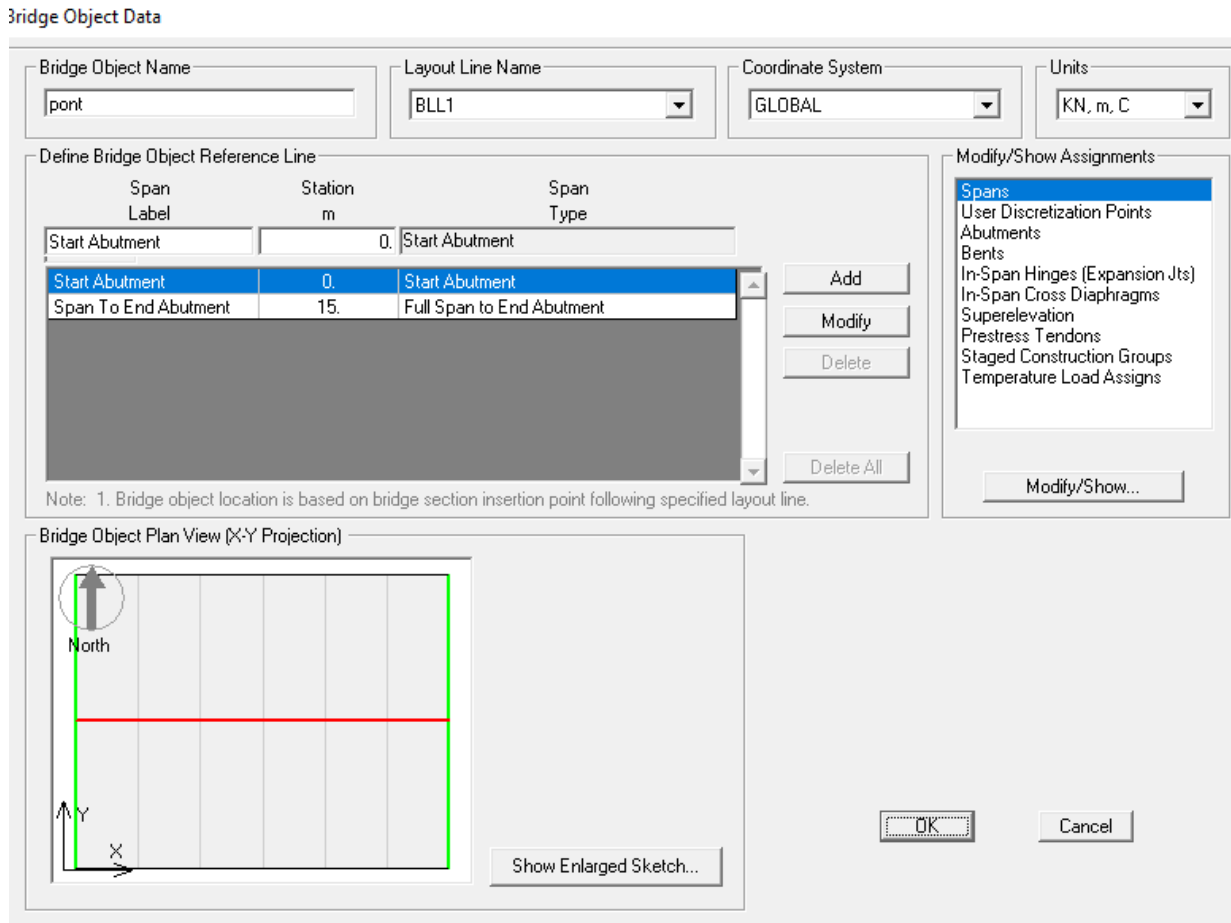


Figure 3.6 : Bridge Object

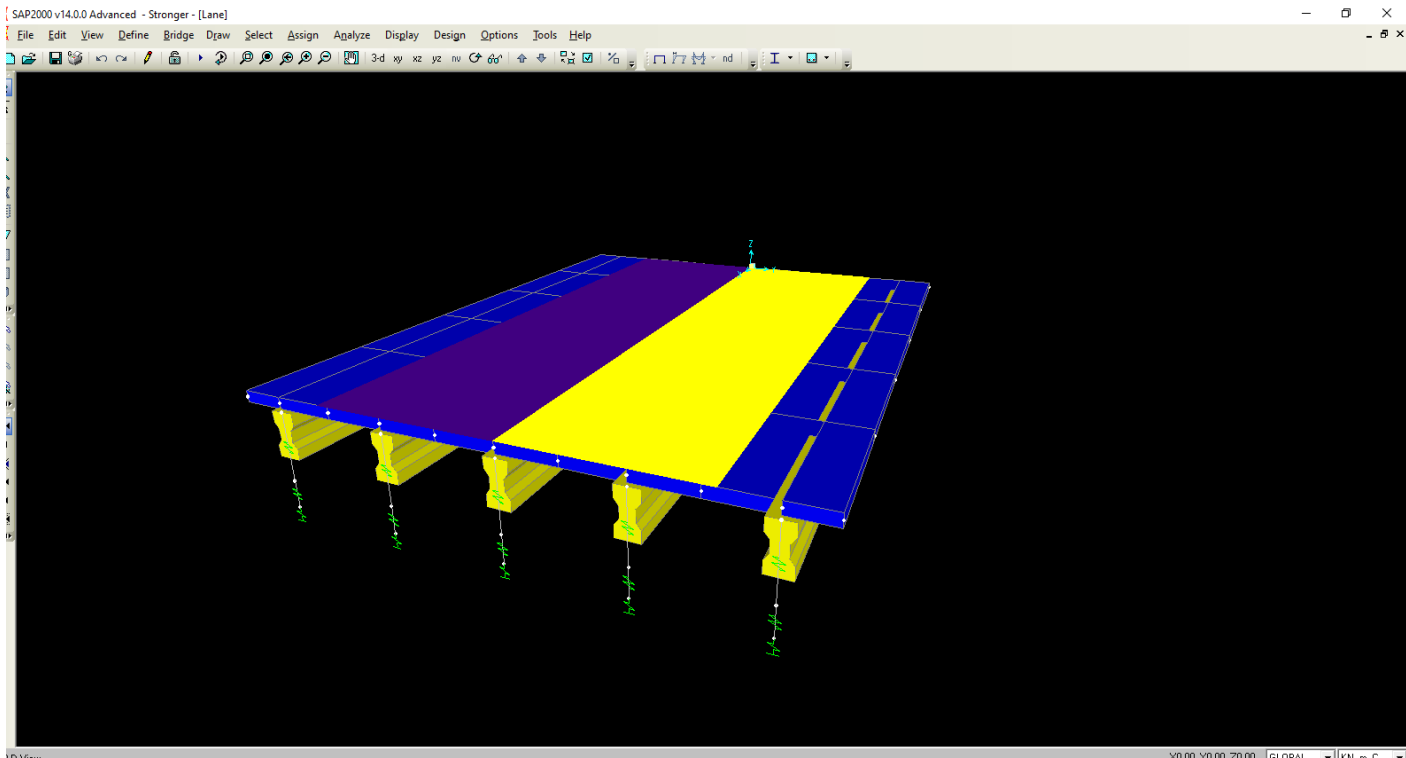
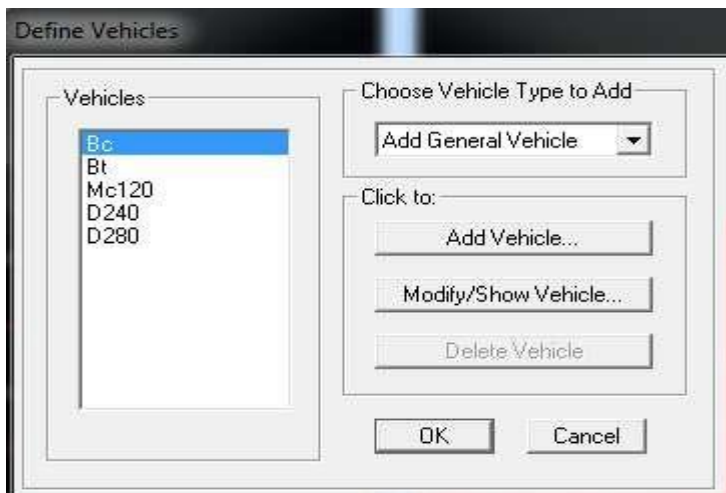
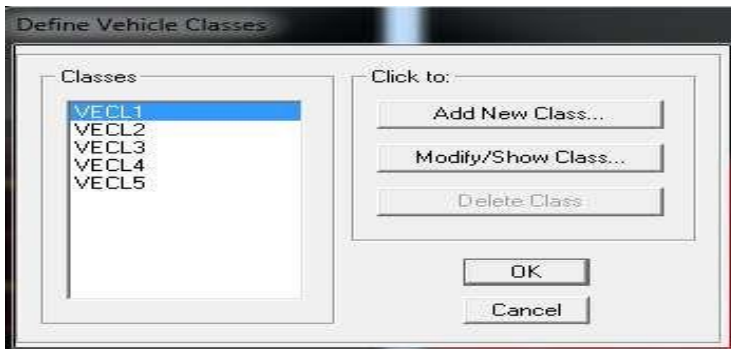


Figure 3.7 : modèle de tablier en 3D

2-Véhicules (Vehicles) :



3-classes de véhicules :



3.3.2. Définition des charges et leurs combinaisons :

Pour étudier le comportement du pont, les combinaisons à l'état limite ultime et l'état limite de service sont nécessaires. Pour les affecter on doit d'abord définir les charges et surcharges calculées précédemment.

L'option utilisée pour définir les différentes charges et ses types est le <Load pattern definitions>.

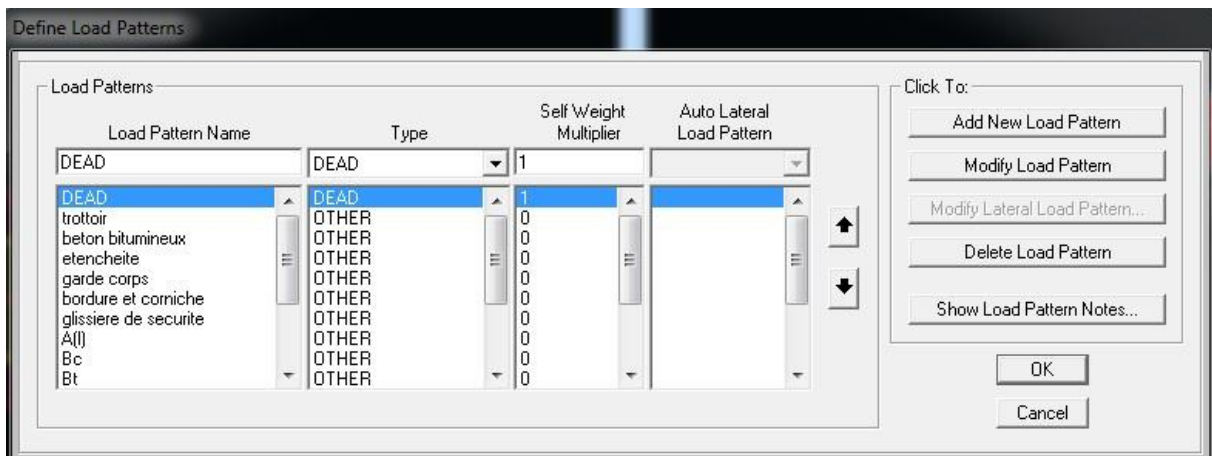


Figure 3.8 : Define load patterns

Ensuite, on définit dans <Load cases> selon le type de chargement soit **statique et linéaire** (les surcharges trottoirs, les revêtements etc....) et **moving load** pour les surcharges de camions (Bc, Mc120, Bt, D240, D280).

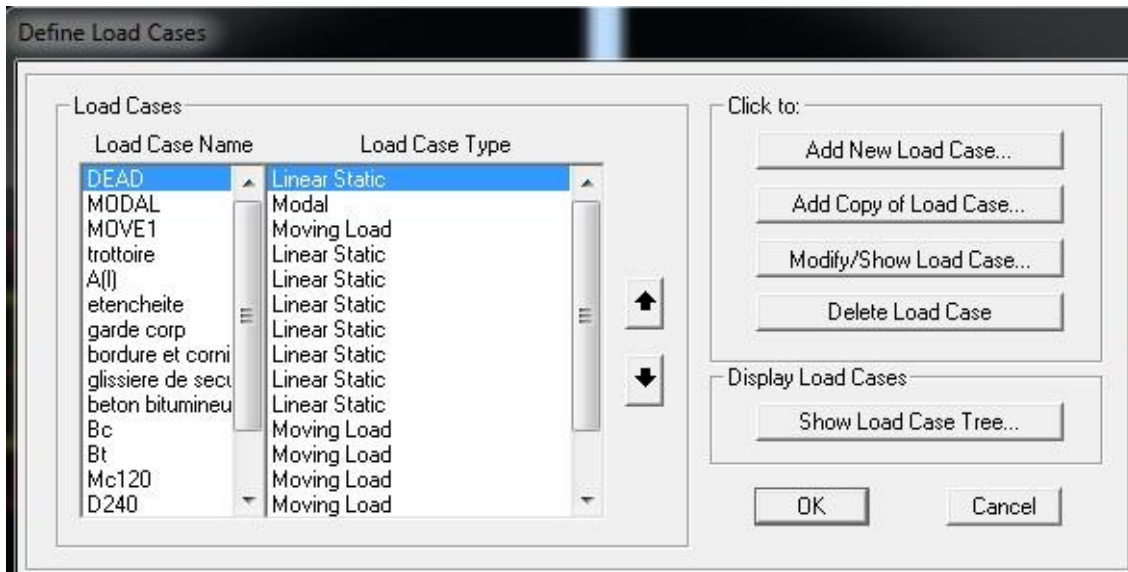


Figure 3.9: Define load cases

Après avoir défini <Load cases> et <load pattern>, on définit les combinaisons à l'état limite ultime et l'état limite de service pour déterminer le cas le plus défavorable.

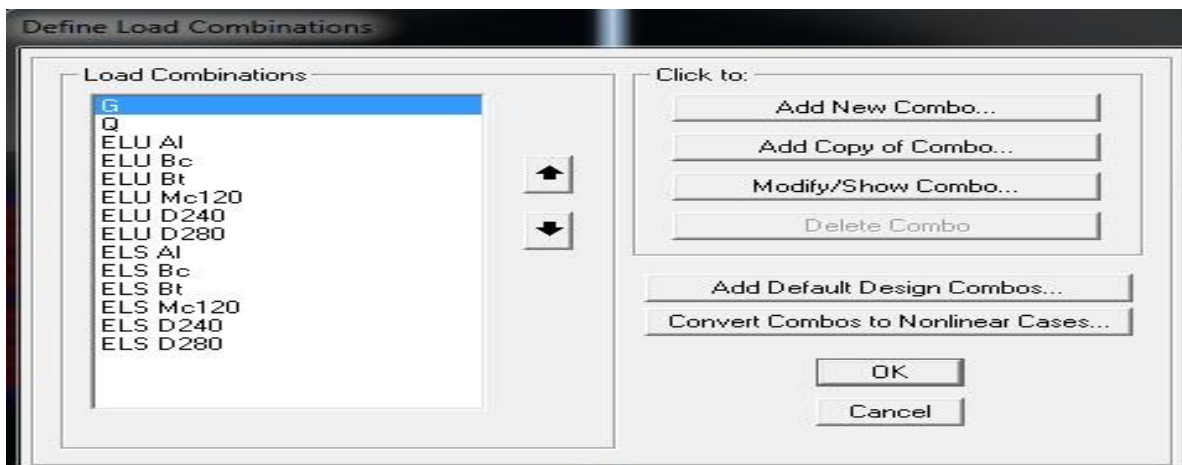


Figure 3.10 : Define load combinations

Les combinaisons définies pour déterminer les sollicitations au niveau du tablier sont les suivantes :

- A l'état limite ultime (ELU) :

$$1.35G+1.5Q+\text{Max}[1.6A(L) ; 1.6BC ; 1.6Bt ; 1.35MC120 ; 1.35D240 ; 1.35D280]$$

- A l'état limite de service (ELS) :

$$G+Q+\text{Max}[1.2A(L) ; 1.2 BC ; 1.2Bt ; MC120 ; D240 ; D280]$$

Avec:

Chapitre 3 : Modelisation et sollicitations

- ✓ **G** : charges permanentes ou poids propre.
- ✓ **Q**: surcharges (trottoir).
- ✓ **A(L)** : surcharge uniformément répartie sur la largeur, considérée charge Statique
- ✓ **Bc, Bt** : surcharges des camions types, considérées comme charges mobiles (Moving load)
- ✓
- ✓ **Mc120** : surcharge mobile, considérée comme charge mobile (moving load).
- ✓ **D240** : convoi exceptionnel, comme charge mobile (Moving load).
- ✓ **D280** : convoi exceptionnel, comme charge mobile (Moving load).

3.4. Résultats de calculs obtenus par SAP2000 :

Une fois que la modélisation terminée avec l'introduction des matériaux, les dimensions, les charges et les surcharges avec leurs combinaisons, les résultats des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant) obtenus au niveau de deux poutres sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 3.1 : Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchants des différentes combinaisons des charges et surcharges

Poutres	Mc120(KN)	D240(KN)	D280(KN)	Bc(KN)	Q(AL)(KN)
Poutre1 left girder	1388.60	286.05	409.16	414.68	1094.72
Poutre 2	1104.76	511.54	419.57	604.23	1601.19
poutre 3	1090.47	606.17	380.73	782.77	1748.20
Poutre 4	1104.27	511.54	419.57	604.23	1601.19
Poutre 5	1388.60	286.05	409.16	414.69	1094.72

Entire.Bridge section	1388.60	2177.28	1145.34	2138.40	7133.4
-----------------------	---------	---------	---------	---------	--------

les différents diagrammes des moments fléchissant des chargements mobiles

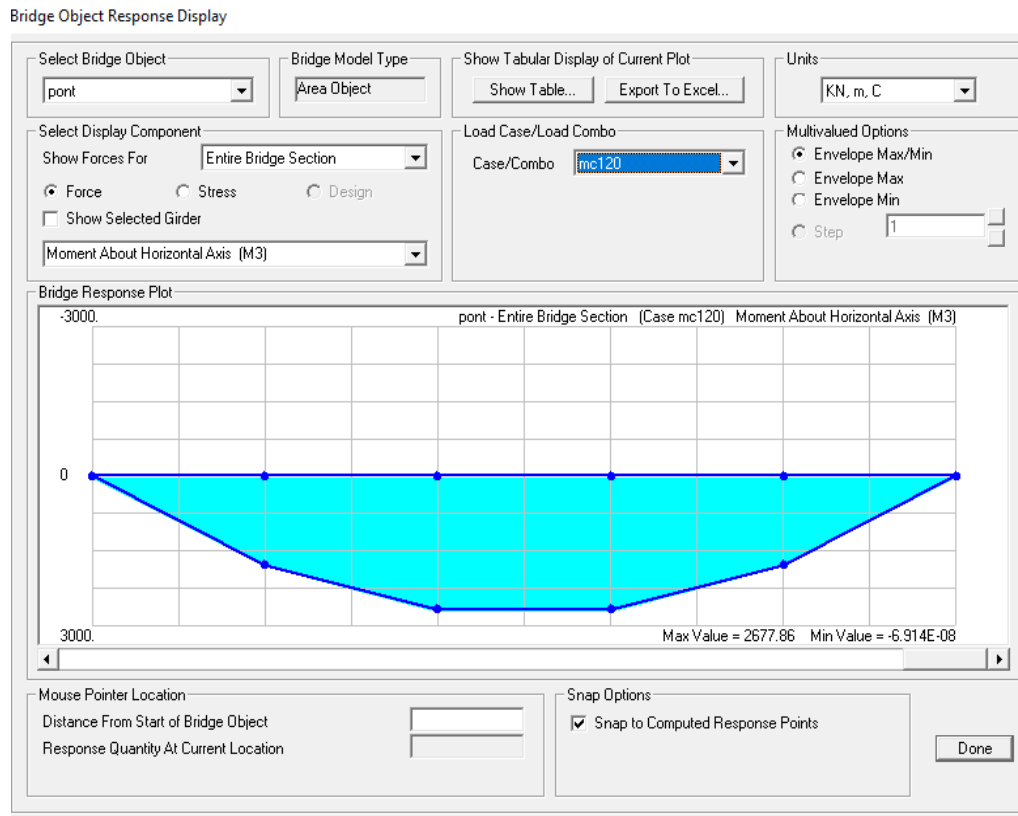


Figure 3.11 : Moment max MC120

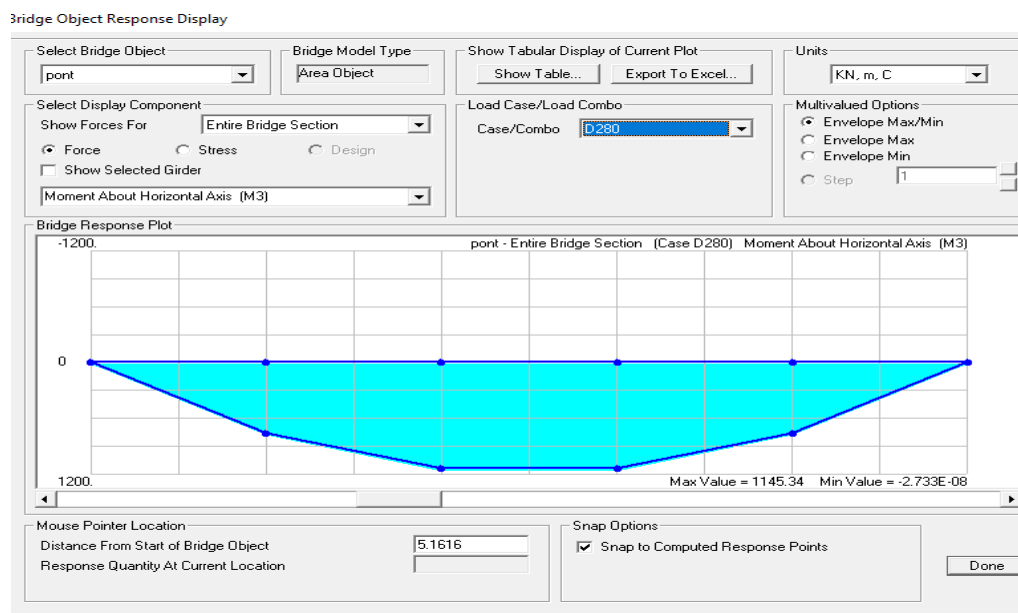


Figure 3.12 Moment max D280

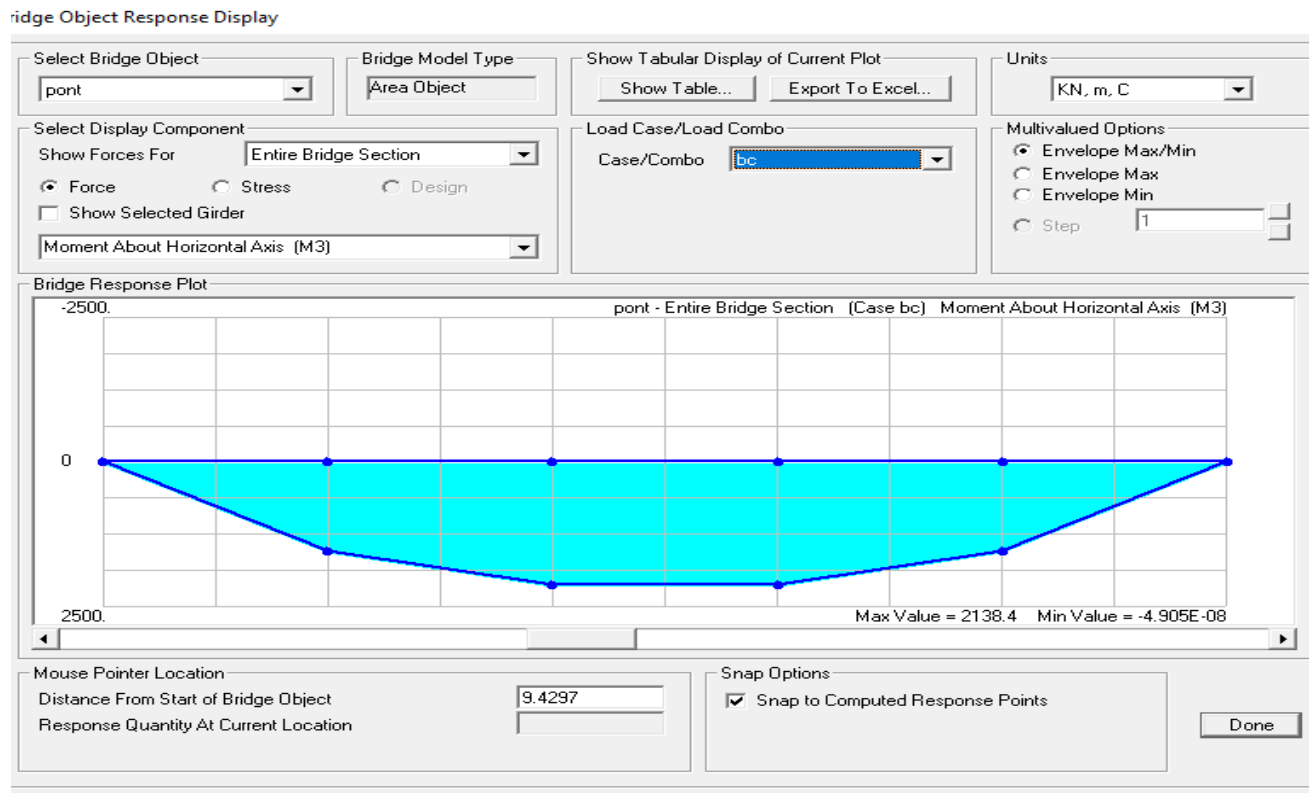


Figure 3.13 Cas de chargement BC

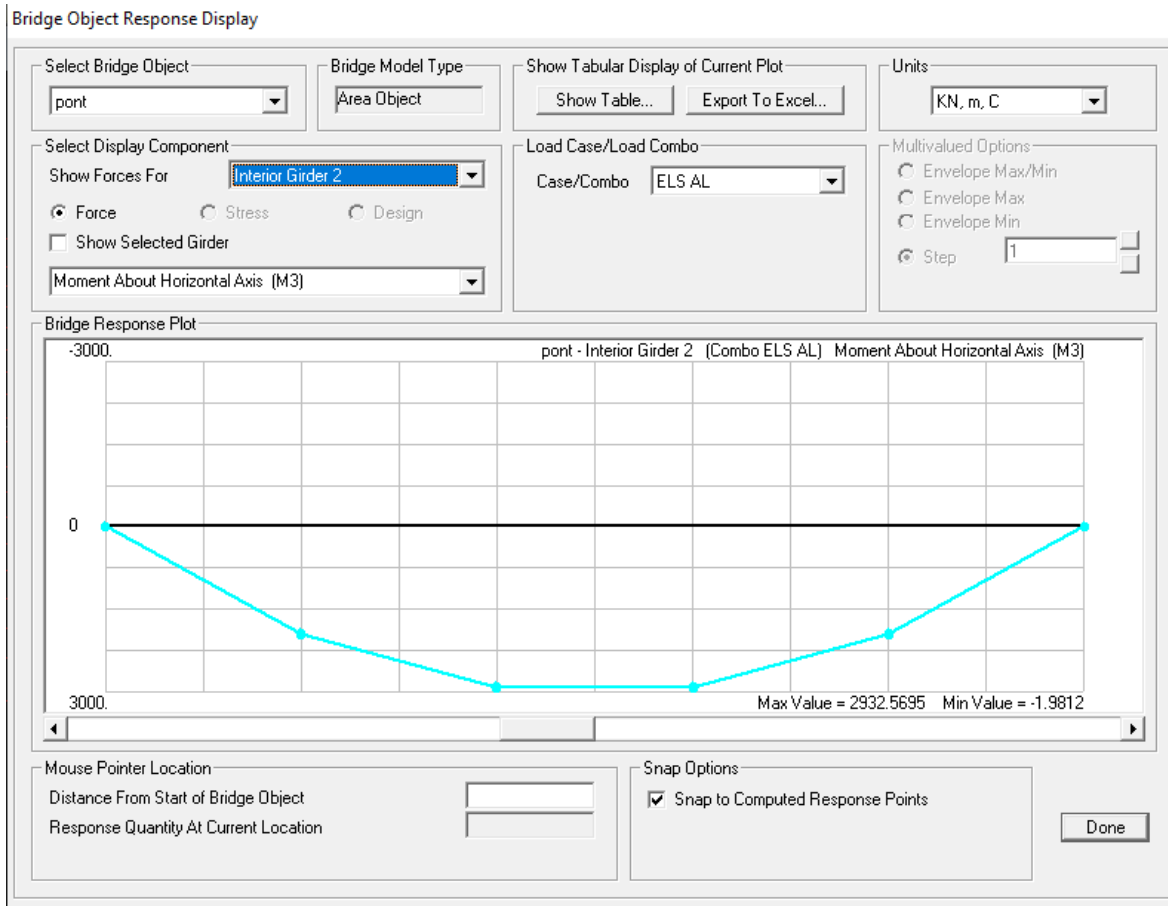


Figure 3.14 Diagramme des moments fléchissant sous ELS3 (cas le plus défavorable)

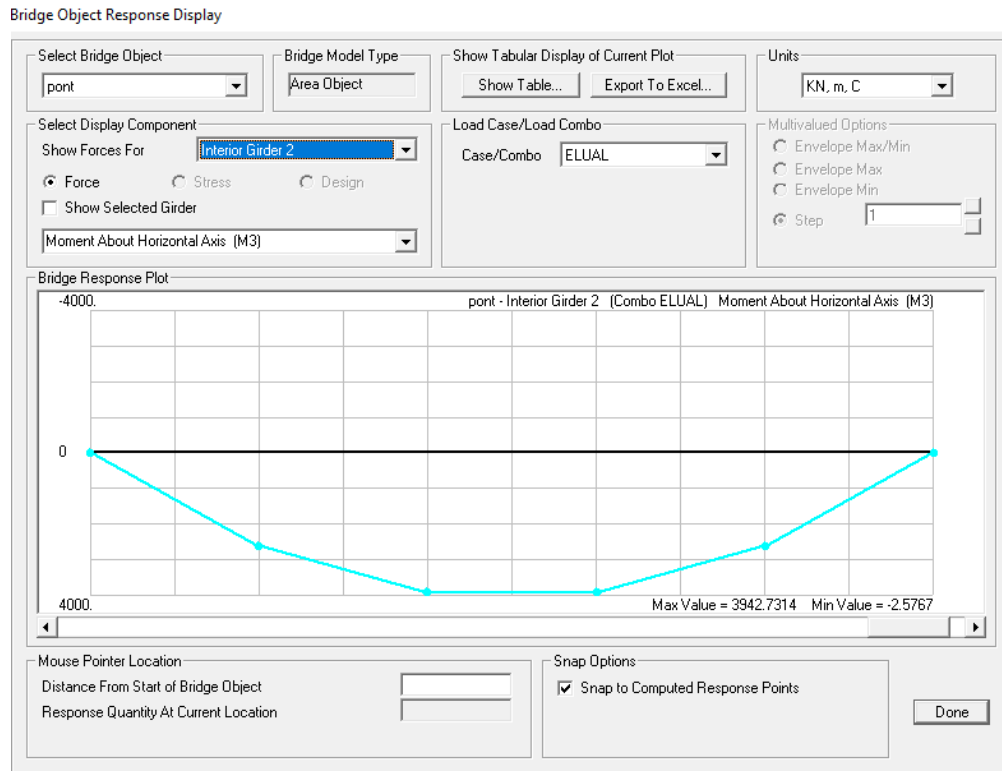


Fig 3.15 Diagramme des moments fléchissant sous ELU3 (cas le plus défavorable)

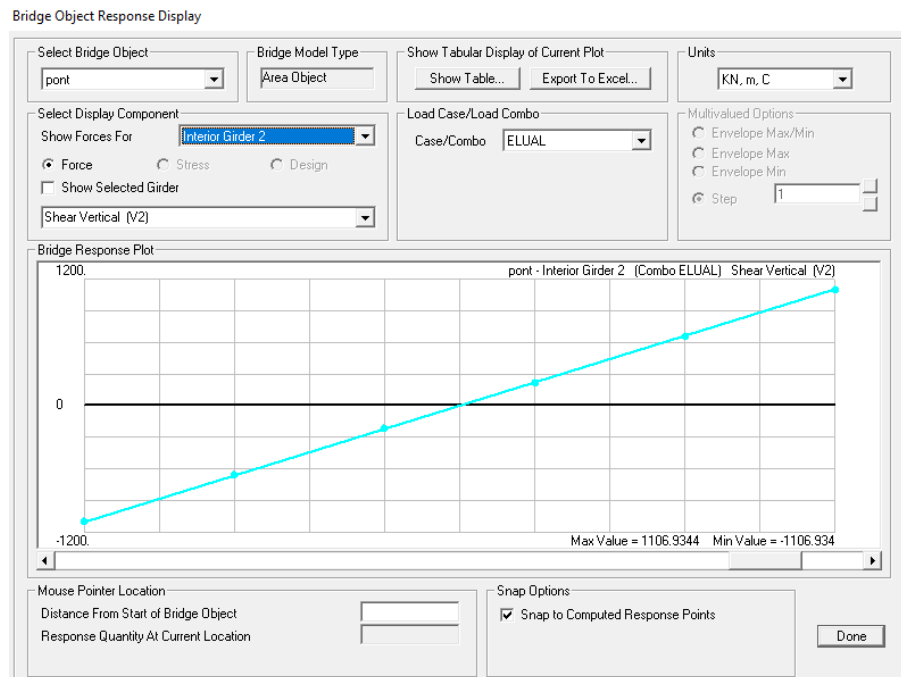


Figure 3.16. Diagramme de l'effort tranchant dû à la surcharge A(L) à l'ELU

Tableau 3.2: Diagramme des moments fléchissant sous ELU3 (cas le plus défavorable)

Chapitre 3 : Modelisation et sollicitations

Poutre	Mc120(KN)	D240(KN)	Bc(KN)	A(L)(KN)	D280(KN)
P1 left girder	3020.25	1652.55	1673.72	2945.44	1651.21
P2	2932.39	1989.33	1939.10	3732.55	1751.54
P3	2737.47	2115.49	2076.66	3942.73	1625.26
P4	2932.39	1989.33	1939.10	3732.55	175154
P5	302.35	1652.55	1673.72	2945.44	1651.21

D'après les résultats obtenus par SAP2000 pour les moments fléchissant à l'ELU, on peut constater que l'effort le plus défavorable est déterminé par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,5Q+1,35A(L)$$

$$M_{Max}=3942.73 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.3- Les moments fléchissant dans les poutres sous combinaison ELS (KN.m)

Poutre	Mc120	D240	Bc	A(L)	D280
P1 left girder	2230.59	1204.74	1220.62	2174.59	1651.21
P2	2172.07	1464.66	1426.99	2772.07	1751.54
P3	2028.62	1533.02	1533.02	2932.57	1625.26
P4	2172.06	1464.66	1426.99	2772.07	1751.54
P5	2230.59	1204.74	1220.62	2174.59	1651.21

D'après les résultats obtenus par SAP2000 pour les moments fléchissant à l'ELS, on peut constater que l'effort le plus défavorable est déterminé par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,5Q+1,35A(L)$$

$$M_{Max}=2932.57 \text{ KN.m}$$

Chapitre 3 : Modelisation et sollicitations

Tableau 3.4- Diagrammes des efforts tranchants sous ELU3 (cas le plus défavorable)

Poutre	Mc120(KN)	D240(KN)	Bc(KN)	A(L)(KN)	D280(KN)
P1 left girder	814.27	443.18	462.16	788.16	455.55
P2	868.18	538.98	552.65	1059.99	495.29
P3	803.68	580.22	617.21	1106.93	456.92
P4	868.18	538.98	552.65	1059.99	495.29
P5	814.27	443.18	462.16	788.16	455.55

D'après les résultats obtenus par SAP2000 pour les efforts tranchants à l'ELU, on peut constater que l'effort le plus défavorable est déterminé par la combinaison suivante :

$$1,35G+1,5Q+1,35A(L)$$

$$T_{Max}=1106.93KN.m$$

Tableau 3.5- Diagrammes des efforts tranchants sous ELS3 (cas le plus défavorable)

Poutre	Mc120(KN)	D240(KN)	Bc(KN)	A(L)(KN)	D280(KN)
P1 left girder	600.32	322.00	336.23	580.74	336.84
P2	644.19	397.30	407.55	788.05	373.51
P3	596.29	428.70	456.44	823.73	343.42
P4	644.19	397.30	407.55	788.05	373.51
P5	600.32	322.00	336.23	580.74	336.84

D'après les résultats obtenus par SAP2000 pour les efforts tranchants à l'ELS, on peut constater que l'effort le plus défavorable est déterminé par la combinaison suivante :

$$G+Q+A(L)$$

$$T_{Max}=823.73 KN.m$$

Résultats numériques des moments fléchissant et efforts tranchant de la Dalle

Tableau 3.6- Moments fléchissant de la dalle sous différentes combinaisons

Moments en (KN.m)	ELU3(plus défavorable)	ELS3(plus défavorable)
Moment transversal M_{11} (sur appuis)	189.535	141.292
Moment transversal M_{12} (sur travée)	86.784	64.679
Moment longitudinal M_{21} sur (appui)	138.994	104.395
Moment longitudinal M_{22} (sur travée)	49.146	36.818

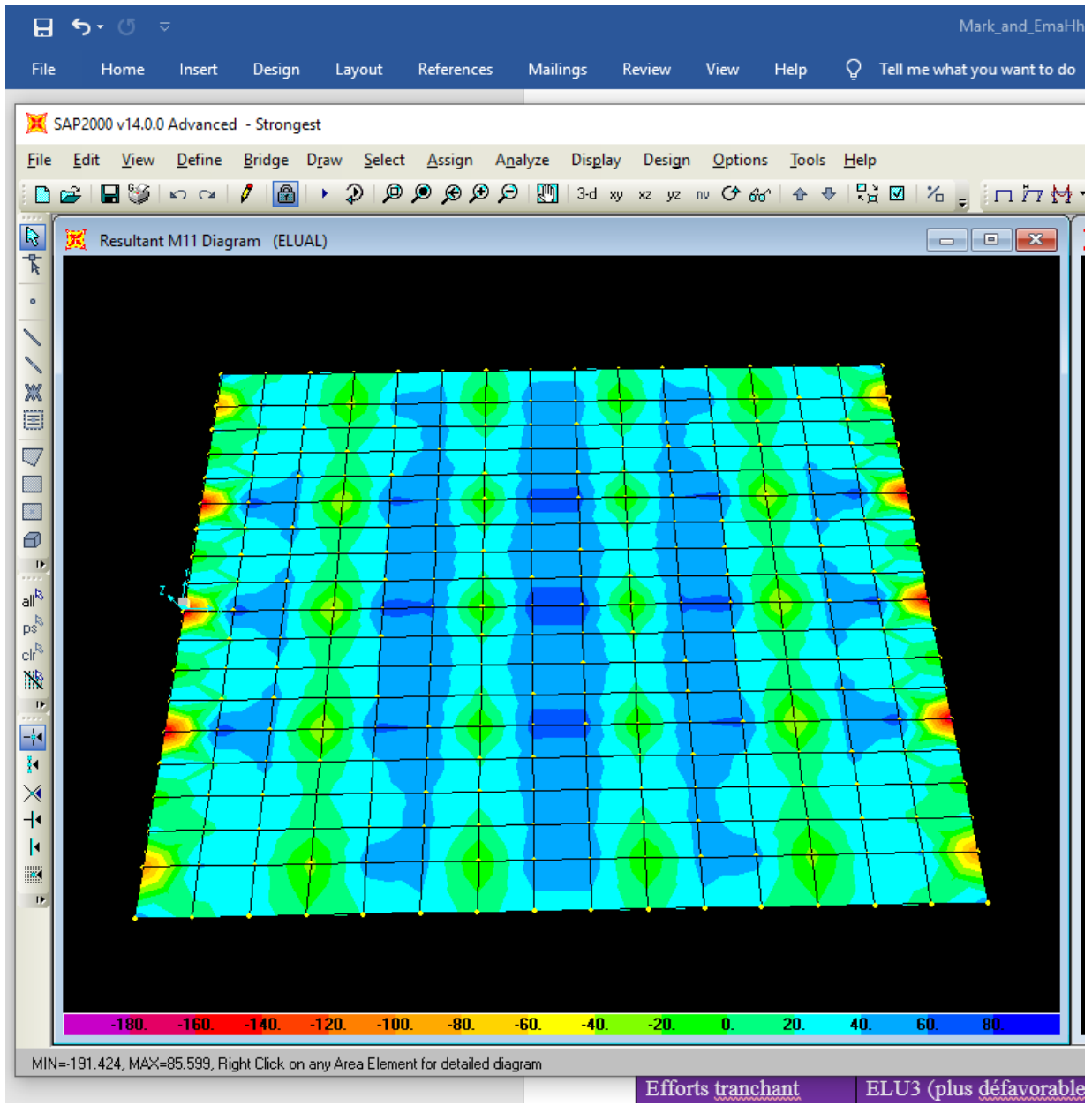


Figure 3.17: le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle(KN.m)

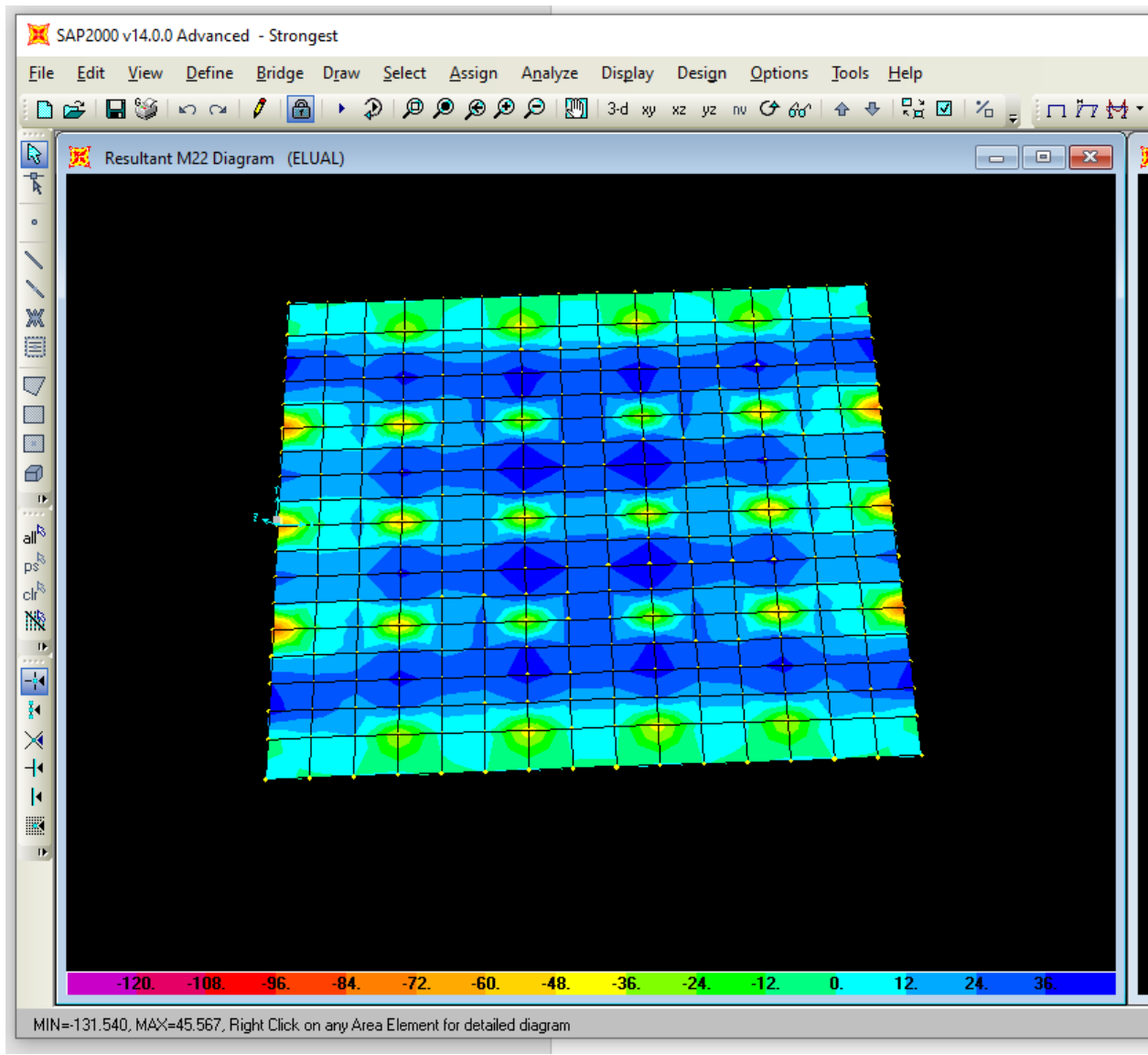


Fig 3.18 le diagramme des moments fléchissant transversal de la dalle(KN.m)

Tableau 3.7- Efforts tranchant de la dalle sous différentes combinaisons

Efforts tranchant (KN)	ELU3 (plus défavorable)	ELS3 (plus défavorable)
Effort tranchant transversal V13	317.094	236.401
Effort tranchant longitudinal V23	397.475	296.834

Efforts tranchant de la dalle sous différentes combinaisons

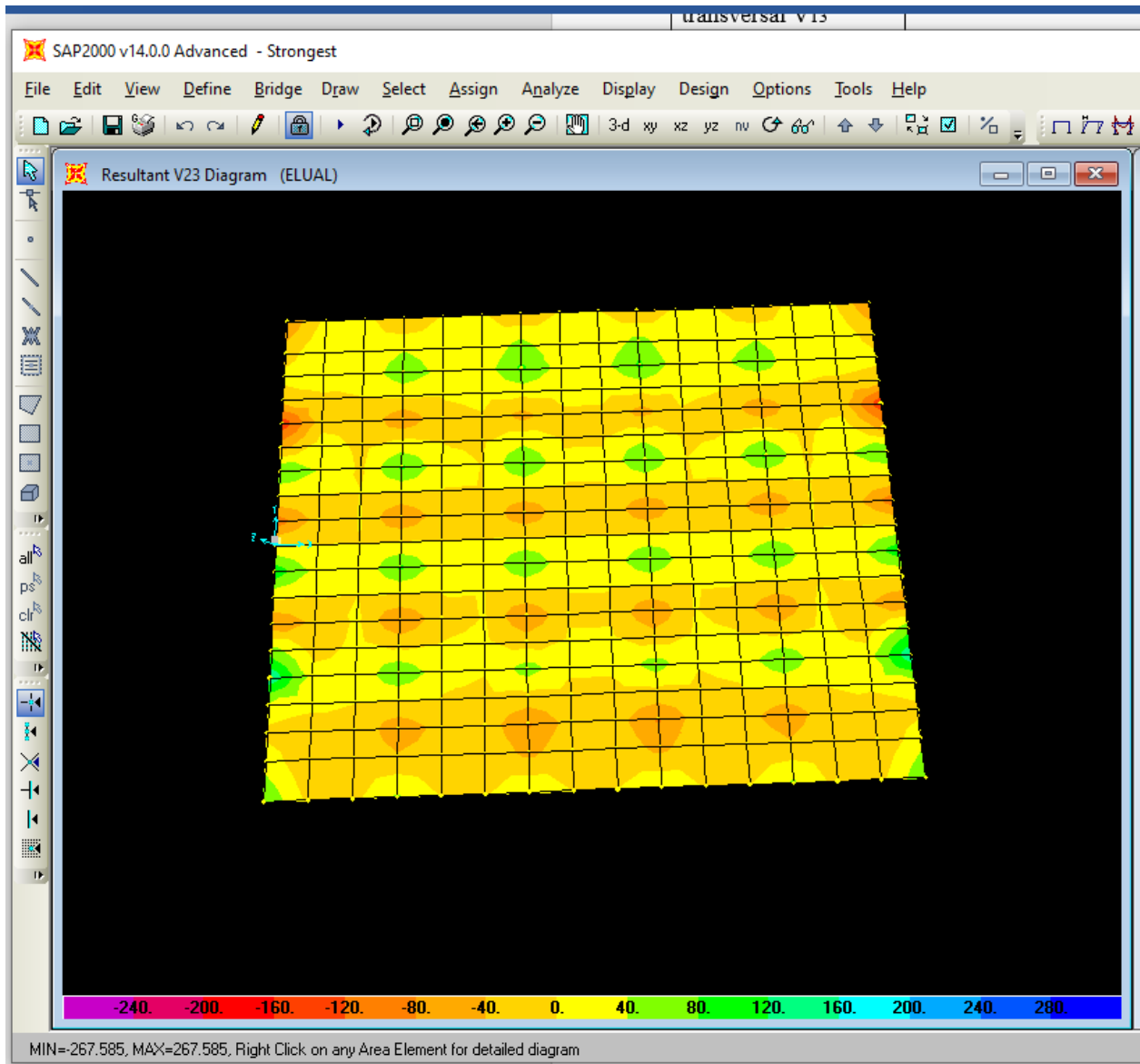


Fig3.19 Efforts tranchants de la dalle à ELU3 (le cas le plus défavorable) (KN)

CHAPITRE 4 : ETUDE DES POUTRES

4-Etude des poutres

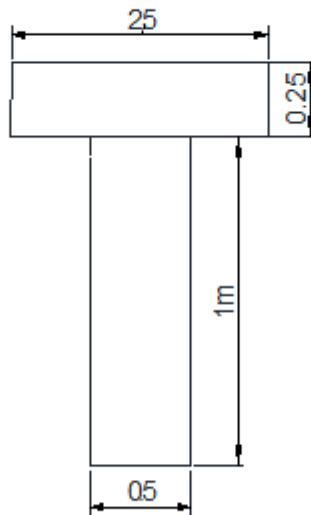


Fig.4.1 : poutre + dalle

4.1.1- Ferrailage des poutres

Tab4.1.1.les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants

Combinaison d'actions	Moments (t.m)	Efforts tranchant (t)
ELU	394.273	110.693
ELS	293.257	82.373

Les hypothèses $h_0=0.25m$, $h=1.25m$, $b=2.5m$, $b_0=0.3m$ et $d=0.9h$ alors $d=1.2m$ $\gamma_b = 1.5$
 $M_u=394.273$ MN.m $f_{c28}=25$ Mpa, $F_e=400$ Mpa

NB : fissuration préjudiciable

1) Calcul à l'état ultime de limite ELU

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa .}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu=0.088$$

$\mu=0.088 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\alpha = 1.5 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$\alpha = 0.115$$

$$Z=d (1-0.4 \alpha)$$

$$Z=1.07m$$

Calculons le moment restant de la table de compression

$$M_t=b.h_o.f_{bc}(d-h_o/2)$$

$$M_t = 2.5 \times 0.25 \times 14.17 \times (1.125 - 0.25/2) = 8.856$$

$$M_t = 8.856 \text{ MN.m} \quad \text{alors } M_t > M_u = 3.9427 \text{ MN.m}$$

Donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la table donc le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire (bxh).

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_{\sigma st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{3.9427}{389.567}$$

$$A_{st} = 106 \text{ cm}^2 \quad \text{choix du ferrailage } 20T32 = 160.84 \text{ cm}^2$$

2) Calcul à l'état limite de service ELS

$$M_s = 4.229 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre $bx^2/2 - n A_{sc}$

$$(x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

$$1.125x^2 + 0.4825 - 0.579 = 0$$

Après résolution de l'équation on aura :

$$X = 0.46m$$

$X_o > h_o$ donc l'axe neutre (AN) se trouve dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{sc} (x - d') + n A_{st} (d - x)^2 = (A_{sc}=0).$$

$$I = 0.2 \text{ m}^4$$

$$\Sigma bc = Ms.x/I = 6.74 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{Fe}, 110 \sqrt{(\eta f_{t28})} \right) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms(d-x)}{I} = \frac{15(4.229)(1.2 - 0.534)}{0.22} = 192$$

$$\sigma_{stadm} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 203.96 \text{ MPa} < \sigma_{stadm} = 215.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

□ **Les Armatures de Répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{160.84}{4}$$

$$A_r = 40.21 \text{ cm}^2 \quad \text{choix du ferrailage } 5T32 = 40.21 \text{ cm}^2$$

4.1.2-Calcul des armatures transversales

$$T_{\max} = 0.110 \text{ MN}$$

$$\tau_u = T_{\max} / (b_o \cdot d)$$

$$\tau_u = 0.195 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour des fissurations préjudiciables } \tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$; 4 \text{ MPa} = \min (2.5, 4 \text{ Mpa}) \quad \tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \tau_u = 0.195 \text{ MPa} <$$

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

□ **Section et armature de l'âme**

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{h_o}{10}, \Phi_{\min} \right)$$

D'où Φ_{\min} est le diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t = \min (4.2, 2, 3.2) = 20 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 12 \text{ mm}$$

$$\delta t \leq \frac{0.8 x f_e . A_t}{b_o . (\tau_u - 0.3 f_{tj} . k)} (k=1 \text{ flexion simple}), A_t = n \Phi t = 5 \Phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$f_{tj} = \min (f_{t28} ; 3.3 \text{ Mpa}) = \min (2.1, 3.3 \text{ Mpa}) \text{ on prendra alors } f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa } \delta t$$

$$\leq 65 \text{ cm}$$

$$\delta t \leq \min \left[\frac{A_t f_e}{0.4 b_o} ; 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right] = \min [55.67 ; 108,40 \text{ cm}]$$

$$\delta t \leq 40 \text{ cm}$$

Effet de l'effort de tranchant

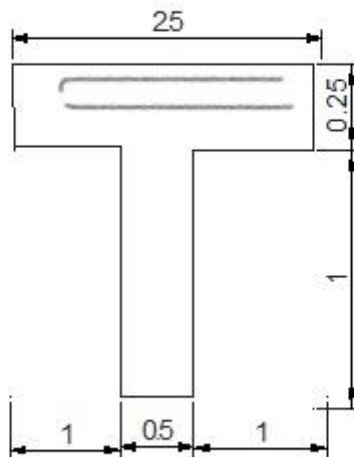
Au niveau d'appuis $T_u = 0.110 \text{ MN}$

Soit : $A = 5T32 = 40.21 \text{ cm}^2$ la section d'armatures inférieure au niveau de l'appui

Alors on doit vérifier $A . \delta t > T_u$

$A \delta t = 0.1608 \text{ MN}$ et $T_u = 0.121 \text{ MN}$ Alors condition vérifiée. \square

Jonction de l'hourdis et l'âme de la poutre



Les hypothèses :

$T_u = 0.11 \text{ MN}$, $b_o = 0.5 \text{ m}$, $b = 2.5 \text{ m}$, $b_1 = 0.975 \text{ m}$, $h = 1.25 \text{ m}$, $h_o = 0.25 \text{ m}$ et $d = 1.125 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{T_u . b_1}{1.8 h_o . d . b} = \frac{0.1179}{0.972} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ Mpa} \quad \tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) =$$
$$\min (2.5, 4 \text{ Mpa}) \quad \tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.1 < \tau_{adm} = 2.5$ condition vérifiée

On doit vérifier $A \geq \frac{T_u \cdot (b - b_0)}{0.8 f_e \cdot d \cdot b} = \frac{0.816}{864} = 9.44 \text{ cm}^2$

CHAPITRE 5 : ETUDE DE L'HOURLDIS

Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

Ce sont des structures planes armées suivant une ou deux directions reposant sur des poutres, et peuvent être simplement appuyées ou totalement encastées.

Pour notre cas, la dalle a une épaisseur de 25cm, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm.

5.1- caractéristiques géométriques

La dalle est calculée comme une poutre simplement appuyée, pour le ferrailage on adopte une bande de 1m de longueur.

□ Les hypothèses

$b = 1\text{m}$, $h = 25\text{cm}$, $\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$; $\sigma_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{bc} = 14.17\text{Mpa}$

5.2- Etude de la flexion longitudinale

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura : Les moments fléchissant max et min sont obtenus par le logiciel SAP2000.

Tab.5.1 les valeurs des moments fléchissant en (KN.m) (par SAP2000)

		ELU	ELS
M11 (transversal)	Mt.max	189.535	141.292
	Mapp.max	86.784	64.697
M22 (longitudinal)	Mt.max	138.994	104.395
	Mapp.max	49.146	36.818

Tab.5.2 les valeurs des efforts tranchants en (KN) (par SAP2000)

Efforts tranchants	ELU	ELS
T .transversal	317.094	236.401
T.longitudinal	397.475	296.834

5.3 Ferrailage de l'Hourdis

a. Transversal (M11)

En travée (ELU)

$$M_u = 0.18954 \text{ MN.m} \quad d = 0.9h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}, \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0.2547$$

$\mu = 0.2547 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

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

$$\alpha = 0.3744$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.191304 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 28.48 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage **6T32=48.3cm²**

Vérification à l'ELS

$$M_s = 0.14152 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre $b x^2 / 2 - n A_{sc}$

$$(x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

n : coefficient d'équivalence =15

$$B x^2 / 2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15.483 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 0.0441x - 0.00795 = 0 \quad x$$

$$= 0.129 \text{ m}$$

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

$$I = 0.00137 \text{ m}^4$$

$$\frac{M_s}{I} \cdot x = \frac{0.14152 \times 0.129}{0.00137} = 12.56 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 12.56 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$n \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15(0.14152)(0.225-0.12)}{0.00137} =$$

$$159.44 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_{Fe}, 110\sqrt{(\eta f t 28)}) \text{ où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 159.44 \text{ MPA} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) En Appuis

□ ELU

$$M_u = 0.0867 \text{ MN.m}$$

$$= \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\frac{0.0867}{0.717} = 0.121$$

$\mu = 0.121 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

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

$$\alpha = 0.162$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.21$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}}$$

$$\text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 11.8 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage 6T16=12.1 cm²

□ **ELS**

$$M_s = 0.0646 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre $bx^2/2 - n A_{sc}$

$$(x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

n: coefficient d'équivalence = 15 bx^2

$$/2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 12.1 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 0.02412x - 0.00434 = 0$$

D'où $x = 0.07 \text{ m}$

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

$$I = 0.000548 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 14.26 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15(0.0597)(0.18 - 0.0721)}{4.058 \cdot 10^{-4}} = (183.89)$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 F_e, 110 \sqrt{(\eta f t 28)}) \text{ où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.26 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée. } \sigma_{st}$$

$$= 183.89 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

2) Ferrailage longitudinal (M22)

□ En travée à l'ELU $M_u = 0.$

$$1389 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\frac{0.1389}{0.717} = 0.194$$

$\mu = 0.194 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

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

$$\alpha = 0.272$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.2m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 347.828 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 20 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage **8T25=39.3cm²**

□ **Vérification à l'ELS**

$$M_s = 0.03852 \text{ MN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre $bx^2/2 - n A_{sc}$

$$(x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

$$n: \text{coefficient d'équivalence} = 15 \quad bx^2$$

$$/2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 39.3 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 3.4710^{-5} x - 6.2610^{-6} = 0 \quad x =$$

$$0.1142 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{(0.0353)^3}{3} + 15(9.03 \cdot 10^{-4})(0.18 - 0.0353)^2$$

$$I = 1.063 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$\sigma_{bc} = 13\text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$
condition vérifiée.

$\sigma_{st} = \min (2 / 3 F_{Fe}, 110\sqrt{(\eta f t 28)})$ où $\eta = 1.6$ (pour les aciers de haute adhérence)

$\sigma_{st} = 189.22\text{MPa} < \sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

En Appuis ELU

$M_u = 0.0491 \text{ MN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0.068$$

$\mu = 0.068 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

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

$$\alpha = 0.088$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.217\text{m}$$

$$A_{st} = 6.5\text{cm}^2$$

Choix du ferrailage 6T16=12.1cm²

Vérification à l'ELS

$M_s = 0.0368\text{MN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre $b x^2 / 2 - n A_{sc}$

$$(x - d') - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0).$$

n: coefficient d'équivalence =15 $b x^2$

$$/2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$0.5 x^2 - 15 \cdot 6.16 \cdot 10^{-4} (0.18 - x) = 0$$

$$0.5 x^2 + 12.1 \cdot 10^{-4} x - 1.6610^{-3} = 0 \quad x$$

$$= 0.074 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{(0.049)^3}{3} + 15(6.16 \cdot 10^{-4})(0.18 - 0.049)$$

$$I = 5.48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \overline{F_{c28}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} F_{e}, \frac{110 \sqrt{\eta f t 28}}{\gamma_s} \right) \quad \text{où } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers de haute adhérence)} \quad \sigma_{st} =$$

$$152.10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 4.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \overline{F_{c28}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 161.470 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Tab.5-2 : Tableau récapitulatif pour le ferrailage de l'hourdis

		En Travée	En Appuis
Transversalement	Ast	6T32=48.3cm ²	6T16=12.1cm ²
	Asc	0	0
Longitudinalement	Ast	8T25 =39.3cm ²	6T16 =12.1cm ²
	Asc	0	0

❖ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$= 0.23 \cdot 1 \cdot 0.1225 \cdot 2.1 / 400 = 2.716 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 12.1 > 2.173 \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

❖ **Résistance à l'effort tranchant**

D'après les règles de BAEL la vérification ne fait qu'à l'état limite ultime (ELU)

a) Justification du béton

❖ **transversalement**

$$T_u = 317.094 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = 1.4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.338 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

□ **Longitudinalement**

$$T_u = 397.475 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 1.766 \text{ MPa} \quad \tau_u = 1.766 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée.

5.4 Vérification au poinçonnement

Condition à vérifier :

$$q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj} \quad \text{Avec :}$$

Avec : **q_u** : Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : Résistance

caractéristique du béton à 28

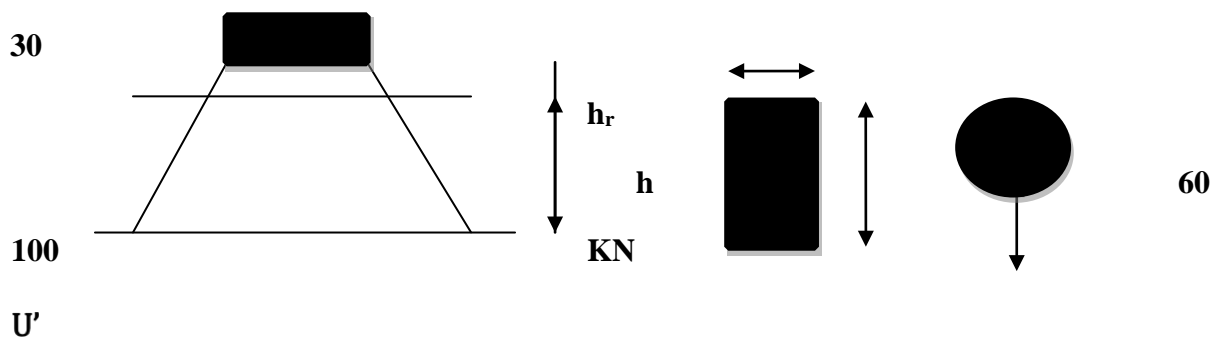


Figure 5-1 : La transmission de la charge « Br »

□ La surface d'impact

$$U_0 = U + h + h_r \Leftrightarrow U_0 = 30 + 25 + 8 = 64 \text{ cm.}$$

$$V_0 = V + h + h_r \Leftrightarrow V_0 = 60 + 25 + 8 = 94 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(U_0 + V_0).$$

$$U_c = 316 \text{ cm}$$

$$\delta_{br} = 1,084$$

$$q_u = 1.5 \delta_{br} \cdot Q = 1.55 \times 1.084 \times 100 = 168.02 \text{ } q_u =$$

$$168.02 < 0.045 \times 2.92 \times 0.2 \times 25000 = 657 \text{ KN}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

5.5-Calcul de la prédalle

C'est une dalle préfabriquée servant de coffrage perdu pour la dalle, son calcul suppose une poutre simplement appuyée de largeur 1m, 8cm de hauteur et 2.2m de portée.

On utilise pour son ferrailage des ronds lisses (RL) FeE215 ($\sigma_{su} = 187 \text{ MPa}$)

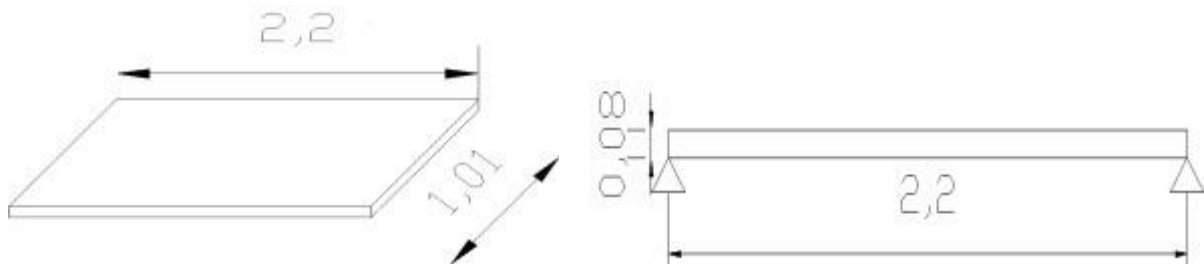


Figure 5.2 : la prédalle

Poids de la dalle :

$$G_3 = 0,25 \times 2,5 \times 1 = 0.625 \text{ t /ml}$$

Poids de pré dalle

$$G'_3 = 0.08 \times 2.5 \times 1 = 0.2 \text{ t/ml}$$

Donc la charge permanente $Q=G_3+G'_3=0.825\text{t/ml}$

$$M=QL^2/8 = (0.825) \times (2.2)^2 / 8$$

$$M=0.499 \text{ t.m}$$

$$M_u=1.35M$$

$$M_u=0.673\text{t.m}$$

❖ Ferrailage

Les dimensions :

$$B=1\text{m} ; h=0.08\text{m} \text{ alors } d=0.9h = 0.072\text{m} \text{ et } \mu=0.0778$$

$\mu=0.092 < \mu_R = 0.392 \Leftrightarrow$ Section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\text{D'où on } A_{st}=4.425\text{cm}^2$$

$$\text{Choix du ferrailage : } 8T8=4.02 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELS

$$M_s=0.499 \text{ t.m}$$

$$\text{On trouve } x=0.453 \text{ et } I=1.486.10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.47 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 F_{Fe}, 110\sqrt{(\eta f_t 28)}) \text{ où } \eta = 1.5 \text{ (pour les aciers ronds lisses RL)}$$

$$\sigma_{st} = 194.2\text{Mpa} \quad \sigma_{st} = 149.720 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 195.23 \text{ MPa} \dots\dots$$

Condition vérifiée

CHAPITRE 6 : ETUDE DES APPAREILS D'APPUI

Les poutres des tabliers reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils appelés « Appareils d'appuis », conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent leur poids propre, les surcharges et les actions horizontales.

Les déplacements du tablier proviennent des variations de la température, des rotations dues aux surcharges et charges des déformations différées du béton ainsi que des actions sismiques

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

Pour notre cas on a utilisé l'appareil d'appui en élastomère fretté.

Ces appareils sont constitués d'un empilage de plusieurs plaques d'un élastomère (polychloropène) commercialisé sous le nom de « néoprène » liées entre elle et frettées par des plaques métalliques.

Grâce aux propriétés de l'élastomère ces appareils laissent les mouvements de déplacement et de torsion du tablier par rapport à ses appuis en toute liberté.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis, en dehors de leur cout relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent, ils prennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations.

La désignation d'un appareil d'appui est : **a x b x n (t+e)**

Avec :

a : cote parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage b :

cote perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

n : nombre des feuilles élémentaires d'élastomère

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire

e : épaisseur d'une frette intermédiaire

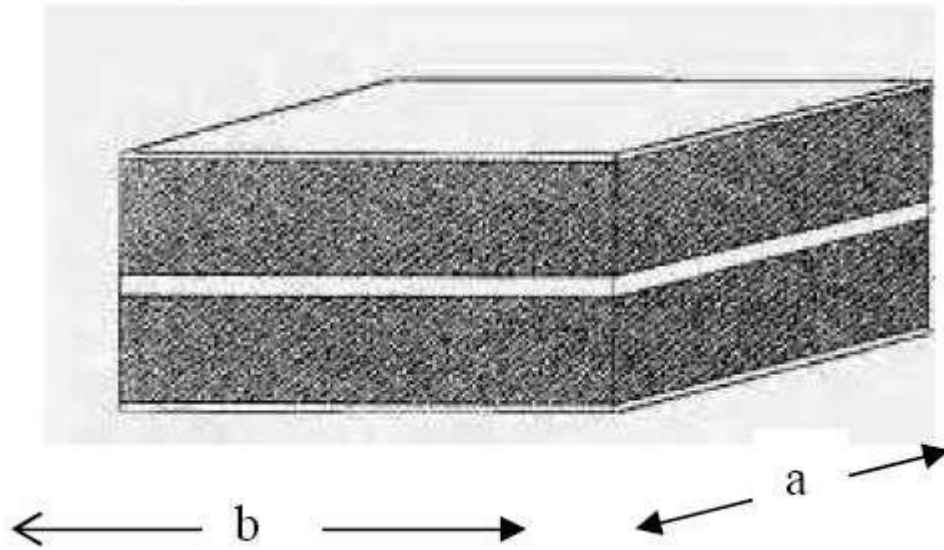


Fig.6.1. Appareil d'appui

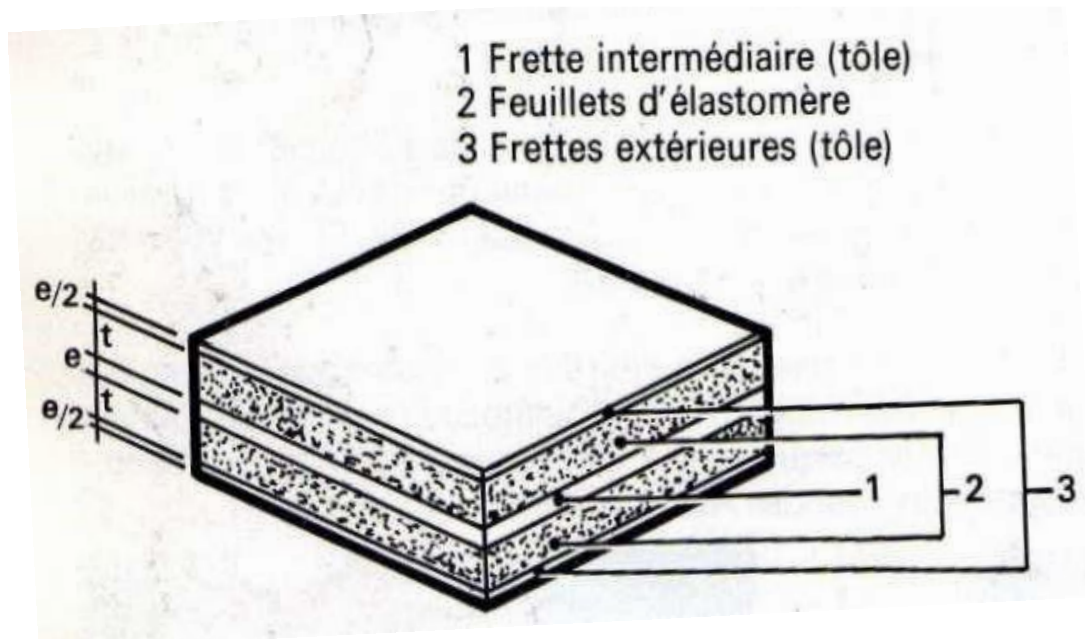


Figure 6.2 : Schéma d'un appareil d'appui fretté

6.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui

6.2. Dimensions en plan

Il faut respecter les conditions suivantes

- La condition de non flambement -

L'épaisseur minimale.

$$a \times b > \frac{N}{\sigma}$$

Avec :

N : réaction verticale maximale sur l'appui = **1100KN** σ_{moy}

: Contrainte moyenne de compression = 150 bars

$$a \times b > \frac{1100000}{1500}$$

$$a \times b > 733,33\text{cm}^2 \quad t = 12 \text{ mm}$$

$$a = 300 \text{ mm} \quad b = 400 \text{ mm} \quad a \times b = 1200\text{cm}^2 > 733,33\text{cm}^2$$

D'après le Tableau de FREYSSINET

6.2.1 Hauteur nette de l'élastomère

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T

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

$$30 < T < 60$$

On prend T = 60 mm

$$T = n \cdot t \quad \text{et} \quad t = 12 \text{ mm}$$

$$n = \frac{T}{t} = \frac{60}{12} =$$

5 nombre de feuillets

6.2.2 Epaisseur des frettes

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

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

Avec :

σ_e : limite élastique des frettes = 2150 Kg /cm² (pour les aciers de type E24) β :

Coefficient de forme

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

$$= \frac{30 \times 40}{(30+40) \times 2 \times 1.2} = 7,143$$

168

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{a \times b}$$

$$= 91,666 \text{ kg / cm}^2$$

$$e \geq \frac{91,666 \times 30}{2150 \times 7,143} \geq 0,179 \text{ cm}$$

On prend $e = 2 \text{ mm}$,

Donc la désignation de l'appareil d'appui est : **300 x 400 x 5(12+2)**

6-2-3-Vérification de l'appareil d'appui

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts horizontaux, cette dernière, au niveau des appareils d'appuis se fera avec l'influence des déformations des appuis.

6.3 Répartition des efforts sur les appareils d'appuis

6.3.1 Répartition des efforts horizontaux

6.3.1.1 Dues aux charges dynamiques

Les efforts agissent sur le tablier et se transmettent aux différents appuis. La répartition de ces efforts se fait suivant les rigidités des différents appuis. Soit :

H : l'effort horizontal

K_i : la rigidité de l'appui

Freinage :

Le freinage le plus défavorable est celui de B_c : $H_F = 30t$

Vent : $H_V = f.g.h.L$ Avec :

En phase de chantier :

$$H_V = 0.5 \times 0.3 \times 1.25 \times 15$$

$$H_V = 2,81t$$

Pour Le reste :

$$H_V = 0.3 \times 1.25 \times 15 \times 2/3 = 3,75t$$

f : pression de vent $= 0.3 \text{ t/m}^2$.

g : la hauteur de tablier (poutre+dalle) $= 1.25\text{m}$. L : la longueur de tablier $= 15 \text{ m}$.

$H_V = 2.81t$ en phase de chantier

$H_V = 3,75t$ pour le reste

□ **séisme**

Hs : effort sismique

Hs = 10% Gt où Gt = poids propre du tablier

$$H_s = 0.1 \times 277.32 = 27.732 \text{ t}$$

6.3.1.2 Dues aux charges statiques

Ils provoquent des déplacements en têtes des appuis, et par conséquent des efforts horizontaux. Leur répartition dépend de la position du point fixe.

$$H_i = \delta_i \cdot K_i$$

Avec :

$$\delta_i = \text{et } (x_i - x) \quad \delta_i =$$

déformation de l'appui i

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} = \frac{T_i}{n \cdot G \cdot A_i} + \frac{h_i}{3 \cdot E \cdot I}$$

6.3.2 Variation linéaire du tablier

Elle est due au :

- ✓ Retrait
- ✓ Fluage
- ✓ Température

□ **Retrait**

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée.

$$\Delta L_r = \frac{-40}{100} \cdot L \cdot \varepsilon V$$

Avec :

$$\varepsilon V = 2.5 \times 10^{-4}$$

L : la longueur totale du pont (L=15m)

$$\Delta L_r = -0.4 \times 15 \times 2.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = -1.5 \text{ mm}$$

▪ **Fluage**

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

$$\Delta L_F = \frac{-60}{100} \times L \times \frac{\sigma_m}{E} \times 2.5$$

Avec :

σ_m : Contrainte moyenne de béton = 65kg/cm²

$E = 3.22 \times 10^5$ kg/cm²

$$\Delta L_F = -0.6 \times 15 \times 65 \times 2.5 \times \frac{1}{345000}$$

$$\Delta L_F = 4.24\text{mm}$$

▪ **Temperature**

Le coefficient de dilatation thermique dans RPOA est de 0.4

Courte durée : $\Delta L_T = \pm 35 \times 10^{-5} \times 15 \times 0.4 \implies \Delta L_T = \pm 2.1$ mm.

Longue durée : $\Delta L_T = \pm 25 \times 10^{-5} \times 15 \times 0.4 \implies \Delta L_T = \pm 1.5$ mm.

□ **Total des variations linéaires**

$$\Delta L_t = \Delta L_F + \Delta L_T + \Delta L_r$$

Courte durée : $\Delta L_{\min} = -2.1 - 4,24 - 4 = -7,84\text{mm}$

$$\Delta L_{\max} = 2.1 - 4,24 - 4 = -3.64 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\max} = 2.1\text{mm}$$

Longue durée $\Delta L_{\min} = -1.5 - 4,24 - 1,5 = -7.54 \text{ mm}$

$$\Delta L_{\max} = -1.5 - 4,24 + 1,5 = -4.24\text{mm}$$

$$\Delta L_{\max} = 1.5\text{mm}$$

6.3.3 Evaluation du point fixe

C'est le point de déplacement horizontal nul à partir duquel se produisent les allongements et les raccourcissements. Ce point est nécessaire pour la détermination des forces dues aux variations linéaires du tablier.

Posons

X = l'abscisse du point fixe

X_i = l'abscisse de l'appui « i » de rigidité K_i , par conséquent le déplacement δ_{xi} de l'appui « i » est proportionnel à $(X - X_i)$ et la force engendrée par ce déplacement est donnée par :

$$F_i = K_i \cdot \delta_{xi}$$

$$X = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i}$$

Avec :

K_i : la rigidité du ième appui ($K_i = \frac{1}{\delta_i}$)

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta_{3i} = \frac{T_i}{n \cdot G \cdot A_i} + \frac{h_i}{3 \cdot E \cdot I} \quad \text{Où } \delta_i = (\text{déplacement du nième appui})$$

Avec :

δ_{1i} = déformation à l'élastomère

δ_{2i} = déformation à l'appui δ_{3i}

= déplacement du à la fondation

NB : la fondation de la pile est supposée être encastree donc le déplacement est nul au niveau de la fondation d'où $\delta_{3i} = 0$

T_i : épaisseur l'élastomère = 0.06 m.

A_i : surface de l'élastomère = 0.12 m².

G : module de cisaillement de l'appareil.

h : la hauteur de la pile.

n : nombre des appareil d'appui par élément porteur. ($n=5$ pour la culée et $n=10$ pour la pile)

I : Moment d'inertie de la pile

□ Moment d'inertie de la pile

$$I = \frac{3.14 \times D^4}{64} \times 3 = 0.305 \text{ m}^4 \quad (D=1.2\text{m})$$

❖ **Chargement statique**

$$G = 80 \text{ t/m}^2 \quad \text{et} \quad E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10.818 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{11} = \frac{0.06}{5 \times 80 \times 0.2} = 0,125 \times 10^{-3} \text{ m/t}$$

❖ **Chargement dynamique**

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_c 28} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{22} = \frac{0.06}{5 \times 1600 \times 0.12} = 6,25 \times 10^{-3} \text{ m/t}$$

Tab 6-1 : La rigidité de l'appui « i » et le déplacement du point d'abscisse Xi

Xi	$\delta_{1i} \cdot 10^{-4}$		$\delta_{2i} \cdot 10^{-4}$		$K_i = \frac{1}{\delta_i} \cdot 10^{-4}$		$F_i = K_i \cdot \delta_{xi}$		$H_i \%$		$\frac{K_i}{\sum K_i}$
	lent	Inst	lent	inst	lent	inst	lent	inst	lent	inst	
0	0,125	6,25	0,125	6,25	8	0.16	1	1	50	50	
40	0,125	6,25	0,125	6,25	8	0.16	1	1	50	50	
					16	0,32	2	2	100	100	

Le centre élastique (point fixe) est :

$$X = \frac{\sum K_i \cdot x_i}{\sum K_i}$$

$$X = 120/16 = 7.5 \text{ m}$$

6.3.4 Efforts horizontaux dans les appuis

6.3.4.1 Variation linéaire du tablier

La valeur de la variation linéaire du tablier est donnée par la formule suivante :

$$\Delta L_i = \Delta L_t \cdot (x/L_t)$$

$$7,84 \times (7.5/15) =$$

$$3,92 \text{ mm}$$

Avec :

$$\Delta L_t = \Delta L_{\min} = -7,84 \text{ mm.}$$

L_t : la longueur totale du pont = 15 m.

$$H_{vc}(t) = n \cdot G \cdot A_i \cdot \Delta L_i \cdot \frac{1}{T_i}$$

n=5 poutres la culée (appuis 1 et 3) n=5

pour la culée (appui 2)

$$G=80 \text{ t/m}^2 ; A_i=0.12 \text{ m}^2 ; T_i=0.06 \text{ m}^2$$

Tab 6-2 : les valeurs des efforts H_{vLT}

Appuis	(1)	(2)
ΔL_i	$3,92 \times 10^{-3}$	$3,92 \times 10^{-3}$
HVLT (t)	3,136	3,136

force de freinage

La force de freinage est donnée par la formule suivant :

$$H_f = H_{BC} \times \overline{\sum k_i} K_i ; \text{ avec } B_c = H_{BC} = 30 \text{ t}$$

Tableau 6.3 : répartition de la force de freinage.

Appuis	(1)	(2)
H _f (t)	15t	15t

Appuis	(1)	(2)
H _f (t)	15t	15t

□ Séisme

$$H_s' = H_s \times \frac{K_i}{\sum K_i} \text{ or } H_s = 10\% G_t \text{ où } G_t = \text{poids propre du tablier}$$

$$H_s = 0.1 \times 277.32t = 27.732t$$

Appuis	(1)	(2)
H _s '(t)	13.866	13.866

6.3.5 Vérification des appareils d'appuis

6.3.5.1 Variation linéaire du tablier

On doit vérifier que $\frac{\Delta L_i}{T_i} < 0.5$ Sachant $T_i = 0.06m$,

Tableau 6.4 : Variation linéaire du tablier

Appuis	(1)	(2)
$\frac{\Delta L_i}{T_i}$	0.0653	0.0653

Conclusion : condition vérifiée

6.3.5.2 Variation linéaire + freinage

La variation linéaire due au freinage est exprimée par :

$$\Delta L_F = \frac{H_f \times T_i}{n \times G \times A_i} \implies \frac{\Delta L_f}{T_i} = \frac{H_f}{n \times G \times A_i}$$

Avec :

T_i : épaisseur d'élastomère.

A_i : surface de l'élastomère. G :

160t/m² n : nombre de poutres

sur appui. n =5 pour la culée. n

=10 pour la pile.

Condition admissible qui doit être vérifiée est : $\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta L_f}{T_i} < 0.7$

$$\frac{\Delta L_{f1}}{T_1} = \frac{\Delta L_{f3}}{T_3} = \frac{14.851}{5 \times 160 \times 0.12} = 0.154$$

Tableau 6.5 : Variation linéaire +freinage

Appuis	(1)	(2)
$\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta L_f}{T_i}$	0.2215	0.2215

Conclusion : condition vérifiée

6.3.5.3 Variation linéaire + freinage + séisme

La variation linéaire due au séisme est donner par :

$$\Delta L_s = \Delta L_s = \frac{H_s \times T_i}{n \times G \times A_i} \implies \frac{\Delta L_s}{T_i} = \frac{H_s}{n \times G \times A_i}$$

Avec :

T_i : épaisseur d'élastomère.

A_i : surface de l'élastomère.

n : nombre de poutres sur appui. n

=5 pour la culée.

$$\frac{\Delta L_s}{T_i} = \frac{H_s}{n \times G \times A_i}$$

= 0,144

Condition admissible qui doit être vérifiée est $\left[\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta L_{fi}}{T_i} + \frac{\Delta L_{si}}{T_i} \right] \leq 1.3$

Tableau 6.6 : Variation linéaire + freinage + séisme

Appuis	(1)	(2)
$\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta L_{fi}}{T_i} + \frac{\Delta L_{si}}{T_i}$	0,3655	0,3655

Conclusion : condition vérifiée

6.3.5.4 Vérification sous charge verticale

On doit vérifier que : $\tau_n = \frac{150 \times \sigma_m}{\beta} < 3G$

Avec : $\sigma_m = \frac{11000}{2000} = 91,66 \text{ kg/cm}^2$

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

$$= 7,143$$

G : module d'élasticité transversale du néoprène = 8Kg/cm².

$$\tau_n = \frac{1,5 \times 91,66}{7,143} = 19,25 < 3 \times 8 = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc **condition vérifiée**.

6.3.5.5 Vérification des contraintes de cisaillement dues à la rotation

Lorsqu'une frette effectue une rotation par rapport à une autre solidaire à un même feuillet sous l'effet du chargement, il ya naissance d'une contrainte de cisaillement.

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \text{ tg} \alpha$$

On doit vérifier : $\eta \alpha < 1.5G$

$$\text{tg} \alpha = \alpha_1 \quad \text{et} \quad \alpha_1 = \alpha_0 + \alpha$$

$$\alpha_0 = \frac{3 \text{rd}}{1000} = 0.003 \text{rd}$$

G=8Kg/cm² (pour un tablier en béton armé)

a = 30cm et T = 1.2cm

Calculons α

La rotation effectuée par la poutre est :

$$\alpha = \frac{1}{EI} \left(\frac{qL^3}{24} + \frac{pL^3}{16} \right)$$

Avec :

Q = poids propre du tablier = 277.32/15 = 18.488t

p = charge concentrée à mi portée représentant le poids d'un camion

p = Bc = 30t

I = moment d'inertie équivalente (poutre + dalle) = 0.153m⁴

E = 3216.42MPa

$$\alpha = \frac{1}{3216.42 \times 0.0447} (5286.67 + 750) = 0.0042 \text{rd}$$

$$\alpha = 0.00061 \text{rd}$$

$$\eta\alpha = 1,525 \text{Kg/cm}^2$$

$$\eta\alpha = 1,525 \text{Kg/cm}^2 < 1.5 \times G = 12 \quad \text{alors condition vérifiée}$$

6.3.5.6 Condition de non soulèvement

Nous devons vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{3}{\beta} \cdot n \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^2 \cdot \frac{\sigma}{G}$$

$$= \frac{3}{7,143} \times 5 \times \left(\frac{1,2}{30} \right)^2 \cdot \frac{91,66}{8}$$

$$\alpha \leq 0.0385$$

$$0.00061 < 0.0385$$

condition vérifiée

6.3.5.7 Vérification sous charges horizontales

$$\tau_H = \frac{H_i}{n \cdot a \cdot b}$$

Avec a=30cm et b=40cm (n=5 pour (1) et (2))

Tableau 6-7 : Vérification sous charges horizontales

Appuis	(1)	(2)
η_{HL} (Kg/cm ²)	0,0003136	0,0003136
η_{Hf} (Kg/cm ²)	0,0025	0,0025
η_{HS} (Kg/cm ²)	0,004622	0,004622

Les limites admises

- $\eta_{HL} \leq 0.5G = 4\text{Kg/cm}^2$
- $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i} \leq 0.7$
-

Tableau 6-8: calcul de $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i}$

Appuis	(1)	(2)
$\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i}$	$3,92 \times 10^{-5}$	$3,92 \times 10^{-5}$

- $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i} + \frac{\tau_{HS}}{2G_i} \leq 1.3$

Tableau 6-9 : calcul de $\frac{\tau_{HL}}{G_i} + \frac{\tau_{HF}}{2G_i} + \frac{\tau_{HS}}{2G_i}$

Appuis	(1)	(2)

$\frac{T_{HL}}{Gi} + \frac{T_{HF}}{2Gi} + \frac{T_{HS}}{2Gi}$	$3,3 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$
---	----------------------	----------------------

D'où les conditions sont vérifiées

Conclusion : nous avons remarqué que toutes les conditions sont vérifiées nous pouvons adopter un choix définitif pour notre appareil d'appui de désignation : **300x 400 x 5 (12+2)**.

6.3.5.8 - Ferrailage du dé d'appui

Les armatures d'écartement sont constituées par des nappes de fretage disposées au droit des appareils d'appuis des vérins.

Elles constitués par des **ronds lisse $\phi 8$**

La section totale de fretage est capable de reprendre un effort égal à :

$$0,04N_{\max} = 0.04 \times 1,1 = 0.044MN$$

$$L'aire est donc : \frac{0.04N}{\sigma} = \frac{0.044}{266.67} = 1,6 \times 10^{-4} m^2$$

$$= 1,65 cm^2$$

Donc on prend une nappe de **4 $\phi 8$ =2,01cm²**

6-4-Calcul des Joints

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plupart des cas, ils sont insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix du type de joint de chaussée dépend :

- D souffle de joint (c'est à dire déplacement maximal autorisé par le joint) □ Du tracé du pont
- De l'intensité du trafic



Figure 6.3 : Joint de chaussée

6-4-1 Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement dû au freinage.
- Déplacement dû aux variations linéaires plus déplacement dû au séisme, déplacements horizontaux dus à la variation du tablier.

On doit vérifier que :

$$\checkmark \Delta L_t + \Delta f_{\text{freinage}} < W$$

$$\checkmark \Delta L_t + \Delta S_{\text{seisme}} < 1.3W$$

Avec W : Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\Delta L_T = \Delta L_{\text{retrait}} + \Delta L_{\text{fluage}} + \Delta L_{\text{température}}$$

$$\Delta L_T = 1.5 + 4.24 + 2.1 = 7.84 \text{ mm}$$

$$\Delta L_T = 0.784 \text{ cm}$$

a- Déplacement dû au freinage

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T.H}{G.A} \quad \text{Avec : } H=30/5=6t$$

Effort repris par chaque poutre est : $6/5 = 1.2t$

G : module de déformation transversale ($G = 16Kg/cm^2$).

A : Aire de l'appareil d'appui ($A = 0.12m^2$).

T : Hauteur nette de l'élastomère

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0.06 \times 1200}{16 \times 0.12} = 0,0375m$$

$$\Delta L_T + \Delta_{\text{freinage}} = 0,784 + 3,75 = 4,534cm < W = 10cm$$

Condition vérifiée.

b-Déplacement dû au séisme

$$\Delta_{\text{séisme}} = \frac{T.H_s}{G.A} = 2,12cm$$

$$\Delta L_T = \Delta L_r + \Delta L_f + \Delta L_t =$$

$$1.5 + 4.24 + 2,1 = 0,784cm.$$

$H_s = 10\% G_t$ où $G_t =$ poids propre du tablier

$$H_s = 27.32/5 = 5.54t/poutre$$

$$\Delta_{\text{seisme}} = \frac{6 \times 6500}{16 \times 1200} = 2,03cm$$

$$\Delta L_T + \Delta_{\text{seisme}} = 0,784 + 2,03$$

$$= 2.814cm < 1.3W = 13cm$$

Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc le choix a été bien fait.

CHAPITRE 7: ETUDE DE LA CULEE

INTRODUCTION

Les culées sont les appuis extrêmes du pont. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur du tablier, les murs latéraux associés sont, soit des murs en aile, soit des murs en retour. Elles ont double rôle :

- Assurer l'appui du tablier.
- Le soutènement des terres.

On distingue différents types des culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées).
- Culées enterrées. Culées creuses.

Notre choix s'est porté pour les culées remblayées.

7.1. Pré dimensionnement des éléments de la culée

Le dimensionnement des culées remblayées est caractérisé par deux aspects :

- Il doit assurer la stabilité de la culée sous les efforts horizontaux et verticaux.
- Il doit assurer aussi une bonne résistance de la culée en tant que pièce en béton armé.

Dans notre cas, la culée se présente sous la forme d'un mur de front encastré sur une fondation superficielle surmontée par un mur de garde-grève et prolongé par des murs de retour.

□ Mur de front (M.F)

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre.

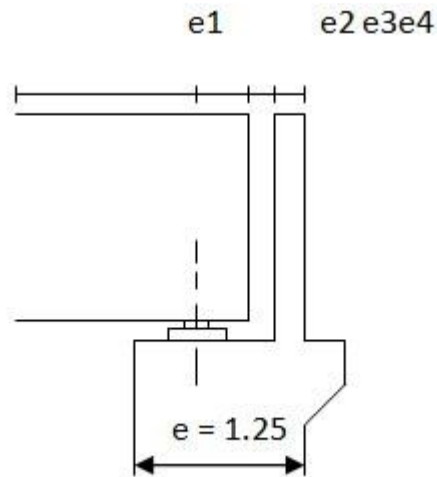


Figure 7.1 : Dimensionnement du mur de front Avec :

e_1 : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord ($e_1 = 40$ cm). e_2 : About de la poutre ($e_2 = 50$ cm). e_3 : Epaisseur de joint de dilatation ($e_3 = 10$ cm). e_4 : Epaisseur de mur garde grève ($e_4 = 25$ cm). L'épaisseur du mur garde grève est : $e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4$

$$e = 0.4 + 0.5 + 0.1 + 0.25$$

$$e = 1.25$$

□ Mur garde grève (M.G.G)

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

▪ La Hauteur

$H =$ hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de dé d'appui + épaisseur de la dalle + épaisseur du pré dalle.

$$H = 1.00 + 0.06 + 0.08 + 0.25 + 0.06$$

$$H = 1.47$$

▪ L'épaisseur : $e = 0.25m$

▪ La longueur : est celle du tablier + le joint ($L = 11.76 + 0.1 = 10.1m$) = 11.86

Mur en retour (M.R)

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelles des barrières. Ils sont encastés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière. Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont. Les dimensions de mur en retour sont limitées comme suit :

- **La pente : $p = 2/3$ La largeur :**

$$M_1 = [(H-H_0)/P] + R$$

Si : $H < 5m \Rightarrow R \geq 5 m$

$$H > 5m \Rightarrow R \geq H/10m$$

Avec :

H : hauteur du mur en retour.

H₀ : hauteur de la semelle.

Dans notre cas H=10.98 m

$H > 5m \Rightarrow R \geq 1.02$ on prend **R=1m**

$$M_1 = [(10.98-1.5)/(2/3)] + 1 = 15.22m$$

$$\square M_2 = (H-H_0)/2 = 4.74 m$$

L'épaisseur : e = 40 cm

- **Les dimensions de (T₁ : T₂)**

$$h/8 < T_1 < h/5 \quad \Rightarrow \quad 1.372 < T_1 < 2.04$$

$$T_1 = 2.196m$$

$$T_2 = M_2 + 0,3 = 4.74 + 0.3$$

$$T_2 = 5.04 m$$

On prend **T₂ = 5 m**

Dalle de transition

Le rôle de la dalle de transition se résume essentiellement à la limite des déformations dues aux tassements éventuels.

- **La longueur**

$$L = \min (6m ; \max (4m ; 0.6xh))$$

$$L = \min(6\text{m} ; \max(4\text{m} ; 0.6 \times 10.6))$$

$$L = 6\text{m}$$

- **La largeur = 8m**
- **L'épaisseur**

L'épaisseur varie entre $L/20$ et $L/17$.

$$\frac{6}{20} \leq e \leq \frac{6}{17} \rightarrow 0.3 \leq e \leq 0.353$$

On prend $e = 0.30$

❖ **Le corbeau**

$$E = 0.45\text{m}$$

$$H = 0.5\text{m}$$

❖ **La Semelle**

$$B = 6.86\text{m}$$

$$H = 1.5\text{m}$$

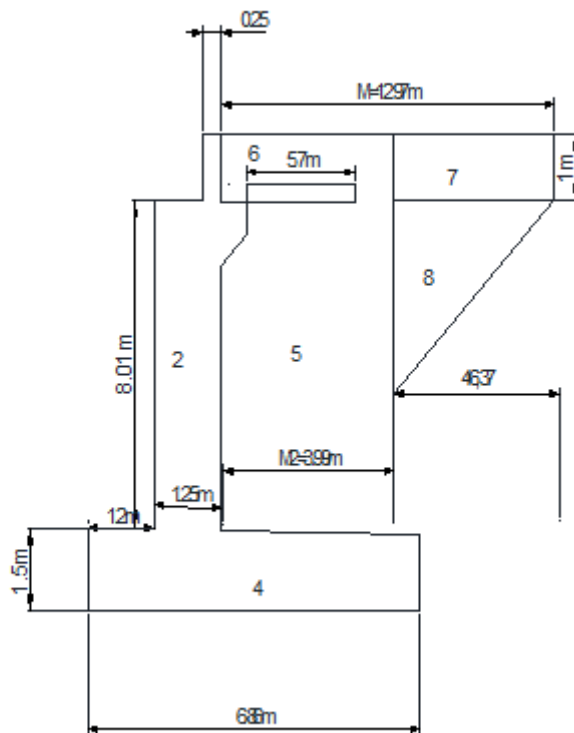


Figure 7.2 : dimensionnement de la culée

7.1.2-Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

7.1.3-Descente des charges de la culée

Tableau 7.1 : La descente de charge de la culée

Eléments		Vi(t)		d _o	M _o	
culée	Mur garde grève	(1)	0.25x1.47x11.86x2.5	10.9	2.325	25.34
	Mur de front	(2)	1.25x8.01x11.86x2.5	185.68	1.825	338.86
	Corbeau	(3)	0.45x0.5x11.86x2.5	6.67	2.675	17.84
	Semelle	(4)	6.86x1.5x12.86x2.5	330.82	3.43	1134.71
	Mur en retour	(5)	3.99x8.48x0.4x2.5x2	67.67	4.44	300.45
		(6)	(3.99) x0.4xx2.5x2	7.98	4.44	35.43
		(7)	(8.98) x0.4x2 x2.5	17.96	10.93	196.30
	Dalle de transition	(8)	3.5x9.5x0.3x2.5	53.79	9.43	507.24
		(9)	5.7x8x0.3x2.5	34.2	5.3	181.26
				Σ715.67		Σ2737.43

▪ **Calcul de l'excentricité Vi/0**

$$e = \frac{M}{V} = \frac{2737.43}{715.67} = 3.82m$$

▪ **Calcul de l'excentricité Vi/ a l'axe médiane de la semelle**

▪ $e_0=e-B/2=3.82-6.86/2=0.39m$

$e_0=0.39<B/6=6.86/6=1.14$

Donc la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

▪ **Contraintes sous la semelle**

$$\sigma_{1,2} = \frac{Fv}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{715.67}{7.65} \times \left(1 + \frac{6(0.39)}{6.86} \right) = 12.54t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{715.67}{7.65} \times \left(1 - \frac{6(0.39)}{6.86} \right) = 6.164t/m^2$$

▪ **Calcul en construction avec remblai Poussées des terres :**

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec :

k_a : Coefficient actif

γ : Poids volumique du remblai, 1,92 t/m³

h : hauteur de la culée = 10.2m

L : longueur du mur de front – deux fois l'épaisseur de mur en retour (L=8.9m)

$\Phi = 24.57^\circ$

$$k_a = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} = 0,412$$

$$\left(\frac{1}{2}\right) \cdot (0.333) \cdot (1.92) \cdot (10.98)^2 \cdot (11.86 - 2(0.4))$$

$$P_h = 426.6t$$

✓ **Poids des terres :**

$$P_t = 3.99 \times 9.48 \times 11.06 \times 1.92$$

$$P_t = 803.22t$$

✓ **Surcharge de remblai :**

$$\delta_H = k_a \cdot q \cdot s$$

Avec :

S : surface chargée q ;
surcharge du remblai = 1.2t/m³

$$\delta_H = (1.2) \cdot (0.333) \cdot (9.48 \times 11.06)$$

$$\delta_H = 41.94$$

$$\delta_v = q \cdot s$$

$$\delta_v = 3.99 \times 1.2 \times 9.48$$

$$\delta_v = 45.06t$$

Tableau 7.2 : Calcul en construction avec remblai

Désignation	V _i (t)	H _i (t)	d/o(m)	M _s /O (t.m)	M _r /O (t.m)
Culée	715.67		5.4	3864.62	
Poussée des terres		426.6	3.66		1561.35
Poids des terres Arrière	803.22		4.445	3570.31	
Surcharge remblai horizontal		41.94	4.66		195.44
Surcharge remblai vertical	45.06		4.445	200.29	
Réaction du tablier	138.66		1.825	253.05	
	∑ =1702.61	∑ =468.54		∑= 7888.27	∑ =1756.70

• **Vérification au renversement**

$$F_R = \frac{\sum \text{moment stabilisatrices}}{\sum \text{moment motrices}}$$

$$\implies F_R = \frac{7888.27}{1756.79} = 4.49 > 1.5 \implies \text{pas de risque de}$$

renversement

Vérification au glissement

$$F_G = \frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces motrices}}$$

$$F_{G2} = 1700.61 / 468.54 = 3.63 > 2 \implies \text{pas de risque de glissement}$$

7.2. Sous charges permanentes plus surcharges

On est amené à établir les vérifications sous les combinaisons suivantes :

- **E.L.U** : 1.35G+1, 5Q+1.6 [A(L) + Q_{tr}] +1.6 Q_f+0.8 Q_{vl}
- **E.L.S** : G+Q+1.2[A(L) + Q_{tr}]+1.2 Q_f+0.6 Q_{vl}
- **Accidentelle** : G+0.6 [A(L) + Q_{tr}] +0.5 Q_{vl}+Q_s

Avec : **G** : charge permanente = p.p. + poids des terres + poussée des terres + réaction des Tabliers.

- **E.L. U : combinaison fondamentale : 1.35G+1.6 [A (L) + Q_{tr}] +1.6 Q_f+0.8 Q_{vl}**

Tableau 7.3 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L. U

Désignation	Coéf	V _i (t)	H _i (t)	d/o(m)	M _S /O (t.m)	M _T /O (t.m)
Culée	1,35	966.15		5.4	5217.21	
Poussée des terres	1,35		575.91	3.66		2107.83
Poids des terres Arrière	1,35	1084.34		4.445	4819.89	
Surcharge remblai horizontal	1,5		62.19	4.66		293.16
Surcharge remblai vertical	1,5	67.95		4.445	300.44	
Réaction du tablier	1,35	187.19		1.825	341.62	
Variation linéaire	0,8		5.88	8.15		47.92
freinage	1,6		24.58	8.15		200.32
Surcharge A(L)	1,6	29.58		1.75	51.76	
Surcharge du trottoir	1,6	5.4		1.75	9.45	
		∑=2340.21	∑=669.28		∑=10740.37	∑=2649.23

- **Vérification au renversement**

$$F_R = \frac{10740.37}{2649.23} = 4.05 > 1.5 \implies \text{pas de risque de renversement}$$

- **Vérification au glissement**

$$F_G = \frac{2340.21}{669.28} = 3.5 > 2 \implies \text{pas de risque de glissement}$$

- **E.L.S : combinaison fondamentale : G+1.2 [A (L) + Q_{tr}] +1.2 Q_f+0.6 Q_{vl}**

Tableau 7.4 : Les efforts sollicitant la culée à l'E.L. S

Désignation	Coef	V _i (t)	H _i (t)	d/o(m)	M _s /O (t.m)	M _r /O (t.m)
Culée	1	715.67		5.4	3864.62	
Poussée des terres	1		426.6	3.66		1561.36
Poids des terres Arrière	1	803.22		4.445	3570.31	
Surcharge remblai horizontal	1		41.94	4.66		195.44
Surcharge remblai vertical	1	45.06		4.445	200.29	
Réaction du tablier	1	138.66		1.825	253.05	
Variation linéaire	0,6		4.41	8.51		35.94
freinage	1,2		18.44	8.15		150.29
Surcharge A(L)	1,2	22.12		1.75	38.71	
Surcharge du trottoir	1,2	4.05		1.75	7.0875	
		Σ=1728.78	Σ=491.39		Σ=7934.07	Σ=1943.03

- **Vérification au renversement**

$$F_R = 7934.04 / 1943.03 = 4.08 > 1.5 \quad \Longrightarrow \text{Pas de risque de renversement}$$

- **Vérification au glissement**

$$F_G = 1728.78 / 491.39 = 3.52 > 2 \quad \Longrightarrow \text{pas de risque de glissement}$$

➤ **Combinaison accidentelle : G+0.6 [A(L) + Q_{tr}] +0.5 Q_{vl}+Q_s**

Tableau 7.5 : Les efforts sollicitant la culée à la combinaison

Désignation	coef	V _i (t)	H _i (t)	d/o(m)	M _S /O (t.m)	M _R /O (t.m)
Culée	1	715.67		5.4	3864.62	
Poussée des terres	1		426.6	3.66		1561.36
Poids des terres arrière	1	803.22		4.445	3570.31	
Surcharge remblai horizontal	1		41.94	4.66		195.44
Surcharge remblai vertical	1	45.06		4.445	200.29	
Réaction du tablier	1	138.66		1.825	253.05	
Variation linéaire	0,5		13.675	8.15		111.45
Freinage	0.6		9.219	8.15		75.13
Surcharge A(L)	0,6	11.09		1.75	19.41	
Surcharge du trottoir	0,6	2.025		1.75	3.544	
séisme	1		16.25	8.15		132.44
Total		Σ=1715.72	Σ=507.68		Σ=7911.22	Σ=2075.82

Accidentelle □ Vérification au renversement

$$F_R = 7911.22 / 2075.82 = 3.81 > 1.5 \quad \Longrightarrow \text{pas de risque de renversement}$$

• **Vérification au glissement**

$$F_G = 1715.72 / 507.68 = 3.38 > 2 \quad \Longrightarrow \text{pas de risque de glissement}$$

Après que toutes les conditions aient été vérifiées nous pouvons conclure à présent que la culée est stable.

7.3 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

7.3.1 Mur garde grève (M.G.G)

Il se calcule comme une console encastrée sur le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

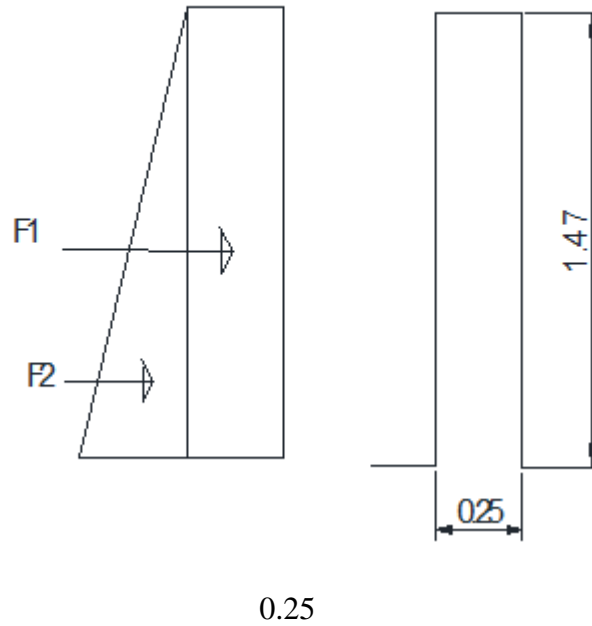


Figure 7.3 : Les efforts agissant sur le mur garde grève

La surcharge du remblai $q=1,2t/m^2 = 1.92t/m^3$

$$H = k_p \cdot h + k_q \cdot q$$

Avec : $k_p = k_q = k_a = 0.413$

$$H=0 \quad H = 4.95 \text{ KN/m}^2$$

$$H= 1.68 \quad H=1.47$$

$$\sigma H=(0.413 \times 1.92 \times 1.47)+(0.413 \times 1.2)=16.61 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 7.6 : les contraintes agissant sur le mur garde grève

Z(m)	H (kN/m ²)	Force(KN)	D/o(m)
0	4,95	$f_1=(4.95 \times 1.47)=7.276$	$d=0.735$
1.68	16.61	$f_2=(16.61-4.95) \times 1.47=14.14$	$d_2= 0.49$

Moment d'encastrement

$$M = f_1 \cdot d_1 + f_2 \cdot d_2 = [(7.276 \times 0.735) + (17.14 \times 0.49)] = 13.75 \text{ KN.m}$$

$$= 13.251 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bdfbc} = \frac{0.01375}{0.25 \times 14.17} = 0.00022$$

$$\mu_u = 0.00022 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.000275 \Rightarrow Z = 1.323 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.01375}{1.323 \times 347.82} = 2.99 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.299 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A ARPOA

$$= 0.6\% S = 0.6\% (0.25 \times 1) = 15 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} < A_{RPOA}$ donc le ferrailage sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{8T 16 = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ dans la partie tendue avec } \text{esp} = 15 \text{ cm.} \\ \mathbf{8T 16 = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ dans la partie comprimée avec } \text{esp} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Armature de

répartition $A_t = 25\%$ $A_s =$

$$\frac{25}{100} \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

On prend $4 \text{ T } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $\text{esp} = 20 \text{ cm}$.

7.4.1 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 cote sur le remblai compacté. $L = 5.7 \text{ m}$ 8 m $ep = 0.3 \text{ m}$

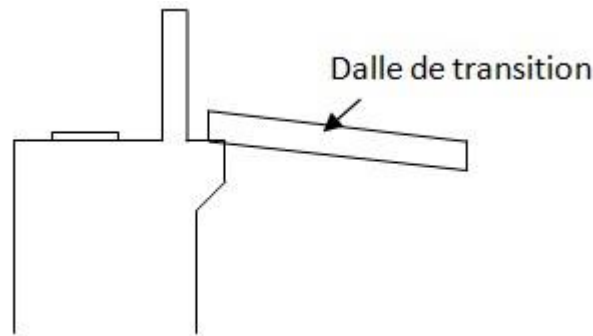


Figure 7.4 : dalle de transition

7.4.1.1 Evaluation des charges

Poids propre de la dalle : $(0.30) \cdot (1) \cdot (2.5) = 0.75 \text{ t/ml}$.

Poids des terres : $(1) \cdot (1.47-0.3) \cdot (1.92) = 2.246 \text{ t/ml}$.

Surcharges des remblais : $(1) \cdot (1.2) = 1.2 \text{ t/ml}$.

Revêtement de chaussée : $(0.08) \cdot (1) \cdot (2.2) = 0.176 \text{ t/ml}$.

$$\sum q = 4.372 \text{ t/ml}$$

7.4.1.2 Ferrailage de la dalle

▪ **E.L.U** : $q_U = 1,35(0.75+2.246+0.176) + 1,5(1,2) = 6.082 \text{ t/ml}$;

$$M_u = q^2 x l^2 / 8 = 24.7 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b f b c d^2} = \frac{0.06082}{1 \cdot 14.17 \cdot 0.27^2} = 0.059$$

$\mu_u = 0.059 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ Section à simple armature (pivot A).

c-à-d les armatures de compression ne participent pas à la

résistance. $\alpha = 0,076 \Rightarrow Z = 0,262 \text{ m}$.

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.247}{0.262 \cdot 347.82} = 2,71 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 27,1 \text{ cm}^2$$

On prend **9T 20 = 28,27 cm²** avec esp = 15cm.

▪ Vérification à l'E.L.S

$q_s = 4.372 \text{ t/ml}$; $M_s = 17.75 \text{ t.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre $bx^2/2 - n$

$$Asc(x - d') - n Ast(d - x) = 0 \dots\dots\dots (Asc=0).$$

n: coefficient d'équivalence =15

$$bx^2/2 - n Ast(d - x)=0$$

$$0.5 x^2 - +0.0424x - 0.0114. x^2 x =$$

$$0.114m$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Asc(x - d') + n Ast(d - x)^2$$

$$I = 1.52 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{0.1775x0.114}{1.52x10^{-4}} = 13.31Mpa$$

$\sigma_{bc} = 13.31 MPa < \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 MPa$ condition vérifiée.

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s * (d - x)}{I} = \frac{15x0.1775x(1.323 - 0.114)}{1.52x10^{-4}} =$$

$\sigma_{st} = 195.136MPa < 201.633 MPa$ condition vérifiée.

▪ **Vérification de condition non fragilité**

$$\frac{A}{bxd} \geq \frac{0.23ft28}{500}$$

$$\frac{0.0002827}{0.27} \geq \frac{0.23x2.1}{500}$$

$0.01 > 0.000966 A_{min} < A_{st} \implies$ **condition vérifiée**

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = 25\% A_s = (0.25) (28.27) = 7.067cm^2$$

On prend 7T12(7.92 cm²) avec un espacement de 15 cm

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = (q_u x L) / 2 \text{ t/ml}$$

$$Q_u = 0.06082 \text{ MN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} < 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma}$$

$$\frac{0.173}{0.27} = 0.641 \text{ MN} < 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167$$

0.641 MN < 1.167 MPa \implies condition vérifiée

7.4.2 Corbeau

On calcule le corbeau comme une console courte encastrée sur mur garde grève (M.G.G).

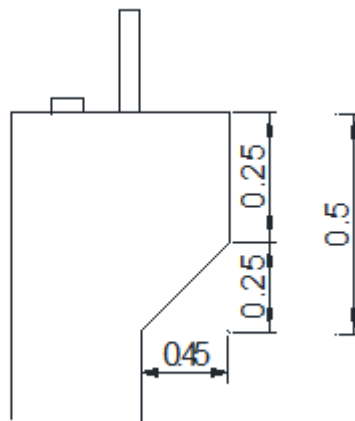


Figure 7.5 : Le corbeau

Condition d'une console courte $L=45 \text{ cm}$; $a=20 \text{ cm}$ $d \geq \max(a; l)$

$$d \geq \max(25; 45) = 45$$

$$R_u = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$R_u = \frac{6.082 \times 5.7}{2} = 17.33 \text{ t/ml}$$

$$R_u = 17.33 \text{ t/ml}$$

$$R_s = \frac{q_s \cdot L}{2}$$

$$V_s = \frac{4.372 \times 5.7}{2} = 12.46 \text{ t}$$

$$M_s \geq \frac{V_s \cdot l}{2} = \frac{4.372 \times 0.45}{2} = 0.98 \text{ t}$$

▪ Cisaillement

$$\frac{R_u}{b \times d} = \frac{V_u}{1 \times 0.45} = \frac{0.1733}{1 \times 0.45} = 0.385 = \tau_u$$

$$\tau_{adm} = \min\{4; [0,03 f_{c28} \cdot (2 + \varphi)] \cdot \min(f_{c28}, 30)\}$$

$$\varphi = \min\left(\frac{d}{a}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{adm} = 4 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau_{adm}$ **Condition vérifiée**

▪ Armatures tendues

$$Z = \min\left[0,75d \left(1 + \frac{\varphi}{10}\right); 1,2a \left(0,8 + \frac{\varphi}{5}\right)\right] = \min[0,47; 0,31] = 0,31.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,0261}{107,83} = 2,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,039}{0,31 \cdot 347,82} = 3,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,6 \text{ cm}^2$$

▪ Ferrailage min R.P.A

$$A_{min} = 0,6\% \cdot B.$$

$$A_{min} = (0,006) \cdot (1) \cdot (0,5) = 30 \text{ cm}^2.$$

Donc en adoptera le ferrailage Min RPA.

Soit : **7T25 /ml (34.36 cm²)** : avec un espacement de 15 cm.

▪ Armature de répartition

$$A_r = 25\% A_s = (0,25)(34,36) = 8,59 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $6T14/ml$ (9.24 cm^2) ; avec un espacement de 15 cm.

7.4.3 Mur de front

Le mur de front est soumis à la flexion composée.

Pour évaluer le moment d'encastrement au pied du mur, on prend en considération :

- ✓ Poids propre
- ✓ poussée des terres.
- ✓ Surcharge du remblai.
- ✓ Variation linéaire.
- ✓ Effort de freinage.

- ✓ Séisme.

E.L.U : combinaison fondamentale : $1.35G+1,5 Q+1.6 [A (L) + Q_{tr}] +1.6 Q_f+0.8 Q_{vl}$

Tableau 7.7 : les efforts sollicitant la culée à l'E.L.U

Désignation	Coef	Efforts (t/ml)	V_i (t/ml)	H_i (t/ml)	d/o (m)	M_s/O (t.m/ml)	M_r/O (t.m/ml)
M.G.G	1,35	0.92	1.242		1.125	1.397	
M.F	1,35	25.03	33.79		0.625	21.12	
Corbeau	1,35	0.562	0.759		1.475	1.12	
Poussée des terres	1,35	28.47		38.43	3.66		140.65
Surcharge remblai horizontal	1,5	3.75		5.625	5.24		29.47
Surcharge remblai vertical	1,5	4.788	7.182		4.445	31.92	
Réaction du tablier	1,35	14.44	19.49		0.225	4.38	
Variation linéaire	0,8	0.775		0.62	8.15		5.053
Freinage	1,6	1.621		2.59	8.15		21.11
Surcharge A(L)	1,6	15.6	24.96		0.225	5.616	

$\Sigma = 87.42$	$\Sigma = 47.26$		$\Sigma = 65.55$	$\Sigma 196.28$
------------------	------------------	--	------------------	-----------------

E.L.S : combinaison fondamentale : $G+Q+1.2 [A (L) + Q_{tr}] +1.2 Q_F+0.6 Q_{vl}$

Tableau 7.8 : les efforts sollicitant la culée à l'E.L.S

Désignation	Coef	Efforts (t/ml)	V_i (t/ml)	H_i (t/ml)	d/o (m)	M_S/O (t.m/ml)	M_r/O (t.m/ml)
M.G.G	1,35	0.92	0.92		1.125	1.035	
M.F	1,35	25.03	25.03		0.625	15.64	
Corbeau	1,35	0.562	0.562		1.475	0.829	
Poussée des terres	1,35	28.47		28.47	3.66		104.2
Surcharge remblai horizontal	1,5	3.75		3.75	5.24		19.65
Surcharge remblai vertical	1,5	4.788	4.788		4.445	21.28	
Réaction du tablier	1,35	14.44	14.44		0.225	3.249	
Variation linéaire	0,8	0.775		0.465	8.15		3.79
Freinage	1,6	1.621		1.9452	8.15		15.85
Surcharge A(L)	1,6	15.6	18.72		0.225	4.212	
			$\Sigma = 64.46$	$\Sigma = 34.63$		$\Sigma = 46.24$	$\Sigma = 143.49$

a- Ferrailage du mur de front à l'ELU Le

mur de front est calculé en flexion composée.

$h = 1.25$ m; $b = 1$ m; $d = 1.125$

$$N_u = 87.42t.$$

$$M_u = 196.28 - 65.55 = 130.73t.m$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{130.73}{87.42} = 1.49$$

$$e > \frac{h}{6} = \frac{1.25}{6} = 0.21$$

la section est partiellement comprimée.

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_a = 130.73 + 87.42 \times (1.125 - 1.25/2)$$

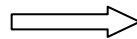
$$M_a = 174.44t.m$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} =$$

$$\frac{1.7444}{1 \times 14.17 \times 1.125^2} =$$

$$0.097$$

$$\mu_u = 0.097 < \mu_r = 0.392$$



la section à simple armature.

$$A_2 = 0.$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)$$

$$\alpha = 0.12.$$

$$Z = 1.07m.$$

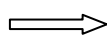
$$A_1 = 1/347.82 \times (1.7444/1.07 - 0.8742) = 21.7cm^2.$$

On choisit comme ferrailage : **8 T 20 = 25.13cm²** avec un espacement de 15 cm .

□ **Vérification à l'E.L.S**

$$N_s = 64.46t \quad ; \quad M_s = M_r - M_s = 143.49 - 46.24 = 97.25t.ml$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{97.25}{64.46} = 1.51 > h/6 = 1.25/6 = 0.21$$



section partiellement comprimée

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$e_1^3 + p \quad e_1 + q = 0$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = 0.332 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = -0.408 \text{ m}^2$$

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p} = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q}$$

Après itération, on trouve :

$$e_1 = 0.320$$

$$x = 0.735$$

m

$$S = \frac{b * x^2}{2} - nA_1(d - x) = 0.2554$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * x}{S} = \frac{0.6446x0.735}{0.2554} = 1.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bcadm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.85 \text{ Mpa} < \sigma_{bcadm} = 15$$

⇒ condition vérifiée

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s * (d - x)}{S} = 14.76 < \sigma_{stadm} = 201.6 \text{ Mpa}$$

⇒ condition vérifiée

7.4.4 Mur en retour

Le mur en retour s'agit d'une plaque encastree sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge repartie dont la densité est variable.

Pour simplifier l'étude, on va décomposer le mur en trois parties.

a. Cas fondamental

Chargées et surchargées par :

- Poussée des terres.
- Surcharge du remblai.

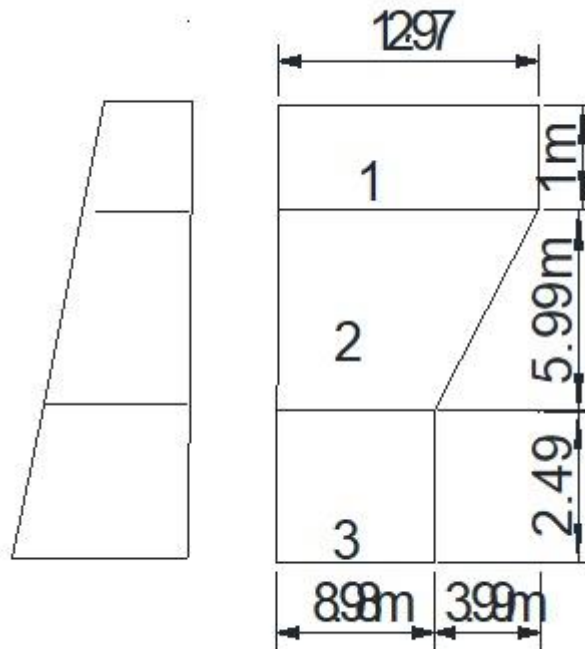


Figure 7.6 : Mur en retour

7.4.4.1 Détermination des contraintes le long du mur

$$K_a = 0.333 \quad \gamma = 1.92 \text{ t/m}^3 \quad q = 1.2 \text{ t/m}^2$$

- **E.L.U** : $\sigma(h) = k_a(1,35\gamma \cdot h + 1,5q)$
- **E.L.S** : $\sigma(h) = k_a(\gamma \cdot h + q)$

Tableau 7.9 : Les contraintes agissant le long du mur

h(m)	$\sigma(t/m^2)$	
	E.L.S	E.L.U
0	0.40	0.60
1	1.040	1.464
6.99	4.874	6.639
9.48	6.467	8.791

□ **Partie 1**

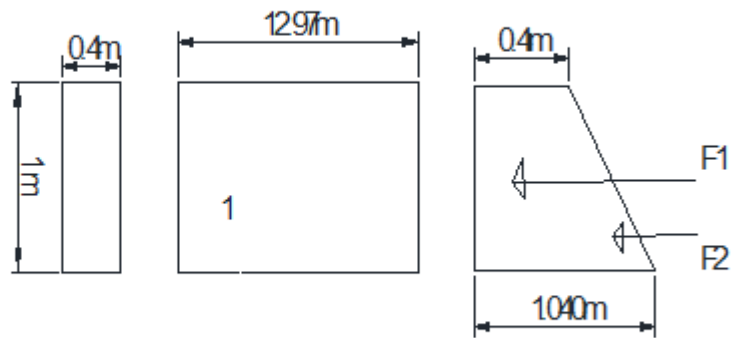


Figure 7.7: Les efforts agissant sur partie 1 de M.R

$$F_1 = 0.4 \times 1 \times 12.97 = 5.19t \quad \Rightarrow$$

$$M_1 = 5.19 \times 0.5 = 2.595t.m$$

$$F_2 = (1.04 - 0.4) \times 0.5 \times 12.97 = 4.15t$$

$$M_2 = 4.15 \times 0.333 = 1.383t.m$$

D'où : $M_u(1) = M_1 + M_2$

$$M_u(1) = 3.978t.m \quad h = 0.4 \text{ m};$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b f b c d^2} =$$

$$\frac{0.03978}{0.25 \times 14.17 \times 0.36^2} = 0.022$$

$\mu_u = 0.022 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ Section à simple armature (pivot A).

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$\alpha = 0.0134 \Rightarrow Z = 0.556 \text{ m.}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = 2.267 \text{ cm}^2 \text{ section faible}$$

▪ **Ferrailage min R.P.A**

$$A_{min} = 0.6\% \cdot S.$$

$$A_{min} = (0.006) \cdot (1) \cdot (0.4) = 24 \text{ cm}^2.$$

Donc en adoptera le ferrailage Min RPA.

Soit : **8T20 /ml (25.13 cm²)** : avec un espacement de 12 cm.

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(25.13) = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : **2T25/ml (9.82 cm²)** ; avec un espacement de 15 cm.

❖ **Partie II**

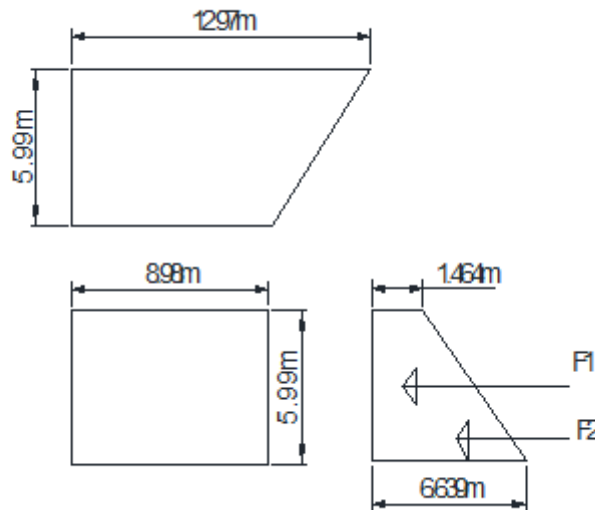


Figure 7.8 : Les efforts agissants sur partie 2 de M.R

En Utilisant les abaques de « PIGEAUD »

$$P = l_x / l_y = 5.99 / 8.89 = 0.667$$

On prend : $\rho = 0.526$ $v = 0$
à l'ELU et $v = 0.2$ à l'ELS

❖ ELU

Avec

$$Q = 5.99 \times 8.98 \times (1.464 + 6.639) \times 0.5 = 217.93 \text{ t}$$

Sens Lx : $M_x = (M_1 + vM_2) \cdot Q$

Sens Ly : $M_y = (vM_1 + M_2) \cdot Q$

$M_1 = 0.00382 \text{ tm}$ on tire alors $M_x = 8.325 \text{ t.m}$

$M_2 = 0.0192$ alors $M_y = 4.184 \text{ t.m}$

Ferraillage suivant x

$M_{\max} = 8.325 \text{ t.m}$

$h = 0.4 \text{ m}$; $b = 5.99 \text{ m}$; $d = 0.36 \text{ m}$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bfbcd^2} = \frac{0.08325}{5.99 \times 14.17 \times 0.36^2} =$$

0.0075

$\mu_u = 0.0075 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ Section à simple armature (pivot A) c.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$\alpha = 0.0094 \Rightarrow Z = 0.36 \text{ m}$.

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.08325}{0.36 \cdot 347.82} = 6.65 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.65 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 6.65 \text{ cm}^2$ section faible

▪ **Ferraillage min R.P.A**

$A_{\min} = 0.6\% \cdot S$.

$A_{\min} = (0.006) \cdot (1) \cdot (0.4) = 24 \text{ cm}^2$.

Donc on adoptera le ferraillage Min RPA.

Soit : **8T20/ml (25.13 cm²)** : avec un espacement de 12 cm.

▪ **Armatures de répartition**

$A_r = 25\% A_s = (0.25)(39.27) = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Soit : **2T25/ml (9.82 cm²)** ; avec un espacement de 14 cm.

❖ Partie III

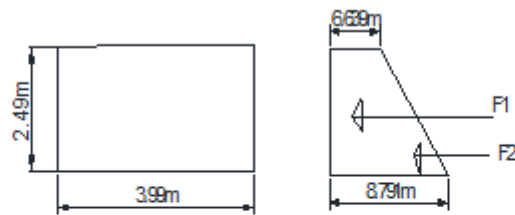


Figure 7.10 : Les efforts agissant sur partie 3 de M.R

En Utilisant les abaques de « PIGEAUD »

$$P=L_y/L_x=0.62$$

On prend : $\rho = 0.62$

$\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0.2$ à l'ELS

❖ ELU

Avec

$$Q=3099 \times 2.49 \times (6.639+8.791) \times 0.5=76.65t$$

$$\text{Sens } L_x : M_x = (M_1 + \nu M_2) \cdot Q$$

$$\text{Sens } L_y : M_y = (\nu M_1 + M_2) \cdot Q$$

$$M_1 = 0.0098 \text{ on tire alors } M_x = 0.751t.m$$

$$M_2 = 0.0031 \text{ alors } M_y = 0.237 t.m$$

Ferraillage suivant x

$$M_{\max} = 0.751t.m \quad h = 0.4 \text{ m}; b =$$

$$2.49 \text{ m}; d = 0.36m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b f b c d^2} = \frac{0.00751}{2.49 \times 14.17 \times 0.36^2} =$$

$$0.0016$$

$$\mu_u = 0.0016 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d. les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.0002 \Rightarrow Z = 0.36\text{m.}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.00751}{0.36 \cdot 347.82} = 0.599 \text{cm}^2$$

$A_{st} = 0.599 \text{ cm}^2$ section très faible donc on adoptera le ferrailage de la II^e partie dans les deux sens.

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{ft_{28.b.d}}{fe} = (0.23 \cdot 2.1 \cdot 2.49 \cdot 0.36) / 400 = 10.82 \text{cm}^2$$

▪ **Ferrailage min R.P.A**

$$A_{min} = 0.6\% \cdot S.$$

$$A_{min} = (0.006) \cdot (1) \cdot (0.6) = 24 \text{ cm}^2.$$

Donc on adoptera le ferrailage Min RPA.

Soit : 8T20/ml (25.13 cm²) : avec un espacement de 15cm.

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = 25\% A_s = (0.25)(39.27) = 9.81 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : 2T25/ml (9.82 cm²) ; avec un espacement de 15 cm.

7-4-5 Etude de la Semelle

□ **La Semelle**

$$B = 6.86\text{m}$$

$$H = 1.5\text{m}$$

$$N_u = 2340.21\text{t} \quad M_s = 10740.37\text{t.m} \quad \text{et} \quad M_r = 2649.23\text{t.m}$$

$$M_u = M_s - M_r = 8091.14\text{t.m}$$

a) Vérification des dimensions de la semelle à l'ELU

Nous vérifions d'abord la portance du sol.

$$\sigma_{adm} = 4 \text{ bars}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{8091.14}{234.21} = 3.45$$

$$e > B/6 = 1.14\text{m} \text{ (diagramme triangulaire)}$$

□ Condition de résistance

$$\sigma_{max} = \frac{Nu}{A} + \frac{6Mu}{AB^2} = \frac{23402.1}{92.23} + \frac{6 \times 80911.4}{(92.23 \times 6.86^2)} = 365.59 \text{ KN/m}^2$$

Avec $A = B \times L = 70.18 \text{ cm}^2$ ($L = 13.445 \text{ m}$ et $B = 6.86$)

Or $\sigma_{adm} = 4 \text{ bars} = 400 \text{ KN}$ alors $4/3 \sigma_{adm} = 266.67 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{max} < 4/3 \sigma_{adm}$

Donc la condition de résistance est vérifiée

a) Ferrailage

$$A_t = \frac{Nu(B-D)}{8d\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad A_L = \frac{Nu(B-L)}{8d\sigma_{st}}$$

A_t : armature parallèle à la largeur de la semelle.

A_L : armature parallèle à la longueur de la semelle.

Nu = effort exercé par l'ouvrage sur la semelle =

2340.21t B = largeur de la semelle = 6.86m

h = hauteur de la semelle = 1.5m

D = épaisseur du fut = 1.2m

$d = h - 0.05 = 1.45 \text{ m}$ où $e = 5 \text{ cm}$

(l'enrobage)

$\sigma_{st} = \min(2/3 F_e, 110\sqrt{\eta f t 28})$ où $\eta = 1.6$ (pour les aciers de haute adhérence)

$\sigma_{st} = 215.15 \text{ MPa}$

Armature transversale

$$A = \frac{Nu(L-D)}{8d\sigma_{st}} = \frac{23.402 \times (6.86 - 1.2)}{(8 \times 1.45 \times 215.15)} = 0.0531 \text{ m}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = 0.0531 / 6.86 \text{ cm}^2 = 77.41 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à **10T 32 = 80.42 cm²** (avec un espacement de 25cm)

- **Armatures longitudinales**

$$A_L = \frac{Nu(L-D)}{8d\sigma_t} = \frac{23.402x(13.445-1.2)}{(8x1.45x215.15)}=0.115m^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = 1150/13.445=85.53 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures longitudinales égales à **7T40(87.96cm²)**

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23.b.d.\frac{f_{tj}}{F_e} = 0.23*1*1.45*2.1/400=17.5\text{cm}^2$$

Avec : $f_{tj}=2.1\text{MPa}$ et $F_e=400\text{MPa}$ $b=1\text{m}$ par largeur et $d=1.45\text{m}$

$A_s \geq 17.5\text{cm}^2$ Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

▪ **Condition de non-poinçonnement**

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement.

1.1 $Nu \leq 0.45H.P_c$ (fc28 / γ_b)

Avec :

Nu = effort normal à l'ELU =**2340.21t**

H.= hauteur de la semelle = 1.5m

Pc = périmètre du contour au niveau de feuillet moyen = $2(L+B) + 4H = 46.61\text{m}$

$$1.1(23.40) = 25.74\text{MN} \text{ or } 0.45x1.5x46.61x\frac{25}{1.5} = 524.36$$

25.74MN < 524.36MN d'où la condition est vérifiée

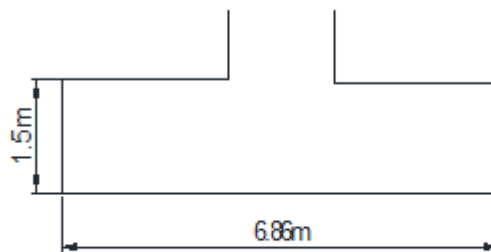


Figure 7.11: La Semelle de la culée

7-5-Assainissement de l'Ouvrage

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 et aussi du côté esthétique.

Les eaux sont recueillies dans un fil d'eau sur les côtés de la chaussée, puis évacuée par des gargouilles implantées au droit de fil d'eau, le nombre de gargouilles nécessaire dépendant de la pente longitudinale du pont.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (ou une double pente en forme de toit).

7-5-1 Evacuation des eaux de la Culée

Pour l'évacuation des eaux au niveau de la culée on donne généralement d'au moins de 2% à l'arase du sommier et on recueille les eaux dans une cuvette réalisée contre le mur garde grève, cette évacuation permet d'éviter la stagnation des eaux au niveau du sommier d'où la protection des appareils d'appuis

CHAPITRE 8 : ETUDE MANAGERIALE

8.1-Introduction

Actuellement en Algérie, les projets dans l'industrie des Travaux Publics, sont menés juste avec des objectifs quantitatifs spécifiques au contenu technique, en négligeant la dimension temporelle et sans aucune maîtrise de la dimension financière. On se retrouve aujourd'hui avec des projets (Métro, Tramway, Autoroute, Barrage, Bâtiment, etc.) qui dépasse allégrement les coûts estimés et budgétisés initialement, ainsi que les durées estimées au départ.

Les pays d'Afrique Sub-Saharienne enregistrent la sous-performance la plus élevée. Prenons, par exemple, le cas des projets de réhabilitation des barrages d'Inga 1 et 2 au Congo RDC qui a enregistré des dépassements de coûts énormes de 300 pour cent s'élevant à 750 millions de dollars US bien au-dessus de l'estimation initiale de 250 millions de dollars US en raison d'une mauvaise gestion et de retards dans l'exécution du projet (Mold, 2012 ; International Rivers, 2016).

Dans ce chapitre notre objectif est de conduire le projet de notre pont en béton armé conformément au cycle de vie du projet, à planifier le projet, des délais, d'ordonnancer les ressources nécessaires, estimer et établir les budgets.

8.2. Cycle de vie du projet

Selon le guide PMBOK on a cinq phases du cycle de vie de la gestion de projet :

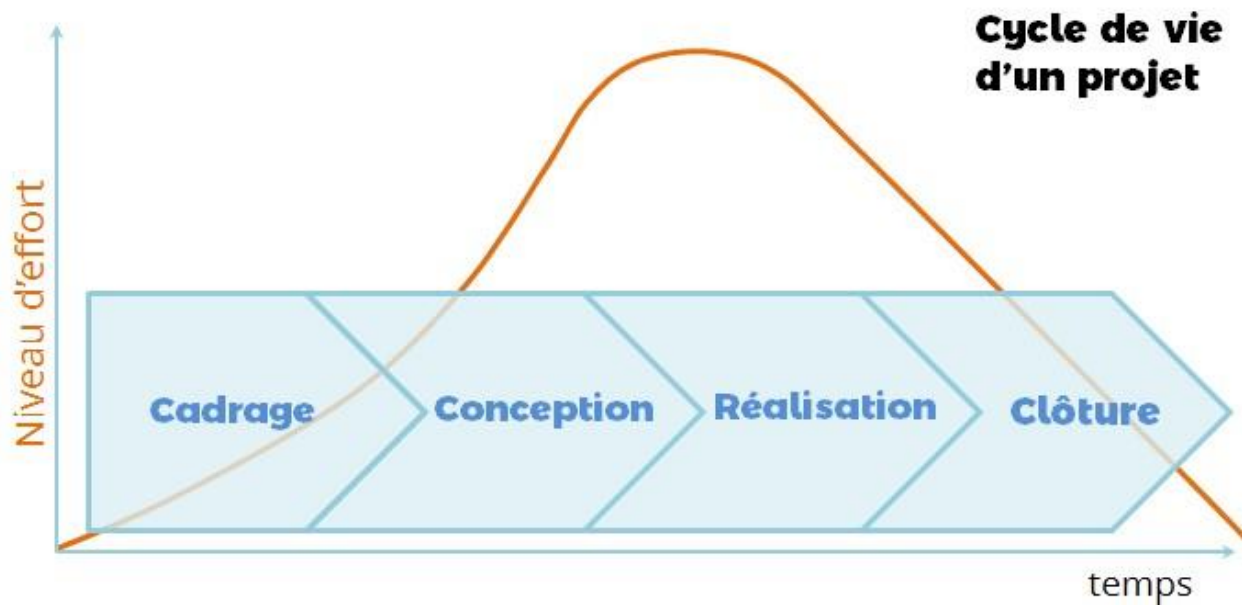


Figure 8.1 cycle de vie du projet

Groupes de processus de management de projet

Source : Project Management Institute. Guide du Corpus des connaissances en management de projet (Guide PMBOK®), Cinquième édition, P.50

- ✓ **Lancement** : la définition du projet, l'analyse de sa rentabilité, l'identification des parties prenantes et l'obtention des approbations appropriées.
- ✓ **Planification** : les plans, finalisation du budget et définir une date d'emménagement.
- ✓ **Exécution** : réalisations des tâches et mettre en œuvre la planification.
- ✓ **Contrôle et suivi** : on veille à ce que tout se passe comme prévu.
- ✓ **Clôture** : la fin de notre projet

8.3-Les protagonistes de ce projet.

Les protagonistes qui interviennent actuellement dans la conception dans ce projet sont :

- ✓ Le maître d'ouvrage :
- ✓ Le maître d'œuvre :
- ✓ Autres organismes :

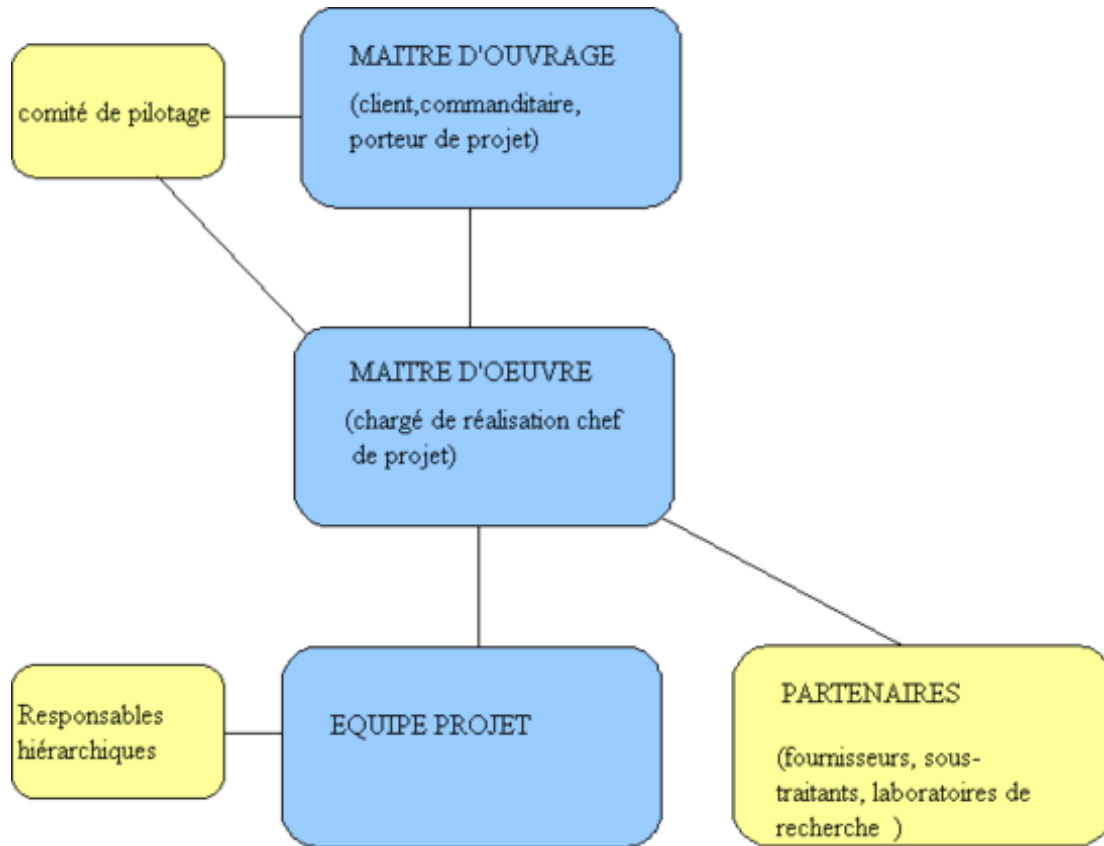


Figure 8.2 les protagonistes du projet

b) L'équipe projet

Elle est choisie par le chef de projet.

Elle comprend les personnes prenant une part active dans la réalisation du projet, les responsables de lots de travaux ou de tâches.

Elle doit être limitée en taille (une dizaine de personnes par exemple).

c) Les responsables hiérarchiques

Lorsque les membres de l'équipe sont « mis à disposition » pour la durée du projet, ils dépendent de leurs responsables hiérarchiques.

d) Partenaires

Le chef de projet peut avoir besoin de partenaires en plus des membres de son équipe projet qui peuvent être des fournisseurs, des sous-traitants ou des laboratoires de recherches ou tout autre partenaire utile au projet.

e) Le comité de pilotage

Il intervient pour des décisions « politiques » importantes que le chef de projet ne peut prendre seul.

Il est choisi par le maître d'ouvrage.

8.4 Les contraintes du projet



Fig. 8. 3. Triangle d'or

-La qualité, le coût et le délai sont les 3 facteurs qui vont influencer notre projet. Les notions de ces facteurs sont interdépendantes.

-La réalisation du projet doit répondre à un certain niveau de qualité pour répondre aux besoins ainsi qu'aux attentes du clients.

-Si le budget défini n'est pas assez élevé, les ressources ne seront pas forcément suffisantes

-il est conseillé d'utiliser des méthodes pointues de planification et de conserver une certaine souplesse sur les marges. On évitera ainsi de prendre trop de retard.

8.5- Le WBS (work breakdown structure):

Créer le WBS est le processus qui consiste à subdiviser les livrables et le travail du projet en composants plus petits et plus faciles à maîtriser.

a) Les éléments de WBS

La phase : c'est le premier niveau de découpage qui regroupe plusieurs tâches et donne lisibilité globale du projet.

La tâche : est le petit élément de découpage, chaque tâche doit être :

- Identifiée et codifiée,
- Quantifiée en termes de délai et de ressources

WBS:PASSAGE SUPERIEUR AU PK 12+450

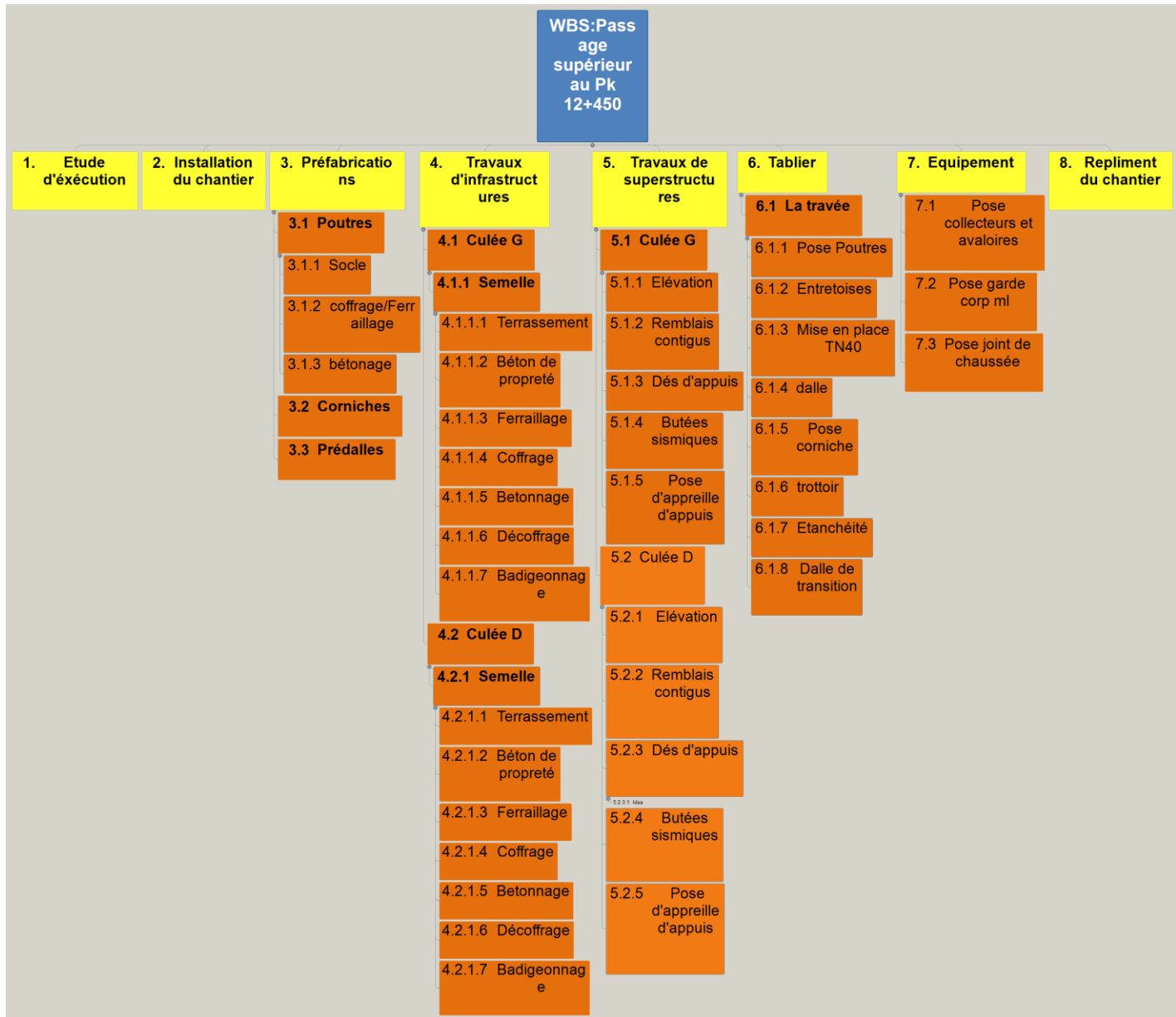


Figure 8.4 WBS de l'OA

8.6-L'ordonnancement

L'ordonnancement ou "Scheduling" en anglais désigne le procédé par lequel des priorités successives sont données à des tâches différentes.

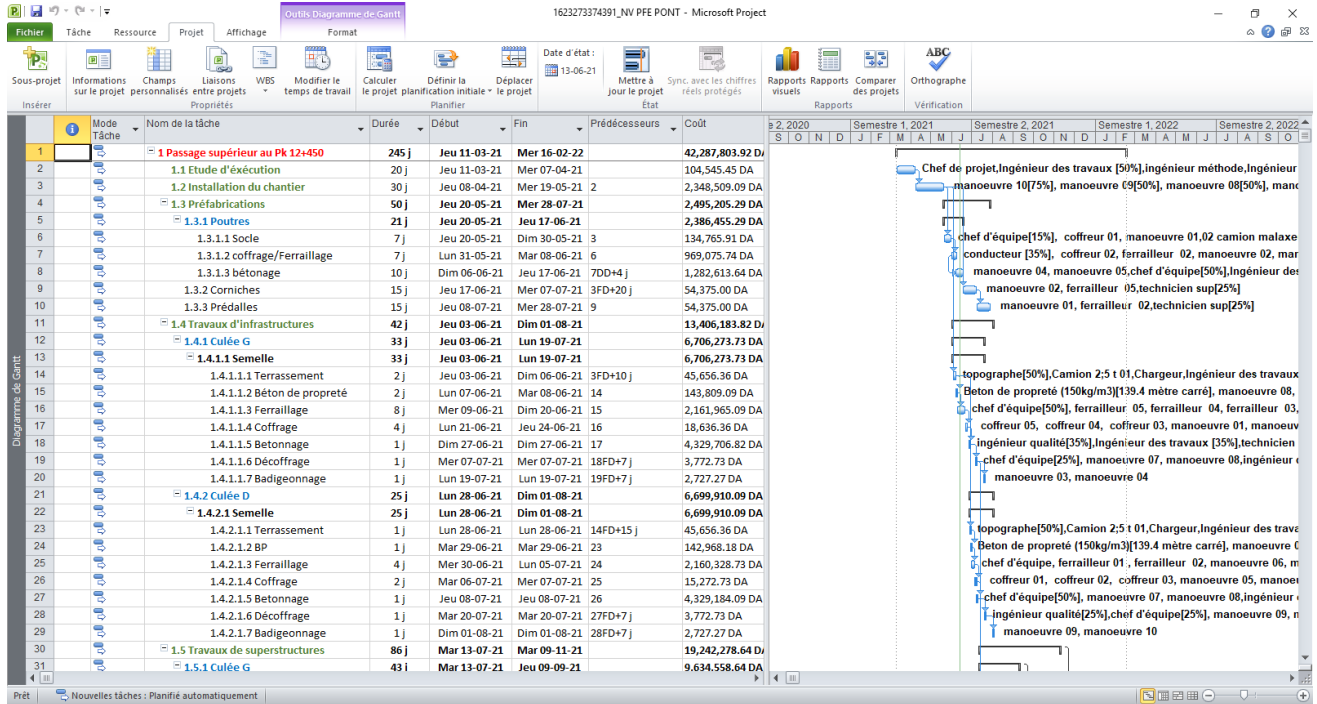


Figure 8.5 : représentation des tâches (Gantt)

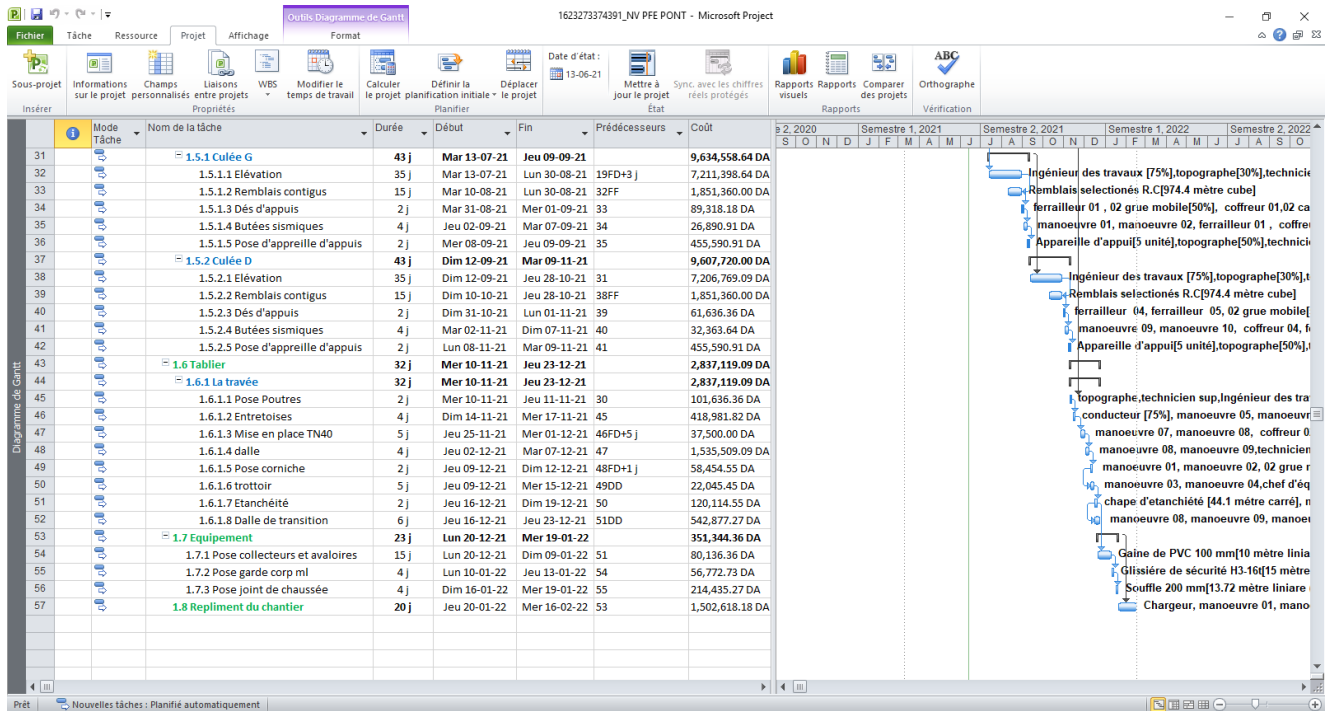


Figure 8.6 : représentation des tâches (Gantt))

b) Les dépendances

Ce sont les différentes relations que peuvent exister entre les tâches.

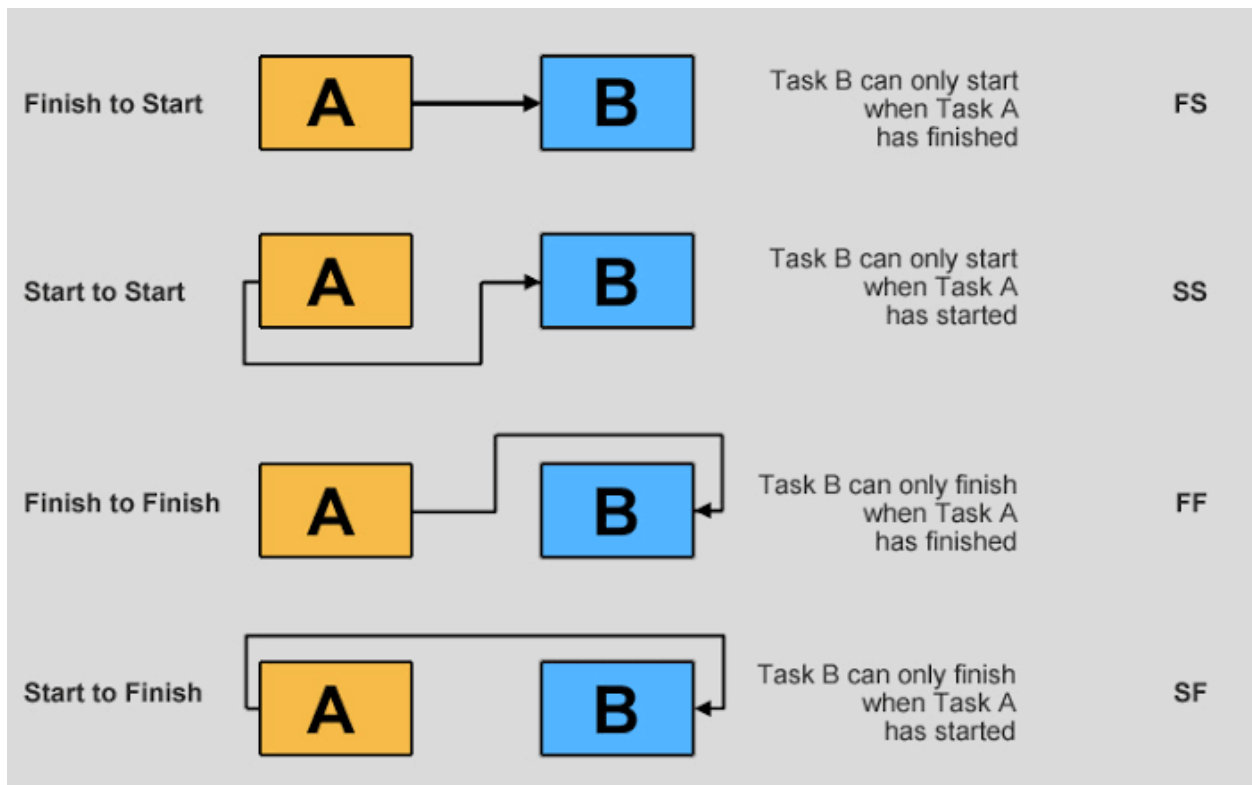


Fig.8.7 les dépendances

- **Début – début**

La tâche B ne peut pas commencer tant que la tâche A n'a pas démarré. Elles ne doivent pas forcément commencer en même temps la tâche B peut commencer à n'importe quel moment une fois la tâche A commencée.

- **Début- Fin**

Activité A doit commencer avant que l'activité B puisse finir.

- **Fin – Début**

Activité A doit être achevée avant que l'activité B puisse commencer. Par exemple le ferrailage avant coulage du béton.

- **Fin à Fin**

Activité A doit être achevée avant que l'activité B puisse s'achever.

Plan des ressources

La deuxième étape dans la phase planning est de créer un plan de ressources, qui décrit tous les types de ressources nécessaires pour mener à bien le projet. Pour créer on va passer par les étapes suivantes :

- ✓ Définir la liste des ressources
- ✓ Quantifier les ressources
- ✓ Construire une annexe aux taches
- ✓ Affecter les ressources aux taches

8.6.1-Les ressources

Les ressources se divisent en trois grandes catégories :

- ✓ Ressources humaines
- ✓ Ressources matérielles
- ✓ Ressources en matériaux

Chaque catégorie est énumérée, ensuite pour chaque catégorie, on va dresser toutes les ressources nécessaires qui sont identifiées par un code individuel.

Chapitre 8 : Etude manageriale

1	Nom de la ressource	Type	Initiales	Étiquette Matériel	Unités max	Tx. standard	Tx. hrs. sup.	Coût/Utilisi	Allocation	Calendrier de base	Code
1	Chef de projet	Travail	C		100%	65,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
2	Ingénieur des travaux	Travail	I		100%	55,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
3	ingénieur qualité	Travail	I		100%	55,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
4	Ingénieur HSE	Travail	I		100%	55,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
5	ingénieur méthode	Travail	i		100%	55,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
6	topographe	Travail	t		100%	50,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
7	conducteur	Travail	c		100%	45,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
8	chef d'équipe	Travail	c		100%	37,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
9	un soudeur	Travail	u		100%	33,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
10	un grutier	Travail	u		100%	38,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
11	ferrailleur 01	Travail	f		100%	39,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
12	ferrailleur 02	Travail	f		100%	39,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
13	ferrailleur 03	Travail	f		100%	39,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
14	ferrailleur 04	Travail	f		100%	39,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
15	ferrailleur 05	Travail	f		100%	39,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
16	coffreur 01	Travail	c		100%	36,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
17	coffreur 02	Travail	c		100%	36,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
18	coffreur 03	Travail	c		100%	36,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
19	coffreur 04	Travail	c		100%	36,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
20	coffreur 05	Travail	c		100%	36,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
21	manoeuvre 01	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
22	manoeuvre 02	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
23	manoeuvre 03	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
24	manoeuvre 04	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
25	manoeuvre 05	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
26	manoeuvre 06	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
27	manoeuvre 07	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
28	manoeuvre 08	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
29	manoeuvre 09	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
30	manoeuvre 10	Travail	m		100%	30,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
31	Chareur	Travail	C		100%	3,500.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	

Figure 8.8 : représentation des ressources

31	Nom de la ressource	Type	Initiales	Étiquette Matériel	Unités max	Tx. standard	Tx. hrs. sup.	Coût/Utilisi	Allocation	Calendrier de base	Code
31	Chargeur	Travail	C		100%	3,500.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
32	02 camion malaxeur	Travail	O		100%	4,000.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
33	Marteaux piqueurs	Travail			100%	100.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
34	bull	Travail	b		100%	2,000.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
35	02 grue mobile	Travail			100%	5,000.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
36	Camion 2;5 T 01	Travail	C		100%	190.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
37	Camion 2;5 T 02	Travail	C		100%	190.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
38	camion a pompe	Travail	c		100%	3,000.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
39	citerne d'eau	Travail	c		100%	40,000.00 DA/j	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
40	Remblais selectionés R.C	Matériel	R	mètre cube		1,900.00 DA		0.00 DA	Proportion		
41	Remblais pour fouille	Matériel	R	mètre cube		700.00 DA		0.00 DA	Proportion		
42	Tube métallique 50/60	Matériel	T	mètre liniare		1,100.00 DA		0.00 DA	Proportion		
43	Beton de proprété (150kg/m3)	Matériel	B	mètre carré		1,000.00 DA		0.00 DA	Proportion		
44	Beton RN35	Matériel	B	mètre cube		31,000.00 DA		0.00 DA	Proportion		
45	Acier Fe40	Matériel	A	Quintal		11,800.00 DA		0.00 DA	Proportion		
46	Appareille d'appui	Matériel	A	unité		90,000.00 DA		0.00 DA	Proportion		
47	Souffle 200 mm	Matériel	S	mètre liniare (Larg)		13,900.00 DA		0.00 DA	Proportion		
48	Glissière de sécurité H3-16T	Matériel	G	mètre liniare		2,500.00 DA		0.00 DA	Proportion		
49	Gaine de PVC 100 mm	Matériel	G	mètre liniare		1,400.00 DA		0.00 DA	Proportion		
50	chape d'etanchiéty	Matériel	c	mètre carré		2,600.00 DA		0.00 DA	Proportion		
51	compresseur	Travail	c		100%	180.00 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
52	technicien sup	Travail	t		100%	43,000.00 DA/ms	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	
53	membrane d'etanchiéty	Matériel	m	mètre carré		2,600.00 DA		0.00 DA	Proportion		
54	coudeuse/cesaille	Travail	c		100%	125.76 DA/h	0.00 DA/h	0.00 DA	Proportion	Standard	

Figure 8.9 : représentation des ressources

Chaque ressource est caractérisée par :

La disponibilité : elle correspond au calendrier qui comprend les jours de congés, aux horaires de travail, aux périodes de disponibilité et aux taux de participation de chaque ressource au projet.

Le cout : on affecte un cout à chaque ressource qui est mesuré généralement par :

- ✓ Les ressources humaines DA/h
- ✓ Les équipements DA/h
- ✓ Les matériaux DA/m³

8.6.2- Méthodes d'estimation des coûts

8.6.2.1-La méthode analogique

Cette méthode consiste à se référer aux coûts réels des projets similaires au nôtre et à les adapter en faisant quelques ajustements. Il est également possible de s'appuyer sur l'avis d'un chef de projet expérimenté qui a travaillé sur un projet semblable.

Elle se déroule en trois étapes :

- ✓ **Analyse du projet** : nous devons connaître les contours de notre projet pour faciliter la recherche d'un projet semblable.
- ✓ **Recherche d'un projet similaire.**
- ✓ **Comparaison et chiffrage** : des ajustements devront être effectués en fonction des différences entre les deux projets.

La méthode par analogie permet d'obtenir des prévisions au plus proche de la réalité. C'est une solution de chiffrage rapide, mais moins précise. Elle est souvent utilisée pour décider si un projet sera lancé ou non.

8.6.2.2-La méthode ascendante

Le but de cette méthode est d'estimer le coût de chaque groupement de tâches, puis d'additionner chacune de ces estimations afin d'obtenir le coût global du projet. Cette méthode est plus précise que la précédente car elle s'appuie sur l'expérience et l'avis des personnes qui exécutent les tâches en question.

Cette méthode s'utilise lors de l'élaboration du budget. Une fois que tous les éléments du projet ont été chiffrés, on les additionne afin d'obtenir le coût total du projet.

8.6.2.3-la méthode paramétrique

Cette méthode est également fondée sur les retours d'expérience, ça consiste à baser les estimations sur des mesures et/ou des calculs.

Il y a plusieurs d'autres méthodes d'estimation de coût mais dans notre étude on n'a utilisé que la méthode paramétrique à l'aide d'un expert et la méthode ascendante en utilisant le logiciel Ms Project et faire une comparaison.

Pour :

✓ La méthode paramétrique

On a utilisé un paramètre égal à 200 000.00DA/m²

Pour la section totale on a : 15m x 12m x 200 000.00DA/m²=36 000 000.00DA

Ce paramètre a été fourni grâce à un expert.

✓ La méthode ascendante

En utilisant MS Project on a trouvé un coût global de 42 287 803.92DA

Pour conclure

Tout projet a un coût et il est essentiel de l'estimer au plus juste avant de se lancer. Cependant, on n'oublie pas qu'une estimation reste incertaine et que le coût final d'un projet ne sera connu qu'une fois celui-ci terminé car il est impossible de prévoir tous les aléas et les problèmes auxquels un projet sera confronté.

A la fin du projet, on analyse les écarts entre les coûts réels du projet et les estimations réalisées afin d'améliorer nos techniques d'évaluation.

Dans notre étude, les deux méthodes nous ont donné :

Tableau 8.1 : Estimation des coûts

Méthode d'estimation des coûts	Coût global du projet
Paramétrique	36 000 000.00DA
Ascendante	42 287 803.92DA

Délais = 11.3mois

On constate une différence de 6 287 803.92DA dans les coûts globaux des deux méthodes

8.7. Conclusion :

Le management de projet va donc bien plus loin que faire travailler un ensemble des gens venants de différents métiers sur un objectif commun. Il faut que le projet soit très bien organisé avec un ordonnancement clair, grâce au logiciel (MS Project), l'affectation des durées des tâches différentes et des ressources a été fait et avec l'aide des experts on a pu créer une structure WBS et le diagramme de Gantt afin d'estimer et établir les délais.

Conclusion générale :

Dans le cadre de notre projet de fin du cycle intitulé « Etude technique et managériale de l'OA 1 au pk 226 +306,013 du projet de la mise à voie normale de Mecheria Bechar de Naama» dont l'ouvrage choisi pour l'étude se trouve au Sud de la ville Mecheria , diverses études ont été menées.. L'étude a été faite tout en respectant les règlements du guide SETRA et les Eurocodes.

Dans un premier temps, nous avons fait une présentation générale de l'ouvrage. Dans cette partie, les données géotechniques ont été clarifiés. Ces données constituent la base pour la mise en œuvre d'un projet. Après la présentation, on a prédimensionné les éléments porteurs du pont et évalué les différents types de surcharges routières qui agissent sur le pont en suivant les normes.

Par la suite, on a modélisé l'ouvrage par le logiciel de calcul SAP2000 dont l'étude statique et dynamique ont été menées. A partir de cette modélisation, on a pu obtenir le cas le plus défavorable des sollicitations. Nous avons procédé au dimensionnement, vérification et ferraillement des éléments du pont avec les résultats obtenus par le logiciel.

L'étude technique est achevée par le choix et dimensionnement des appareils d'appuis tout en vérifiant les conditions nécessaires à leurs résistances, et en détaillant quelques équipements nécessaires à notre ouvrage. Ensuite on a dimensionné et ferrillé les appuis d'extrémités qui sont les culées puis vérifié leurs stabilités vis-à-vis du glissement et renversement, également la semelle.

Ensuite dans le dernier chapitre on a fait une étude managériale, qui nous a permis d'estimer le coût et délais de notre ouvrage, dans notre étude on a bien noté que pour être un bon ingénieur il faut toujours consulter des experts.

. Ce travail est une expérience enrichissante qui nous' a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et de mettre en pratique sur un cas réel des notions fondamentales de management de projet de pont et aussi de travailler avec un logiciel de gestion et de calcul bien nouveau dans notre expérience, pour ce type d'ouvrage (Ms Project). Ce travail a été de grande valeur en nous préparant pour l'avenir.

Références bibliographiques :

- [1] : Hissein Charaffadine Addaye, ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON ARME FRANCHISSANT LA VOIE FERREE ET LA RN6 AU PK445 DE LA WILAYA DE NAAMA, mémoire de fin d'études 2012, Algérie.
- [2] : ANONYME, (1999) ; cahier des prescriptions communes, fascicule 61 titre II, Bulletin officiel du ministère de l'équipement et de transports.
- [3] : ANONYME, (1999) ; cahier des prescriptions communes, fascicule 62 titre II, règles techniques de conception et calcul des ouvrages et des constructions en béton précontrainte
- [4] : ANONYME, (2003) ; règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) centre national de recherche appliquée en génie parasismique
- [5] : ANONYME, (2010) ; projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA version 2010)
- [6] : ANONYME, (2012) ; Rapport du Laboratoire Centrale des Travaux Publics (LCTP)
- [7] : Beldjilali Zahia et Arbaoui Nawel (2010) ; étude d'un pont à poutres en béton armé sur C.W19 entre Sidi Senouci et Ouled Mimoun
- [8] : BERNARD-GÉLY A., CALGARO J.-A. – Conception des ponts. Cours de l'École nationale des ponts et chaussées, Presses des Ponts et Chaussées, 1994.
- [9] : BERNARD-GÉLY A., CALGARO J.-A. – « Conception des ponts », Les Techniques de l'Ingénieur, *Construction 5*, 1997.
- [10] : BERNARD-GÉLY A., CALGARO J.-A. – « Ouvrages d'art - Aspect architectural et environnement », Les Techniques de l'Ingénieur, *Construction 5*, 1997.
- [11] : Appareils d'appui en élastomère fretté, Guide technique SETRA, juillet 2007.
- [12] : Joint de chaussée CIPEC, Freyssinet.
- [13]: Terry Schmidt, Strategic project management,2009
- [14]: Project Management Institute, A Guide to the Project Management Body of Knowledge PMBOK GUIDE,2017