



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ « ABESLAGHROUR » DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

N° de série :

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Voies et Ouvrages D'art

*Étude d'un pont à poutres en béton armé
sur la RN 88 reliant "Khenchela- Kais"*

Réalisé par :

Dirigé par : M. BENADDI hachemi

-AIT ELHADJ Fares

-DJHAICHE Zakaria

. Membres de jury :

MR. BENADDI Hachemi	<i>MAA</i>	U.abbes laghour khenchela	ENCADREUR
MR. BADLA Walid	<i>MAA</i>	U.abbes laghour khenchela	EXAMINATEUR
MR. MEHAMDIA Ali	<i>MAA</i>	U.abbes laghour khenchela	PRESIDENT

Année universitaire 2019-2020

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes parents Ma mère et Mon père

Pour leurs patience, leur amours

Leurs soutiens

Et leurs encouragements.

A tous mes amis et mes camarades

Son oublier tous les professeurs.

Je tiens à remercier

M-benaddi hachem

Mon tuteur de projet de fin d'étude qui m'a suivi tout au long de cette période et m'a conseillé sur l'aimantation que celui-ci devait prendre.

Ait El Hadj Fares

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes parents Ma mère et Mon père

Pour leurs patience, leur amours

Leurs soutiens

Et leurs encouragements.

A tous mes amis et mes camarades

Son oublier tous les professeurs.

Je tiens à remercier

M-benaddi hachem

Mon tuteur de projet de fin d'étude qui m'a suivi tout au long de cette période et m'a conseillé sur l'aimantation que celui-ci devait prendre.

Djhaiche Zakaria

Liste des tableaux

Titre	Page
Tableau I-1 : contraintes à la compression.	10
Tableau I-2 : Modules de déformation.	10
Tableau II-1 : caractéristiques géométriques de la poutre.	21
Tableau II-2 : caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée avec hourdis.	23
Tableau II-3 : caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdi.	24
Tableau III-1 : Classe de ponts.	29
Tableau III-2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge.	30
Tableau III-3 : valeurs de dépend la classe du pont V_0 .	31
Tableau III-4 : système de charge A(l) pour les deux voies.	31
Tableau III-5 : valeur de coefficient b_c .	33
Tableau III-6 : Charges par essieu de système δ_{bc} .	33
Tableau III-7 : valeurs de B_t .	34
Tableau III-8 : Valeur de Surcharge B_t .	35
Tableau III-9 : Valeur de Surcharge B_r majoré.	35
Tableau III-10 : La valeur de k_0 pour $\theta = 0.35$.	42
Tableau III-11 : La valeur de k_1 pour $\theta = 0.35$.	42
Tableau III-12 : La valeur de k_0 pour $\theta = 0.40$.	42
Tableau III-13 : La valeur de k_1 pour $\theta = 0.40$.	43
Tableau III-14 : La valeur de k_0 pour $\theta = 0.37$.	43
Tableau III-15 : La valeur de k_1 pour $\theta = 0.37$.	43
Tableau III-16 : La valeur de k_a pour $\theta = 0.37$.	44
Tableau III-17 : Les valeurs de CRT.	49
Tableau III-18 récapitulatif des moments dus aux sur charge.	66
Tableau III-19 récapitulatif l'effort dus aux sur charge.	78
Tableau IV-1 Coefficient de majoration dynamique.	87
Tableau IV-2 : récapitulatif des moments locaux dans le sens transversal.	94
Tableau IV-3 : récapitulatif des moments locaux dans le sens longitudinal.	94

Tableau IV-4 : récapitulatif des Effort tranchant.	96
Tableau IV-5 : Les valeurs de « $\mu_0.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.30$.	98
Tableau IV-6 : Les valeurs de « $\mu_1.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.30$.	98
Tableau IV-7 : Les valeurs de « $\mu_0.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.40$.	99
Tableau IV-8 : Les valeurs de « $\mu_1.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.40$.	99
Tableau IV-9 : Les valeurs de « $\mu_0.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.37$.	100
Tableau IV-10 : Les valeurs de « $\mu_1.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.37$.	100
Tableau IV-11 : Les valeurs de « $\mu_\alpha.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.37$.	101
Tableau IV-12 :Les valeurs de coefficient μ .	102
Tableau V-1 :Les charge permanente.	121
Tableau V-2 :Surcharge d'exploitation.	121
Tableau V-3 :Calcule les sollicitations.	122
Tableau V-4 :Les valeure de $\frac{M_p}{K}$.	128
Tableau V-5 : Des effort tranchante et les moment de la poussée de la charge locale.	128

Liste de figures

Liste des figures

Titre	Page
Figure I-1 : Le site de projet.	03
Figure I-2 : Coupe longitudinale.	04
Figure I-3 : Coupe qui explique les caractéristiques principales de l'ouvrage.	05
Figure I-4 : tracé en plan.	06
Figure I-5 : profil en long.	06
Figure I-6 : profil en travers.	07
Figure I-7 : diagramme paraboles rectangle du béton.	9
Figure I-8 : Diagramme de déformation de la contrainte d'acier.	11
Figure II-1 : Les équipements du tablier.	14
Figure II-2 : photo d'un appareil d'appuis.	16
Figure II-3 : Eléments du joint de chaussée.	17
Figure II-4 : photo réelle d'un joint de chaussée.	17
Figure II-5 : coupe transversal de tablier.	20
Figure II-6 : Notation pour la section sans hourdis.	21
Figure II-7 : Les dimensions de la section de la poutre sans hourdis.	21
Figure II-8 : Notation pour la section à mi travée avec hourdis.	22
Figure II-9 : Les dimensions de la section de la poutre à mi travée avec hourdis.	22
Figure II-10 : Notation pour la section de rive avec hourdis.	23
Figure II-11 : Les dimensions de la section de la poutre de rive avec hourdis.	24
Figure III-1 : L'équipement du tablier.	27
Figure III-2 : Le système Bc.	32
Figure III-3 : Le système Bt.	34
Figure III-4 : Le système Br.	35
Figure III-5 : Système M_{C120} .	36
Figure III-6 : Convoi D_{240} .	37

Figure III-7: Déformation de la structure sous l'effet du chargement longitudinale.	38
Figure III-8: Grillage.	38
Figure V-1: Poussée de la charge local située en arrière du mur	127
Figure V-2: la semelle filante.	139

Liste des abréviations et symboles

Liste des Abréviations et des symboles

<i>CP (t)</i>	<i>La charge permanente</i>
<i>GP(t)</i>	<i>Poids propre de la poutre</i>
<i>Gd(t)</i>	<i>Poids propre de la dalle</i>
<i>ed(m)</i>	<i>épaisseur de la dalle</i>
$\gamma_d(t/m^3)$	<i>Le poids volumique du béton armé</i>
<i>Ld(m)</i>	<i>La Largeur de la dalle</i>
<i>CCP</i>	<i>Complément des charges permanent</i>
<i>Gr(t)</i>	<i>Poids propre de la couche du revêtement</i>
<i>E(m)</i>	<i>Épaisseur</i>
<i>Lr(m)</i>	<i>La largeur de la chaussée</i>
<i>Gt(t)</i>	<i>Poids propre du trottoir</i>
$A(m^2)$	<i>L'aire de la section</i>
<i>Gdp(t)</i>	<i>Poids propre de la dalle plient</i>
<i>Gc(t)</i>	<i>Poids propre du corniche</i>
<i>Ggs(t)</i>	<i>poids propre Glissière de sécurité</i>
<i>Ggc(t)</i>	<i>Poids propre des garde-corps</i>
<i>G(t)</i>	<i>Poids totale du tablier</i>
<i>Lr(m)</i>	<i>La largeur roulable</i>
<i>Lc(m)</i>	<i>La largeur chargeable</i>
<i>N</i>	<i>Nombre des voies</i>
<i>V(m)</i>	<i>Largeur d'une voie</i>
<i>Bc</i>	<i>Surcharge de camion</i>
<i>Bt</i>	<i>Surcharge de tandem</i>
<i>Br</i>	<i>Surcharge de roue isolée</i>
<i>Mc₁₂₀</i>	<i>Surcharge de militaire</i>
<i>D₂₄₀</i>	<i>Surcharge convoi exceptionnel</i>
<i>L(m)</i>	<i>La portée du pont</i>
δ	<i>Coefficient de majoration</i>
<i>IP (cm⁴)</i>	<i>Moment d'inertie de la section d'about</i>
<i>Im (cm⁴)</i>	<i>Moment d'inertie de la section médiane</i>
<i>Pp</i>	<i>Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de largeur</i>
<i>PI</i>	<i>Rigidité flexionnelle DE L'entretoise par unité de largeur</i>
<i>I_E (cm⁴)</i>	<i>Moment d'inertie propre à l'entartions</i>
<i>K_P</i>	<i>Coefficient de réparation transversale</i>
<i>O</i>	<i>paramétra d'entretoisement</i>
<i>y_p</i>	<i>Rigidité torisonelles de la poutre</i>
<i>E</i>	<i>Module de Yong</i>
<i>v</i>	<i>Coefficient de poisson dépend de la nateme des Matériaux</i>

y	Rigidité torionnelles de l'entretoise
α	paramètre de torsion
CRT	Coefficient de réparation transversal
$M(t.m)$	Moment fléchissant
M_0	Moment fléchissant pour une seule poutre
$\bar{W}(t)$	Résultante des forces se trouvent sur la poutre
WL_1	Résultante des forces appliquées
$T(t)$	Effet tranchants
T_0	Effet tranchants pour une seule poutre
M_{max}	Moments max
T_{max}	Effets tranchants max
φ	L'angle de frottement
$F_{cj}(Mpa)$	La résistance à la compression du béton
$E_s(Mpa)$	Le module d'élasticité longitudinal de l'acier
γ_s	Coefficient de sécurité
h	Coefficient de fissuration
L	Portée réelle de la poutre
$H_t(m)$	La hauteur de la poutre
$L_a(m)$	La distance entre appuis de rive
$L_d(m)$	La longueur de la dalle
$L_{tr}(m)$	La largeur du trottoir
(Δ)	L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême
Y_G	La position de centre de gravité de la poutre
$V(m)$	Distance se séparant le centre de gravité de la fibre inférieure
$V'(m)$	Distance se séparant le centre de gravité de la fibre supérieure
$I_G(m^4)$	Moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité
ρ	Coefficient de rendement géométrique
$S(m^2)$	La surface de la poutre
$M_1(t.m)$	Moment fléchissant rapportée a l'unité
$M_2(t.m)$	Moment fléchissant dans le sens de la grand portée
$M_x(t.m)$	Moment total dans le sens X
$M_y(t.m)$	Moment total dans le sens Y
B.A	Béton armé
$l_x(m)$	Distance entre nus de deux poutres
$Q(t)$	Poids total le plus élève
ρ	Le rapport ρ
$e_s(m)$	Épaisseur
P	La densité de la charge

$e_r(m)$	<i>Épaisseur de revêtement</i>
$T_Y(t)$	<i>D'effort tranchant de la dalle de le sens y</i>
$T_X(t)$	<i>D'effort tranchant de la dalle de le sens x</i>
U_0	<i>Coefficient de répartition correspondant a un coefficient de poissions ($\nu=0$)</i>
U_1	<i>Coefficient de répartition correspondant a un coefficient de poissions ($\nu=0.15$)</i>
U_a	<i>Coefficient de répartition transversale</i>
$B(m)$	<i>Demis –largeur du tablier</i>
X	<i>Abscisse de la bande étudiée en flexion transversale</i>
$M^{loc}(t.m)$	<i>Le moment local</i>
$M^{glob}(t.m)$	<i>Le moment global</i>
$H(m)$	<i>La hauteur de la culée</i>
$M_r(t.m)$	<i>Le moment de renversement</i>
$M_s(t.m)$	<i>Le moment de stabilité</i>
$e(m)$	<i>L'excentricité</i>
$F_V(t)$	<i>Les forces verticales</i>
$\gamma(t/m^3)$	<i>Poids volumique des terres</i>
$h(m)$	<i>Le haut de mur garde grève</i>
$M_V(t.m)$	<i>Le moment verticale</i>
$M_h(t.m)$	<i>Le moment horizontale</i>
VOA	<i>Vois et ouvrage d'arts</i>
P_t	<i>Poussée de terres</i>
$SETRA$	<i>Service d'études techniques des routes et autoroutes</i>
RPA	<i>Règles parasismique algériennes</i>
$M_p(t.m)$	<i>Poussée de la charge locale</i>
$x_h(m)$	<i>Le bras de levé horizontale.</i>
$y_v(m)$	<i>Le bras de levé verticale.</i>
$\delta_{sol}(Mpa)$	<i>La contrainte de sole.</i>
$M_F(t.m)$	<i>Moment du à la force de freinage</i>

Sommaire

Sommair

Titre	Page
LISTE DES FIGUERE	
LISTE DES TABLEAUX	
LES SYMBOLE	
INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	
I-1 Généralités.	02
I -1-1 Introduction.	02
I -1-2 Généralités sur les ponts.	02
I -1-3 Définition d'un pont.	02
I-1-4 Les éléments constitutifs du pont.	02
I-2 Présentation de l'ouvrage.	03
I-2-1 Décisions constructives de l'ouvrage.	03
I-2-2 Caractéristique principale de l'ouvrage.	04
I-2-3 Les surcharges considérées dans les ponts.	05
I-2-4 Les données fonctionnelles.	05
I-3 Caractéristique des matériaux.	07
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE DU TABLIER	
II-1 Caractéristique du tablier.	14
II-1-1 Introduction.	14
II-2 les équipements du tablier.	14
II-2-1 Revêtements du tablier.	14
II-2-2 Trottoirs.	15
II-2-3 Garde-corps.	15
II-2-4 Corniche.	15
II-2-5 Les appareils d'appui.	15
II-2-6 joint de chaussée.	16
II-3 Prédimensionnement des éléments du tablier.	18
II-3-1 Les poutre.	18
II-3-2 La dalle.	19
II-3-2-1Définition de la dalle	19
II-3-2-2Prédimensionnement de la dalle	19
II-4 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.	20
II-4-1 La poutre à mi travée.	20
II-4-2 La poutre de rive.	23
CHAPITRE III : Etude de la poutre	
III-1 Calcul des charges et surcharges.	26
III-1-1 Introduction.	26
III-1-2 Evaluation des charges.	26
III-1-3 Calcule des surcharges.	29
III-1-4 Evaluation des sur charges.	30

Sommair

III-2 Répartition transversale.	37
III-2-1 Introduction.	37
III-2-2 La méthode de Giyon-Massonnet.	37
III-2-3 Calcule coefficient de répartition transversal CRT.	44
III-3 Répartition longitudinale.	50
III-3-1 Introduction.	50
III-3-2 Calcule des éléments de répartition dus aux charges.	50
III-3-3 Calcule des éléments de répartition dus aux sur charges.	51
III-3-3-1 Calcule les moments fléchissent.	51
III-3-3-2 Calcule les efforts tranchants.	67
III-4 Ferrailage de la poutre.	79
III-4-1 Combinaison des charges.	79
III-4-2 Ferrailage de la poutre.	79

CHAPITRE IV: ETUDE DE LA DALLE

IV-1 Introduction.	83
IV-1-1 Etude flexion locale.	83
IV-1-1-1 Introduction.	83
IV-1-1-2 la méthode de calcul.	83
IV-2 Calcul de la dalle.	85
IV-2 -1 Calcule des coefficients de majoration dynamique.	85
IV-2 -2 Calcul des moments locaux.	87
IV -2-2-1 Caractéristique géométrique de plaque.	87
IV-2-2-2 Les charge permanentent.	87
IV-2-2-3 Les surcharge.	87
IV-2-3 Calcule de l'effort tranchant de la dalle.	94
IV-2-3-1 Effort tranchant par unité de largeur.	95
IV-2-3-2 Efforts tranchants maximums	97
IV-2-4 Etude de la flexion transversale.	97
IV-2-4-1 Détermination du coefficient μ_a .	97
IV-2-5 Calcul des moments transversaux.	102
IV-2-6 Sollicitation résultantes dans le hourdis flexion totale.	104
IV-3 Ferrailage de le hourdi.	106

CHAPITRE V: ETUDE DE LA CULEE

V-1 Introduction.	118
V-1-1 les différents types de culées.	118
V-2 Prédimensionnement.	119
V-3 Vérification de la stabilité.	120
V-3-1 Les vérification.	120
V-3-1-1 Renversement.	120
V-3-1-2 Glissement.	120
V-3-1-3 stabilité de la semelle.	120
V-3-2 Etude de la stabilité de la culée.	121
V-4 Ferrailage des éléments de la culée.	123
V-4-1 la dalle de transition.	123
V-4-1-1 Le ferrailage de la dalle de transition.	124
V-4-2 Mur de gard grive.	126

Sommair

V-4-2-1 Le ferrailage de mur de garde grève.	129
V-4-3 Corbeau.	131
V-4-3-1 Evaluation des charges et surcharge.	131
V-4-3-2 ferrailage de corbeau.	131
V-4-4 Mur en retour.	133
V-4-4-1 Evaluation des charges verticales.	133
V-4-4-2 Ferrailage de mur en retour.	134
V-4-5 Etude du mur de front.	137
V-4-5-1 Ferrailage du mur de front.	137
V-4-6 Etude de la semelle.	139

CONCLUSION GENERALE

Introduction générale

Introduction générale

- *L'augmentation du trafic routier généré par l'augmentation du nombre de véhicules a une incidence sur le réseau routier à savoir répondre aux exigences d'une circulation fluide d'automobiles .*
 - *La solution à ce problème consiste à construire des ponts et des trémies*
 - *L'histoire des ponts est liée au développement de la science à travers les siècles*
 - *Pour se déplacer, de franchir des obstacles au début par l'emploi des pierres naturelles*
 - *Le progrès technologique et les études faites par des ingénieurs en génie civile a permet un saut important dans les développements par l'adjonction du fer dans les matériaux de construction pour former ainsi le béton armé*
 - *Le but de notre mémoire est l'étude d'un pont en béton armé :*
 - *Dans un premier temps, on présentera l'ouvrage étudié et les hypothèses de calcul, passant par la justification du dimensionnement de ces éléments.*
 - *Dans un deuxième temps, on étudiera la superstructure du pont et ces équipements.*
- Et en dernier lieu nous concluons notre mémoire par une conclusion générale.*

Chapitre I

Présentation du projet

I-1 Généralités

I-1-1 Introduction :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien.

Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art le souci de l'ingénieur est de répondre à la question :

Comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal ?

Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I-1-2 Généralités sur les ponts :

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, viaducs, tunnels), également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, barrage, digue) et aussi un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

Un tel ouvrage est qualifié « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'Ingénieur. La fonction d'un ouvrage d'art est liée à la fonction de la voie de communication :

- Un ouvrage d'art routier supporte une route.
- Un ouvrage d'art autoroutier supporte une autoroute.
- Un ouvrage d'art ferroviaire supporte une voie ferrée.
- Un ouvrage d'art de protection supporte la poussée de la terre ou de l'eau.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine des travaux publics ou génie civil

I-1-3 Définition d'un pont :

Tout simplement un pont est un ouvrage de franchissement, il permet de franchir un obstacle qui peut être un Oued, une Route, une Voie Ferrée,...etc.

I-1-4 Les éléments constitutifs du pont :

Quelle que soit l'utilité du pont : pont-route, pont-rail, pont-canal, passerelle piétons, ou autres, ils sont constitués de deux éléments principaux :

- **Le tablier:** Partie sensiblement horizontale de l'ouvrage qui assure le franchissement.
- **Les appuis :** Peuvent avoir des configurations très variées : voiles, poteaux et chevêtres, piles, , culées, piles-culées, piédroits...etc.

I-2 Présentation de l'ouvrage :

Notre mémoire est en objectif d'étudier un pont en béton armé , il est composé d'une seule travée de **15.40 m** ,il est fait dans le but de franchir **Oued el barrage** (foum el guiss) RN88 dans la Wilaya de kenchela.



Figure I-1 : le site de projet

I-2-1 décisions constructives de l'ouvrage ;

Il s'agit d'une construction d'une travée de 15.40 m de longueur. Le schéma statique représente des poutres isostatiques sur des appareils d'appuis en néoprène.

Le tablier est composé de sept (7) poutres principales en Béton Armé, d'entre axe de 1,50 m, d'une longueur de 15.40 m, la dalle d'une épaisseur de 25 cm sera coulée sur coffrage perdu.

La pente transversale de 2,5 % sur toute la longueur de l'ouvrage.

Les culées sont du type « culée mur » exécuté sur place en béton armé dosé à 400 kg/m^3 .

Le mur frontal est d'hauteur de 6.55 m dans les deux cotés ; et qui seront fondés sur une semelle rectangulaire de dimension (5.00 x 11.50 x 1.00) m.

Au-dessous des fondations culées on a prévu une couche de béton de propreté d'une épaisseur de 20 cm et qui débordé de 20 cm de chaque côté de la semelle.

Les remblais derrière les culées sont exécutées avec un matériau convenable d'angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$ (grave graduée) en couche de 30 à 35 cm bien compacté. La stabilité des remblais d'accès de chaque côté de l'ouvrage sera assurée par des murs en retour et éventuellement un mur en aile en guise d'un ouvrage de protection des remblais contre la crûe.

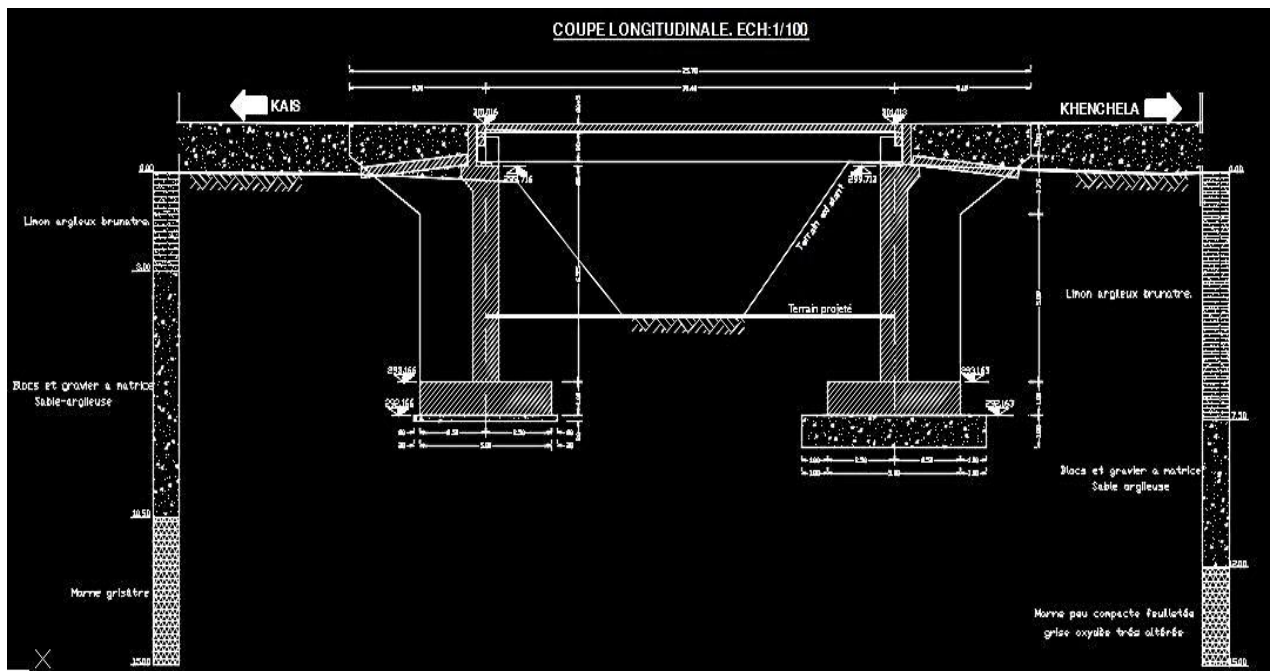


Figure I-2 : Coupe longitudinale

I-2-2 Caractéristiques principales de l'ouvrage :

- Ouvrage en Béton Armé
- Dalle routière en béton armé
- 7 Poutres principales pour chaque tablier d'une longueur ($l = 15.40$ m)
- Les supports (deux culées sont des éléments monolithiques en Béton Armé).
- La largeur du tablier est de 10.50 m
- un trottoir de 1,35 m.

La construction est vérifiée d'après les exigences et les recommandations données par le BAEL 91 (B.A) ainsi que le fascicule 61 titre II pour les surcharges routières.



Figure I-3 : Coupe qui explique les caractéristiques principales de l'ouvrage

I-2-3 Les surcharges considérées dans les ponts :

- Surcharge A(l).
- Surcharge B (B_t - B_C - B_r).
- Surcharge militaire M_{c120} .
- Convoi exceptionnel D240.
- Surcharge sur les trottoirs : 140 kg/m^2

Le revêtement de la chaussée est en béton bitumineux avec une épaisseur de 9 cm surmonté d'une chape d'étanchéité d'une épaisseur de 2.2 cm.

Sur les parties extérieures des trottoirs, un garde-corps est prévu.

I-2-4 Les données fonctionnelles :

Les caractéristiques de la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

a) Trace en plan ;

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

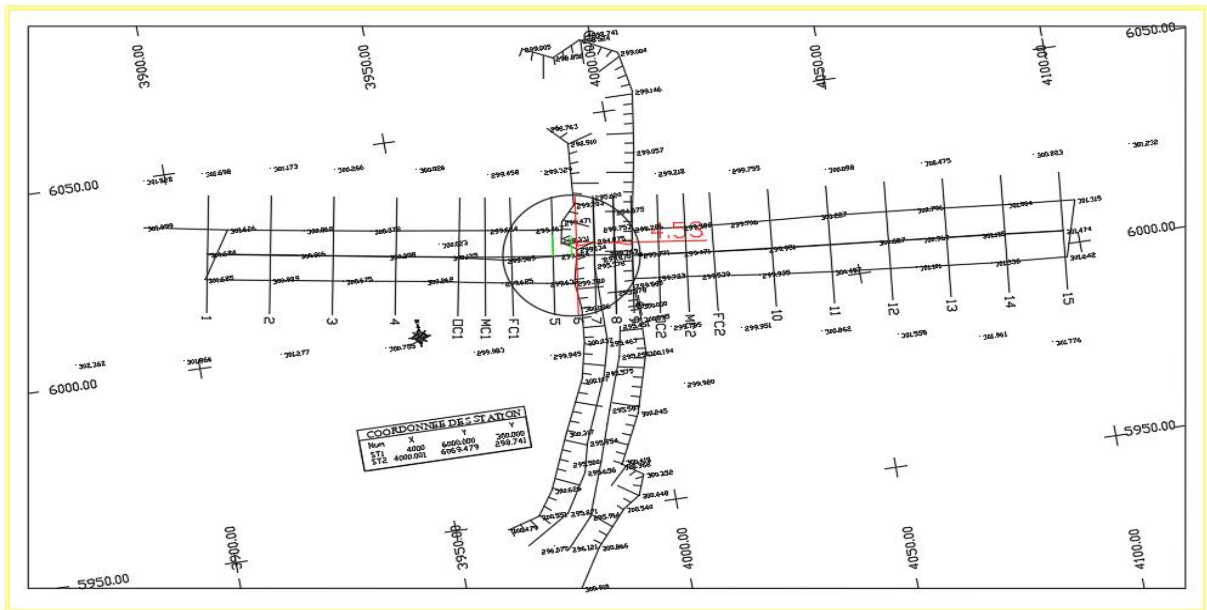


Figure I-4 : tracé en plan

b) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

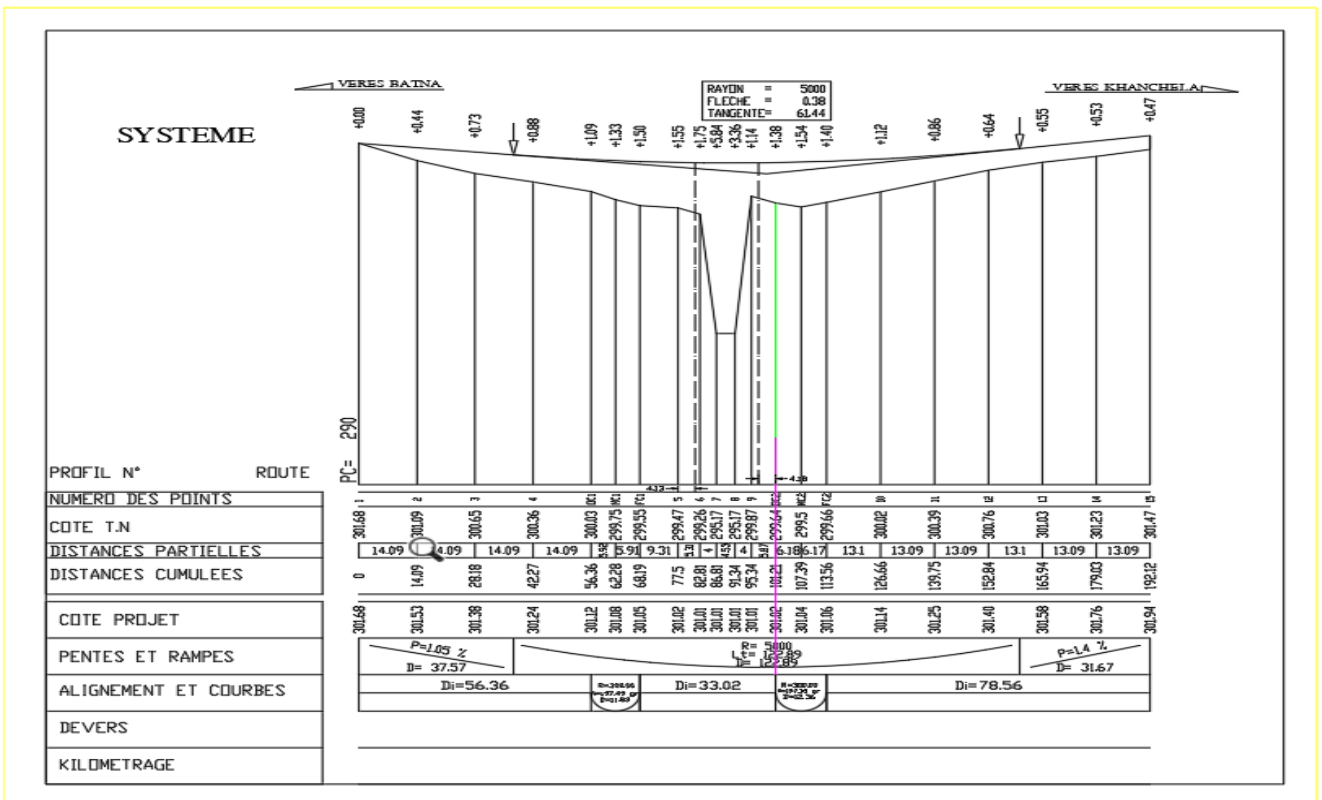


Figure I-5 : profil en long

C) 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).

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur roulable : $L_r = 8 \text{ m}$.
- Largeur de trottoir : $L = 1,35\text{m}$.
- Nombre de voies de circulation : 2 voies
- Dévers en toit de 2,5%.

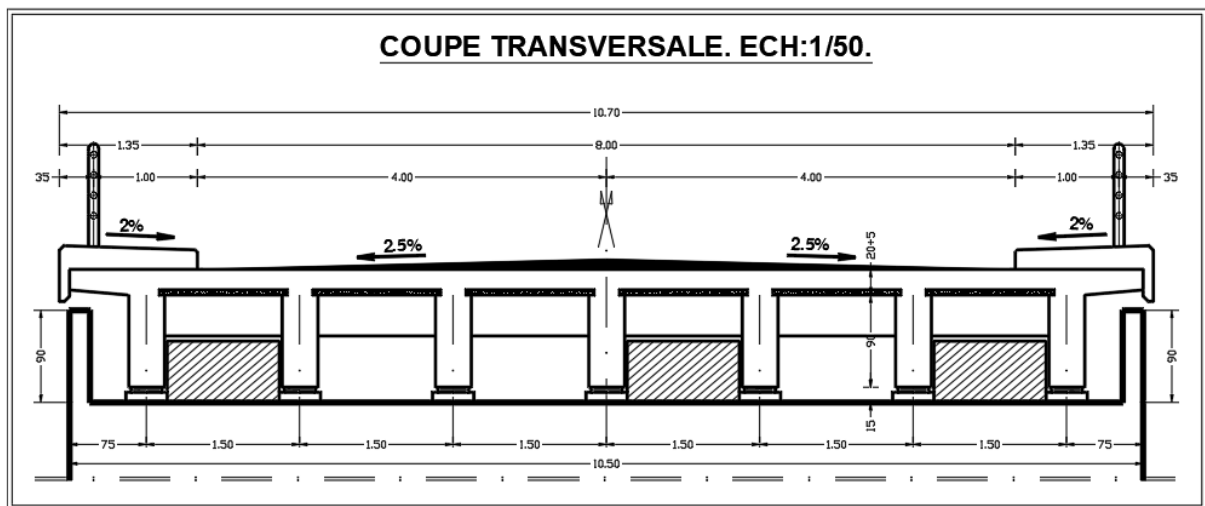


Figure I-6: profil en travers

I-3 Caractéristiques des matériaux ;

I-3-1 Introduction ;

La conception et le calcul des ouvrages sont conditionnés par :

- Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux ;
- La Connaissance des propriétés de ces matériaux ;
- Le choix des techniques de mise en ouvres ;
- Le choix des méthodes d'essais.

Dans ce chapitre, nous présenterons les caractéristiques des matériaux utilisés pour cet ouvrage.

a) Le béton :

C'est un matériau composite obtenu en mélangeant un ensemble de constituants à savoir : Du ciment (comme liant), du gravier, du sable et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

- Le béton armé :

C'est un matériau composite constitué de béton et d'acier qui lie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier.

- Les caractéristiques mécaniques du béton ;
- La résistance Caractéristique à la compression :

La résistance à la compression du béton (f_{cj}) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seul pour caractériser le béton.

Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère Habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).

$$f_{cj} \begin{cases} \leq 28j & \left\{ \begin{array}{l} f_{Cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{Cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{array} \right. \\ \geq 28j & \longrightarrow 1.10 f_{c28} \end{cases}$$

On peut admettre une résistance au plus égale à $1,10 f_c 28$ lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours (Bétons non traités thermiquement dont f_{c28} ne dépasse pas 40MPa

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35\text{MP} & \text{a pour le béton de tablier} \\ 27\text{MP} & \text{a pour le béton de l'infrastructure} \end{cases}$$

Dans laquelle f_{cj} et f_{tj} sont exprimées MP_a.

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

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22\text{MPa} (f_{c28} = 27\text{MPa}) \\ 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,70\text{MPa} (f_{c28} = 35\text{MPa}) \end{cases}$$

- Contraintes admissibles :

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

- Contraintes admissibles à la compression :

- Calcul à L'E.L.U :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

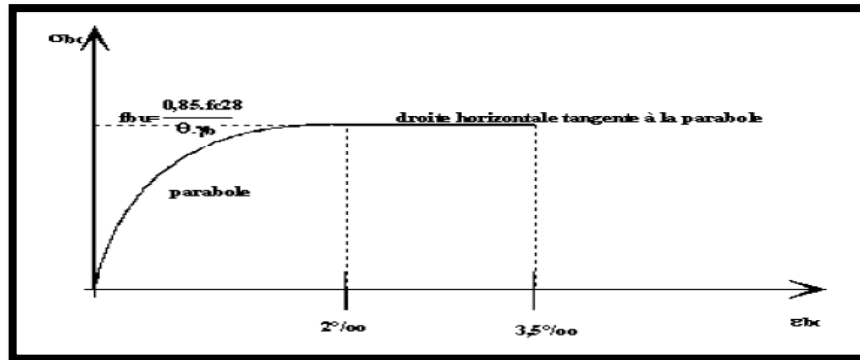


Figure I-7 : Diagramme parabole rectangle du béton

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

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

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

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 25,86 \text{ MPa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 15.3 \text{ MPa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 19.95 \text{ MPa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration de 0.85 de la résistance de béton, tient compte de l'influence défavorable

- De la durée d'application de la charge (effet de Ruche).
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

- Calcul a L'ELS :

Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique

$$\sigma_b \begin{cases} 0,5f_{c28} \text{ en service} \\ 0,6f_{c28} \text{ en construction} \end{cases}$$

f_{c28} (MPa)	σ_b en service (MPa)	σ_b en construction (MPa)
35	17,50	21,00
27	13,50	16,20

Tableau I-1 : contraintes à la compression

- Déformation du béton
- Déformation longitudinal E :

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.P.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée E_{ij} (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{F_{28}}$$

Module de déformation différée E_{Vj} (longue durée >24 h):

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{F_{C28}}$$

f_{c28} (MPa)	35	27
E_{Ij} (MPa)	35982	33000
E_{Vj} (MPa)	21103	11100

Tableau I-2 : Modules de déformation

- Déformation transversal G:

Elle est donnée Par la formule suivante :

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

Où

V : représente le coefficient de Poisson :

- Coefficient de Poisson :

Le coefficient Poisson du béton non fissuré (ELS) est pris égale à 0.20, en cas de fissuration (ELU), il est Pris égale à zéro.

b) L'acier :

L'acier est un alliage Fer+Carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement et de torsion, Il ne réagit pas avec le béton, il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Les aciers généralement utilisés pour constituer les armatures des pièces en béton arme sont :

- Les ronds lisses, de nuance FeE215 ou FeE235.
- Les barres à haut adhérence, de nuance FeE400 ou FeE500 et de type 1 ou de type 2.
- Les fils à haut adhérence, de nuance FeTE400 ou FeTE500 et de type 3.
- Les treilles soudés, qui peuvent être constitués par l'un des aciers précédents.

Diagramme de déformations contraintes : BAEL (art A.2.2.2) :

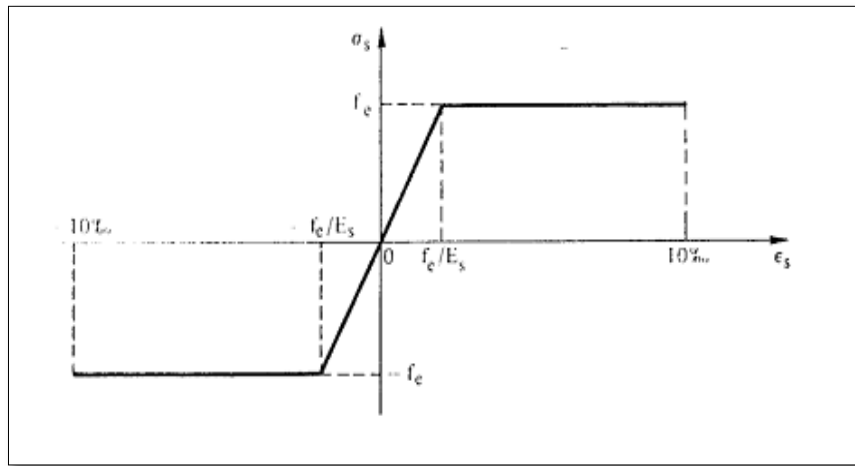


Figure I-8 : Diagramme de déformation de la contrainte d'acier.

Ce diagramme, qui est valable pour tous les aciers, quel que soit leur mode d'élaboration, comporte :

De l'origine au point A ($\frac{f_e}{E_s \times \gamma_s}, \frac{f_e}{\gamma_s}$) une droite d'équation: $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$

Du point A, au point B, une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes :

F_e = limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s=1$, dans les cas des saturations accidentelles (séisme, chocs).

$\gamma_s=1.15$, dans tous les autres cas.

E_s : module d'élasticité de l'acier $E_s=200000\text{MPa}$

L'allongement maximale de l'acier est limité à 10%

Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (cas de la compression)

- La contrainte limite de traction des aciers :

Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (f_e/2); 110\sqrt{n} \times f_{tj} \right)$$

Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = 0.9 \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (f_e/2) ; 110\sqrt{n} \times f_{tj} \right)$$

n : Coefficient de fissuration.

$n = 1$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfiles lisses.

$n = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence ($\phi \geq 6\text{mm}$).

$n = 1.3$ pour les armatures à haute adhérence ($\phi \leq 6\text{mm}$).

- Contrainte tangente limite ultime (art A.5.1.2) :

Cas de l'armature transversale droite ($\alpha=90$).

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left[0.2 \frac{F_{C28}}{\gamma_s} , 5\text{Mpa} \right]$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable ou très préjudiciable: } \tau_u = \min \left[0.15 \frac{F_{C28}}{\gamma_s} , 7\text{Mpa} \right]$$

$$\text{Cas des dalles : } \tau_u = \left[0.07 \frac{F_{C28}}{\gamma_b} \right] \text{ Art A.4.5.2.2.}$$

Chapitre II

Caractéristique du tablier

II-1 Caractéristiques du tablier.

II-1-1 Introduction ;

Le tablier est la Partie sensiblement horizontale de l'ouvrage qui assure le franchissement.

II-2 Les équipements du tablier :

La conception complète d'un ouvrage elle doit donc obligatoirement comprendre le détail concernant les équipements :

- a) Revêtements du tablier (couche de roulement, étanchéité).
- b) Trottoirs.
- c) Corniches.
- d) Garde-corps.

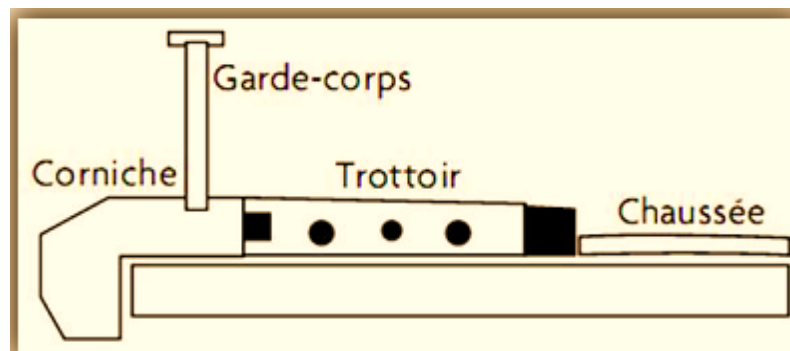


Figure II-1 : les équipements du tablier

II-2-1 Revêtements du tablier ;

a) Étanchéité :

Pour protéger les armatures dans le béton -car ce dernier n'est pas parfaitement étanche- il est donc nécessaire de disposer une chape ($\gamma=2.4 \text{ t/m}^3$) d'étanchéité d'une épaisseur de 2cm. Sur toute les dalles de couvertures en béton.

b) Couche de roulement ;

La couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courant et de 7 à 8 cm, Dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement.

Et dont la masse volumique varie, selon la qualité et la compacité entre 2.2 et 2.5 t/m.

II-2-2 Trottoirs ;

Un trottoir est un espace réservé aux piétons de chaque côté du pont, En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile.

Pour notre pont, nous avons choisis des trottoirs de largeur $L_t = 1,35\text{m}$, et d'épaisseur de 20cm.

II-2-3 Garde-corps ;

Sur les ponts, nous aurons des bords libres sur les deux côtés, et pour assurer la sécurité des piétons, nous placerons le long de la dalle de chaussée des dispositifs de retenue (simple barrière de sécurité) qui sont les garde-corps. pour notre pont on va employer des garde-corps standardiser en Algérie.

Donc :

$$h_{GC} = 1.1 \text{ m}$$

II-2-4 Corniche :

C'est une finition décorative à l'extrémité du tablier (située à la partie haute du tablier au bord latéral extérieur), elle a un rôle essentiellement esthétique.

II-2-5 Les appareils d'appui :

Les appareils d'appuis sont des équipements de l'ouvrage, ils sont placés entre les poutres et les dés d'appuis, leur rôle est de :

- De transmettre les efforts à l'infrastructure.
- D'aborder par la rotation et distorsion, les déformations et translations de la structure.

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;



Figure II-2 : photo d'un Appareil d'appuis.

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

II-2-6 Joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence {une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue :

Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000véhicules,
 Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules et les joints légers pour un
 trafic inférieur à 1000 véhicules.

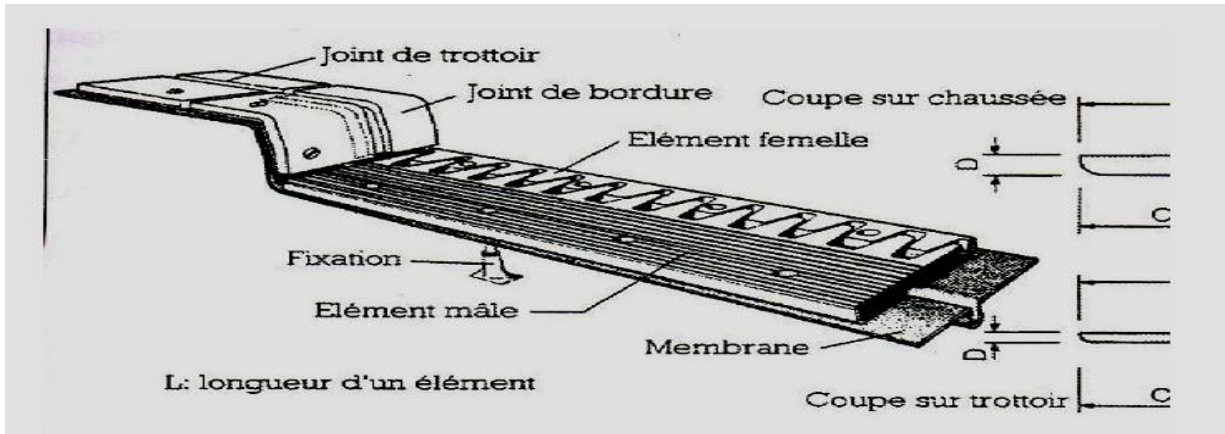


Figure II-3 Eléments du joint de chaussée.



Figure II-4 Photo réelle d'un joint de chaussée.

II-3 Prédimensionnement des éléments du tablier :

II-3-1 Les poutres ;

- Dimensionnement de la poutre :

On prend une seule travée de 15.40 m.

- Hauteur des poutres :

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle $[L/18, L/14]$ avec :

L : portée réelle de la poutre.

$$15.40 / 18 \leq H_t \leq 15.40 / 14 \quad \rightarrow \quad 0.85 \leq H_t \leq 1.1$$

On adopte..... $H_t = 0.9$

D'après le guide S.E.T.R.A, condition suivante doit vérifier.

$H_t = 0.9$ mcondition vérifiée

- L'espacement entre axe des poutres : (E)

L'espacement entre axes des poutres est situé entre 1,5 et 2,5

$$1.5 \leq E \leq 2.5$$

On prend **$E = 1.5$ m**

- Nombre de poutres : (N)

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = (L_a / E) + 1$$

Avec :

L_a : est la distance entre appuis de rive $L_a = 9$ m

$N = 7$ poutres

- Largeur de la table de compression (b) :

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de l'hourdis coulé en place.

$$0.6 H_t \leq b \leq 0.7 H_t$$

$$0.6 \times 0.9 \leq b \leq 0.7 \times 0.9$$

$$0.54 \leq b \leq 0.63$$

On prend : **$b = 0.55$ m.**

- Épaisseur de la table de compression:

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

Donc : **$e = 12$ cm.**

II-3-2 la Dalle :**II-3-2-1 Définition de la dalle (l'hourdis):**

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à une couverture pour le pont. En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (Revirement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles et militaires, exceptionnelles) sur pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus (pré-dalle). Ces coffrages se présentent sous la forme de dalle en mortier de fibres ou en béton armé.

II-3-2-2 Pré dimensionnement de la dalle:

- longueur de la dalle :

La Longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à La longueur des poutres.

Donc :

$$L_d = 15.40 \text{ m}$$

- Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal a la largeur de la chaussée roulable L_r plus la Largeur des deux trottoirs L_{tr} :

$$I_d = L_r + 2L_{tr}$$

Avec:

$$L_r = 8 \text{ m et } L_{tr} = 1.35 \text{ m}$$

Donc :

$$I_d = 10.70 \text{ m} \rightarrow I_d = 1070 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la dalle :

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est Grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexion transversale, L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30m

$$0,20 \leq e_d \leq 0,30 \text{ m}$$

On prend : $e_d = 0.25 \text{ m}$

Dimensionnement du tablier :

- Nombre de travées= (01) travée isostatiques
- Longueur des poutres : un type de poutres (L=15,40 m)
- La Hauteur des poutres = 0,90 m
- Épaisseur des poutres = 0,35 m
- Nombre de poutres = 7 poutres
- Espacement des poutres = 1.50 m
- Largeur des chaussées = 8.00 m
- Largeur de trottoir = 1.35 m
- Largeur de la dalle = 10.7 m
- Épaisseur de la dalle = 0,25 m

II-4 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

II-4-1 la poutre à mi travée :

- Poutre seul :

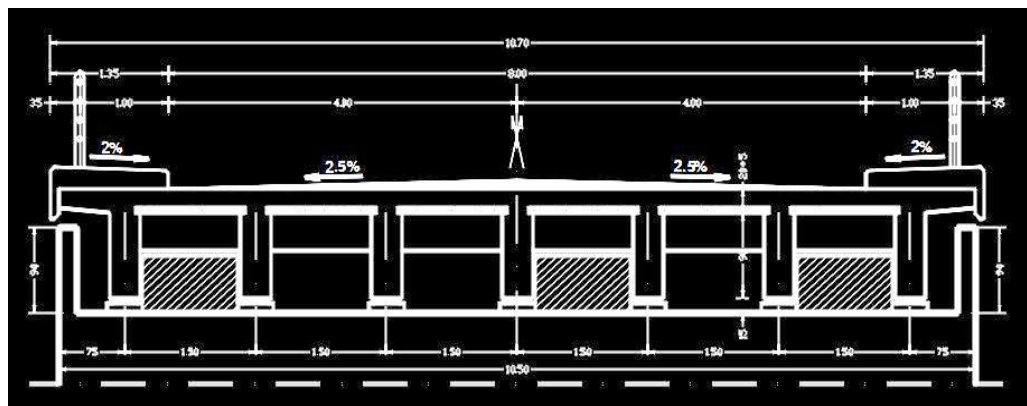


Figure II-5 : Coupe transversal de tablier

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques.

Notation

- (Δ) : l'axe pris au Niveau de la fibre inférieur extrême
- B: Aire de la section.
- YG: la position du centre de gravité (c.d.g.) de la poutre.
- V: distance séparant le centre de gravité de la fibre inférieure.
- V': distance séparant le centre de gravité de la fibre supérieure.
- IG: Moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité
- ρ : Coefficient de rendement géométrique $\rho = IG / (V.V'.B)$.

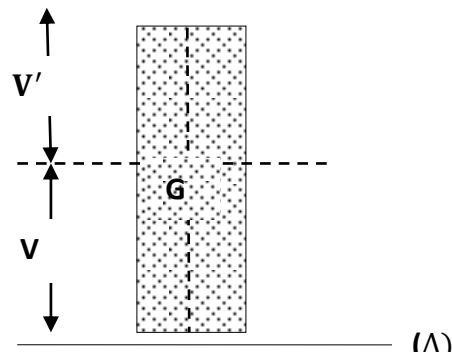


Figure II-6 : Notation pour la section sans hourdis.

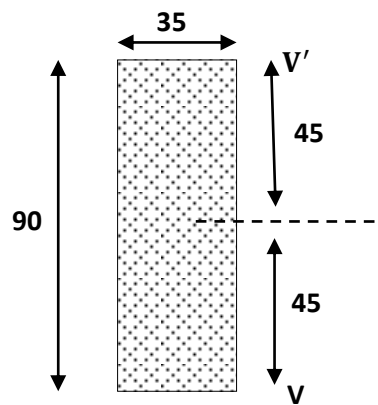


Figure II-7 : Les dimensions de la section de la poutre sans hourdis.

- $B = b \times h = 90 \times 35$
- $V = h/2 = 90/2$
- $V' = V = h/2$
- $I_G = bh^3/12 = 35 \times (90)^3 / 12$
- $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B) = 2126250 / 6378750$

B cm²	3150
V cm	45
V' cm	45
IG (cm)⁴	2126250
ρ%	33

Tableau II-1 : caractéristiques géométriques de la poutre.

Le rendement géométrique $\rho = 33 \%$

- Poutre avec hourdis :
- la Position du centre de gravité de la poutre avec hourdis

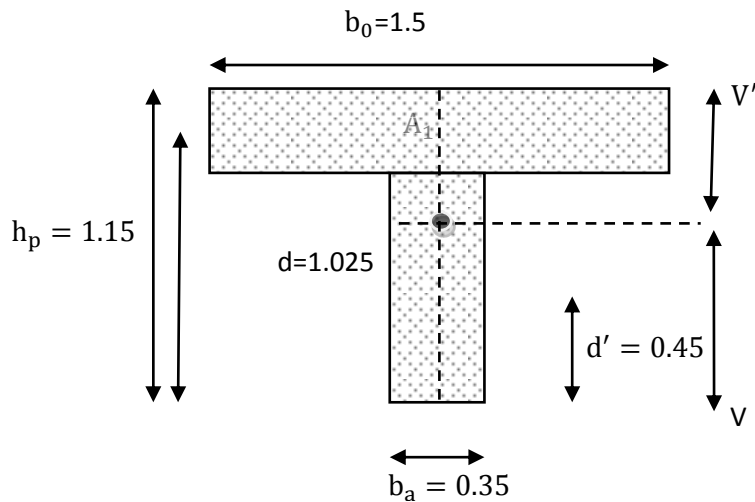


Figure II-8 : Notation pour la section de la poutre à mi travée avec hourdis

$$V = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{(1.025 \times 0.375) + (0.45 \times 0.31)}{0.685} = 0.76 \text{ m}$$

$$\hat{V} = h_p - V = 1.15 - 0.76 = 0.39 \text{ m}$$

- Calcul des Moments d'inertie de la poutre avec hourdis :
- Moments d'inertie de flexion:

La détermination des moments d'inertie de flexion ne pose aucune difficulté. Si ce s'avère nécessaire, on peut utiliser le théorème de Hygens pour les sections composées.

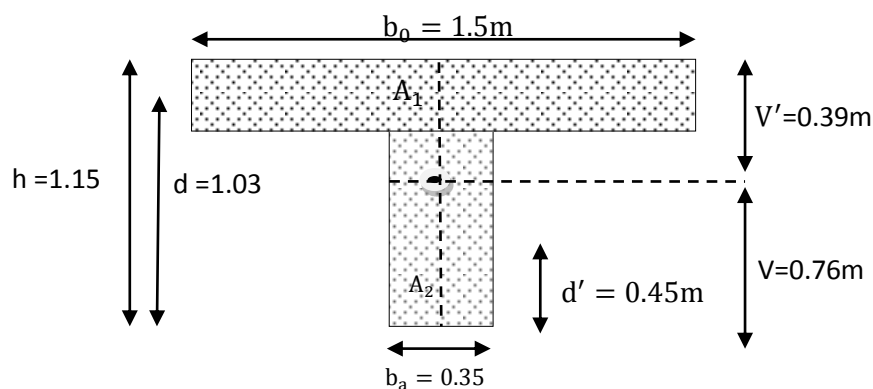


Figure II-9 : Les dimensions de la section de la poutre à mi travée avec hourdis

$$I_G = \frac{1.5(0.25)^3}{12} + (1.5 \times 0.25) \left(0.39 - \frac{0.25}{2}\right)^2 + \frac{(0.9)^3 \times 0.35}{12} + (0.90.35) \left(0.76 - \frac{1.15 - 0.25}{2}\right)^2$$

$$I_G = 0.0798215 \text{ m}^4 = 7982150 \text{ cm}^4$$

- ✓ $B = (b_0 \times h_d) + (b_a \times (h_p - h_d)) = 0.69 \text{ m}$
- ✓ $V = 0.76 \text{ m}$
- ✓ $V' = 0.39 \text{ m}$
- ✓ $I_G = 0.0798215 \text{ m}^4$
- ✓ $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B)$

B cm²	69
V cm	76
V' cm	39
IG (cm)⁴	7982150
ρ%	39

Tableau II-2: caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée avec hourdis

Le rendement géométrique $\rho = 39\%$

II-4-2 la poutre de rive:

- Poutre avec hourd :
- la position du centre de gravité de la poutre avec hourdi

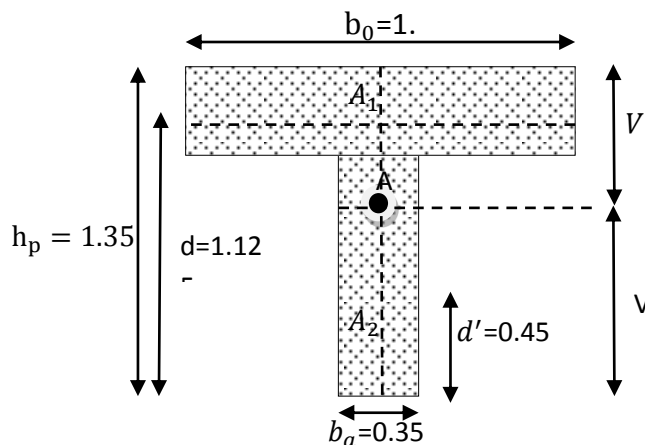


Figure II-10: Notation pour la section de la poutre de rive avec hourdis

$$V = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{(0.67 \times 1.125) + (0.45 \times 0.31)}{0.98} = 0.91 \text{ m}$$

$$\hat{V} = h_p - V = 1.35 - 0.91 = 0.45 \text{ m}$$

- Calcul des moments d'inertie de la poutre avec hourdis :
- Moments d'inertie de flexion:

La détermination des moments d'inertie de flexion ne pose aucune difficulté.

Si ce s'avère nécessaire, on peut utiliser le théorème de Hygens pour les sections composées.

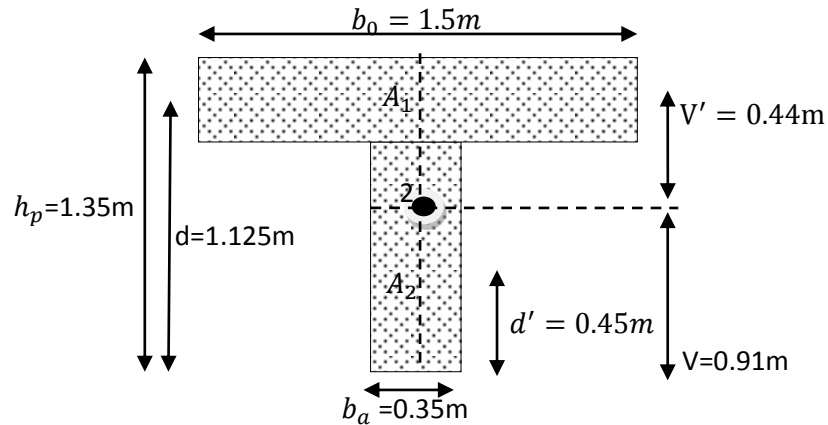


Figure II-11: Les dimensions de la section de la poutre de rive avec hourdis

$$I_0 = \frac{1.5(0.45)^3}{12} + (1.5 \times 0.45) \left(0.44 - \frac{0.45}{2}\right)^2 + \frac{(0.9)^3 \times 0.35}{12} + (0.90 \times 0.35) \left(0.91 - \frac{1.35 - 0.45}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 20790000 \text{ cm}^4$$

- $B = (b_0 \times h_d) + (b_a \times (h_p - h_d)) = 0.99 \text{ m}$
- $V = 0.91 \text{ m}$
- $V' = 0.44 \text{ m}$
- $I_0 = 0.20790000 \text{ m}^4$
- $\rho = I_0 / (V \cdot V' \cdot B)$

B cm²	99
V cm	91
V' cm	44
I (cm)⁴	20790000
ρ%	52

Tableau II-3 : caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis

Le Rendement géométrique $\rho = 52\%$

Chapitre III

Etude des poutres

III-1 calcul des charges et surcharges

III-1-1 Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variable.

- Les actions permanentes comprennent :
 - ✓ Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
 - ✓ Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

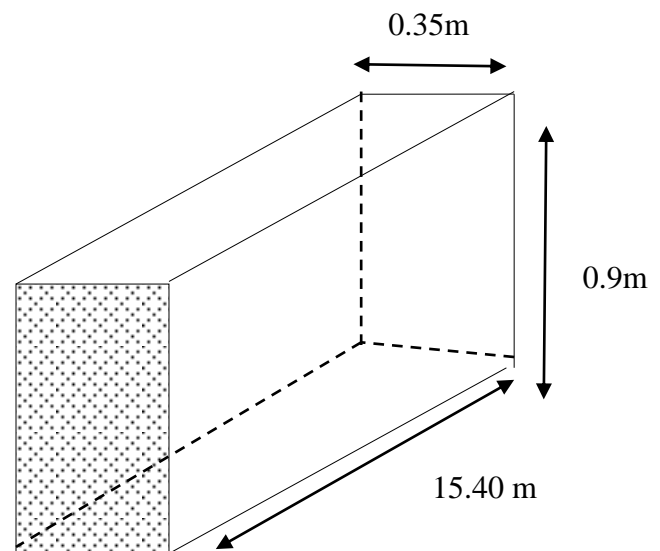
- Les actions variables, de leur cote, comprennent :
 - ✓ Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR 2008).
 - ✓ Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
 - ✓ Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme; la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA 2008.

III-1-2) Évaluation des charges

- Calcul des charges permanentes (CP) :
- Poids propre de la poutre :

$GP = \text{la masse volumique} \times S$

$$GP = 2.5 \times 0.35 \times 0.90 = 0.78 \times 7 = 5.51 \text{ t/ml}$$



- Poids propre de la dalle : Leur poids propre est donné selon la formule

$$G_d = e \times l \times \gamma_b$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle = 0.25 m.

l : La largeur de la dalle = 10.70m

γ_b : Le poids volumique du béton armée = 2.5 t /m³

$$G_d = 0.25 \times 10.70 \times 2.5 = 6.68 \text{ t/ml}$$

$$CP = G_d + GP = 6.68 + 5.51 = 12.19 \text{ t/ml}$$

$$CP = 12.19 \text{ t/ml}$$

- Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

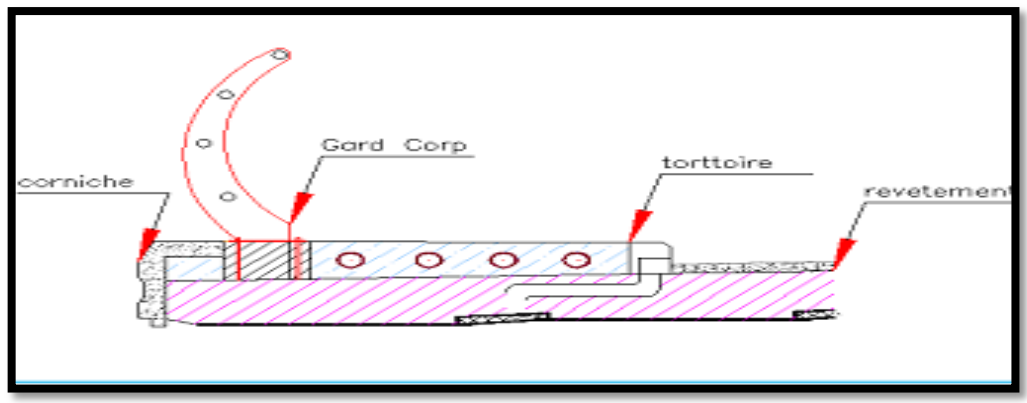


Figure III-1 : Les équipements du tablier

- Poids de la couche du revêtement :

$$G_r = e \times l \times \gamma_b$$

Avec :

e : Epaisseur = 0.09m.

l : La largeur de la chaussée = 8 m

γ_b : Le poids volumique béton = 2.2 t/m³

$$G_r = 0.09 \times 8 \times 2.2 = 1.584 \text{ t/ml.}$$

- Poids propre du trottoir :

$$G_t = A \times \gamma_b$$

A : L'aire de trottoir.

γ_b : Le poids volumique béton = 2.2 t/m³.

$$A = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2.$$

$$\mathbf{G_t = 0.2 \times 2.2 = 0.44 \text{ t / ml.}}$$

- Poids propre de la corniche

$$G_c = A \times \gamma_b$$

$$A = 0.0725 \text{ m}^2$$

γ_b : Le poids volumique béton = 2.2 t/m³.

$$\mathbf{G_c = 0.159 \text{ t / ml}}$$

- Glissière de sécurité : **G_{gs} = 0,06 t/ml**

- Poids des Garde-corps :

Le poids de garde-corps est 0.1 t/ml.

$$\mathbf{G_{gc} = 0.1 \text{ t / ml}}$$

- Poids propre de la dalle plient :

$$G_{dp} = A \times \gamma_b$$

$$A = 2 \times 0.2 = 0.4 \text{ m}$$

γ_b : Le poids volumique béton = 2.2 t/m³.

$$\mathbf{G_{dp} = 0.88 / 2 = 0.44 \text{ t / ml}}$$

- Poids des charges complémentaires permanentes :

$$\mathbf{CCP = (G_r + G_t + G_c + G_{gs} + G_{gard} + G_{dp})}$$

$$\mathbf{CCP = (1.584 + 0.44 + 0.159 + 0.06 + 0.1 + 0.44)}$$

$$\mathbf{CCP = 2.783 \text{ t/ml}}$$

- Poids total du tablier :

$$G = CP + CCP$$

$$G = 2.783 + 12.19 = 14.973 \text{ t/ml}$$

$$G = 14.973 \text{ t/ml}$$

Poids total du tablier : **G=14.739 t/ml**

III-1-3 Calcul des surcharges :

- Classe de pont route :

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur roulable, et leur utilisation.

✓ La largeur roulable (L_r) : est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet $L_r = 8\text{m}$.

✓ La largeur chargeable (L_c) : se déduit de la largeur roulable, enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue ou glissière lorsqu'il existe.

Dans notre projet il n'existe pas donc : $L_r = L_c = 8\text{m}$.

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7\text{m}$
2	$5.50\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r < 5.50\text{m}$

Tableau III-1 : Classe des ponts

Les ponts supportant tous des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m, donc notre cas le pont est de **1^{ère} classe**.

D'après le fascicule 61 titre II.

Les chaussées comportent un nombre De voies de circulation égale à la partie entier du quotient par 3 de leur largeur chargeable exprimée en mètres...

$$N = (L_c/3) = 8/3 = 2.66$$

Donc :

$$N = 2.$$

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par les nombres de voie.

$$V = L_c/N = 8/2.$$

La largeur d'une voie égale a : $V = 4$ m.

- Surcharges à étudier :
 - ✓ Surcharge de type A(L).
 - ✓ Système B (B_C, B_t, B_r)
 - B_c : Camion types (30T).
 - B_t : Tandem (2x 16T).
 - B_r : (roue isolée 10t)
 - ✓ Surcharge Militaire MC_{120} .
 - ✓ Surcharge sur trottoirs.
 - ✓ Convoi exceptionnel (D_{240}).

III-1-4 Évaluation des surcharges :

a) Système A (L) :

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

L : la portée du pont

$$A(L) = 230 + (36000 / (15.40 + 12)) = 1543.868 \text{ Kg/m}^2 = 1,543 \text{ t/m}^2$$

a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	<u>1</u>	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

Tableau III-2: Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

$$a_2 = V_0 / V$$

$$V = L_c / N = 8 / 2 = 4 \text{ m}$$

V_0 : dépend de la classe

Classe du pont	V_0
1	3.5m
2	3.0m
3	2.75m

Tableau III-3 : valeurs de dépend la classe du pont V_0

1^{ère} classe $\rightarrow V_0 = 3.5 \text{ m}$

$$a_2 = 3.50 / 4 = 0.88 \quad \rightarrow \quad a_2 = 0.88$$

- Une voie chargée :

Pont de 1^{ère} classe nombre de voies chargée = 1 $\rightarrow a_1 = 1$, $a_2 = 0.88$

$$A(1L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times 4$$

$$A(1L) = 1,543 \times 1 \times 0.88 \times 4 = 5.43 \text{ t/ml}$$

- Deux voies chargées:

Nombre de voies chargées = 2.

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 0.88$$

$$A(2L) = (1.543 \times 1 \times 0.88 \times 4) \times 2 = 10.86 \text{ t/ml}$$

N ^{bre} de voies	a_1	a_2	A(L)	Largeur des voies	$A_p(L)$ t/ml
1	1	0.88	1,543	4	5.43
2	1	0.88	1,543	8	10.86

Tableau III-4 : système de charge A(l) pour les deux voies

b) Système B :

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

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

b-1) Surcharge Bc :

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

- ✓ Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.
- ✓ Masse portée par l'essieu avant 6 t.
- ✓ Longueur d'encombrement 10,5 m.
- ✓ Largeur d'encombrement 2,5 m.
- ✓ Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,5 m.
- ✓ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

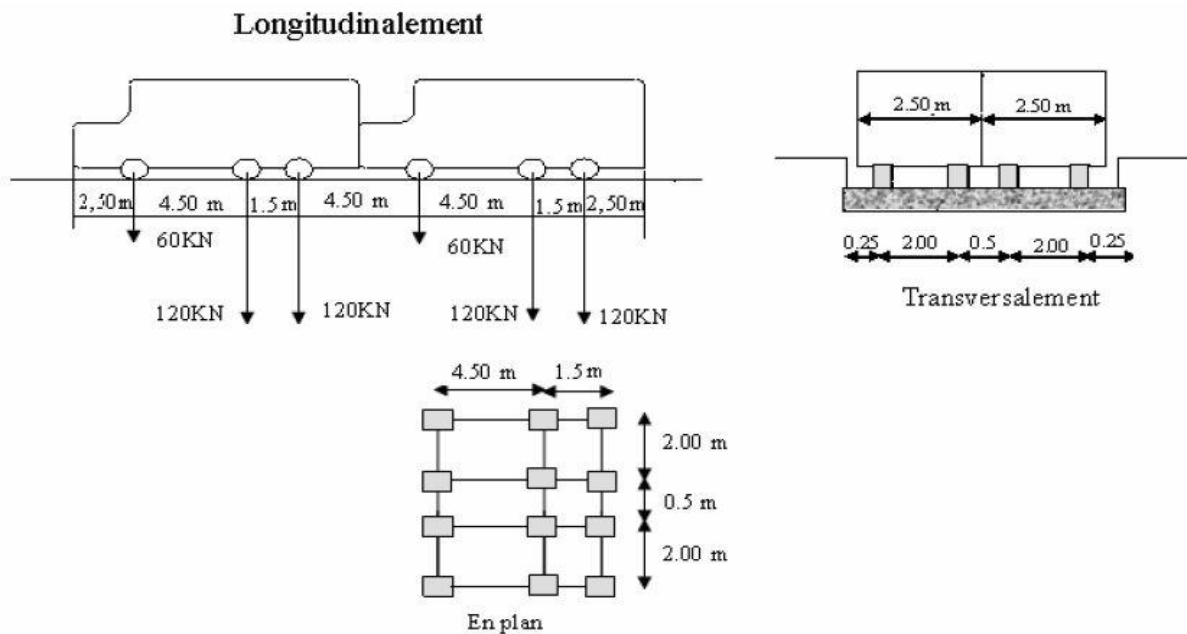


Figure III-2 : Le système Bc

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

En fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système B_C prise en compte sont multipliées par le coefficient b_c .

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

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

L : portée du pont = 15.40 m

G : charge permanente = 230.72t

s : surcharges max = (2x30x2) = 120 t.

$$S = s \times b_c$$

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1	2	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Tableau III-5: valeur de coefficient b_c

$b_c = 1.1$ pour deux voies chargées.

$$S = s \times b_c = 120 \times 1.1 = 132 \text{ t.}$$

$$\delta_{bc} = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 15.40)) + 0,6 / (1 + 4(230.72 / 132)) = 1.18$$

s : surcharges max = (2x30x2) = 120 t.

Désignation	S	b_c	δ_{bc}	Essieu avant (6t)	Essieu arrière (12t)
1 file	60	1,2	1.14	8.20	16.27
2 files	120	1,1	1.18	7.78	15.44

Tableau III-6 : Charges par essieu de système δ_{bc}

- ✓ Le coefficient de majoration dynamique pour 1file de B_c : $\delta_{bc}=1.14$
- ✓ Le coefficient de majoration dynamique pour 2file de B_c : $\delta_{bc} = 1.18$

b-2) Système B_t :

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

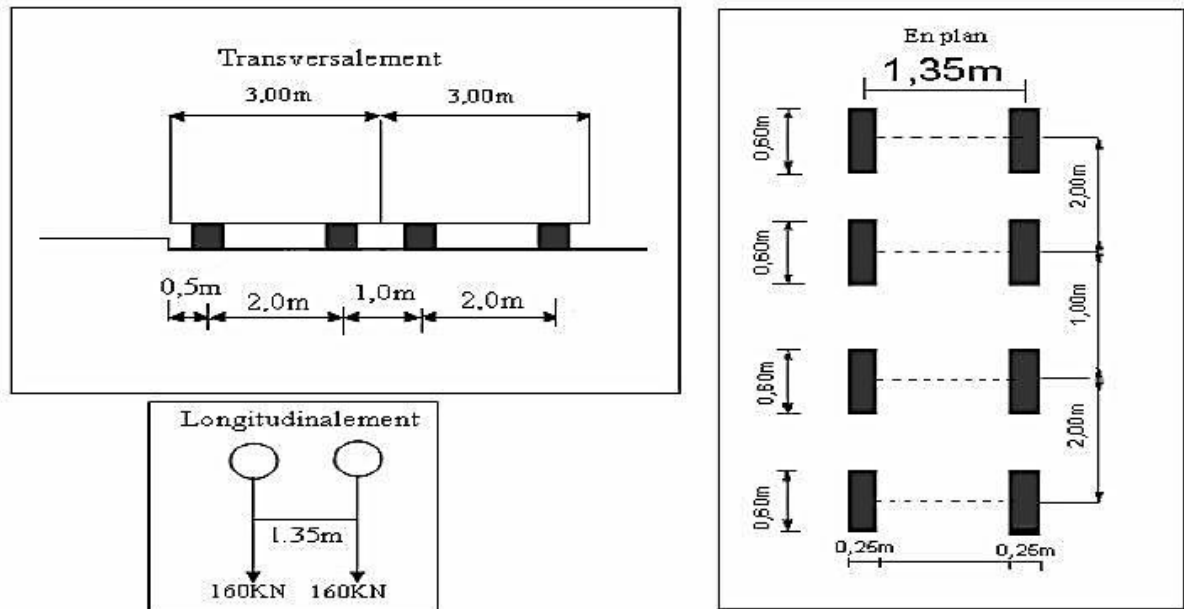


Figure III-3 : Le système B_t

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t .

Les charges du système B_t sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

$$L = 15.40 \text{ m.}$$

$$G = 230.72 \text{ t.}$$

Classe du pont	B_t
1	1
2	0.9

Tableau III-7: valeur de B_t

$b_t = 1$: pour les ponts de la première classe.

$$S = s \times b_t = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{bt} = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 15.40)) + 0,6 / (1 + 4(230.72 / 64)) = 1.136$$

Désignation	S	b _t	δ _{bt}	essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1.118	17.88
2 Tandems	64	1	1.136	18.176

Tableau III-8: Valeur de Surcharge B_t

- ✓ Le coefficient de majoration dynamique pour 1 Tandem de B_c : δ_{bt} = 1.118
- ✓ Le coefficient de majoration dynamique pour 2 Tandem de B_c : δ_{bt} = 1.136

b-3) Système B_r :

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

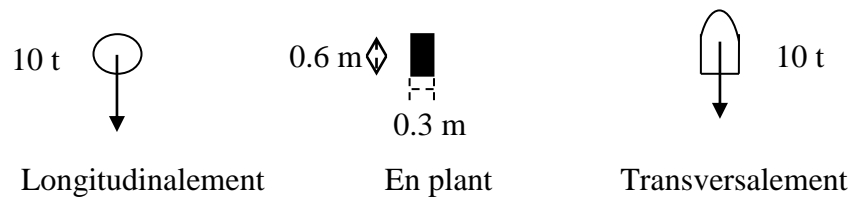


Figure III-4 : Système B_r

La charge de système B_r est frappée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

$$L = 15.40 \text{ m}$$

$$G = 230.72t.$$

$$S = 10 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 15.40)) + 0,6 / (1 + 4(230.72/ 10)) = 1.10$$

Désignation	S	δ	roue (10t)
B _r	10	1.10	10.96

Tableau III-9 : Valeur de Surcharge B_r majoré

- ✓ Le coefficient de majoration dynamique de Br : $\delta=1.10$

C) Système militaire $M_C 120$:

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{c120} , les véhicules $M_C 120$ peuvent circuler en convois :

- ✓ Dans le sens transversal : un seul convoi.
- ✓ Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est environ de 36,6 m.

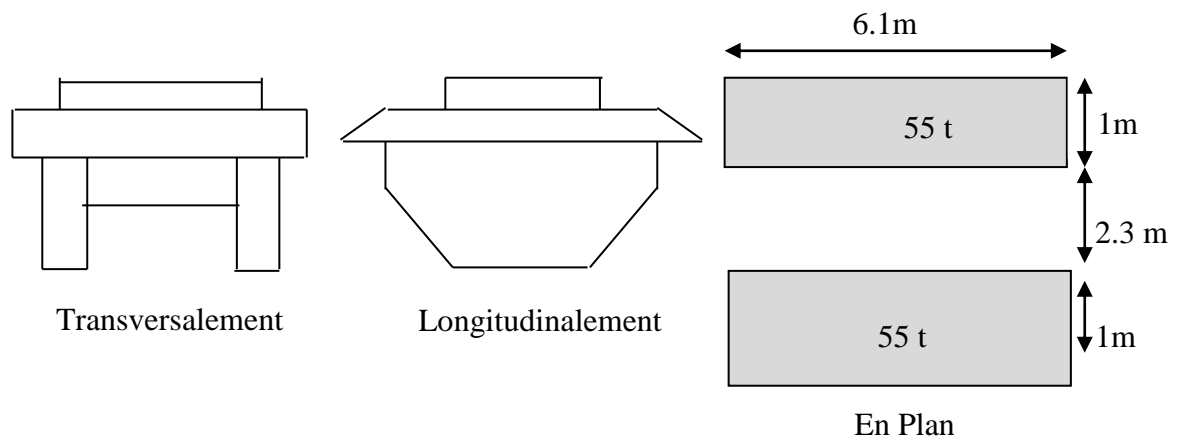


Figure III-5 : Système $M_C 120$

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$L = 15.40m$$

$$G = 230.72t$$

$$S = 110 t.$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 15.40)) + 0,6 / (1 + 4(230.72 / 110)) = 1.16$$

$$Q = 110 \times 1.16 = 127.6t.$$

$$Q_{ml} = 127.12/6.1 = 20.91t/ml.$$

d) Convoi exceptionnelle D240 :

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m^2 cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique.

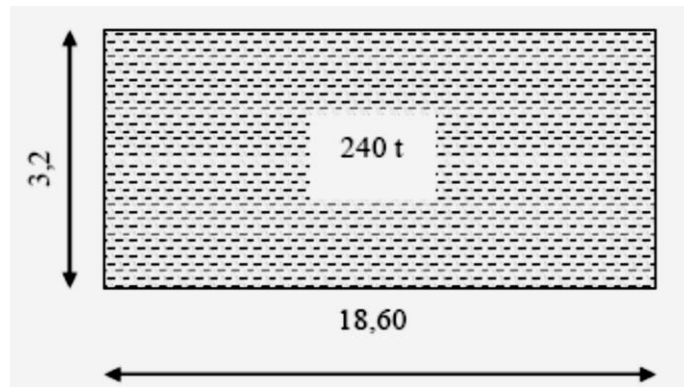


Figure III-6 : Convoi D240

$$Q_{ml} = 240/18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

e) Surcharge sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 140 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- Trottoir chargé : $P_1 = 0,15 \times 1,35 = 0,20 \text{ t/ml.}$
- Trottoirs chargés : $P_2 = 0,20 \times 2 = 0.40 \text{ t/ml.}$

III-2 Répartition transversale :

III-2-1 Introduction :

L'objet de cette étude est la répartition transversale des efforts longitudinaux sur les différentes poutres, afin de déterminer la poutre la plus sollicitée, nous utiliserons la méthode de Guyon-Massonnet.

III-2-2 La méthode de Guyon-Massonnet :

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

L'avantage de cette méthode réside dans le fait qu'elle est applicable pour une large gamme de ponts, exception faite pour les ponts courbes et ceux présentant un fort biais ($>30^\circ$).

L'ouvrage sera ainsi chargé conformément au règlement, il restera à déterminer les positions dangereuses (les plus sollicitées) transversalement.

Pour le cas de ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, donc on trace les lignes d'influence de "K" des différentes poutres pour différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs du coefficient "K", donc la poutre la plus sollicitée.

Cette méthode a pour but, de déterminer le moment fléchissant, et l'effort tranchant revenant à chaque poutres en utilisant le coefficient de répartition transversale K_α qui dépend essentiellement de la rigidité trigonnelle « α », et du coefficient d'entretoisement « θ ».

- Principe de la méthode :

Cette méthode consiste à considérer le tablier comme un grillage à structure continue qui est constitué longitudinalement par des poutres et transversalement par des bandes de dalle espacées de U.

La répartition transversale des charges sur les différentes poutres est la même que si le tablier est sollicité par des forces qui varient suivant une fonction sinusoidale $P(x) = P_1 \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right)$ dans le sens longitudinal ; ou P_1 est la valeur constante des chargements.

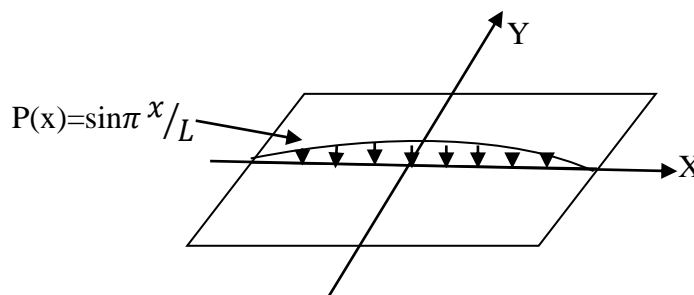


Figure III-7 : Déformée de la structure sous l'effet du chargement longitudinale.

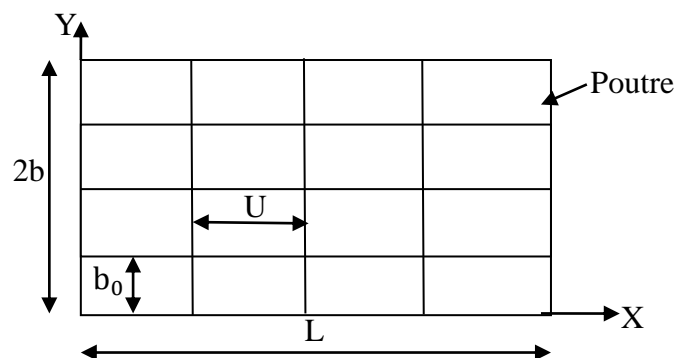


Figure III-8 : Grillage

- Détermination des paramètres α et θ :

La rigidité torsionnelle « α », et le coefficient d'entretoisement « θ » sont donnés respectivement par les formules suivantes :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{(\rho_p \times \rho_E)}}$$

Avec : $0 \leq \alpha \leq 1$.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

- Inertie flexionnelle de la poutre (inertie équivalente):

Avec:

I_p : moment d'inertie propre de la poutre principale .

$$I_p = I_0 + [(I_m + I_0)] \times \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = 9912845.011 \text{ cm}^4$$

I_0 : inertie de la section d'about (de rive) .

$$\text{Tel que } I_0 = 20790000 \text{ cm}^4$$

I_m : inertie de la section médiane (a mi-travée).

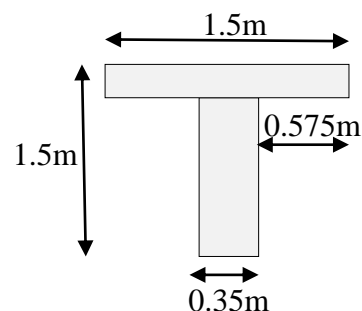
$$\text{Tel que } I_m = 7982150 \text{ cm}^4$$

Poutre :

$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_0}$: rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

Tel que $b_0 = 1.5\text{m}$

$$\rho_p = 6.60 E$$



- La dalle :

$\rho_E = \frac{E \times I_E}{b_e}$: rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

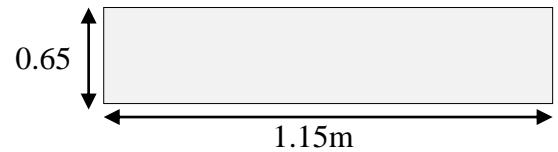
I_E : moment d'inertie propre à l'entretoise .

$$I_E = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.15 \times 0.65^3}{12}$$

$$I_E = 0.0263 \text{ m}^4$$

Tel que $b_e = 1 \text{ m}$

$$\rho_E = \frac{E \times 0.0263}{1} = 0.0263E \text{ m}^4$$



- Coefficient de répartition transversel k_p :

$$\beta = \left(\frac{1}{3}\right) - 0.21 \left(\frac{b}{a}\right) \left[1 - \frac{b^4}{12a^4}\right]$$

$$\beta = \left(\frac{1}{3}\right) - 0.21 \left(\frac{0.35}{1.15}\right) \left[1 - \frac{0.35^4}{12 \times 1.15^4}\right]$$

$$\beta = 0.26$$

$$K_p = \beta \left(\frac{h}{b_0}\right) \times h \times b_0^3 + 2b \left(\frac{h_0^3}{6}\right)$$

$$K_p = 0.26 \left(\frac{1.15}{0.35}\right) \times 1.15 \times 0.35^3 + 2 \times 0.575 \left(\frac{0.35^3}{6}\right)$$

$$K_p = 0.049$$

- Détermination du paramètre d'entretoisement « θ » :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$\text{Avec : } 2b = (n-1) b_0 + \frac{b_0}{2}$$

$$2b = (7-1)1.5 + \frac{1.5}{2}$$

$$b = \frac{9.75}{2} = 4.875$$

$$\theta = \frac{4.875}{15.40} \times \sqrt[4]{\frac{0.06E}{0.0263E}} = 0.38$$

$$\theta = 0.38$$

- Rigidité a la torsion:

$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0}$: rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur .

Tel que

$$G = E/2(1+\nu)$$

$$G = E/2(1+0.2) = E/2.4$$

$$C_P = GK_P = \frac{E}{2.4} \times 0.049$$

$$C_P = 0.020E$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux ; pour le béton précontraint il est recommandée de prendre $\nu = 0.20$.

$$\gamma_P = \frac{0.020E}{1.5} = 0.0133E$$

$\gamma_E = \frac{C_E}{b}$: rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur .

Tel que $\gamma_E = \rho_E = 0.0263E$

- Détermination du paramètre de torsion « α » :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \times \sqrt{(\rho_P \times \rho_E)}} = \alpha = \frac{0.0133 + 0.0263}{2 \times \sqrt{(0.06 \times 0.0263)}} = 0.49$$

$$\alpha = 0.49$$

Pour le calcul de K_0 et K_1 nous avons utilisé les formules d'interpolation:

$$K_0 = K_0(\theta_1) + [K_0(\theta_2) - K_0(\theta_1)] \times \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1} .$$

$$K_1 = K_1(\theta_1) + [K_1(\theta_2) - K_1(\theta_1)] \times \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1} .$$

$\theta=0.35$	$\alpha =0 \rightarrow k_0$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8954	0.9532	1.0079	1.0514	1.0700	1.0514	1.0079	0.9532	0.8954
b/4	0.1793	0.4027	0.6252	0.8437	1.0514	1.2369	1.3903	1.5250	1.6545
b/2	-0.5067	-0.1311	0.2457	0.6252	1.0079	1.3903	1.7633	2.1176	2.4642
3b/4	-1.1765	-0.6554	-0.1311	0.4027	0.9532	1.5250	2.1176	2.7215	3.3228
B	-1.8411	-1.1765	-0.5067	0.1793	0.8954	1.6545	2.4642	3.3228	4.2142

Tableau III-10: La valeur de k_0 pour $\theta =0.35$

$\theta=0.35$	$\alpha =0 \rightarrow k_1$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.9466	0.9741	1.0025	1.0279	1.0399	1.0279	1.0025	0.9741	0.9466
b/4	0.8340	0.8781	0.9261	0.9777	1.0279	1.0659	1.0807	1.0824	1.0808
b/2	0.7408	0.7958	0.8568	0.9261	1.0025	1.0807	1.1496	1.1983	1.2369
3b/4	0.6624	0.7255	0.7958	0.8781	0.9741	1.0824	1.1983	1.3115	1.4123
B	0.5926	0.6624	0.7408	0.8340	0.9466	1.0808	1.2369	1.4123	1.6001

Tableau III-11 : La valeur de k_1 pour $\theta =0.35$

$\theta=0.40$	$\alpha =0 \rightarrow k_0$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.827	0.9225	1.0129	1.0851	1.1160	1.0851	1.0129	0.9225	0.8273
3									
b/4	0.1337	0.3801	0.6250	0.8637	1.0851	1.2696	1.4005	1.5005	1.5916
b/2	-0.5106	-0.1350	0.2426	0.6250	1.0129	1.4005	1.7725	2.1128	2.4400
3b/4	-1.1286	-0.6344	-0.1350	0.3801	0.9225	1.5005	2.1128	2.7438	3.3702
B	-1.7381	-1.1286	-0.5106	0.1337	0.8273	1.5916	2.4400	3.3702	4.3560

Tableau III-12 : La valeur de k_0 pour $\theta =0.40$

$\theta=0.40$		$\alpha =0 \rightarrow k_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.9220	0.9613	1.0031	1.0414	1.0601	1.0414	1.0031	0.9613	0.9220
b/4	0.7862	0.8420	0.9043	0.9733	1.0414	1.0914	1.1051	1.0994	1.0893
b/2	0.6778	0.7429	0.8171	0.9043	1.0031	1.1051	1.1931	1.2489	1.2893
3b/4	0.5903	0.6613	0.7429	0.8420	0.9613	1.0994	1.2489	1.3940	1.5188
B	0.5148	0.5903	0.6778	0.7862	0.9220	1.0893	1.2893	1.5188	1.7680

Tableau III-13 : La valeur de k_1 pour $\theta =0.40$

Pour déduit les valeurs de $\theta=0.37$ pour la poutre On se dispose de la formule de l'interpolation en trouve sella sitous.

$\theta=0.37$		$\alpha =0 \rightarrow k_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8683	0.9409	1.0098	1.0647	1.0882	1.0647	1.0098	0.9409	0.8683
b/4	0.1616	0.3937	0.6251	0.8516	1.0647	1.2499	1.3943	1.5152	1.6294
b/2	-0.5082	-0.1326	0.2444	0.6251	1.0098	1.3943	1.7669	2.1156	2.4545
3b/4	-1.1574	-0.6470	0.0253	0.3937	0.9409	1.5152	2.1156	2.7303	3.3416
B	-1.8001	-1.1574	0.1022	0.1611	0.8683	1.6294	2.4561	3.3416	4.2705

Tableau III-14 : La valeur de k_0 pour $\theta =0.37$

$\theta=0.37$		$\alpha =0 \rightarrow k_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8996	0.9535	1.3602	1.0201	1.0701	1.0405	1.0066	0.9535	0.8991
b/4	0.5555	0.6801	0.9323	0.8063	1.0506	1.1468	1.2078	1.2486	1.0322
b/2	0.2432	0.4257	0.8063	0.6126	1.0066	1.2078	1.3972	1.5618	1.7152
3b/4	-0.4968	0.1848	0.6801	0.4257	0.9535	1.2486	1.5618	1.8809	2.1907
b	-0.0593	-0.0496	0.5555	0.2432	0.8991	1.2838	1.7152	2.1907	2.6958

Tableau III-15 : La valeur de k_1 pour $\theta =0.37$

Pour déduire les valeurs de k_a pour la poutre On se dispose de la formule de l'interpolation

Avec :

$$0.1 < \theta < 1 \rightarrow k_a = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{1-e^{\theta_0}}$$

$$\theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663} = -0.46$$

$$k_a = 0.8683 + (0.8991 - 0.8683)0.49^{0.73}$$

$$k_a = 0.8865$$

$\theta=0.37$		k_a							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8865	0.9483	1.0159	1.2402	1.0774	1.0563	1.0078	0.5664	0.8865
b/4	0.3956	0.5638	0.7327	0.8995	1.0559	1.1885	1.2835	1.3568	0.8686
b/2	-0.0618	0.1990	0.4631	0.7327	1.0078	1.2835	1.5472	1.7868	2.0153
3b/4	-0.7649	-0.1528	0.4257	0.5638	1.3543	1.3568	1.7865	2.4702	2.6579

Tableau III-16 : La valeur de k_a pour $\theta = 0.37$

III-2-3 Calcul Coefficient de Répartition Transversale (CRT):

$$\eta = \frac{ka}{n}$$

n : nombre des poutres principales

$$b = 4.875$$

a) Charge A(L) :

On place la charge AL suivant les règlements de chargement de la manière la plus défavorable. Ainsi, à cause de la variation du coefficient a_1 et de la longueur de chargement La_1 , on essaye deux cas différents : une (1e) et deux (2) voies chargées.

Rappel caractéristiques du pont :

- ❖ Largeur roulable $L_{ch} = 8$ m ;
- ❖ On a deux (2) voies \Rightarrow largeur d'une voie $V = 4$ m ;
- ❖ Pont de 1ère classe.

1^{er} Cas :

une voie chargée, de largeur $L_{AL} = 1 \times V = 4 \text{ m}$

Pont de 1ère classe et une voie donc $a_1 = 1,0$.

- Pour $y=0$ et $\theta=0.37$

$$K_{AL} = \frac{S_{AL}}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} \left[\frac{1}{2} K \left(e = \frac{3b}{4} \right) + k \left(e = \frac{b}{2} \right) + \frac{1}{2} K \left(e = \frac{b}{4} \right) \right] \frac{b}{4}$$

$$k_{AL} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{2} (0.5664) + (1.0078) + \frac{1}{2} (1.0563) \right] \frac{4.85}{4}$$

$$k_{AL} = 0.5542$$

$$\text{Le CRT } \eta_{AL} = \frac{K_{AL}}{n} = \frac{0.5542}{7}$$

$$\eta_{AL} = 0.0791$$

- Pour $y = b$ et $\theta = 0.37$

$$k_{AL} = \frac{S_{AL}}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} \left[\frac{1}{2} K \left(e = \frac{3b}{4} \right) + K \left(e = \frac{b}{2} \right) + \frac{1}{2} K \left(e = \frac{b}{4} \right) \right] \frac{b}{4}$$

$$k_{AL} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{2} (3.0349) + (2.0159) + \frac{1}{2} (1.3777) \right] \frac{4.875}{4}$$

$$k_{AL} = 1.2864$$

$$\text{Le CRT } \eta_{AL} = \frac{K_{AL}}{n} = \frac{1.2864}{7}$$

$$\eta_{AL} = 0.1837$$

2^{ème} Cas :

une voie chargée, de largeur $k_{AL} = 1 \times V = 8 \text{ m}$

Pont de 1ère classe et deux voies donc $a_1 = 1,0$.

- Pour $y=0$ et $\theta=0.37$

$$k_{AL} = \frac{S_{AL}}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} \left[\frac{1}{2} K \left(e = \frac{3b}{4} \right) + K \left(e = \frac{b}{2} \right) + \frac{1}{2} K \left(e = \frac{b}{4} \right) \right] \frac{b}{4}$$

$$k_{AL} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{8} \left[\frac{1}{2} (0.5664) + (1.0078) + \frac{1}{2} (1.0563) \right] \frac{4.875}{4}$$

$$k_{AL} = 0.2771$$

$$\text{Le CRT, } \eta_{AL} = \frac{K_{AL}}{n} = \frac{0.2771}{7}$$

$$\eta_{AL} = 0.0395$$

- Pour $y=b$ et $\theta=0.37$

$$k_{AL} = \frac{S_{AL}}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{L_{AL}} \left[\frac{1}{2} K \left(e = \frac{3b}{4} \right) + k \left(e = \frac{b}{2} \right) + \frac{1}{2} K \left(e = \frac{b}{4} \right) \right] \frac{b}{4}$$

$$k_{AL} = \frac{1}{L_{AL}} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{2} (3.0349) + (2.0159) + \frac{1}{2} (1.3777) \right] \frac{4.875}{4}$$

$$k_{AL} = 0.5304$$

$$\text{Le CRT, } \eta_{AL} = \frac{K_{AL}}{n} = \frac{0.5304}{7}$$

$$\eta_{AL} = 0.0757$$

b) Charge St :

$L_{tr} = 1\text{m}$ et le cas est le plus défavorable revient à charger deux (2) voies.

- Pour $y=0$ et $\theta=0.37$

$$k_{tr} = \frac{S_{tr}}{L_{tr}} = \frac{1}{1} = \frac{1}{L_{tr}} \left[K(e = b) + k \left(e = \frac{3b}{2} \right) + K \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + k(e = -b) \right]$$

$$k_{tr} = \frac{1}{L_{tr}} = \frac{1}{1} [0.8865 + 0.5664 + 0.9483 + 0.8865]$$

$$k_{tr} = 3.2877$$

$$\text{Le CRT, } \eta_{AL} = \frac{K_{AL}}{n} = \frac{3.2877}{7}$$

$$\eta_{tr} = 0.4696$$

- Pour $y=b$ et $\theta=0.37$

$$k_{tr} = \frac{S_{tr}}{L_{tr}} = \frac{1}{1} = \frac{1}{L_{tr}} \left[K(e = b) + k \left(e = \frac{3b}{2} \right) + K \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + k(e = -b) \right]$$

$$k_{tr} = \frac{1}{L_{tr}} = \frac{1}{1} [3.3351 + 3.0349 - 0.4992 - 0.7659]$$

$$k_{AL} = 5.1049$$

$$k_{tr} = 3.2877$$

$$\text{Le CRT}, \eta_{AL} = \frac{K_{AL}}{n} = \frac{5.1049}{7}$$

$$\eta_{tr} = 0.7292$$

C) Charge BC:

Le cas le plus défavorable est le cas où on a deux (2) files de camions Bc, avec bc=1,10.

$$k_{BC} = \sum_{i=1}^4 k_i = (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)$$

Les valeurs de K sont directement lues sur le graphique, chaque coefficient étant la projection de l'essieu sur la ligne d'influence Li de K tracée.

- Pour y=0 la valeur de BC

K	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄
BC	1.00	1.06	1.17	1.10

$$K_{BC} = \sum K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

$$K_{BC} = \sum 1.00 + 1.06 + 1.17 + 1.10$$

$$K_{BC} = 4.33$$

$$\text{Le CRT}, \eta_{BC} = \frac{K_{BC}}{n} = \frac{4.33}{7}$$

$$\eta_{tr} = 0.6185$$

- Pour y=b la valeur de BC

K	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄
BC	1.98	0.93	0.63	0.21

$$K_{BC} = \sum K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

$$K_{BC} = \sum 1.98 + 0.93 + 0.63 + 0.21$$

$$K_{BC} = 3.75$$

$$\text{Le CRT}, \eta_{BC} = \frac{K_{BC}}{n} = \frac{3.75}{7}$$

$$\eta_{tr} = 0.5357$$

d) Charge Bt :

$$k_{Bt} = \sum_{i=1}^2 k_i = (k_5 + k_6) \frac{1}{2}$$

Les valeurs de K sont directement lues sur le graphique, chaque coefficient étant la projection de l'essieu sur la ligne d'influence Li de K tracée.

- Pour y=0 la valeur de Bt

K	K ₅	K ₆
Bt	1.01	1.03

$$k_{Bt} = \sum_{i=1}^2 k_i = (1.01 + 1.03) \frac{1}{2}$$

$$K_{Bt} = 1.02$$

$$\text{Le CRT, } \eta_{Bt} = \frac{K_{Bt}}{n} = \frac{1.02}{7}$$

$$\eta_{tr} = 0.14$$

- Pour y=b la valeur de Bt

K	K ₅	K ₆
Bt	1.80	1.00

$$k_{Bt} = \sum_{i=1}^2 k_i = (1.80 + 1.00) \frac{1}{2}$$

$$K_{Bt} = 1.4$$

$$\text{Le CRT, } \eta_{Bt} = \frac{K_{Bt}}{n} = \frac{1.4}{7}$$

$$\eta_{tr} = 0.2$$

e) Charge Mc 120:

$$k_{Mc} = \left[\frac{1}{2} (k_7 + k_8) + \frac{1}{2} (k_9 + k_{10}) \right] \frac{L_{MC}}{L_{MC}}$$

La valeur de k directement lues sur le graphique.

- Pour y=0 la valeur de MC

K	K ₇	K ₈	K ₉	K ₁₀
M _{C120}	1.01	1.03	1.23	1.25

$$k_{MC} = \left[\frac{1}{2}(1.01 + 1.03) + \frac{1}{2}(1.23 + 1.25) \right]$$

$$K_{MC} = 2.26$$

$$\text{Le CRT, } \eta_{MC} = \frac{K_{MC}}{n} = \frac{2.26}{7}$$

$$\eta_{MC} = 0.32$$

- Pour y=b la valeur de MC

K	K ₇	K ₈	K ₉	K ₁₀
M _{C120}	1.40	1.03	1.56	1.30

$$k_{MC} = \left[\frac{1}{2}(1.40 + 1.03) + \frac{1}{2}(1.56 + 1.30) \right]$$

$$K_{MC} = 2.64$$

$$\text{Le CRT, } \eta_{MC} = \frac{K_{MC}}{n} = \frac{2.64}{7}$$

$$\eta_{MC} = 0.37$$

Surcharger	AL		TR	BC	BT	MC120
CRT	0.19	0.08	0.73	0.61	0.20	0.32

Tableau III-17 : Les valeurs de CRT

Après avoir déterminé les éléments de réduction (moment fléchissant et effort tranchant max), on a bien remarqué que les résultats en deux méthodes de calculs sont approchés avec un petit écart, et cela du principalement ou différence dans les hypothèses de calcul.

On conclura que la poutre la plus sollicitée c'est la poutre de rive.

III-3 Répartition longitudinale :

III-3-1 Introduction :

Le calcul des éléments de répartition consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

III-3-2 Calcul des éléments de répartition dus aux charges :

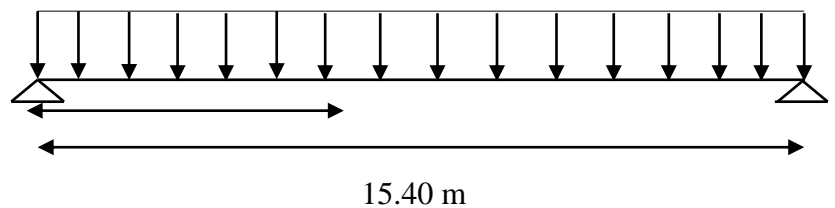
- Poutre seule :

$$G = 0.8181 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = q \text{ l}/2 = 6.3 \text{ t.}$$

$$M_0(x) = R_a x - G x^2/2.$$

$$T(x) = R_a - G x$$



Sections(x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	6.3	6.3
0.25L	18.19	3.15	6.3
0.50L	24.25	0	6.3

- Dalle :

$$G = 2.5 \times 1.5 \times 0.25 = 0.9375 \text{ t/ml.}$$

$$R_a = R_b = q \text{ l}/2 = 7.5$$

Sections	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	7.5	7.5
0.25L	22.5	3.75	7.5
0.50L	30	0	7.5

- Superstructure : $G = (4.13)/7 = 0.59 \text{ t/ml}$.

Sections	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	4.72	4.72
0.25L	14.16	2.36	4.72
0.50L	18.88	0	4.72

III-3-3 Calcul des éléments répartition de dus aux surcharges :

III-3-3-1 Calcul des moments fléchissants :

❖ Moment fléchissant à $x=0,25L$:

▪ Surcharge A(L):

- Une voie chargée :

$$A(L) = 5.43 \text{ t / ml} , L=15.40 \text{ m}$$

$$M = (1/4) A(L) \times L^2/8$$

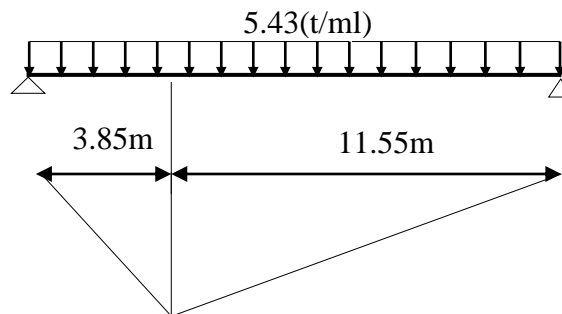
$$M = (1/4) 5.43 \times (15.40)^2/8$$

$$M = 40.24 \times \eta$$

$$M = 40.24 \times 0.18$$

$$M = 7.24 \text{ t.m}$$

$$M_0 = \frac{M}{7} = 1.03 \text{ t.m}$$



- Deux voies chargées :

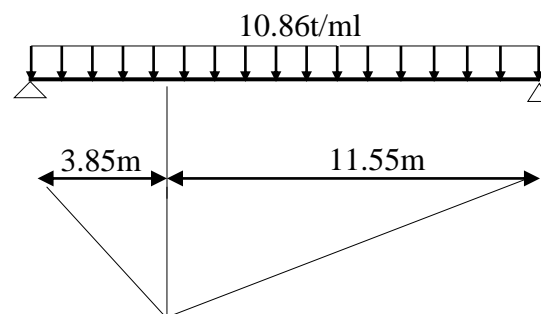
$$A(L) = 10.86 \text{ t/ml} , L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = (1/4) A(L) \times L^2/8$$

$$= (1/4) 10.86 \times (15.40)^2/8$$

$$M = 80.48 \times 0.08 = 6.43 \text{ t.m}$$

$$M_0 = \frac{M}{7} = 0.91 \text{ t.m}$$



▪ **Surcharge des trottoirs :**

• **Un trottoir chargé :**

$St = 0.20 \text{ t/ml}, L = 15.4 \text{ m}$

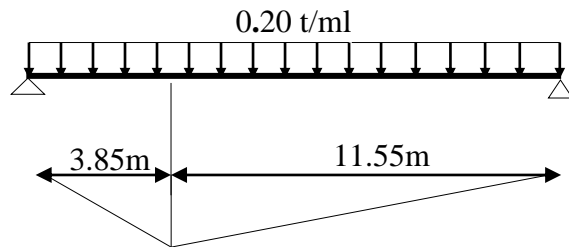
$M = (1/4) St \times L^2/8$

$M = (1/4) 0,20 \times (15.40)^2/8$

$M = 1.48 \times \eta$

$M = 1.48 \times 0.73 = 1.08 \text{ t.m}$

$M_0 = 0.15 \text{ t.m}$



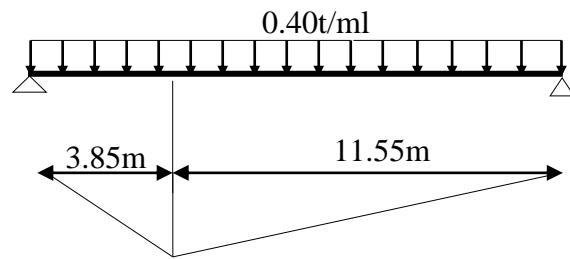
• **Deux trottoirs chargés**

$St = 0,40 \text{ t/ml}, L = 15.44 \text{ m}$

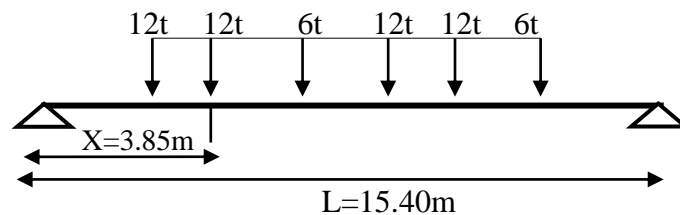
$M = 2.96 \times \eta$

$M = 2.96 \times 0.73 = 2.16 \text{ t.m}$

$M_0 = 0.30 \text{ t.m}$



▪ **Surcharge des BC :**

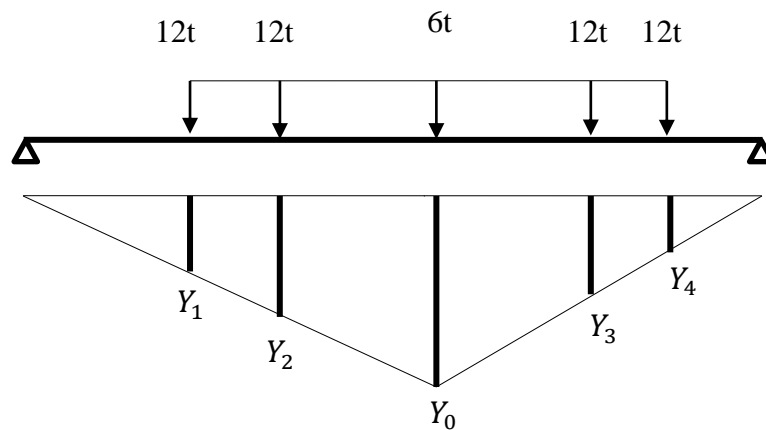


On obtient le tableau suivant :

FORCE	W	WL1	CONDITION 1	WL2	CONDITION 2
B	54	24	<u>C.V</u>	12	<u>C.V</u>
C	36	30	C.N.V	0	C.V
D	30	12	<u>C.V</u>	0	<u>C.V</u>
E	30	24	C.V	12	C.N.V

Exemple :

cas B :



$$Y_0 = x(L-x)/L$$

$$Y_0 = 3.85(15.40-3.85)/15.40 = 2.887 \text{ m}$$

$$Y_1 = (Y_0 \times L_1)/X = 1.762 \text{ m}$$

$$Y_2 = 8.35 \times 2.887 / 3.85 = 6.261 \text{ m}$$

$$Y_3 = 2.887 \times 2.55 / 7.05 = 1.04 \text{ m}$$

$$Y_4 = 2.887 \times 1.05 / 7.05 = 0.430 \text{ m}$$

Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄
1.762 m	6.261 m	1.04 m	0.430 m

$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M = 113.91 \text{ t.m}$$

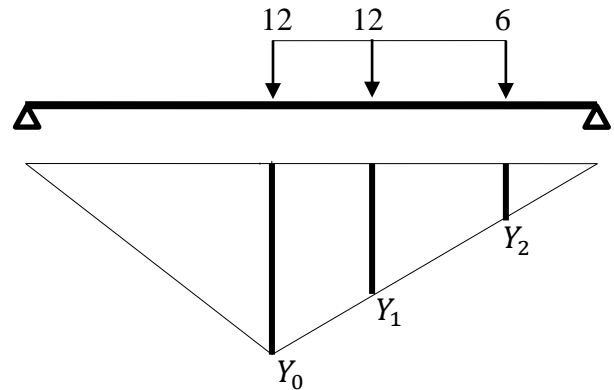
Cas D :

$$Y_0 = x(L-x) / L$$

$$Y_0 = 3.85(15.40-3.85)/15.40 = 2.887 \text{ m}$$

$$Y_1 = 2.887 \times 10.05 / 11.55 = 2.512 \text{ m}$$

$$Y_2 = 2.887 \times 5.55 / 11.55 = 1.387 \text{ m}$$



Y_0	Y_1	Y_2
2.887 m	2.512 m	1.387 m

$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M = 73.11 \text{ t.m}$$

$$M = \max (M_{B, MD}) \rightarrow \max (73.11 , 113.91)$$

$$M_{\max} = 113.91 \text{ t.m}$$

- Une voie chargée :

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta = 113.91 \times 1.2 \times 1.14 \times 0.61 = 118 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 118 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = 16.85 \text{ t.m}$$

- Deux voies chargées :

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_c \times 2 \times \eta = 113.91 \times 1.1 \times 1.17 \times 2 \times 0.61 = 178.85 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 178.85 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 25.55 \text{ t.m}$$

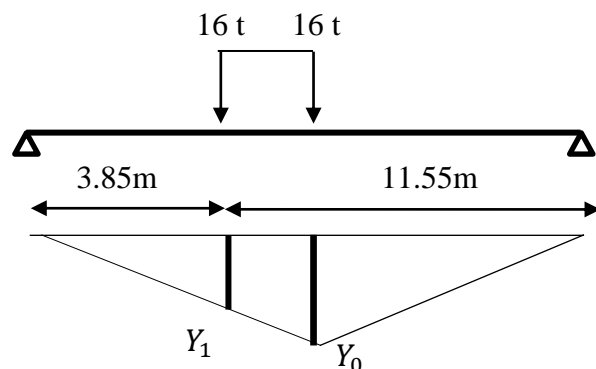
▪ **Système B_t :**

$$Y_0 = x(L-x) / L = 2.887 \text{ m}$$

$$Y_1 = 5.2 \times 2.887 / 3.85 = 3.89 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i \times Y_i = 16 \times 2.887 + 16 \times 3.89$$

$$M = 108.43 \text{ t.m}$$



- Un seul Tandem :

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_t \times \eta = 108.43 \times 1 \times 1.118 \times 0.20 = 24.24 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 24.24 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 3.46 \text{ t.m}$$

- Deux Tandems :

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_t \times 2 \times \eta = 108.43 \times 1.136 \times 1 \times 2 \times 0.20 = 49.27 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 49.27 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 7.03 \text{ t.m}$$

- **Systeme M_{C120} :**

$$Y_0 = 2.887$$

$$Y_1 = 2.399$$

$$Y_2 = 1.524$$

$$M = \sum P_i \cdot Y_i$$

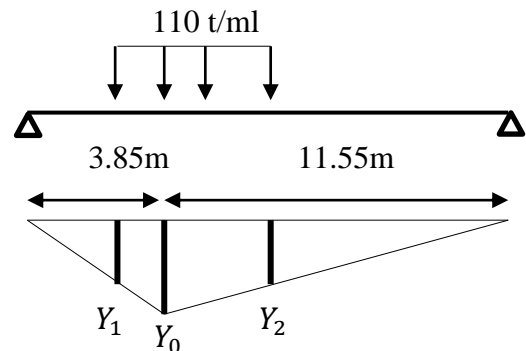
$$= 110 \times 2.399 + 110 \times 2.887 + 110 \times 1.524$$

$$M = 749.10 \text{ t.m}$$

$$M = 749.10 \times 1.15 \times 0.35$$

$$M_{\max p} = 301.51 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 43.07 \text{ t.m}$$



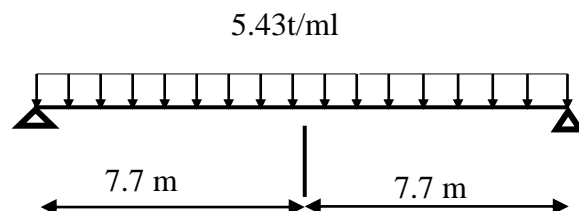
❖ **Moment fléchissant à $x=0,50L$:**

- **Systeme de charge A(l) :**

- Une voie chargée :

$$A(L) = 5.43 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = A(L) \times L^2 / 8$$



$$M = 5.43 \times (15.40)^2/8$$

$$M = 160.97 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \eta = 160.97 \times 0.18$$

$$M_{\max p} = 28.97 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 4.13 \text{ t.m}$$

- Deux voies chargées:

$$A(L) = 10.86 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = A(L) \times L^2/8$$

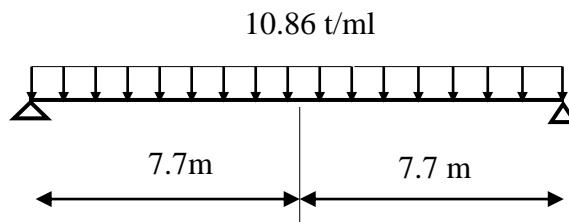
$$M = 10.86 \times (15.40)^2/8$$

$$M = 321.94 \text{ t. m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \eta = 321.94 \times 0.08$$

$$M_{\max p} = 25.75 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 3.67 \text{ t.m}$$



- **Surcharge des trottoirs :**

- Un trottoir chargé :

$$S_t = 0.20 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = S_t \times L^2/8$$

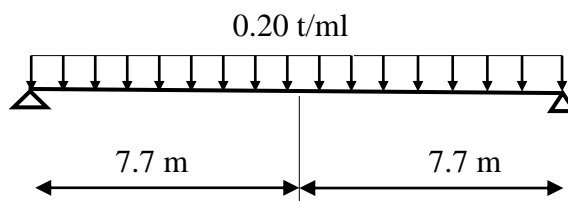
$$M = 0.20 \times (15.40)^2/8$$

$$M = 5.92 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \eta = 5.92 \times 0.73 = 4.32 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 4.32 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 0.61 \text{ t.m}$$



- Deux trottoirs chargés :

$$S_t = 0,40 \text{ t/ml}, L = 15,40 \text{ m}$$

$$M = S_t \times L^2 / 8$$

$$M = 0,40 \times (15,40)^2 / 8$$

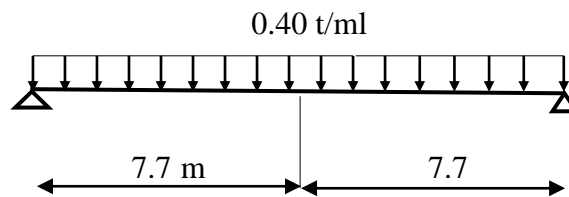
$$M = 11,85 \text{ t.m.}$$

$$M = 11,85 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \eta = 11,85 \times 0,73 = 8,65 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 8,65 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 1,23 \text{ t.m}$$



- **Système B :**

- Utilisation des lignes d'influences :

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplacé sur la poutre.

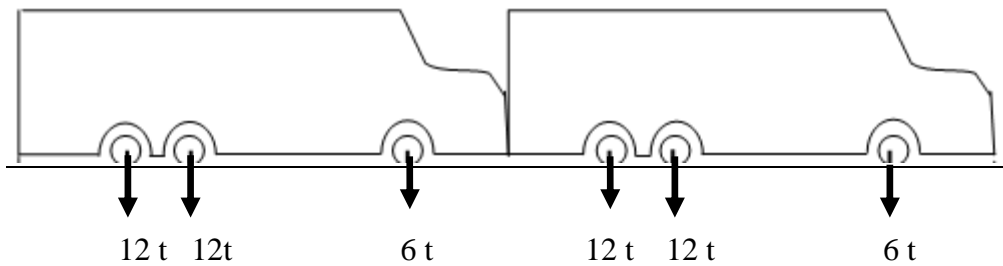
Pour trouver le moment, on multiplier les ordonnées des lignes d'influences par la force P dans le cas où cette force concentrée, si elle est répartie uniformément à ce moment-là on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.

- Théorème de barrée :

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles pour déterminer la section la Plus sollicitée de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum ou droit d'un essieu de telle façon que cette essieu est la résultante de convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

- **Système Bc :**
- La méthode de la ligne d'influences Calcule B_C :



Pour obtenir le moment maximal en une section donnée c, il faut à chaque fois placer une des forces sur cette section puis vérifier les inégalités suivantes :

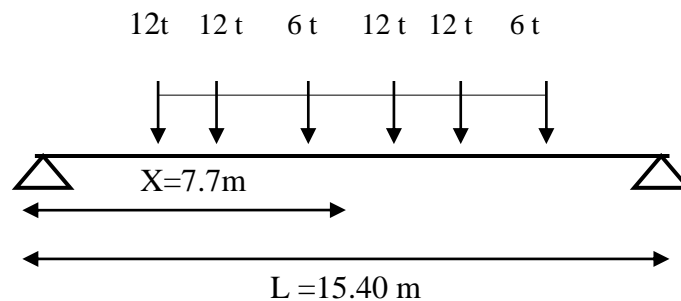
$$\begin{cases} W_{L1} \geq \bar{W} \cdot \frac{x}{L} \\ W_{L2} \leq \bar{W} \cdot \frac{x}{L} \end{cases}$$

\bar{W} : Résultante des forces se trouvant sur la poutre.

W_{L1} : Résultante des forces appliquées à gauche de R y compris celle sur R.

W_{L2} : Résultante des forces appliquées à gauche de R en négligeant celle sur R.

x: Distance de R à l'appui de gauche.

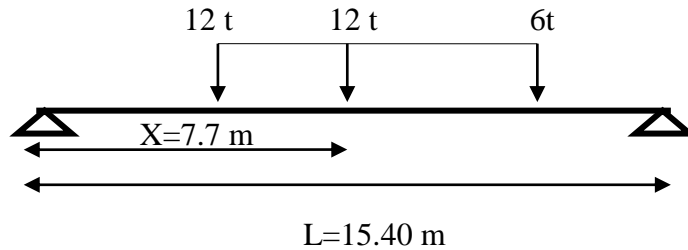


On obtient le tableau suivant :

FORCE	\bar{W}	W_{L1}	CONDITION 1	W_{L2}	CONDITION 2
B	30	24	<u>C.V</u>	12	<u>C.V</u>
C	54	30	<u>C.V</u>	24	<u>C.V</u>
D	36	18	C.N.V	6	C.V
E	36	30	<u>C.V</u>	18	<u>C.V</u>
F	30	30	C.V	24	C.NV

Exemple :

cas B :



$$W_{L1} \geq \bar{W} \cdot \frac{x}{L}$$

$$W_{L1} = 24 \geq 30 \times 7.7 / 15.40 = 15 \quad \dots\dots\dots 24 \geq 15 \dots\dots CV$$

$$W_{L2} \geq \bar{W} \cdot \frac{x}{L}$$

$$W_{L2} = 12 \leq 15 \quad \dots\dots\dots 12 \leq 15 \dots\dots CV$$

$$Y_0 = x(L-x) / L$$

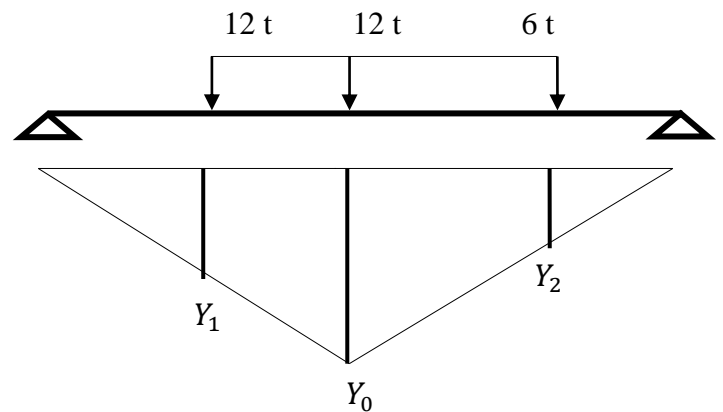
$$Y_0 = 7.7(15.40 - 7.7) / 15.40 = 3.85m$$

$$\frac{L_i}{x} = \frac{Y_1}{Y_0} \rightarrow Y_1 = Y_0 \times L_i / x = 3.1m$$

$$\frac{L_i}{x} = \frac{Y_2}{Y_0} \rightarrow Y_2 = Y_0 \times L_i / x = 1.54m$$

$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M = (12 \times 3.1 + 12 \times 3.85 + 6 \times 1.54) = 92.64 \text{ t.m}$$

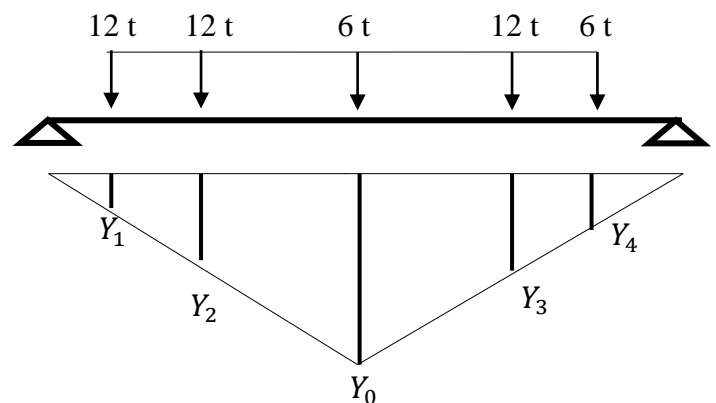


Cas (c) :

$$Y_0 = 7.7(15.40 - 7.7) / 15.40 = 3.85m$$

$$Y_i = (Y_0 \times L_i) / X$$

Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄
0.85	1.6	1.6	0.85



$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M = (12 \times 0.85 + 12 \times 1.6 + 12 \times 1.6 + 6 \times 0.85 + 6 \times 3.85) = 76.8 \text{ t.m}$$

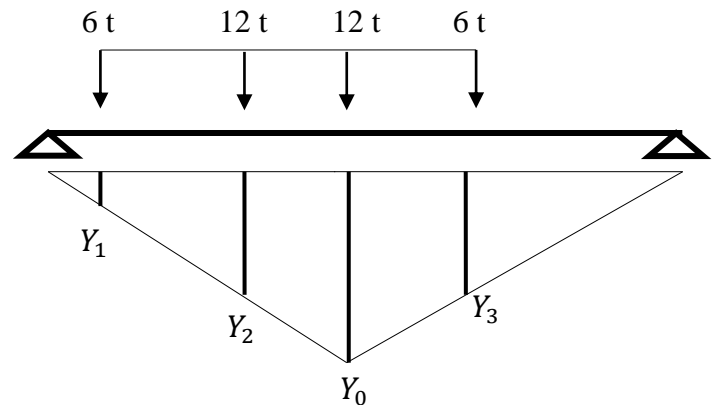
$$M = 76.8 \text{ t.m}$$

Cas (E) :

$$Y_0 = 7.7(15.40 - 7.7) / 15.40 = 3.85 \text{ m}$$

$$Y_i = (Y_0 L_i) / X$$

Y_1	Y_2	Y_3
0.85	3.1	1.6



$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M = 98.1 \text{ t.m}$$

$$M = \max (M_B, M_c, M_E) \rightarrow \max (92.64, 76.8, 98.1)$$

$$M_{\max} = 98.1 \text{ t.m}$$

▪ Une voie chargée :

$$M = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta = 98.1 \times 1.2 \times 1.14 \times 0.61 = 81.86 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 81.86 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 11.69 \text{ t.m}$$

▪ Deux voies chargées :

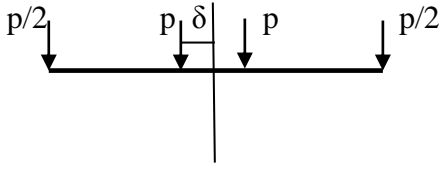
$$M = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta \times 2 = 98.1 \times 1.1 \times 1.18 \times 2 \times 0.61 = 155.34 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 155.34 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 22.19 \text{ t.m}$$

• La méthode théorème de barrée pour calculer B_C :

Dont la méthode théorème de barrée il y a un tableau qui exprime toute les cas mais nous prônons seulement la partie qui nous aide.

Portées (L_C en m)	Dispositions des essieux	δ (m)	Moments max
$11.75 < L_C < 14.44$		0.375	$M = P(0.75L_C + \frac{0.422}{L_C} - 3.375)$

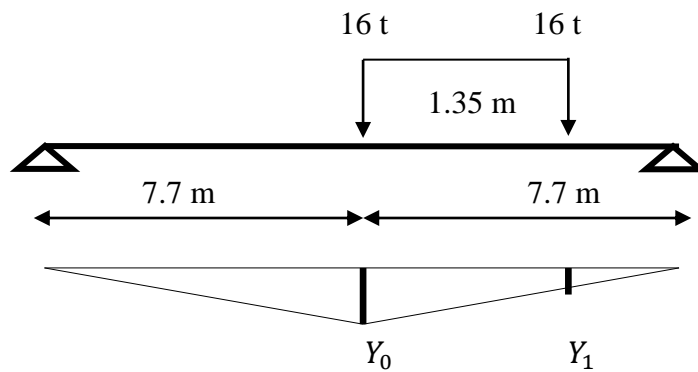
$$M_{\max} = 12(0.75 \times 15.40 + \frac{0.422}{15.40} - 3.375)$$

$$M_{\max} = 98.42 \text{ t.m}$$

▪ **Système B_t :**

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre.

Position de la résultante R des convois si le milieu entre les deux essieux.



$$Y_0 = 7.7(15.40 - 7.7) / 15.40 = 3.85$$

$$Y_1 = (Y_0 \times L_i) / X$$

$$Y_1 = 3.175$$

$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M = 16 \times 3.85 + 16 \times 3.175$$

$$M = 64.77 \text{ tm}$$

- Un seul Tandem:

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_t \times \eta = 64.77 \times 1 \times 1.118 \times 0.20 = 14.48 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 14.48 \text{ tm}$$

$$M_0 = 2.06 \text{ tm}$$

- Deux Tandems:

$$M_{\max} = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_t \times 2 \times \eta = 64.77 \times 1.136 \times 1 \times 2 \times 0.20 = 29.43 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 29.43 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 4.20 \text{ tm}$$

- Charge militaire M_{C120} :

$$Y_0 = 3.85$$

$$Y_1 = 2.32$$

$$Y_2 = 2.32$$

$$M = \sum P_i \times Y_i$$

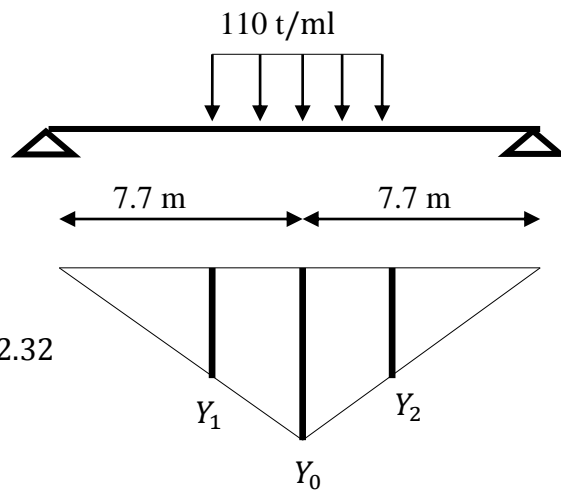
$$M = 110 \times 2.32 + 110 \times 3.85 + 110 \times 2.32$$

$$M = 933.9 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 933.9 \times \eta = 933.9 \times 1.15 \times 0.32$$

$$M_{\max p} = 343.67 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 49.10 \text{ t.m}$$



- ❖ Moment fléchissant à $x=0,75L$:

- Surcharge A (L) :

- Une voie chargée :

$$A(L) = 5.43 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = (1/4) A(L) \times L^2/8$$

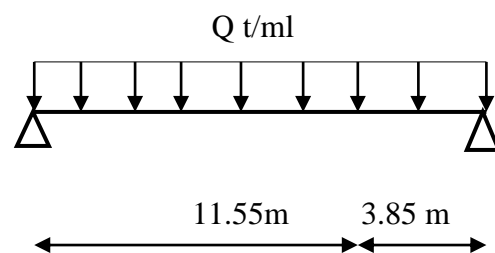
$$M = (1/4) 5.43 \times (15.40)^2/8$$

$$M = 40.24 \times \eta$$

$$M = 40.24 \times 0.18$$

$$M = 7.24 \text{ t.m}$$

$$M_0 = \frac{M}{7} = 1.03 \text{ t.m}$$



- Deux voies chargées :

$$A(L) = 10.86 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = (1/4) A(L) \times L^2/8$$

$$M = (1/4) 10.86 \times (15.4)^2/8$$

$$M = 80.48 \times 0.08 = 6.43 \text{ t.m}$$

$$M_0 = \frac{M}{7} = 0.91 \text{ t.m}$$

- **Surcharge des trottoirs :**

- Un trottoir chargé :

$$St = 0.20 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = (1/4) St \times L^2/8$$

$$M = (1/4) 0.20 \times (15.40)^2/8$$

$$M = 1.48 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 1.08 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 0.15 \text{ t.m}$$

- Deux trottoirs chargés

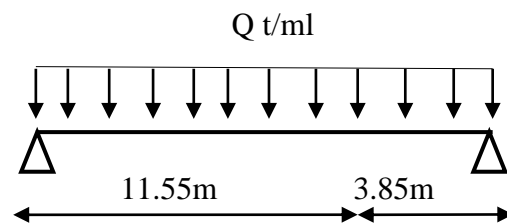
$$St = 0.40 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$$

$$M = 2.96 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 0.42 \text{ t.m}$$

- **Système BC :**

On obtient le tableau suivant :



FORCE	\bar{W}	W_{L1}	CONDITION 1	W_{L2}	CONDITION 2
B	24	24	<u>C.V</u>	12	<u>C.V</u>
C	30	30	C.V	24	C.N.V
D	54	42	<u>C.V</u>	30	<u>C.V</u>
E	42	42	<u>C.V</u>	30	<u>C.V</u>
F	36	36	C.V	30	C.N.V

cas B :

$$Y_0=2.88$$

$$Y_1=2.50$$

$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M= 12 \times 2.50 + 12 \times 2.88$$

$$M = 64.56 \text{ t.m}$$

Cas :D

$$Y_1=1.05 \times 2.88 / 11.55 = 0.261 \text{ m}$$

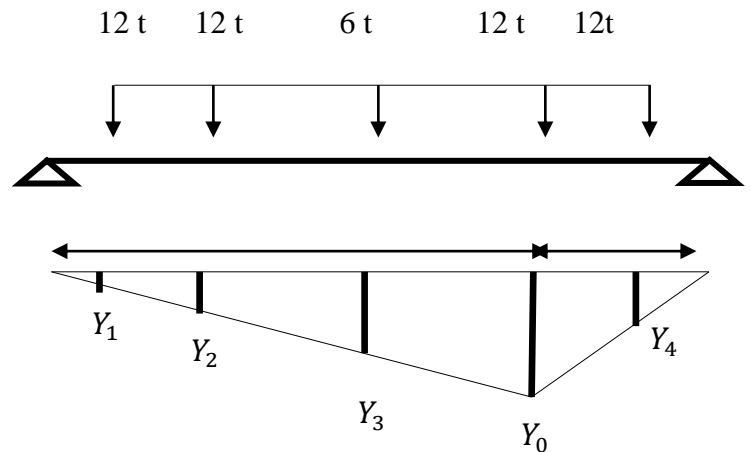
$$Y_2=2.55 \times 2.88 / 11.55 = 0.635 \text{ m.}$$

$$Y_3=7.05 \times 2.88 / 11.55 = 1.757 \text{ m.}$$

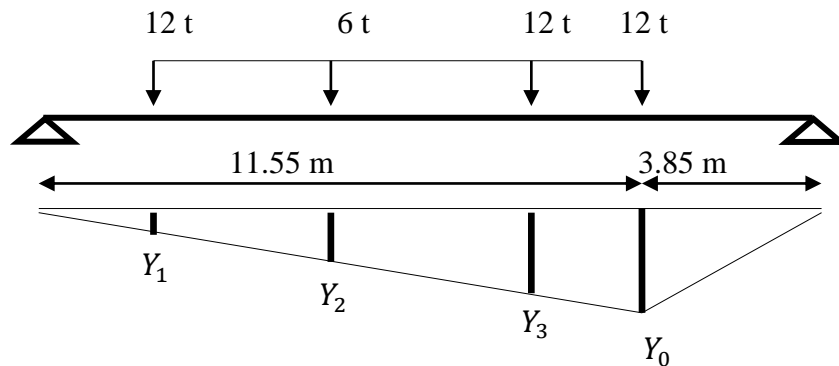
$$Y_4=2.35 \times 2.88 / 3.85 = 1.757 \text{ m}$$

$$M = \sum p_i \times y_i$$

$$M=76.938 \text{ t.m}$$



cas(E) :



$$Y_1 = 1.05 \times 2.88 / 11.55 = 0.26 \text{ m}$$

$$Y_2 = 5.55 \times 2.88 / 11.55 = 1.38 \text{ m}$$

$$Y_3 = 10.05 \times 2.88 / 11.55 = 2.50 \text{ m}$$

$$M_E = 75.96 \text{ t.m}$$

$$M = \max (M_B, M_D, M_E) \rightarrow \max (64.56, 76.938, 75.96)$$

$$M = 76.938 \text{ t.m}$$

- Une voie chargée :

$$M = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta = 76.938 \times 1.2 \times 1.14 \times 0.61 = 64.20 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 64.20 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 9.17 \text{ t.m}$$

- Deux voies chargées :

$$M = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta \times 2 = 76.938 \times 1.1 \times 1.18 \times 2 \times 0.61 = 121.83 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max p} = 121.83 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 17.40 \text{ t.m}$$

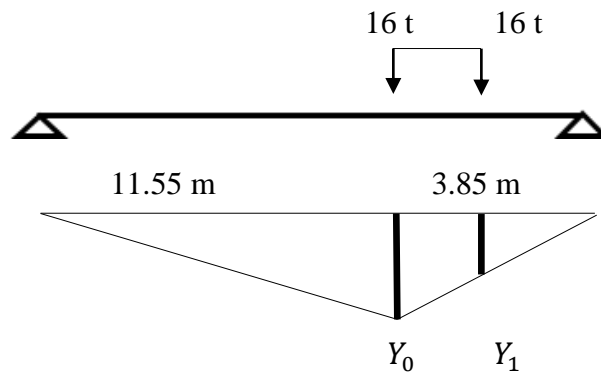
▪ **Système B_t:**

$$Y_0 = x(L-x)/L = 2.88\text{m}$$

$$Y_1 = 1.87$$

$$M = \sum P_i \times Y_i = 16 \times 2.88 + 16 \times 1.87$$

$$M = 76 \text{ t.m}$$



- Un seul Tandem :

$$M_{\max} = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_t \times \eta = 76 \times 1 \times 1.118 \times 0.20 = 16.99 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 16.99 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 2.42 \text{ t.m}$$

- Deux Tandems:

$$M_{\max} = M_{\max} \times \delta_{bc} \times b_t \times 2 \times \eta = 76 \times 1.136 \times 1 \times 2 \times 0.20 = 34.53 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max} = 34.53 \text{ t.m}$$

$$M_0 = 4.93 \text{ t.m}$$

▪ Charge militaire M_{C120} :

$Y_0 = 2.88$

$Y_1 = 1.524$

$Y_2 = 2.399$

$M = \sum P_i \times Y_i$

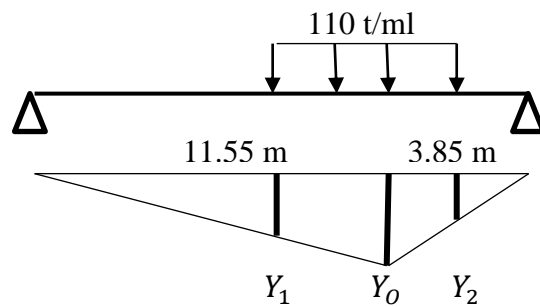
$M = 110 \times 1.524 + 110 \times 2.88 + 110 \times 2.399$

$M = 748.33 \text{ t.m}$

$M_{\max} = 748.33 \times \eta = 748.33 \times 1.15 \times 0.32$

$M_{\max p} = 275.38 \text{ t.m}$

$M_0 = 39.34 \text{ t.m}$



Désignation		Pour x = 0L		Pour x = 0.25L		Pour x = 0.50L		Pour x = 0.75L	
		M_{\max} (t.m)	M_0 (t.m)	M_{\max} (t.m)	M_0 (t.m)	M_{\max} (t.m)	M_0 (t.m)	M_{\max} (t.m)	M_{\max} (t.m)
A(L)	1 Voie chargée	0	0	7.24	1.03	28.97	4.13	7.24	1.03
	2 Voies chargées	0	0	6.43	0.91	25.75	3.67	6.43	0.91
ST	1 Trottoir	0	0	1.08	0.15	4.32	0.61	1.08	0.15
	2 Trottoirs	0	0	2.16	0.30	8.65	1.23	2.96	0.42
B _C	1 File	/	/	118	16.85	81.86	11.69	64.20	9.17
	2 Files	/	/	178.85	25.55	155.34	22.19	121.83	17.40
B _t	1 Tandem	/	/	24.24	3.46	14.48	2.06	16.99	2.42
	2 Tandems	/	/	49.27	7.03	29.43	4.20	34.53	4.93
Convoi M_{C120}		0	0	301.52	43.07	343.67	49.10	275.38	39.34

$M_{\max \text{ militaire}} = 49.10 \text{ t.m}$

$M_{\max \text{ AL et B}} = 25.55 \text{ t.m}$

III-3-3-2 Calcul des Efforts tranchants :

❖ **Efforts tranchants pour $x = 0L$:**

▪ **Surcharge A(L) :**

$T = R_a = R_b = q \times L / 2$

$T = 0 \text{ t}$

- Une voie chargée : $A (1L) = 5.43 \text{ t/ml}$.

$T_{\max} = 0 \text{ t}$.

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 0/7 = 0 \text{ t}$.

- Deux voie chargée : $A (2L) = 10.86 \text{ t/ml}$.

$T_{\max} = 0 \text{ t}$.

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 0 / 7 = 0 \text{ t}$.

▪ **Surcharge sur trottoirs :**

- Un trottoir chargé :

$St = 0.20 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$

$T_{\max} = 0 \text{ t.m}$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 0/7 = 0 \text{ t}$

- Deux trottoirs chargés :

$St = 0,40 \text{ t/ml}, L = 15.40 \text{ m}$

$T_{\max} = 0 \text{ t.m}$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 3.6 / 7 = 0,51 \text{ t}$

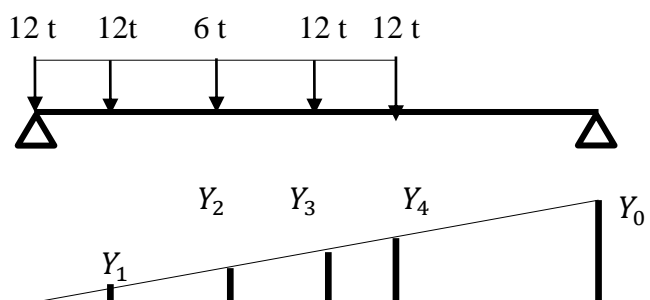
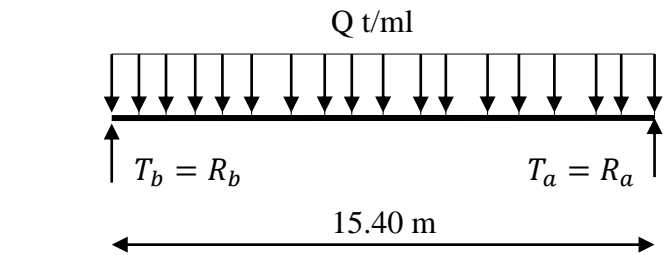
▪ **Surcharge du type B**

$Y_0 = 1$

$Y_1 = 0.09$

$Y_2 = 0.39$

$Y_3 = 0.74, Y_4 = 0.78$



$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = 12 \times 0 + 12 \times 0.09 + 6 \times 0.39 + 12 \times 0.74 + 12 \times 0.78$$

$$T = 21.66 \text{ t}$$

- Une file:

$$T_{\max} = 21.66 \times 1.2 \times 1.14 \times 0.61 = 18.07 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 18.07/7 = 2.58 \text{ t}$.

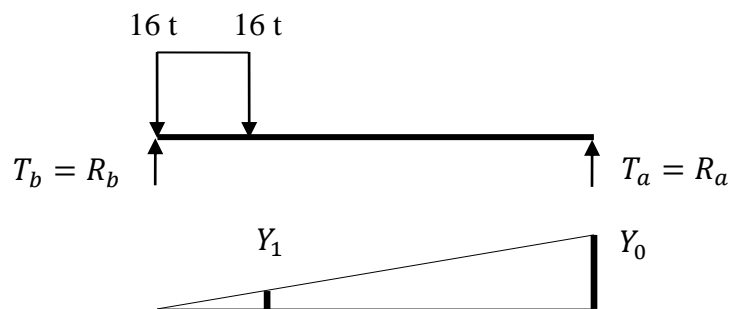
- Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 21.66 \times 1.1 \times 1.18 \times 0.61 = 34.29 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 34.29 / 7 = 4.90 \text{ t}$.

▪ **Surcharge du type B_t :**

$$T_a = 16 \times 0.08 = 1.35 \text{ t}$$



- Un tandem :

$$T_{\max} = T \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta$$

$$T_{\max} = 1 \times 1.118 \times 1.35 \times 0.20 = 0.301 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 0.30/7 = 0.043 \text{ t}$.

- Deux tandems :

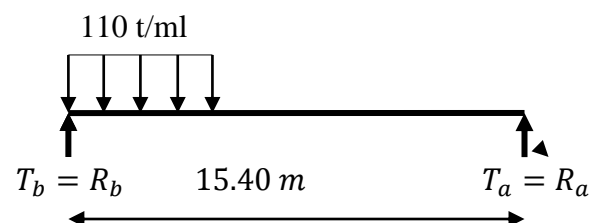
$$T_{\max} = 2 \times 1.35 \times 1.136 \times 1 \times 0.20 = 0.62 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 0.62 / 7 = 0.08 \text{ t}$

▪ **Surcharge du type M_{c120} :**

$$T_a = q \times 0L = 110 \times 0$$

$$T_a = 0 \text{ t}$$



L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 0/7 = 0 \text{ t}$.

❖ Efforts tranchants Pour $x = 0.25L$:

▪ Surcharge du type A (L) :

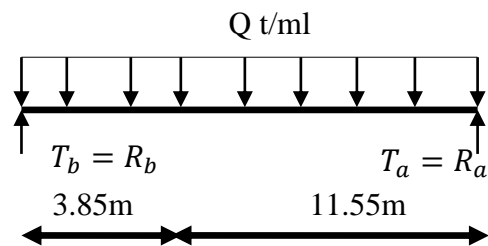
$$R_a = R_b = q \times L/4$$

- Une voie chargée : $A (1L) = 5.43 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 20.90 \times 0.19$$

$$T_{\max} = 3.97 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 3.97/7 = 0.56 \text{ t}$.



- Deux voie chargée : $A (2L) = 10.86 \text{ t/ml}$.

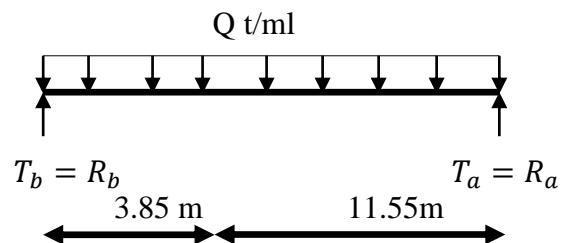
$$T_{\max} = 41.81 \times 0.08$$

$$T_{\max} = 3.34 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 3.34 /7 = 0.47 \text{ t}$.

▪ Surcharge du trottoir :

$$R_a = R_b = q \times L/4$$



- Un trottoir chargé : $St = 0,20 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 0.77 \times 0.73 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 0.56 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 0.56 /7 = 0.08 \text{ t}$.

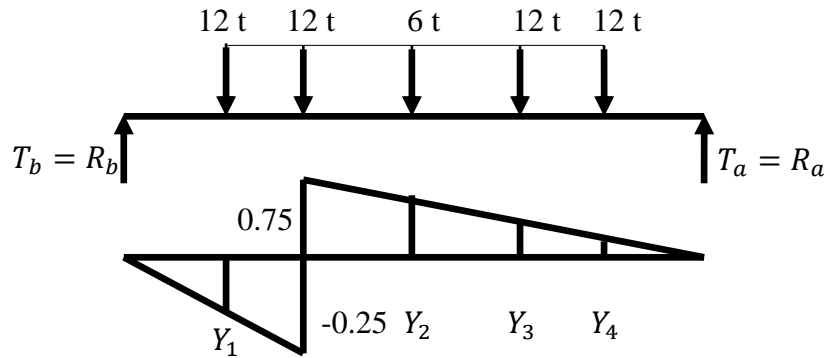
- Deux trottoirs chargés : $St = 0.40 \text{ t/ml}$

$$T_{\max} = 1.54 \times 0.73 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 1.12 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 1.12/7 = 0.16 \text{ t}$.

▪ Surcharge du type B_c :



$$Y_1 = -0.15$$

$$Y_2 = 0.45$$

$$Y_3 = 0.16$$

$$Y_4 = 0.06$$

$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = 12 \times -0.15 + 12 \times -0.25$$

$$T = -4.8 \text{ t}$$

$$T = 12 \times 0.75 + 6 \times 0.45 + 12 \times 0.16 + 12 \times 0.06$$

$$T = 14.34 \text{ t}$$

▪ Une file:

$$T_{\max} = 14.34 \times 1.2 \times 1.14 \times 0.61 = 11.96 \text{ t.}$$

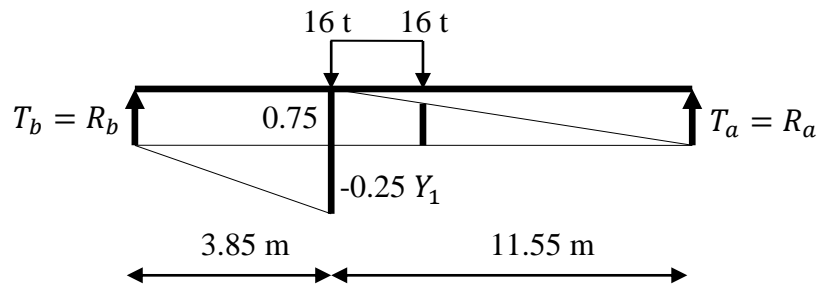
L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 11.96 / 7 = 1.70 \text{ t.}$

▪ Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 14.34 \times 1.1 \times 1.18 \times 0.61 = 22.77 \text{ t.}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 22.77 / 7 = 3.25 \text{ t.}$

▪ Surcharge du type B_t :



$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = 16 \times -0.25$$

$$T = -4 \text{ t}$$

$$T = 16 \times 0.75 + 16 \times 0.66$$

$$T = 22.56 \text{ t}$$

▪ Un tandem :

$$T_{\max} = T \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta$$

$$T_{\max} = 1 \times 1.118 \times 22.56 \times 0.20 = 5.04 \text{ t}$$

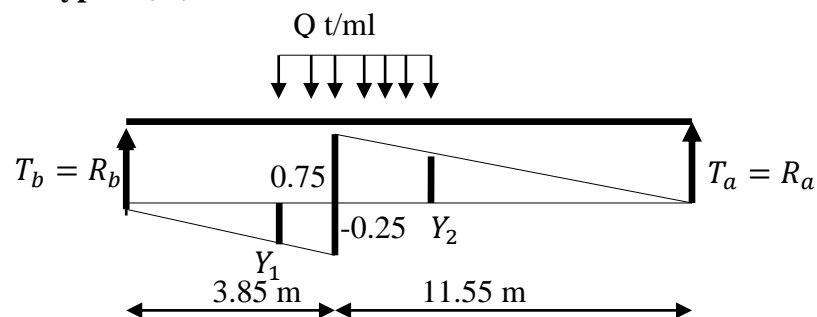
L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 5.04 / 7 = 0.72 \text{ t}$.

▪ Deux tandems :

$$T_{\max} = 2 \times 22.56 \times 1.136 \times 1 \times 0.20 = 10.25 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 10.25 / 7 = 1.46 \text{ t}$.

▪ Surcharge du type M_{c120} :



$$Y_1 = -0.20$$

$$Y_2 = 0.40$$

$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = q \times \frac{L}{4} \times -0.20 + q \times \frac{L}{4} \times -0.25$$

$$T = -190.57 \text{ t}$$

$$T = q \times \frac{L}{4} \times 0.40 + q \times \frac{L}{4} \times 0.75$$

$$T = 487.02 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 1.15 \times 487.02 \times 0.32 = 179.216 \text{ t.}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 179.216 / 7 = 25.60 \text{ t.}$

❖ **Efforts tranchants pour $x = 0.5L$:**

▪ **Surcharge A(L) :**

$$T = R_a = R_b = q \times 2L / 4$$

- Une voie chargée : $A(1L) = 5.43 \text{ t/ml.}$

$$T_{\max} = 41.81 \times 0.19$$

$$T_{\max} = 7.94 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 7.94 / 7 = 1.13 \text{ t.}$

- Deux voie chargée : $A(2L) = 10.86 \text{ t/ml.}$

$$T_{\max} = 83.62 \times 0.08$$

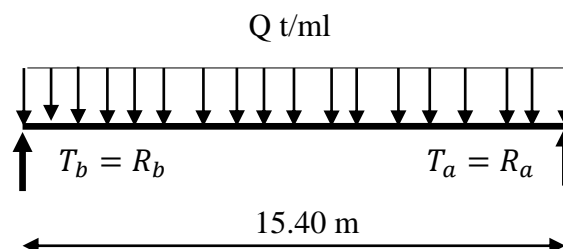
$$T_{\max} = 6.68 \text{ t.}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 6.68 / 7 = 0.95 \text{ t.}$

▪ **Surcharge sur trottoirs :**

$$R_a = R_b = q \times L / 2$$

$$R_a = R_b = 1.54 \text{ t}$$



- Un trottoir chargé : $St = 0,20 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 1.54 \times 0.73$$

$$T_{\max} = 1.12 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 1.12 / 7 = 0.16 \text{ t}$.

- Deux trottoirs chargés : $St = 0.40 \text{ t/ml}$

$$T_{\max} = 3.08 \times 0.73 = 2.24 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 2.24 / 7 = 0.32 \text{ t}$

▪ **Surcharge du type B_c :**

Cas (E) :

$$Y_1 = -0.11$$

$$Y_2 = -0.40$$

$$Y_3 = 0.20$$

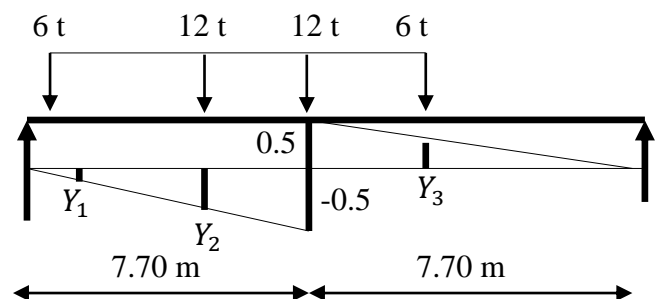
$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = 6 \times -0.11 + 12 \times -0.40 + 12 \times -0.5$$

$$T = -11.46 \text{ t}$$

$$T = 12 \times 0.5 + 6 \times 0.20$$

$$T = 7.2 \text{ t}$$



- Une file:

$$T_{\max} = 7.2 \times 1.2 \times 1.14 \times 0.61 = 6.00 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 6.00 / 7 = 0.85 \text{ t}$.

- Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 7.2 \times 1.1 \times 1.18 \times 0.61 = 11.40 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 11.40 / 7 = 1.62 \text{ t}$.

• **Système B_t:**

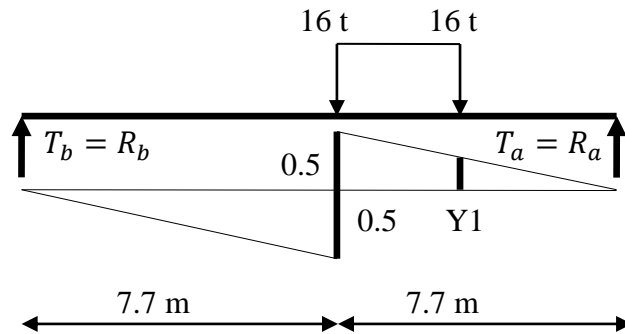
$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = 16 \times -0.5$$

$$T = -8t$$

$$T = 16 \times 0.5 + 16 \times 0.41$$

$$T = 14.56t$$



• Un tandem :

$$T_{\max} = T \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta$$

$$T_{\max} = 1 \times 1.118 \times 14.56 \times 0.20 = 3.25 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 3.25/7 = 0.46 t.$

• Deux tandems :

$$T_{\max} = 2 \times 14.56 \times 1.136 \times 1 \times 0.20 = 6.61 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 6.61/7 = 0.94 t.$

▪ **Surcharge du type M_{c120} :**

$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = q \times \frac{L}{2} \times -0.5 + q \times \frac{L}{2} \times -0.30$$

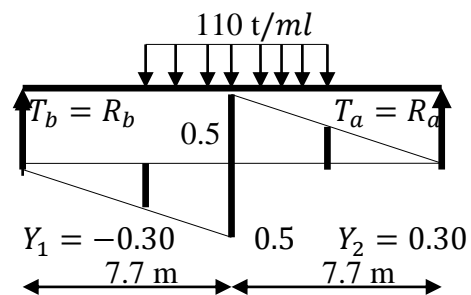
$$T = -677.6 t$$

$$T = q \times \frac{L}{2} \times 0.5 + q \times \frac{L}{2} \times 0.30$$

$$T = 677.6 t$$

$$T_{\max} = 1.15 \times 711.92 \times 0.32 = 249.35 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 249.35 / 7 = 35.62 t.$



❖ **Efforts tranchants pour $x = 0.75L$:**

▪ **Surcharge A(L) :**

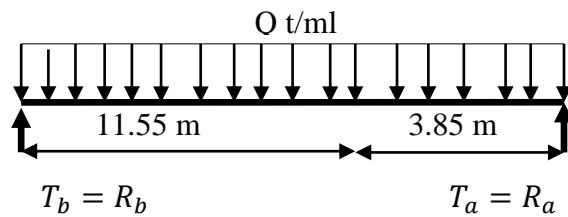
$$R_a = R_b = q3L/4 = 62.71 \text{ t.}$$

- Une voie chargée : $A(1L) = 5.43 \text{ t/ml.}$

$$T_{\max} = 62.71 \times 0.19$$

$$T_{\max} = 11.91 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 11.91/7 = 1.70 \text{ t.}$



- Deux voie chargée : $A(2L) = 10.86 \text{ t/ml.}$

$$T_{\max} = 125.43 \times 0.08$$

$$T_{\max} = 10.03 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 10.03 / 7 = 1.43 \text{ t.}$

▪ **Surcharge sur trottoirs :**

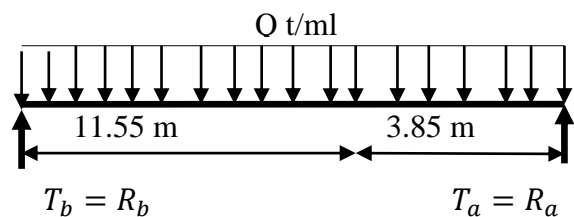
$$R_a = R_b = q \times 3 L/4 = 2.31 \text{ t}$$

- Un trottoir chargé : $St = 0,20 \text{ t/ml.}$

$$T_{\max} = 2.31 \times 0.73$$

$$T_{\max} = 1.68 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 1.68 / 7 = 0.24 \text{ t.}$



- Deux trottoirs chargés : $St = 0.40 \text{ t/ml}$

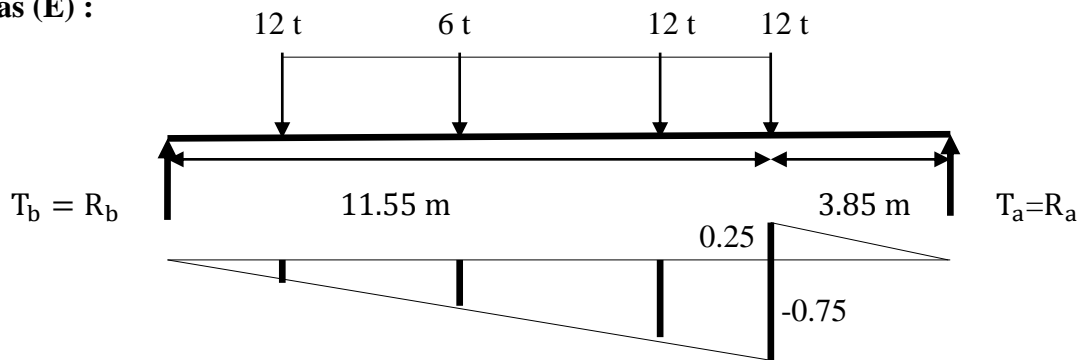
$$T_{\max} = 4.62 \times 0.73$$

$$T_{\max} = 3.37 \text{ t}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 3.37/7 = 0.48 \text{ t}$

▪ Surcharge du type B_c :

Cas (E) :



$$Y_1 = -0.06$$

$$Y_2 = -0.36$$

$$Y_3 = -0.65$$

$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = 12 \times -0.06 + 6 \times -0.36 + 12 \times -0.65 + 12 \times -0.75$$

$$T = -19.68 \text{ t}$$

$$T = 12 \times 0.25$$

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

- Une file:

$$T_{\max} = 3 \times 1.2 \times 1.14 \times 0.61 = 2.50 \text{ t.}$$

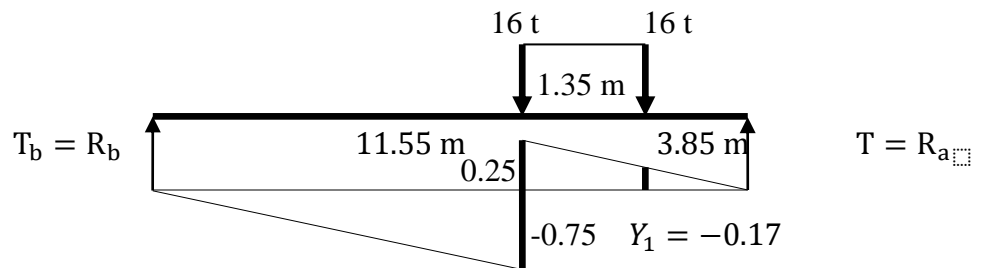
L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 2.50 / 7 = 0.35 \text{ t.}$

- Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 3 \times 1.1 \times 1.18 \times 0.61 = 4.75 \text{ t.}$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 4.75 / 7 = 0.67 \text{ t.}$

▪ **Système B_t:**



$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = 16 \times -0.75$$

$$T = -12t$$

$$T = 16 \times 0.25 + 16 \times 0.16$$

$$T = 6.64t$$

- Un tandem :

$$T_{\max} = T \times \delta_{bc} \times b_c \times \eta$$

$$T_{\max} = 1 \times 1.118 \times 6.64 \times 0.20 = 1.48 t.$$

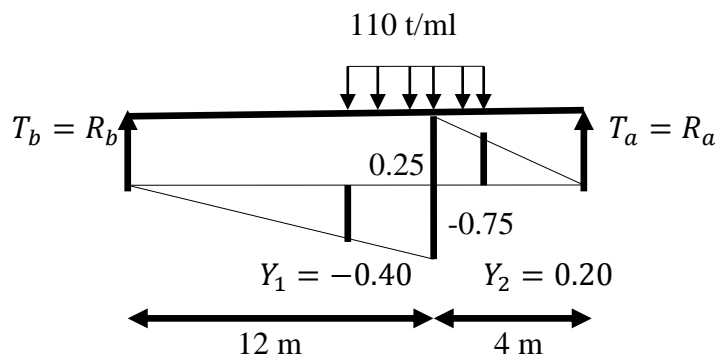
L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 1.48/7 = 0.21 t.$

- Deux tandems :

$$T_{\max} = 2 \times 6.64 \times 1.136 \times 1 \times 0.20 = 3.01 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 3.01/7 = 0.43 t.$

▪ **Surcharge du type M_{c120} :**



$$T = \sum v_i \times y_i$$

$$T = q \times \frac{3L}{4} \times -0.40 + q \times \frac{3L}{4} \times -0.75$$

$$T = -1467.07 t$$

$$T = q \times \frac{3L}{4} \times 0.25 + q \times \frac{3L}{4} \times 0.20$$

$$T = 571.72 t$$

$$T_{\max} = 1.15 \times 571.72 \times 0.32 = 210.39 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre : $T_0 = 210.39 / 7 = 30.06 t.$

Tableau III-19 : Récapitulatif de L'effort tranchant dus aux surcharges.

Désignation		Pour = 0L		Pour x = 0.25L		Pour x = 0.50L		Pour x =0.75L	
		T _{max} (t)	T ₀ (t)	T _{max} (t)	T ₀ (t)	T _{max} (t)	T ₀ (t)	T _{max} (t)	T _{max} (t)
A(L)	1Voie chargée	0	0	3.97	0.56	7.94	1.13	11.91	1.70
	2Voies chargées	0	0	3.34	0.47	6.68	0.95	10.03	1.43
ST	1 Trottoirs	0	0	0.56	0.08	1.12	0.16	1.68	0.24
	2 Trottoirs	0	0	1.12	0.16	2.24	0.32	2.50	0.35
B _C	1File	18.07	2.58	11.96	1.70	6.00	0.85	4.75	0.35
	2Files	34.29	4.90	22.77	3.25	11.40	1.62	4.71	0.67
B _t	1 Tandem	0.301	0.043	5.04	0.72	3.25	0.46	1.48	0.21
	2 Tandem	0.62	0.08	10.25	1.46	6.61	0.94	3.01	0.43
Convoi M _{C120}		0	0	179.216	25.60	249.35	35.62	210.39	30.06

T_{max} militaire = 35.62 t

T_{max}AL et B = 4.90 t

III-4 Ferrailage de la poutre :

III-4-1 Combinaison des charges:

$$T_{\max} = 37.42 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 51.75 \text{ t}$$

	ELU	ELS
Les moments	$M_U = 1.35G + 1.35M_{C120}$ $M_U = 1.35 (14.973) + 1.35(49.10)$ $M_U = 86.49 \text{ t.m}$	$M_S = G + M_{C120}$ $M_S = 14.973 + 49.10$ $M_S = 64.037$
	ELU	ELS
Les efforts tranchants	$T_U = 1.35G + 1.35M_{C120}$ $T_U = 1.35 (14.973) + 1.35(35.62)$ $T_U = 68.30 \text{ t.m}$	$T_S = G + M_{C120}$ $T_S = 14.973 + 35.62$ $T_S = 50.59 \text{ t.m}$

III-4-2 Ferrailage de la poutre :

$$\sigma_B = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$M_t = 7.25 \text{ M. N. m}$$

$$M_U < M_t \rightarrow 0.86 < 7.25 \dots \dots \dots CV$$

$$y < 0.25 \times 1.25 = 0.31 \text{ m}$$

$$y = 0.30$$

A.N. tombé dans la dalle

- Section rectangulaire :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400$$

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0.0017.$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.673.$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.393$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{86.49 \times 10^4}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0.102$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$

- Section sans armaturée comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.13$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.94$$

$$A_{S1} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{86.49 \times 10^4}{348 \times 110 \times 0.94} = 24.03 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA 25 $\rightarrow A_S = 27.5 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité :

$$A_S > A_{min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$27.5 > 16.1 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification des contraintes à ELS :
(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}))$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{b y^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400 - 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$y = 24.69 \text{ cm}$$

$$I = 3624422.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 227.4 \text{ Mpa}$$

$$227.4 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = 4.26 = \text{Mpa}$$

$$21 > 4.26 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Effort tranchant:

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{0.64}{1.15 \times 1.1} = 0.35$$

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U \rightarrow 0.35 \leq 3.5 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

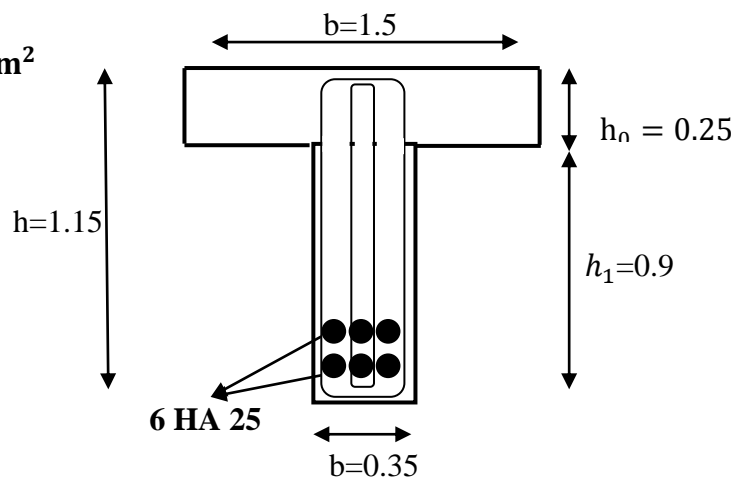
Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15.40} \rightarrow 0.93 \geq 0.0649 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow 0.90 \geq 0.70 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$\frac{A}{b_0} \times d \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.07 \leq 0.01 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_{S1} = 22.92 \text{ cm}^2, A_{S2} = 27.40 \text{ cm}^2$$



Chapitre IV

Etude de la dalle

IV-1 Introduction :

L'hourdis du pont sert de couverture, en effet il reçoit la couche de roulement de la chaussée (revêtement, chape d'étanchéité.) et les surcharges d'une part et de transmettre ces derniers aux poutres d'autre part.

L'hourdis a aussi un rôle d'entretoisement, donc il assure la répartition transversale dans le tablier.

L'objet du présent chapitre se résume à l'étude de la flexion transversale et la flexion locale de la dalle.

IV-1 -1 Etude de la flexion locale :

IV-1-1-1 Introduction

La couverture du béton armé est constituée par une dalle en béton armé dont l'épaisseur et les armatures sont de plus généralement fixées par la flexion locale.

La dalle est supportée par un réseau de poutres qui coupent, le tablier en panneaux de côté (a) et (b), $a < b$ sous l'action de son poids propre et les charges permanentes et les surcharges, la dalle est simplement appuyée sur ces quatre cotés ($a < b$) donc elle va fléchir suivant les deux sens de portée (a) et (b).

La flèche en tous points reste égale dans les deux sens, et le moment de flexion développé dans le sens transversal. Selon (a) sont supérieurs à ceux développés dans le sens longitudinal selon (b).

Il s'agit de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant développés dans la dalle.

IV-1-1-2 Les méthodes de calcul :

- a) Méthode de PIGEAUD
- b) Méthode du règlement BAEL
- c) Méthode de la ligne de rupture
- d) Le calcul élastique

a) Méthode de PIGEAUD :

Les abaques ou tableaux de PIGEAUD nous permettent de déterminer les moments au centre de la dalle rectangulaire appuyée sur contour soumise à une charge uniformément répartie sur un rectangle d'impact de la charge devant avoir mêmes axes que la dalle .

Selon l'article A.3,2,5 on admet qu'une force localisée appliquée sur une aire à contour convexe a la surface de la dalle agit uniformément sur une aire du feuillet moyen dont le contour moyen est parallèle à la projection de la demi-épaisseur de la dalle augmentée de l'épaisseur du revêtement si ce dernier est constitué de béton ou d'un matériau analogue et des trois quarts de l'épaisseur de ce revêtement s'il est moins résistant (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés)

A partir de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ les abaques ou tableaux donnent les valeurs de :

M_1 : moment fléchissant rapportée à l'unité de longueur dans les sens de petite portée l_x

M_2 : moment fléchissant dans le sens de la grande portée l_y .

L_x : distance entre nus de deux poutres.

l_y : porte de la travée.

Pour $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$; la dalle fléchit dans un seul sens (l_x)

La dalle est calculée comme une poutre de la section rectangulaire (épaisseurs) de la longueur l_m et longueur l_x

Pour $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ $0.4 < \rho < 1$

la dalle fléchit dans deux sens (l_x, l_y)

✓ ELS:

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) p$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) p$$

✓ ELU :

$$M_x = M_1 \times p$$

$$M_y = M_2 \times p$$

Les moments seront donnés par /

- En travée :

$$\left. \begin{array}{l} M_x^t = 0.75 M_x \\ M_y^t = 0.75 M_y \end{array} \right\} \text{panneau intermédiaire}$$

$$\left. \begin{aligned} M_x^t &= 0.85 M_X \\ M_y^t &= 0.85 M_y \end{aligned} \right\} \text{panneau de rive}$$

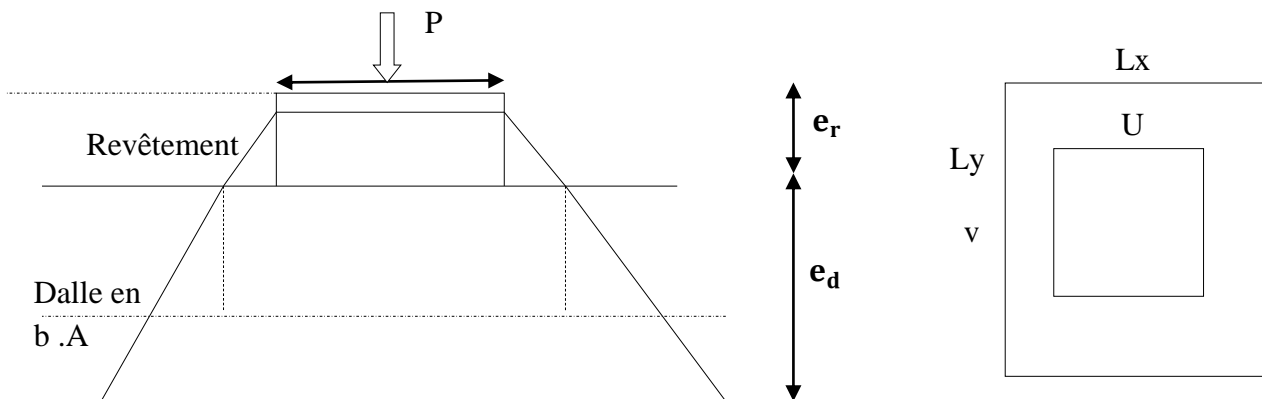
- En appui :

$$M_x^t = M_y^t = -0.5 M_X \quad \text{a panneau intermédiaire}$$

$$M_y^t = M_x^t = -0.5 M_X \quad \text{a panneau de rive}$$

IV-2 Calcul de la dalle :

La diffusion des contraintes pour une charge concentrée sur une dalle et d'angle de 45° pour le Béton ; angle de 30° pour le revêtement



IV-2-1 Calcul des coefficients de majoration dynamique :

Les surcharge du système B_c et B_t , B_r et les surcharge militaire M_{C120} sont multiplié par le coefficient de majoration dynamique qui sera déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{G}{Q}\right)}$$

Avec :

L : min {largeur rolable = 8 m, portée de la poutre = 15.4m}

$L = 8$ m

G = charge permanent pour un carrée de 8 m de côté.

$G = 6.5$ t/ml = 104 t.

Q = poids total le plus élève qui on peut placer sur la surface du carré de coté 8 m.

- **Système B_c**

Dans le carré de 8x8m on peut placer deux camions B_c, donc la charge total sera

$$(12+12+6)2 \times 1,1 = 66t$$

Avec :

b_c = 1,1. Pont de 1^{ère} classe avec deux voies de circulation.

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(8)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{104}{66}\right)} = 1.235.$$

- **Système B_t**

Dans la surface du (8x8) m on peut placer deux tandems du système B_t, d'où la charge total sera : (16+16)2x1 = 64 t

Avec :

$$b_t = 1$$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(8)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{104}{64}\right)} = 1.230$$

- **Système B_r**

$$Q = 10t$$

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(8)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{104}{10}\right)} = 1.164$$

$$\delta(B) = \max\langle B_c | B_t | B_r \rangle = \delta_{Bc} = 1.235$$

- **Système Mc₁₂₀**

Dans la surface du (8x8) m² on peut placer de chenille du système Mc₁₂₀.

Donc la charge total sera :

$$Q = 110t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(8)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{104}{110}\right)} = 1.275.$$

Système	coefficient de majoration dynamique
B _C	1.235
M _{C120}	1.275

Tableau IV-1 : coefficient de majoration dynamique

IV-2-2 Calcul des moments locaux :

IV-2 -2-1 Caractéristiques géométriques de plaque :

$L_x = 1.5 - 0.35 = 1.15 \text{ m.}$

$L_y = 15.40 \text{ m.}$

Le rapport ρ serait égal :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.15}{15.40} = 0.07 < 0.4$$

On a :

La dalle fléchit dans un seul sens (L_x)

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire (épaisseur $e_s=25\text{cm}$) de largeur 1 ml et longueur $L_x=1.15$.

IV-2-2 -2 Charge permanente :

$Q = 11.5 \text{ t}$

$$M = \frac{Q \times l_x^2}{8} = 1.90 \text{ t.m}$$

IV-2-2 -3 Les surcharges

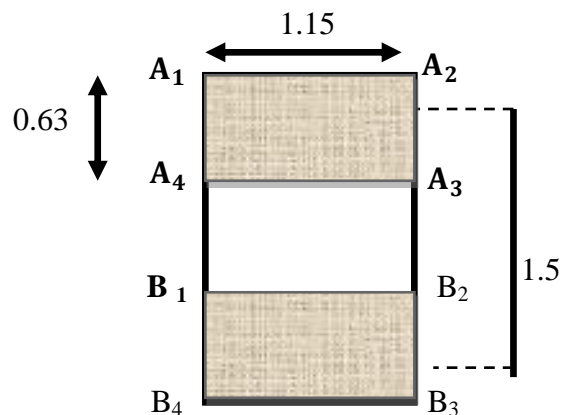
▪ **Système B_c**

$u_0 = v_0 = 0,25 \text{ m}$

$u = u_0 + 1.5 e_r + e_d$

$u = 0.25 + 1.5 (0.07) + 0.25 = 0.60$

$u_0 = v_0 = 0.60$



1^{ère} Disposition :

$$M_x = M_1 (A_1 A_2 B_3 B_4) - M_2 (A_4 A_3 B_2 B_1)$$

- **Effet de (A₁ A₂ B₃ B₄)**

$$U_1 = 1.15 \rightarrow \frac{U_1}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_1 = 1.5 + 0.63 = 2.13 \quad \frac{V_x}{l_x} = \rightarrow \frac{2.13}{1.15} = 2$$

$$M \left(\frac{U_1}{l_x} ; \frac{V_1}{l_x} \right), M(1 ; 2) = 0.057$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{6}{0.63 \times 1.15} = 8.28 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_1 \times U_1 = 8.28 \times 1.15 \times 2.13 = 20.28 \text{ t}$$

$$M_1 = P \times M = 20.28 \times 0.057 = 1.15 \text{ t.m.}$$

- **Effet de (A₁ A₂ B₃ B₄)**

$$U_2 = 1.15 \rightarrow \frac{U_2}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_2 = 1.5 - 0.63 = 0.87 \rightarrow \frac{V_2}{l_x} = \frac{0.87}{1.15} = 0.75$$

$$M \left(\frac{U_2}{l_x} ; \frac{V_2}{l_x} \right), M(1 ; 0.75) = 0.082$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{6}{0.63 \times 1.15} = 8.28 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_2 \times U_2 = 8.28 \times 1.15 \times 0.87 = 8.28 \text{ t.}$$

$$M_2 = P \times M = 8.28 \times 0.082 = 0.67$$

$$M_x = M_1 - M_2 = 0.47 \text{ t.m}$$

2^{ème} Disposition:

$$M_x = \frac{1}{2} [M_1 (A_1 A_2 C_3 C_4) - M_2 (A_4 A_3 C_2 C_1) + M_3 (B_1 B_2 B_3 B_4)]$$

- **Effet de (A₁ A₂ C₃ C₄)**

$$U_1 = 1.15 \rightarrow \frac{U_1}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_1 = 1.5 + 1.5 + 0.63 = 3.63 \rightarrow \frac{V_1}{l_x} = \frac{3.63}{1.15} = 3.15$$

$$M\left(\frac{U_1}{l_x}; \frac{V_1}{l_x}\right), M(1; 3.15) = 0.04$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{6}{0.63 \times 1.15} = 8.28 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_1 \times U_1 = 8.28 \times 1.15 \times 3.63 = 34.56 \text{ t}$$

$$M_1 = P \times M = 34.56 \times 0.04 = 1.38 \text{ t.m}$$

• **Effet de (A₄ A₃ C₂ C₁)**

$$U_2 = 1.15 \rightarrow \frac{U_2}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_2 = 3 - 0.63 = 2.37 \rightarrow \frac{V_2}{l_x} = \frac{2.37}{1.15} = 2.06$$

$$M\left(\frac{U_2}{l_x}; \frac{V_2}{l_x}\right), M(1; 2.06) = 0.057$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{6}{0.63 \times 1.15} = 8.28 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_2 \times U_2 = 8.28 \times 1.15 \times 2.37 = 22.56 \text{ t}$$

$$M_2 = P \times M = 22.56 \times 0.057 = 1.28 \text{ t.m}$$

• **Effet de (B₁ B₂ B₃ B₄)**

$$U_3 = 1.15 \rightarrow \frac{U_3}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_3 = 0.63 \rightarrow \frac{V_3}{l_x} = \frac{0.63}{1.15} = 0.55$$

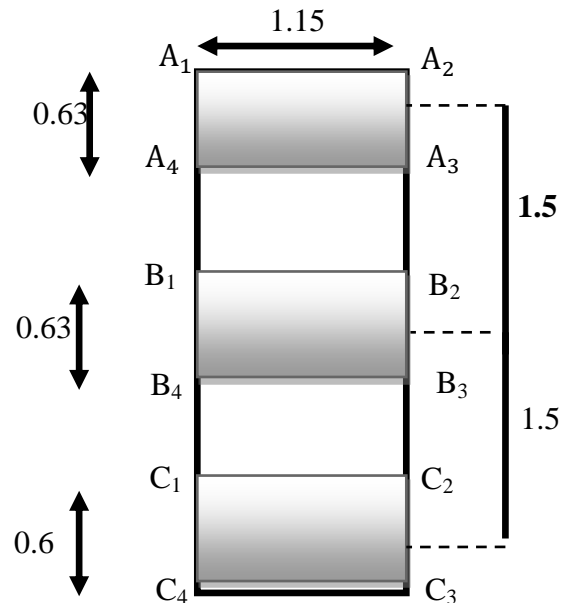
$$M\left(\frac{U_3}{l_x}; \frac{V_3}{l_x}\right), M(1; 0.55) = 0.087$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{6}{0.63 \times 1.15} = 8.28 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_3 \times U_3 = 8.28 \times 1.15 \times 0.63 = 19.06 \text{ t}$$

$$M_3 = P \times M = 19.06 \times 0.087 = 1.658$$

$$M_X = \frac{1}{2} [M_1 - M_2 + M_3] = \frac{1}{2} [1.38 - 1.28 + 1.65] = 0.87 \text{ t.m}$$



• système B_t

$$u_0 = 0.6 \quad v_0 = 0,25m$$

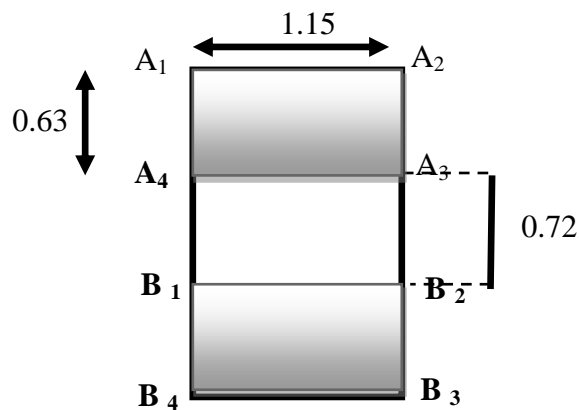
$$u = u_0 + 1.5 \text{ er } + e_d$$

$$u = 0.60 + 1.5 (0.07) + 0.25 = 0.95$$

$$v_0 = 0.6$$

1 disposition :

$$M_x = M_1 (A_1 A_2 B_3 B_4) - M_2 (A_4 A_3 B_2 B_1)$$



• Effet de $(A_1 A_2 B_3 B_4)$

$$U_1 = 1.15 \rightarrow \frac{U_1}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1.$$

$$V_1 = 0.72 + 2(0.63) = 1.98 \rightarrow \frac{V_1}{l_x} = \frac{1.98}{1.15} = 1.72.$$

$$M \left(\frac{U_1}{l_x} ; \frac{V_1}{l_x} \right), M(1 ; 1.72) = 0.0585.$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{8}{0.6 \times 0.95} = 14.03 \text{ t/m}^2.$$

$$P = P' \times V_1 \times U_1 = 14.03 \times 1.15 \times 1.98 = 31.95t.$$

$$M_1 = P \times M = 1.86 \text{ t.m.}$$

• Effet de $(A_4 A_3 B_2 B_1)$

$$U_2 = 1.15 \rightarrow \frac{U_2}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_2 = 0.72 \rightarrow \frac{V_2}{l_x} = \frac{0.72}{1.15} = 0.62$$

$$M \left(\frac{U_1}{l_x} ; \frac{V_x}{l_x} \right), M(1 ; 0.62) = 0.085$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{8}{0.60 \times 0.95} = 14.03 \text{ t/m}^2$$

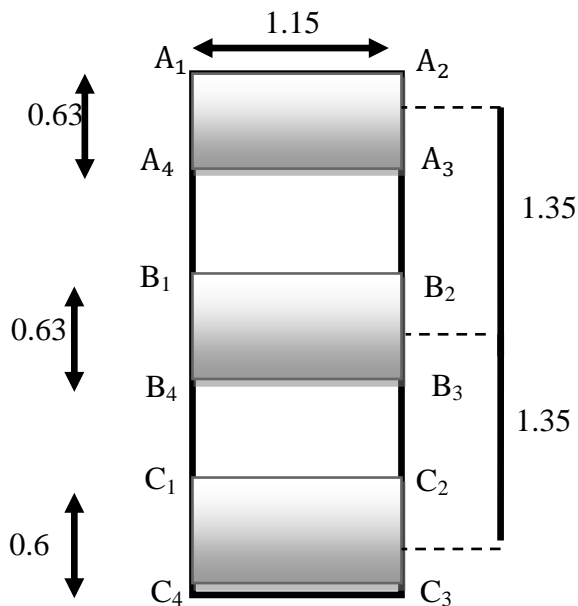
$$P = P' \times V_2 \times U_2 = 14.03 \times 1.15 \times 0.72 = 11.61 \text{ t}$$

$$M_2 = P \times M = 11.61 \times 0.085 = 0.98$$

$$M_x = M_1 - M_2 = 1.86 - 0.98 = 0.87 \text{ t.m}$$

2^{ème} Disposition:

$$M_x = \frac{1}{2} [M_1(A_1 A_2 C_3 C_4) - M_2(A_4 A_3 C_2 C_1) + M_3(B_1 B_2 B_3 B_4)]$$



• **Effet de (A₁ A₂ C₃ C₄)**

$$U_1 = 1.15 \rightarrow \frac{U_1}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_1 = 0.72 \times 2 + 0.63 \times 3 = 3.33 \rightarrow \frac{V_1}{l_x} = \frac{3.33}{1.15} = 2.89$$

$$M \left(\frac{U_1}{l_x} ; \frac{V_1}{l_x} \right), M(1 ; 2.89) = 0.04$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{8}{0.60 \times 0.95} = 14.03 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_1 \times U_1 = 14.03 \times 1.15 \times 3.33 = 53.72 \text{ t}$$

$$M_1 = P \times M = 53.72 \times 0.04 = 2.14 \text{ t.m}$$

- **Effet de (A₄ A₃ C₂ C₁)**

$$U_2 = 1.15 \rightarrow \frac{U_2}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_2 = 0.72 \times 2 + 0.63 = 2.07 \quad \frac{V_2}{l_x} \rightarrow \frac{2.07}{1.15} = 1.8$$

$$M \left(\frac{U_2}{l_x}; \frac{V_2}{l_x} \right), M(1; 1.8) = 0.057$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{8}{0.60 \times 0.95} = 14.03 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_2 \times U_2 = 14.03 \times 1.15 \times 2.07 = 33.39 \text{ t}$$

$$M_2 = P \times M = 33.39 \times 0.057 = 1.90 \text{ t.m}$$

- **Effet de (B₁ B₂ B₃ B₄)**

$$U_3 = 1.15 \rightarrow \frac{U_3}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_3 = 0.63 \rightarrow \frac{V_3}{l_x} = \frac{0.63}{1.15} = 0.58$$

$$M \left(\frac{U_3}{l_x}; \frac{V_3}{l_x} \right), M(1; 0.58) = 0.087$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{8}{0.60 \times 0.95} = 14.03 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_3 \times U_3 = 14.03 \times 1.15 \times 0.63 = 10.16 \text{ t}$$

$$M_3 = P \times M = 10.16 \times 0.087 = 0.88 \text{ t.m}$$

$$M_X = \frac{1}{2} [M_1 - M_2 + M_3] = \frac{1}{2} [2.14 - 1.90 + 0.88] = 0.56 \text{ t.m}$$

- **Système B_r**

$$u_0 = 0.6 \quad v_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$u = u_0 + 1.5 \text{ er} + ed$$

$$u = 0.60 + 1.5 (0.07) + 0.25 = 0.95$$

$$v = 0.3 + 1.5 (0.07) + 0.25 = 0.65$$

$$U_1 = 1.15 \rightarrow \frac{U_1}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_1 = 0.65 \rightarrow \frac{V_1}{l_x} = \frac{0.65}{1.15} = 0.6$$

$$M \left(\frac{U_1}{l_x} ; \frac{V_1}{l_x} \right), M(1 ; 0.6) = 0.087$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{10}{0.65 \times 0.95} = 16.19 \text{ t/m}$$

$$P = P' \times V_1 \times U_1 = 16.19 \times 1.15 \times 0.65 = 12.10 \text{ t}$$

$$M_1 = P \times M = 12.10 \times 0.087 = 1.052 \text{ t.m}$$

- **Système MC120**

$$u_0 = 1 \quad v_0 = 6.1 \text{ m}$$

$$u = u_0 + 1.5 \text{ er } + ed$$

$$u = 1 + 1.5 (0.07) + 0.25 = 1.35$$

$$v_0 = 6.1$$

$$v = 6.1 + 1.5(0.07) + 0.25$$

$$v = 6.45$$

$$U_1 = 1.15 \rightarrow \frac{U_1}{l_x} = \frac{1.15}{1.15} = 1$$

$$V_1 = 6.48 \rightarrow \frac{V_1}{l_x} = \frac{6.48}{1.15} = 5.50$$

$$M \left(\frac{U_1}{l_x} ; \frac{V_1}{l_x} \right), M(1 ; 5.50) = 0.04$$

$$\text{Densité de la charge} = \frac{55}{1.35 \times 6.45} = 6.31 \text{ t/m}^2$$

$$P = P' \times V_1 \times U_1 = 6.31 \times 1.15 \times 6.48 = 47.02 \text{ t}$$

$$M_X = P \times M = 47.02 \times 0.04 = 1.88 \text{ t.m}$$

de la même manière on calcule les moments longitudinal

Tableau IV-2:Récapitulatif des moments locaux dans le sens transversal.

Les charges	La charge permanente	Système B_c	Système B_t	Système B_r	Système M_{C120}
Coef.de système		1.1	1		
Coef.de majoration dynamique		1.235	1.235	1.235	1.275
M_X	1.90	0.870	0.870	1.02	1.88
Sur appuis $0.5(M_X)$	0.95	0.435	0.435	0.51	0.94
Sur travée $0.85(M_X)$	1.61	0.739	0.739	0.86	1.59

Tableau IV-3 :Récapitulatif des moments locaux dans le sens longitudinal.

Les charges	La charge permanente	Système B_c	Système B_t	Système B_r	Système M_{C120}
Coef.de système		1.1	1		
Coef.de majoration dynamique		1.235	1.235	1.235	1.275
M_X	1.90	0.4822	1.14	0.5713	0.3795
Sur appuis $0.5(M_X)$	0.95	0.241	0.570	0.285	0.189
Sur travée $0.85(M_X)$	1.61	0.409	0.969	0.485	0.322

IV-2-3 Calcul de l'effort tranchant de la dalle

Pour le calcul de l'effort tranchant dans la dalle on utilise la méthode des (bandes participantes)

Dans le cas d'un panneau qui porte deux sens l_x, l_y

IV-2-3-1 Effort tranchant par unité de largeur :

- au milieu de la grande portée ($l_y = b$) :

$$T_y = \frac{p}{2b+a}$$

- au milieu de la petite portée ($l_x = a$) :

$$T_x = \frac{p}{3b}$$

a) Effort tranchant dus aux charges permanentes :

$$L_x = a = 1,15 \text{ m} ; L_y = b = 15,40 \text{ m}$$

$$P = 11,5 \times 1,15 \times 15,40 = 203,6 \text{ t.m}^2$$

$$T_x = \frac{p}{3b} = \frac{203,6}{3 \times 15,40} = \frac{203,6}{46,20} = 4,40 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{p}{2b+a} = \frac{203,6}{2(15,40)+1,15} = 6,37 \text{ t.}$$

b) Effort tranchant dus aux surcharges :

- Système B_c :

$$b = u = 0,60, \quad a = v = 0,60, \quad p = 6 \text{ t}$$

$$T_x = T_y = \frac{p}{3b} = \frac{6}{3(0,60)} \times 1,235 \times 1,1 = 4,31 \text{ t}$$

- Système B_t :

$$b = u = 0,95, \quad a = v = 0,60, \quad p = 8 \text{ t}$$

$$T_x = \frac{p}{3b} = \frac{8}{3(0,95)} \times 1,235 \times 1 = 3,51 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{p}{2b+a} = \frac{8}{2(0,95)+0,60} \times 1,235 \times 1 = 3,95 \text{ t}$$

- Système B_r :

$$b = u = 0,95, \quad a = v = 0,65, \quad p = 8 \text{ t}$$

$$T_x = \frac{p}{3b} = \frac{8}{3(0,95)} \times 1,235 = 3,46 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{p}{2b+a} = \frac{8}{2(0,95)+0,65} \times 1,235 = 3,87 \text{ t}$$

▪ Système M_{C120} :

$$b = u = 1.35, \quad a = v = 6.45, \quad p = 55t$$

$$T_x = \frac{p}{3b} = \frac{55}{3(1.35)} \times 1.275 = 17.31 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{p}{2b+a} = \frac{55}{2(1.35)+6.45} \times 1.275 = 7.66t$$

Sens x (T_x)

Les charges	La charge permanente	Système B_c	système B_t	système B_r	Système M_{C120}
Effort tranchant (t)	4.40	4.31	3.51	3.46	17.31
Coef. de pondération à l'E.L.U	1.35	1.60	1.60	1.60	1.35
Effort tranchant (t)	5.94	6.89	5.61	5.53	23.33

Sens (T_y)

Les charges	La charge permanente	Système B_c	système B_t	système B_r	Système M_{C120}
Effort tranchant (t)	6.38	4.31	3.95	3.87	7.66
Coef. de pondération à l'E.L.U	1.35	1.60	1.60	1.60	1.35
Effort tranchant (t)	8.61	6.89	6.32	6.19	10.43

Tableau IV-4 : Récapitulatif de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximum est provoqué par le système M_{C120}

VI-2-3-2 Efforts tranchants maximums :

E.L.U :

$$T_x = 23.33 + 5.94 = 29.27 \text{ t.}$$

$$T_y = 8.61 + 10.43 = 19.04 \text{ t.}$$

VI-2-4 Etude de la flexion transversale :

La flexion transversale est due à la flexion longitudinale des poutres entraînant dans leurs déformations la dalle. Elle sera étudiée en utilisant la méthode de « GUYON - MASSONNET ».

La méthode préconisée à pour but :

La détermination du coefficient de répartition transversale μ_α ainsi que le tracé des lignes d'influence correspondantes.

Le calcul des moments transversaux par unité de longueur de la dalle.

VI-2-4-1 Détermination du coefficient μ_α :

La formule d'interpolation utilisée est la suivante :

$$0 < \theta \leq 0.1 \quad \rightarrow \quad \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.05}$$

$$0.1 < \theta \leq 1 \quad \rightarrow \quad \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$$

$$\theta > 1 \quad \rightarrow \quad \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{1/2}$$

$$\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/0.665}$$

μ_0 : coefficient de répartition correspondant à un coefficient de poisson « $\nu = 0$ ».

μ_1 : coefficient de répartition correspondant à un coefficient de poisson « $\nu = 0.15$ ».

L'étude de ce pont est droit ce qui fait que le paramètre d'entretoisement et le paramètre de torsion restent inchangés.

Donc :

$$\alpha = 0.49 \text{ et } \theta = 0.37$$

$\theta = 0.30$	$\mu_0 \times 10^{-4}$								
e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 2430.54	- 1220.32	- 6.63	- 1216.98	- 2457.24	- 1216.98	- 6.68	- 1220.32	- 2430.54
b/4	- 1699.59	- 941.16	- 180.27	- 588.04	- 1369.22	- 2166.98	- 480.28	- 1194.73	- 2866.38
b/2	- 902.29	- 531.03	- 358.44	- 218.23	- 602.21	- 996.04	- 1400.41	- 686.99	- 2771.04
3b/4	- 262.19	- 160.87	- 59.16	- 43.76	- 148.90	- 257.13	- 368.85	- 483.68	- 1899.85
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV-5: Les valeurs de « $\mu_0 \cdot 10^{-4}$ » pour $\theta = 0.30$.

$\theta = 0.30$	$\mu_1 \times 10^{-4}$								
e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 1401.34	- 787.36	- 102.50	- 734.10	- 1820.55	- 734.1	- 102.2	- 787.36	- 1401.34
b/4	- 1265.04	- 871.88	- 432.67	- 106.16	- 810.65	- 1764.97	- 532.19	- 480.51	- 1389.52
b/2	- 1008.36	- 766.73	- 513.06	- 200.19	- 212.24	- 776.33	- 1560.43	- 108.57	- 1210.92
3b/4	- 580.08	- 480.7	- 369.19	- 230.77	- 46.46	- 208.53	- 567.03	- 1072.76	- 762.34

Tableau IV-6 : Les valeurs de « $\mu_1 \cdot 10^{-4}$ » pour $\theta = 0.30$

$$\mu_0(0.37) = \mu_0(0.30) + [\mu_0(0.40) - \mu_0(0.30)] \times 0,59$$

$\theta = 0.40$	$\mu_0 \times 10^{-4}$								
e Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 2291.5	- 1160.9	- 19.99	- 1150.9	- 2371.6	- 1150.9	- 19.99	- 1160.9	- 2291.5
b/4	- 1583.4	- 889.88	- 189.03	- 533.41	- 1295.1	- 2106.1	- 465.58	- 1142.7	- 2739.3
b/2	- 832.2	- 499.36	- 162.6	- 186.18	- 556.65	- 956.61	- 1388.4	- 654.73	- 2687.5
3b/4	- 239.86	- 150.62	- 60.23	- 33.72	- 134.24	- 243.96	- 364.25	- 494.02	- 1871.1

Tableau IV-7 :Les valeurs de « $\mu_0.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.4$

$\theta = 0.40$	$\mu_1 \times 10^{-4}$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1016.4	- 616.52	- 131.42	- 546.21	- 1563.3	- 546.21	- 131.42	- 6163.5	- 1016.4
b/4	-884.18	- 660.13	- 386.57	- 1.68	- 596.47	- 1530.7	- 416.12	- 390.74	- 1059.0
b/2	-678.83	- 568.19	- 431.71	- 233.31	- 79.65	- 584.96	- 1397.8	- 106.19	- 967.14
3b/4	-393.82	- 353.78	- 303.53	- 227.65	- 102.61	- 107.15	- 453.09	- 1021.07	- 658.96

Tableau IV-8 :Les valeurs de « $\mu_1.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.40$

$\theta = 0.37$	$\mu_0 \times 10^{-4}$								
e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 2348.5 0	- 1185.2 6	- 14.51	1177.9 9	2406.7 1	1177.9 9	- 14.51	- 1185.2 6	- 2348.5 0
b/4	- 1631.0 3	- 910.90	- 185.4	555.80	1325.4 8	2131.0 6	471.60	- 1164.0 3	- 2791.4 0
b/2	- 860.93	- 512.03	- 242.8 9	199.32	575.32	972.77	1393.3 2	- 667.95	- 2721.7 5
3b/4	- 249.01	- 154.82	- 59.79	37.83	140.90	249.35	366.13	489.78	- 1882.8 2
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV.9 : Les valeurs de « $\mu_0.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.37$

$$\mu_1(0.37) = \mu_1(0.30) + [\mu_1(0.40) - \mu_1(0.30)] \times 0,59$$

$\theta = 0.37$	$\mu_1 \times 10^{-4}$								
e/y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 1174.2	- 686.56	- 119.56	623.24	1668.77	623.24	- 119.56	- 686.56	- 1174.20
b/4	- 1040.33	- 746.94	- 405.47	44.51	684.28	1626.75	463.70	- 427.5	- 1194.51
b/2	- 813.93	- 649.59	- 465.06	219.73	134.01	663.42	1464.4	107.43	1067.08
3b/4	- 470.18	- 405.81	- 330.45	228.92	79.58	173.23	499.80	1042.26	- 701.34
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV-10 : Les valeurs de « $\mu_1.10^{-4}$ » pour $\theta = 0.37$

Les valeurs de μ_α sont groupées dans le tableau après interpolation :

Valeur de μ_α pour : « $\alpha=0.49$ et $\theta= 0.37$ »

$\theta =$ 0.37	$\mu_\alpha \times 10^{-4}$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	- 1655.66	- 891.02	- 76.48	- 850.68	1971.29	850.68	- 76.48	- 891.02	- 1655.66
b/4	- 1282.51	- 814.16	- 315.24	254.13	947.17	1833.51	466.93	- 729.47	- 1849.23
b/2	- 833.20	- 430.86	- 373.97	- 47.91	314.94	790.25	1435.25	- 210.52	-486.34
3b/4	- 379.50	- 302.90	- 219.47	- 74.91	177.07	204.43	444.99	815.68	- 1185.74
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV-11: Les valeurs de « $\mu_\alpha \cdot 10^{-4}$ » pour $\theta = 0.37$

À partir du tableau des valeurs de μ_α , on trace les lignes d'influence pour les différentes positions et on détermine les valeurs maximales positives et négatives de μ pour les différents types de chargement.

La valeur μ de La charge permanent pour $y=0$

$$\mu = 2 \left[\frac{1}{2} \mu_\alpha(e = -b) + \mu_\alpha \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_\alpha \left(e = \frac{-b}{2} \right) + \mu_\alpha \left(e = \frac{-b}{4} \right) + \frac{1}{2} \mu_\alpha(e = 0) \right] \frac{4.85}{4}$$

$$\mu = (-15.40 - 0.178 - 0.014 + 0.1 + 0.19) = 0.0097 \text{ m}$$

▪ **Charge de trottoir :**

$$\mu = [\mu_\alpha(e = -b) + \mu_\alpha \left(e = \frac{-3b}{4} \right)] \times l_{tr}$$

$$\mu = -0.373$$

la valeur μ de surcharge B_C pour $y=0$

1file → $\mu = \frac{1}{2} \sum u_i = 0.085m$

2 file → $\mu = 0.23m$

la valeur μ de surcharge B_T pour $y=0$

1file → $\mu = \frac{1}{2} \sum u_i = 0.085m$

2file → $\mu = 0.23m$

La valeur μ de surcharge B_r pour $y=0$

On lit directement les valeurs du μ sur la courbe

$\mu = 0.19m$

La valeur μ de surcharge M_{C120} pour $y=0$

$\mu = \frac{1M_C}{4} \sum u_i = 0.0815 m$

Les différents types de chargement.	μ pour $y=0$	μ pour $y = \frac{-3b}{4}$
Charge permanent	0.0097	-0.25
Trottoir	-0.373	-0.27
B_C	0.23	0.12
B_r	0.19	0.17
M_{C120}	0.0815	0.0175

Tableau IV-12 :Les valeurs de coefficient μ

Le cas le plus défavorable est de $y = 0$

IV-2-5 Calcul des moments transversaux :

D’après la méthode de Guyon-Massonnet, Le moment transversal de la dalle est donné par la formule suivante :

$M_y = \mu_a b p \sin \frac{\pi x}{L}$

M_y : le moment transversal.

μ_α : Coefficient de répartition transversale.

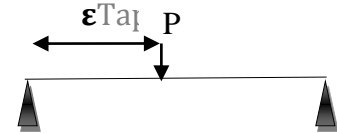
b : Demi-largeur du tablier.

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale.

L : la portée de la poutre.

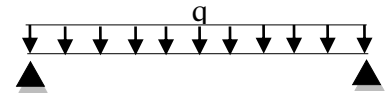
- Pour une charge concentrée :

$$P = \frac{2P}{L} \sin\left(\frac{\pi \varepsilon}{L}\right)$$



- Pour une charge uniformément répartie :

$$P = \frac{2q}{\pi} \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{4q}{\pi}$$

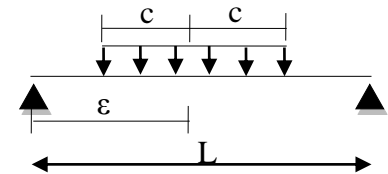


- Pour une charge partiellement répartie :

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin\left(\frac{\pi \varepsilon}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right)$$

- Surcharge du trottoir :

$$q = 0.225 \text{ t/ml}$$



$$M_y = \frac{4 \times 0.225}{\pi} \times 4.85 \times (-0.373) \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right)$$

- Surcharge Bc :

$$1^{\text{ère}} \text{ roue de } 3 \text{ t située à } 3.125 \text{ m d'appuis} \rightarrow \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 3.125}{15.4}\right) = 0.010$$

$$2^{\text{ème}} \text{ roue de } 6 \text{ t : } d = 7.625 \text{ m} \rightarrow \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = 0.026$$

$$3^{\text{ème}} \text{ roue de } 6 \text{ t : } d = 9.12 \text{ m} \rightarrow \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = 0.031$$

$$4^{\text{ème}} \text{ roue de } 6 \text{ t : } d = 9.12 \text{ m} \rightarrow \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = 0.046.$$

$$P = \sum \frac{2P_i}{L} \sin\left(\frac{\pi d_i}{L}\right) = \frac{2 \times 3}{15.4} (0.010 + 0.046) + \frac{2 \times 6}{15.4} (0.026 + 0.031)$$

$$P = 0.063 \text{ t/m} \rightarrow \text{pour une file de roue}$$

$$P = 0.12 \text{ t/m} \text{ pour} \rightarrow \text{deux files de roue}$$

$$M_y = 0.063 \times 4.85 \times 1.235 \times 1.2(0.085) = 0.038 \text{ t.m} \rightarrow \text{pour une file de camion } M_y =$$

$$2 \times 0.12 \times 4.85 \times 1.235 \times 1.1 = 0.72 \text{ t.m} \rightarrow \text{pour deux files de camion .}$$

- Surcharge Bt :

$$1^{\text{ère}} \text{ roue située à } 8\text{m} \rightarrow \sin \frac{\pi \times 8}{15.4} = 0.026$$

$$2^{\text{ème}} \text{ roue située à } 9.35 \text{ m} \rightarrow \sin \frac{\pi \times 9.35}{15.4} = 0.032$$

$$P = \sum \frac{2P_i}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L} = \frac{2 \times 8}{15.4} (0.026 + 0.032) = 0.052 \text{ t.m} \rightarrow \text{pour une file de roue}$$

$$P = 0.104 \text{ t/m} \rightarrow \text{pour deux files de roue}$$

$$M_y = 0.052 \times 4.85 \times 1.235 \times 1.2(0.085) = 0.031 \text{ t.}$$

$$M_y = 2 \times 0.104 \times 4.85 \times 1.235 \times 0.23 = 0.27 \text{ t.m}$$

- Surcharge Mc120 :

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right) = \frac{4 \times 18.032}{\pi} \sin\left(\frac{\pi \times 8}{15.4}\right) \sin\left(\frac{\pi \times 3.05}{15.4}\right) = 0.33 \text{ t/m}$$

$$M_y = 0.33 \times 4.85 \times 1.27 \times 0.0815 = 0.17 \text{ t.m}$$

IV-2-6 Sollicitations résultantes dans le hourdis : Flexion totale

Pour chaque charge, la flexion totale est obtenue de la manière suivante :

- Dans le sens x-x.
- En travée :

$$M_X^{\text{tot}} = M_X^{\text{loc}} + M_y^{\text{glob}}$$

- Sur appui :

$$M_X^{\text{tot}} = M_X^{\text{loc}}$$

- Dans le sens y-y.

$$M_y^{\text{tot}} = M_y^{\text{loc}}$$

Ensuite, nous procédons à la combinaison des charges.

Il faut pondérer les moments et les efforts tranchants trouvés dans l'hypothèse de la dalle articulée par les coefficients de pondération des charges et par le coefficient de majoration dynamique δ si nécessaire. Ensuite il faut chercher les combinaisons à l'ELU et à l'ELS.

- Les combinaisons des moments :

$$M_{OX} = \gamma_G M_{OX}^{\text{Per}} + \sup [\delta_B \cdot \gamma_{Q1}^B \cdot \sup (bc \cdot M_{OX}^{\text{Bc}}, bt \cdot M_{OX}^{\text{Bt}}, M_{OX}^{\text{Br}}), \delta_{MC} \cdot \gamma_{Q1}^{\text{MC}} \cdot M_{OX}^{\text{MC}}]$$

$$M_{Oy} = \gamma_G M_{Oy}^{\text{Per}} + \sup [\delta_B \cdot \gamma_{Q1}^B \cdot \sup (bc \cdot M_{Oy}^{\text{Bc}}, bt \cdot M_{Oy}^{\text{Bt}}, M_{Oy}^{\text{Br}}), \delta_{MC} \cdot \gamma_{Q1}^{\text{MC}} \cdot M_{Oy}^{\text{MC}}]$$

$M_{OX}^{\text{Per}}, M_{OX}^{\text{Bc}}, M_{OX}^{\text{Bt}}, M_{OX}^{\text{Br}}, M_{OX}^{\text{MC}}$ Moments dus respectueusement aux charges

Permanent, Bc, Bt, Br, Mc et Exceptionnel.

Les deux dernières charges ne sont utilisées que si elles sont demandées par les cahiers de charges.

δ_B et δ_{MC} : Coefficient de majoration dynamique pour les charges de type B et Mc.

- Le moment total de la dalle sens (x-x) :

- En travée :

ELU:

$$M_x^{\text{tot}} = M_x^{\text{loc}} + M_y^{\text{glob}}$$

$$M_x^{\text{tot}} = [(1.35 \times 1.61 + (1.35 \times 1.235 \times 1.59))] + [1.35 \times 1.45 + (1.6 \times 0.72 \times 1.235)]$$

$$M_x^{\text{tot}} = 8.19 \text{ t.m}$$

ELS:

$$M_x^{\text{tot}} = [(1 \times 1.95 + 1.2(1.275 \times 1.59))] + [2.51] = 6.89 \text{ t.m}$$

- Sur appui:

ELU:

$$M_X^{\text{tot}} = M_X^{\text{loc}}$$

$$M_X^{\text{tot}} = [(1.35 \times 0.95 + (1.35 \times 1.275 \times 0.94)]$$

$$M_X^{\text{tot}} = 2.89 \text{ t.m}$$

ELS:

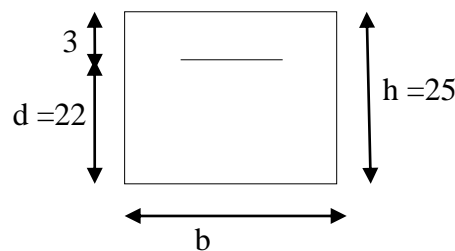
$$M_X^{\text{tot}} = [(1 \times 0.95 + (1.2 \times 1.59 \times 0.94)] = 2.74 \text{ t.m}$$

IV-3 Ferrailage du hourdis :

- Le calcul du ferrailage pour le hourdis Le sens (x-x) :

En général, les ponts sont considérés comme des ouvrages avec fissuration préjudiciable. Dans le cas de construction dans un milieu très agressive (tel que mers ou à proximité d'une usine industrielle), la fissuration devient très préjudiciable. Le hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire sous l'effet de la flexion simple, à l'ELS. Le ferrailage est donné par mètre linéaire.

- Le calcul de ferrailage se fait selon règles de BAEL91.
- la dalle ferrillée pour un bande de 1ml.
- Calcul de béton armé aux états limites :



On utilise l'organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- Sur travée :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400$$

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0.0017.$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.673.$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.393.$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{8.19 \times 10^4}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0.08$$

$$\mu \leq \mu_1 \dots\dots\dots (c.v)$$

- Section sans armaturée comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{8.19 \times 10^4}{348 \times 22 \times 0.95} = 11.26 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA16 $\rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$12.06 > 3.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}))$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$y = 9.09 \text{ cm.}$$

$$I = 55136.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.19 \left(\frac{0.107}{0.00155} \right) = \text{Mpa}$$

$$212.20 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{0.06 \times 0.09}{0.000155} = 10.8 \text{ Mpa}$$

$$21 > 10.8 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15.4} \rightarrow 0.21 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow M_t = M_0$$

$$0.21 \geq 0.10 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0} \times d \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.005 \leq 0.01 \dots\dots\dots CV$$

- Sur appui:

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400$$

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0.0017.$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.30.$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2.89 \times 10^4}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0.137$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$

- Section sans armaturée comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.185$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.92$$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{2.89 \times 10^4}{348 \times 22 \times 0.92} = 4.10 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA12 → $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$6.79 > 3.41 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$y = 5.62 \text{ cm}$$

$$I = 54990.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.02 \left(\frac{0.20}{0.00055} \right) = 104.03 \text{ Mpa}$$

$$109.08 \leq 228.83 \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{0.02 \times 0.05}{0.00055} = 1.8 \text{ Mpa}$$

$$21 > 1.8 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Effort tranchant:

$$\tau_U = \frac{T_x}{b \cdot d} = \frac{0.20}{1 \times 0.22} = 0.90$$

$$\tau_U < \overline{\tau}_U \rightarrow 0.90 < 3.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Le moment total de la dalle dans le sens longitudinal :

- En travée :

ELU:

$$M_y^{tot} = M_y^{loc}$$

$$M_x^{tot} = [(1.35 \times 1.6 + (1.6 \times 1.235 \times 0.969))]$$

$$M_y^{tot} = 4.07 \text{ t.m}$$

ELS:

$$M_y^{tot} = [(1 \times 1.6 + (1.235 \times 1.2 \times 0.969))] = 3.10 \text{ t.m}$$

- Sur appui:

ELU:

$$M_y^{tot} = M_y^{loc}$$

$$M_y^{tot} = [(1.35 \times 0.95 + (1.6 \times 1.235 \times 0.570))]$$

$$M_y^{tot} = 2.40 \text{ t.m}$$

ELS:

$$M_y^{\text{tot}} = [(1 \times 0.95 + (1.235 \times 1.2 \times 0.570))] = 1.79 \text{ t.m}$$

- Le calcul du ferrailage pour le hourdis dans le sens longitudinal :
- Sur travée :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400$$

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0.0017$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.673.$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.393$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{4.07 \times 10^4}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0.04$$

$$\mu \leq \mu_1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Section sans armaturée comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.97$$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{4.04 \times 10^4}{348 \times 22 \times 0.97} = 5.39 \text{ cm}^2$$

On prend 4 HA 14 $\rightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$6.16 > 3.41 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3f_e}; \max(0.5f_e); 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I}\right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{Mpa}$$

$$y = 6.44 \text{cm}$$

$$I = 52251.53 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.03 \left(\frac{0.154}{0.00055}\right) = 138.46 \text{Mpa}$$

$$138.46 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{0.03 \times 0.06}{0.00055} = 3.27 \text{Mpa}$$

$$21 > 3.27 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15.4} \rightarrow 0.21 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow M_t = M_0$$

$$0.21 \geq 0.10 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0} \times d \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0028 \leq 0.01 \dots\dots\dots CV$$

- Sur appui:

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400$$

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 2.7$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_l = 0.0017.$$

$$\alpha_1 = 0.673.$$

$$\mu_1 = 0.393.$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2.40 \times 10^4}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0.025$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$

- Section sans armatures comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_S = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{2.40 \times 10^4}{348 \times 22 \times 0.98} = 3.19 \text{ cm}^2$$

On prend 4 HA 12 $\rightarrow A_S = 4.52 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$4.52 > 3.41 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3f_e}; \max(0.5f_e), 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I}\right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{Mpa}$$

$$y = 5.50 \text{cm}$$

$$I = 28006.43 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.01 \left(\frac{0.154}{0.00155}\right) = 115.8 \text{Mpa}$$

$$115.8 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{0.01 \times 0.05}{0.00028} = 1.78 \text{Mpa}$$

$$21 > 1.78 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

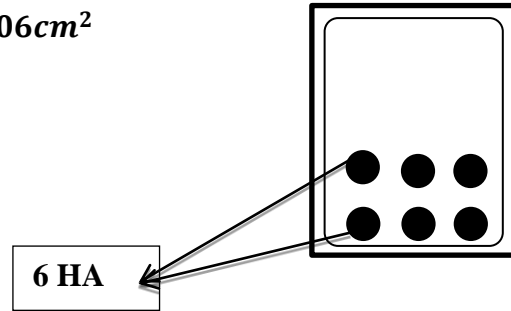
- Effort tranchant:

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{0.19}{1 \times 0.22} = 0.8$$

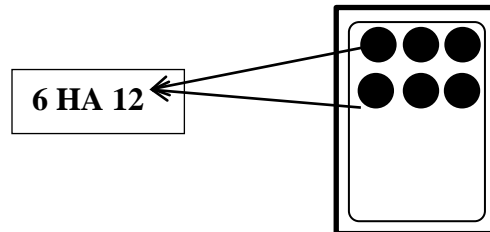
$$\tau_U < \bar{\tau}_U \rightarrow 0.8 < 3.5 \dots\dots\dots CV$$

- Ferrailage de la dalle Transversale :

- Sur travée : $A_{S1} = 11.26 \text{ cm}^2$, $A_{S2} = 12.06 \text{ cm}^2$

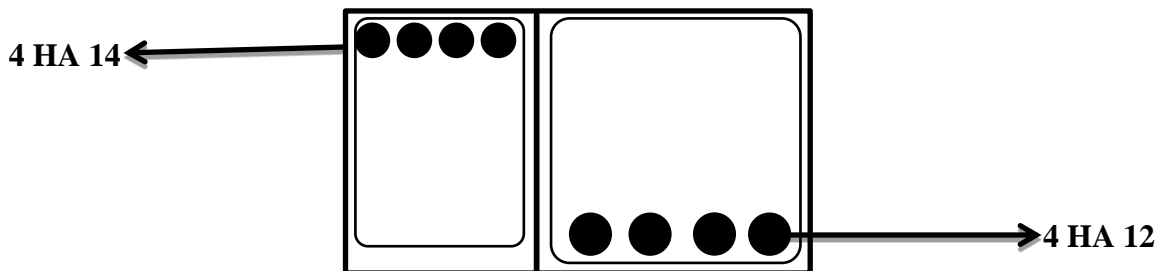


- Sur Apeure : $A_{S1} = 4.10 \text{ cm}^2$, $A_{S2} = 6.79 \text{ cm}^2$,



- Ferrailage de la dalle longitudinal :

- Sur travée : $A_{S1} = 5.39 \text{ cm}^2$, $A_{S2} = 6.16 \text{ cm}^2$,
- Sur Apeure : $A_{S1} = 3.19 \text{ cm}^2$, $A_{S2} = 4.52 \text{ cm}^2$



Chapitre V

Etude de la culée

V-1 Introduction :

On appelle culée l'ensemble de l'appui et des organes de raccordement de l'ouvrage au terrain elle a un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part.

Il existe plusieurs types de culées ; le choix entre ces types dépend de plusieurs paramètres ; à savoir :

- Les paramètres du sol de fondation.
- Les données hydrogéologiques du site.
- La situation du site.

V-1-1 Les différents types de culées sont :

a) Les culées remblayées :

Ce type de culées est constitué d'un mur garde-grève ; mur de front et des murs en retour ou en ailes, Le mur de front peut être remplacé par des poteaux remblayés, ils sont utilisés lorsque le sol est bon et à faible profondeur.

b) Les culées enterrées :

Elles creusent en quelques sortes à arranger le tablier d'une travée supplémentaire et à faire une culée à remblai, cette travée et cette culée sont cachées par des murs pour l'esthétique, ce cas se rencontre principalement pour les culées sur berge (bord) fondée sur pieux lorsque le sol est médiocre ou à talus extérieur-intérieur.

c) Les culées creuses :

Seul elle est utilisée lorsqu'on a un déblai ou lorsque le sol est très bon, elles sont plus répandues à l'heure actuelle une structure porteuse car elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux des poussées de terres, dans le cas d'un ouvrage en déblai la culée sera réduite au sommet fondée sur des pieux.

- Une culée généralement composée d'un groupe de mur :

- Mur de front :

Sur lequel s'appuie le tablier et qui soutient les terres du remblai arrière et avant s'il existe, la partie supérieure de ce mur présente vers l'avant un redan horizontal ou sommier sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui.

- Mur garde grève :

Situé en haut du mur de front destiné à isoler le tablier du contact du remblai.

- Murs en retour ou des murs en aile :

Leur rôle est d'assurer le soutènement des remblais d'accès au pont. Les murs sont dits des murs en retour s'ils sont parallèles à l'axe de l'ouvrage et ils sont appelés murs en aile s'ils sont courbes ou inclinés sur cet axe. Les murs en retour sont utilisés en site aquatique et les murs en aile sont utilisés en site terrestre.

- La dalle de transition :

En béton armé qui s'appuie d'un côté sur la culée et de l'autre sur le remblai ; sa fonction est de réduire les tassements différentiels dus aux dénivellations entre la chaussée et le tablier du pont.

V -2 Prédimensionnement :

- Le mur de front est un voile dont l'épaisseur varie couramment entre 0,8m et 1,2m selon la hauteur et les caractéristiques mécaniques du sol de fondation.
- Le mur garde grève doit avoir une épaisseur $e > \max(30\text{cm} ; \frac{h}{8})$ où h est la hauteur totale du mur .
- Le corbeau sur lequel s'appuie la dalle de transition doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la dalle de transition et une longueur $l > 40\text{cm}$.
- La dalle de transition elle présente une épaisseur devant être au moins égale à 30cm ; sa longueur varie de 3m à 6m selon la hauteur du remblai, soit : $l = \min[6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0,6h)]$ avec h : hauteur du remblai.
- Les murs en retour sont des voiles minces généralement d'épaisseur qui varie entre 30 cm et 45 cm en fonction de la résistance mécanique.

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est

$$H_{\text{culée}} = 6.55 \text{ m}$$

- Mur garde grève :

$$B = 0.30 \text{ m}, H = 1.6 \text{ m}$$

- Dalle de transition :

$$B = 4,00\text{m}, H = 0,30\text{m}$$

- Semelle :

$$L = 5 \text{ m}, H = 1 \text{ m}, \text{ Béton de propreté : } 0,10 \text{ m.}$$

- Mur en retour :

B=1.5 m, H= 8.56 m

- Mur frontal :

B= 0.85 m, H=6.55 m, L=10.50m

- corbeau :

Hauteur : $H_1 = 0.30$ m.

Epaisseur : $E_f = 0,30$ m.

Longueur : $L = 9.70$ m.

V -3 Vérification de la stabilité :

- Détermination des sollicitations horizontale :

(Poussée des terres passive-active) force de freinage, séisme, vent.

- Détermination des sollicitations verticale :

(Réaction permanente et variable (routière)) dues au tablier, le poids propre des différents murs, poids propre de la semelle, poids des terres, surcharge sur le remblai.

- Déterminer des moments stabilisateurs et renversants :

Par rapport à l'extrémité intérieure de la semelle.

V-3-1 Les vérifications :

V-3-1-1 Renversement :

$$\sum \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

V-3-1-2 Glissement :

$$\sum \frac{f_h}{f_v} \leq 0.4$$

V-3-1-3 Stabilité de la semelle :

$$d = \sum M_s - \sum M_r / \sum f_v$$

$$e = (B/2) - d < B/6$$

V-3-2 Etude de la stabilité de la culée :

DESIGNATION	B (m)	H (m)	L (m)	PV (T)
mur garde greve	0,300	1,600	10,700	12,840
voile	1,000	6,960	10,700	186,180
des d'appuis	0,450	0,100	0,400	0,315
plots parasismiques	1,178	0,550	0,630	3,061
semelle	5,000	1,000	11,700	146,250
mur en retour	1,500	8,560	0,500	16,050
remblai gauche	2,500	4,600	11,700	242,190
remblai droit	1,500	8,560	11,700	270,410
dalle de transition	4,000	0,300	8,000	24,000
mur en aile	5,070	1,000	4,070	9,639
corbeau	0,300	0,850	9,700	7,669

Tableau V.1 : Les charges permanentes.

- Le p_p de mur de garde grève = $B \times H \times L \times 2.5 = 12,840 \text{ t}$
- Le p_p de semelle = $B \times H \times L \times 2.5 = 146,250 \text{ t}$

surcharge sur remblai		17,550
posées actives	sur remblai droit	208,324
	surcharge sur remblai	27,041
surcharge d'exploitation		86,665
reaction du trottoir		9,720
reaction du tablier		130,846

Tableau V-2 : Surcharges d'exploitation.

DESIGNATION	CHV (T)	CHH (T)	XV (M)	YH (M)	MS (T.M)	MR (T.M)
réaction du tablier	130,846		3,000		392,537	
dés + plots	3,376		3,000		10,129	
trottoire + Al	96,385	18,000	3,000	8,060	289,154	145,080
voile	186,180		3,000		558,540	
mur garde greve	12,840		3,500		44,940	
corbeau + dalle de transition	19,669		3,783		74,415	
mur en aile	19,279		4,023		77,565	
remblai gauche	242,190		1,250		302,738	
remblai droit	270,410	208,324	4,250	3,187	1 149,244	663,860
mur en retour	32,100		4,250		136,425	
semele	146,250		2,500		365,625	
surcharges	17,550	27,041	4,250	4,030	74,588	108,975
somme	1 177,075	253,365			3 475,898	917,915

Tableau V-3 Calcul des sollicitations

- Exemple de calcul de moment de stabilisation et de renversement :

$$M_S \text{ de surcharge} = 17,550 \times 4,250 = 74,588 \text{ t.m}$$

$$M_R \text{ de surcharge} = 27,041 \times 4,030 = 108,975 \text{ t.m}$$

- Vérification de la stabilité :

a) Stabilité au reversement :

$$\sum \frac{M_S}{M_R} = \frac{3\,475,898}{917,915} = 3.78 \geq 1.5$$

$$3.78 \geq 1.5 \text{CV}$$

b) Glissement :

$$\sum \frac{f_h}{f_v} \leq 0.4 = \frac{253,365}{1\,177,075} = 0.21 \leq 0.4 \text{CV}$$

c) Stabilité de la semelle :

$$d = \sum M_S - \sum M_R / \sum f_v$$

$$d = 3\,475,898 - 917,915 / 1\,177,075 = 2.17 \text{ m}$$

$$e = (B/2) - d < B/6 \quad B = 5 \text{ m}, B/6 = 0.83$$

$$e = 2.5 - 2.17 = 0.33 < 0.83 \text{CV.}$$

donc la culée est stable.

V.4 Ferrailage des éléments de la culée :

Cas de fissuration :

préjudiciable. (Dimensionnement à l'ELS)

$$F_{C28} = 35 \text{ Mpa} \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28} = 21 \text{ Mpa}$$

Ferrailage par bandes de 1 ml (linéaire)

V- 4-1 La dalle de transition :

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

- Poids de la dalle de transition :

$$P_p = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$$

- Poids du remblai :

$$p_p = 1.8 \times 2 = 3.6 \text{ t/ml}$$

- Poids propre du revêtement :

$$p_p = 2,2 \times 0,09 \times 1 = 0.198 \text{ t/ml}$$

- Poids total:

$$G_t = p_{p1} + p_{p2} + p_{p3} = 4.548 \text{ t/ml}$$

- Surcharges : $Q = 1.75 \text{ t/m}$.

On utilise la combinaison d'action à l'ELU sachant que $P = 1,35G + 1,6Q$

D'où, $P = 8.93 \text{ t/m}^2$

- Combinaison des efforts :

ELU :

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 17.87 \text{ t.m}$$

$$T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_q = 17.87 \text{ t/ml.}$$

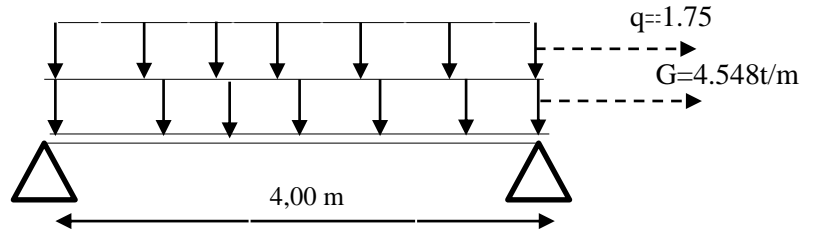
$$M_{ELU} = 15.46 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad T_{ELU} = 15.46 \text{ t/ml.}$$

ELS :

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_q = 13.29 \text{ t.m}$$

$$T_{ELS} = T_G + 1.2 T_q = 13.29 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = 13.29 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad T_{ELS} = 13.29 \text{ t/ml}$$



V-4-1-1 Le ferrailage de la dalle de transition :

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

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,90 \times 0,3 = 0,27 \text{ m.}$$

$$f_e = 400$$

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0.0017$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.673$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.393$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{15.46 \times 10^4}{19.83 \times 100 \times 27^2} = 0.106$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$

- section sans armaturée comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.152$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.93$$

$$A_S = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{17.87 \times 10^4}{348 \times 27 \times 0.93} = 20.45 \text{ cm}^2$$

On prend **10HA16** → $A_S = 22.90 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité

$$A_S > A_{min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$22.90 > 4.19 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_S = \frac{A_S}{3} = 6.70 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: 10HA} \quad \text{pour } A'_S = 6.70 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}))$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$y = 10.10 \text{ cm}$$

$$I = 120497.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 221.15 \text{ Mpa}$$

$$221.15 \leq 228.83 \quad \dots\dots\dots \text{ Cv}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{0.13 \times 0.10}{0.0012} = 10.83 \text{ Mpa}$$

$$21 > 10.83 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

- Effort tranchant:

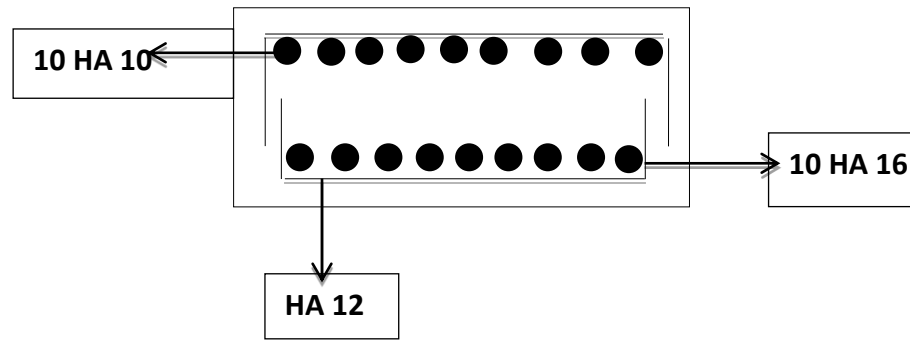
$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d} = \frac{0.13}{1 \times 0.27} = 0.48$$

$$\tau_U < \overline{\tau_U} \rightarrow 0.48 < 3.5$$

V-4-2 Mur de garde grève :

- Evaluation des efforts :

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.



Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

Le mur garde grève est supposé encastré dans le chevêtre.

- Poussée de terres :

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

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

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.271$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.60 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\varphi = 35^\circ$: Angle de frottement interne du remblai

Donc :

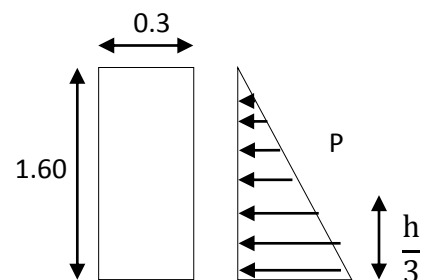
$$M_t = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

$$M_t = 0.33 \text{ t.m}$$

- Poussée des charges locales :

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

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_C (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient



en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

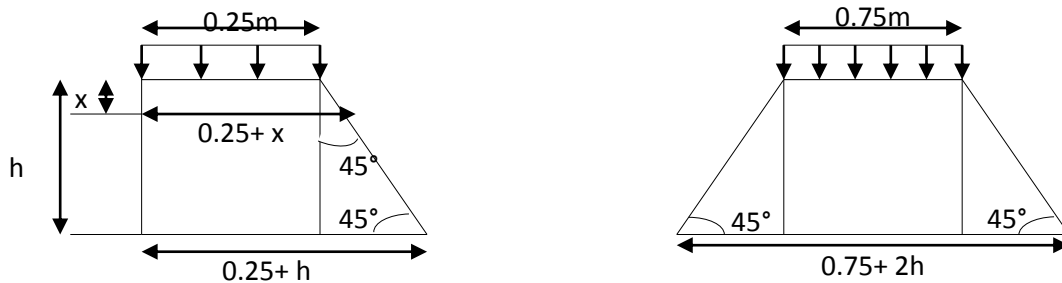


Figure V-1 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 K}{0,75 + 2 h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)} dx$$

Avec:

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$b_c = 1.1$: coefficient de pondération du système B_c .

$\delta = 1.18$ coefficient de majoration dynamique pour système B_c

$$K_a = 0.271$$

$$h = 1.60$$

$$K_{ELS} = 0,271 \times 1,1 \times 1,18 \times 1,2 = 0.422.$$

$$K_{ELU} = 0,271 \times 1,1 \times 1,18 \times 1,6 = 0.562.$$

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de $\frac{M_p}{K}$ (d'après S.E.T.R.A)

h	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$\frac{M_p}{K}$	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Tableau V-4 : les valeurs de M_p/K

d'après le tableau pour $h=1.60$ m, on trouve $M_p/K= 6.37$ t .m

ELS: $M_p = 6.37 \times 0.422 = 2.688$ t.m

	Charge (t/m ²)	M(t .m)	T(t)
Charges permanentes G	4.054	8.108	8.108
Surcharge Q	1	3.5	3.5

Tableau V- 5: l'effort tranchant et le moment poussé de la charge locale

ELU: $M_p = 6.37 \times 0.562 = 3.58$ t.m

- Moment du à la force de freinage :

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

$$M_F = \frac{\mu \times P \times h}{0.75 + 2h} = 2.43 \mu$$

Avec:

μ : coefficient de pondération

$\mu = 1.6$ à l'E.L.U

$\mu = 1.2$ à l'E.L.S

ELU: $M_f = 3.88$ t.m

ELS: $M_f = 2.91 \text{ t.m}$

- Le moment total à l'encastrement:

$$M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = 1,35 (0,33) + (3,58 + 3,88) = 7,90 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 6,82 \text{ t.m}$$

V-4-2-1 Ferrailage du mur de garde grève :

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

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; b_0 = 1\text{m}; d = 0,9 \times h = 0,90 \times 0,3 = 0,27\text{m}.$$

$$f_e = 400$$

$$\gamma_s = 1,15, \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}.$$

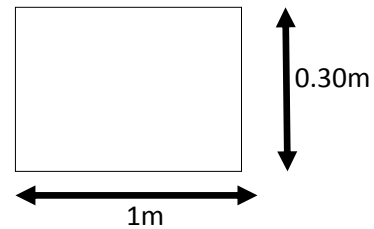
$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0,0017.$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,673.$$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,393$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{7,90 \times 10^4}{19,83 \times 100 \times 27^2} = 0,05$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$



- Section sans armatures comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{7,90 \times 10^4}{348 \times 27 \times 0,97} = 8,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4 HA16 $\rightarrow A_s = 8,90 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$8,04 > 4,19 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$y = 8.15 \text{ cm}$$

$$I = 60853.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 450 \text{ Mpa}$$

$$450 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{ C N V}$$

On prend 8HA16 → $A_s = 16.20 \text{ cm}^2$.

Donc on trouve que :

$$y = 11.52 \text{ cm}$$

$$I = 107400.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 225 \text{ Mpa}$$

$$225 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{ C V}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

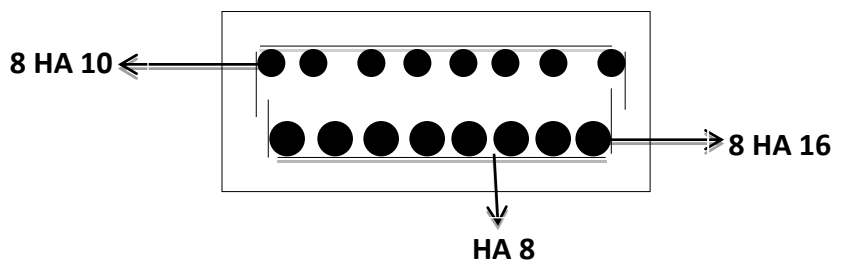
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = 8.69 \text{ Mpa}$$

$$21 > 8.69 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$



V-4-3 Corbeau :

V-4-3 -1 Evaluation des charges et surcharges :

1. Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 4 \times 2,5 / 2 = 1,50 \text{ t}$
2. Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 0,5 \times 4 \times 1,8 / 2 = 1,8 \text{ t}$
3. -Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0,09 \times 4 \times 2,2 / 2 = 0,40 \text{ t}$
4. Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL / 2 = 0,85 \times 0,3 \times 2,5 / 2 = 0,318 \text{ t}$
5. Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL / 2 = 4 \times 2 / 2 = 4 \text{ t/ml}$.

Réactions :

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 11,82 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 8,81 \text{ t}$$

- Moments :

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,15 = 1,77 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,15 = 1,322 \text{ t.m}$$

V-4-3 -2 Le ferrailage de Corbeau :

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 1,77 \text{ t.m/ml}$$

Enrobage = 3cm

Dimension (0,85 x 1) m²

Béton = 35Mpa

Acier : Fe = 400Mpa.

$$\gamma_s = 1,15, \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

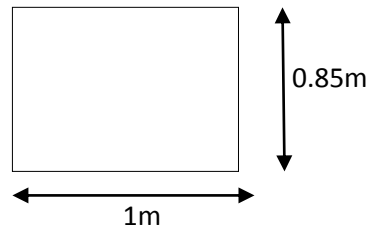
$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0,0017.$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,673.$$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,393$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1,77 \times 10^4}{19,83 \times 100 \times 76,5^2} = 0,0015$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$



- Section sans armatures comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0018$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.99$$

$$A_S = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1.77 \times 10^4}{348 \times 76.5 \times 0.99} = 0.67 \text{ cm}^2$$

On prend 5 HA 8 $\rightarrow A_S = 2.53 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité

$$A_S \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$2.53 < 11.86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on prend A_{min}
 Donc $A_S = 11.86 \text{ cm}^2$. On prend : 6HA16 pour $A_S = 12.06 \text{ cm}^2$.

- Vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$y = 16.20 \text{ cm}$$

$$I = 704880.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 12 \text{ Mpa}$$

$$12 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

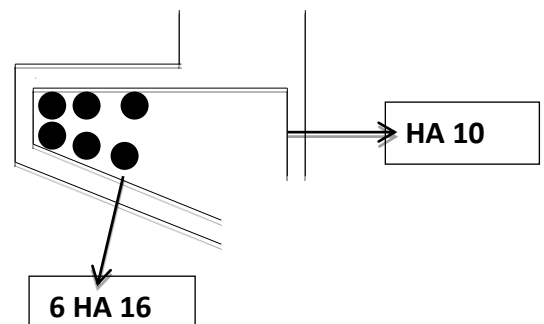
$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = 0.228 \text{ Mpa}$$

$$21 > 0.228 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$



- Effort tranchant:

$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d} = \frac{0.10}{1 \times 0.765} = 0.13$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U \rightarrow 0.13 < 3.5 \dots\dots\dots CV$$

V-4-4 Mur en retour :

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

- Poids propre du mur
- Poids de la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

V-4-4-1 Evaluation des charges verticales :

Elles sont constituées par :

- Poids de mur
- Poids de la superstructure
- Charge vertical 4t = 4 t

Les forces verticales exercent à l'encastrement du mur :

Un effort tranchant : $T = 2,5 \times L \times h \times e / 2 + 0,3 \times L + 4 =$

Un moment d'axe vertical : $M_v = 2,5 \times L^2 \times h \times e / 6 + 0,3L^2 / 2 + 4(L-1)$

- Les combinaisons :

- ELU : $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6M_{chv}$
- ELS: $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2M_{chv}$
- ELU : $T_{ELU} = 1.35 (T_G + T_{su}) + 1.6T_{chv}$

- Forces verticales:

$T_{ELU} : 1.35(2.5 \times 7.65 \times 1.75 \times 0.5 / 2 + 0,3 \times 7.65) + (4)1.6$

$T_{ELU} = 20.82 \text{ t}$

$M_{ELU} = 1.35 (2,5 \times 7.65^2 \times 1.75 \times 0.5 / 6 + 0,3 \times 7.65^2 / 2) + 1.6 [4(L-1)]$

$M_{ELU} = 77.84 \text{ t.m.}$

$M_{ELS} = (2,5 \times 7.65^2 \times 1.75 \times 0.5 / 6 + 0,3 \times 7.65^2 / 2) + 1.2 [4(L-1)]$

$M_{ELS} = 57.90 \text{ t.m.}$

▪ Forces horizontales :

Par convention, elles sont constituées d'une force concentrée de $2t$ et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité uniforme égale à $(h/3 + 0.5)$ (en t/m^2).

Les forces horizontales exercent à l'encastrement du mur :

- Un effort tranchant : $T = [(h/3 + 0,5) L \times h/2] + (2)$
- Un moment d'axe horizontal: $M_h = [(h/3 + 0.5) \times L^2 \times h/6] + [2 \times (L - 1)]$.

$$T_{ELU} = 1.35[(1.75/3 + 0,5) 7.3 \times 1.75/2] + (2) 1.6$$

$$T_{ELU} = 12.54t$$

$$M_{ELU} = 1.35[(1.75/3 + 0.5) \times 7.30^2 \times 1.75/6] + 1.6[2 \times (7.30 - 1)]$$

$$M_{ELU} = 42.82t.m$$

$$M_{ELS} = [(1.75/3 + 0.5) \times 7.30^2 \times 1.75/6] + 1.2 [2 \times (7.30 - 1)].$$

$$M_{ELS} = 31.9 t .m$$

V-4-4-2 Ferrailage du mur en retour:

▪ Section verticale (axe horizontal)

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 77.84 / 7.65 = 10.17 \text{ t.m/ml}$$

Enrobage = 3cm

Dimension (0.8 x 1) m²

Béton = 35Mpa

Acier : Fe = 400Mpa.

$$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 19.83 \text{ Mpa} , f_{c28} = 2.7 , \sigma_s = 348 \text{ Mpa} , \epsilon_l = 0.0017 , \alpha_1 = 0.673 , \mu_1 = 0.393$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{10.17 \times 10^4}{19.83 \times 100 \times 47^2} = 0.022$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$

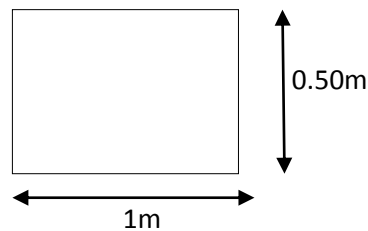
- Section sans armatures comprimées $A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{101700}{348 \times 47 \times 0.99} = 6.48 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA14 → $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$.



- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$9.23 \geq 7.26 \text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification des contraintes à ELS :
(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{Mpa}$$

$$y = 11.49 \text{ cm}$$

$$I = 225253.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 171.81 \text{ Mpa}$$

$$171.81 \leq 228.83 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9h$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = 0.228 \text{Mpa}$$

$$21 > 0.228 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Effort tranchant:

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{0.02}{1 \times 0.45} = 0.044$$

$$\tau_U < \overline{\tau}_U \rightarrow 0.044 < 3.5 \quad \dots\dots \text{CV}$$

- Section horizontale (axe verticale)

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 42.82 / 7.36 = 5.81 \text{ t.m/ml}$$

Enrobage = 3cm

Dimension (0.8 x 1) m²

Béton = 35Mpa

Acier : $f_e = 400\text{Mpa}$.

$\gamma_s = 1.15$, $\gamma_b = 1.5$

$\sigma_{bc} = 19.83 \text{ Mpa}$, $f_{c28} = 2.7$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_l = 0.0017$, $\alpha_1 = 0.673$, $\mu_1 = 0.393$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{5.81 \times 10^4}{19.83 \times 100 \times 47^2} = 0.013$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$

- Section sans armatures comprimées $A' = 0$

$\alpha = 0.016$, $\beta = 0.99$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{58100}{348 \times 47 \times 0.99} = 3.58 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA 14 → $A_s = 4.59 \text{ cm}^2$.

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$4.62 \geq 6.90 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C. N.V}$$

la condition n'est pas vérifiée donc on prend A_{min}

Donc $A_s = 6.90 \text{ cm}^2$. On prend : 4HA16 pour $A_s = 8.02 \text{ cm}^2$.

- Vérification des contraintes à ELS :

(Fissuration préjudiciable).

- Etat limite d'ouverture des fissures.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$$

$$\sigma_{st} = n \times M_{ser} \left(\frac{d-y}{I} \right)$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.7})) = 228.63 \text{ Mpa}$$

$y = 6.13 \text{ cm}$

$I = 201398.79 \text{ cm}^4$

$\sigma_{st} = 117.70 \text{ Mpa}$

$117.70 \leq 228.83 \dots\dots\dots \text{ CV}$

- Etat limite de compression du béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

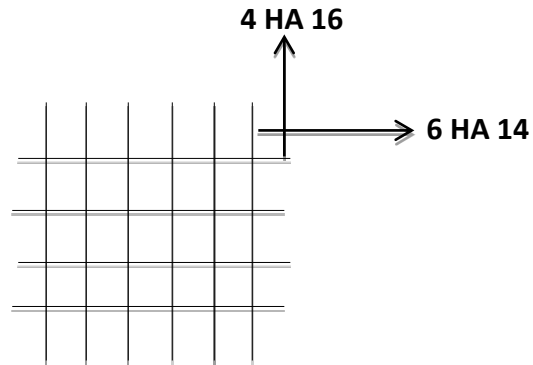
$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{C28}$

$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$

$d = 0.9h$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = 1.2 \text{ Mpa}$

$21 > 1.2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV.}$



- Effort tranchant:

$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{0.17}{1 \times 0.45} = 0.37$

$\tau_U < \overline{\tau}_U \rightarrow 0.37 < 3.5 \dots\dots \text{ CV}$

V-4-5 Etude de mure frontal-voile

- Effort normal.

$N = 58 \text{ t/ml}$

- Moment fléchissant.

$M_u = 35 \text{ t.m/ml}$

$M_{ser} = 26.43 \text{ t.m/ml}$

V-4-5 -1 Ferrailage du mur de front

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$.

- Calcul de l'excentricité :

$e(m) = \frac{M}{N} = 0.608 \quad , \quad \frac{h}{6} = 0.167$

$e > \frac{h}{6}$

Alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$M_u = 35.248 \text{ t.m/ml}$

Enrobage = 3cm

Dimension (1 x 1)m²

Béton = 35 Mpa

Acier : $f_e = 400$ Mpa.

$\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$

$\sigma_{bc} = 19.83$ Mpa , $f_{c28} = 2.7, \sigma_s = 348$ Mpa, $\varepsilon_l = 0.0017$, $\alpha_1 = 0.673, \mu_1 = 0.393$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{35 \times 10^4}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{350000}{19.83 \times 100 \times 97^2} = 0.018$$

$$\mu \leq \mu_1 \quad (\text{c.v})$$

- Section sans armatures comprimées $A' = 0$

$\alpha = 0.023, \beta = 0.99$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{350000}{348 \times 97 \times 0.99} = 10.47 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est, $A_s' = A - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$A_s = 10.47 - \frac{58 \times 10^2}{348} = - 6.20 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_s = A_{min} = 0.23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} \times b \times d$

$A_s = 15.05 \text{ cm}^2$ On prend : 8HA16 pour $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$.

- Vérification spécifique de RPA :

- Effort tranchant:

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{0.58}{1 \times 0.97} = 0.59$$

$$\tau_U < \overline{\tau_U} \quad 0.59 < 3.5 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification à l'ELS:

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{25}{100}; \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

$$\alpha \leq \frac{1.33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.023 \leq 0.44 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de vérification d'acier

- Vérification de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times F_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

$$d = 0.9 h$$

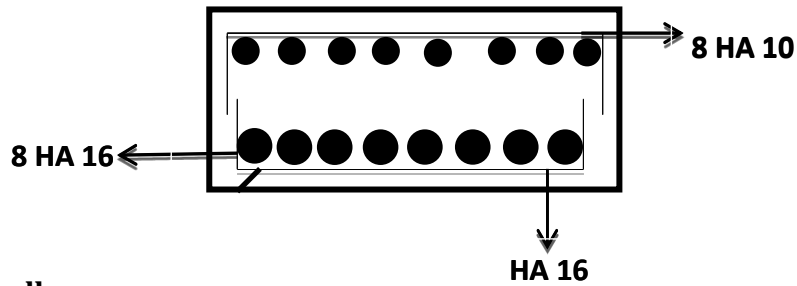
Tel que:

$$I = bh^3/12 = 83333333 \text{ cm}^4$$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d)$$

$$y = 21.72 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} = 1.52 \leq 21 \dots\dots\dots CV$$



V-4-6 Etude de la semelle :

Semelle continue sous mur discription -dimension appellons –p- la charge à transmettre ou o sol par mètre linéaire dans le sens longitudinale de mur

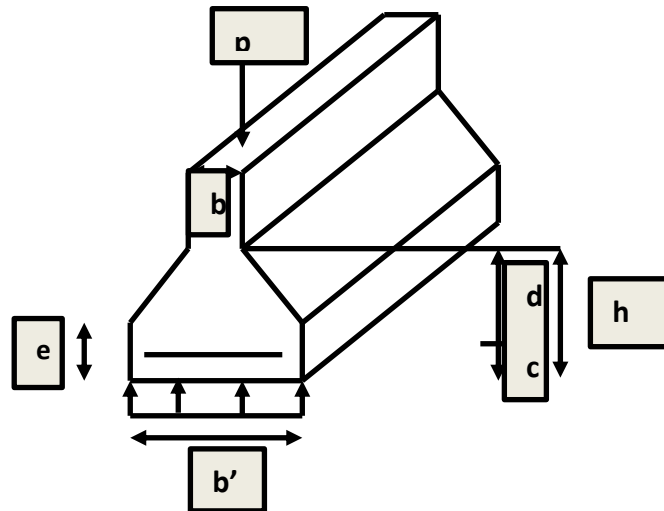


Figure V-2: la semelle filante

Cette charge comprend :

- Le poids de 1m de mur et de semelle
- Les charges permanentes agissantes sur 1 m de mur
- Les charges d'exploitation sur 1m de mur

Soit (δ_{sol}) la contrainte à envisager pour le sol de fondation

$$\delta_{sol} = 0.22 \text{ Mpa}$$

- Vérification de l'excentricité e :

$$B = 4.5 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.750 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.430 \text{ m}$$

Avec :

$$d = (M_S - M_R) / F_V$$

$$e < \frac{B}{6} \rightarrow 0.430 < 0.75 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On a appliqué la méthode des bielles

Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode des bielles, qui consiste à admettre que les efforts provenant du mur sont transmis au sol par des bielles de béton oblique et équilibrées deux à deux par les armatures.

On suppose que les bielles ont leur origine au point (A).

On a:

$$P = 1.35G + 1.5Q = 1195.04 \text{ t}$$

$$P' = P \times \left(1 + \frac{3 \times e}{b'}\right)$$

$$P' = 1537.62 \text{ t}$$

$$d = \frac{b' - b}{4} = 875 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{P' (b' - b)}{8 d \delta_s} = \frac{1537000 \times 3500}{8 \times 875 \times 348} = 17.17 \text{ cm}^2$$

$A_s = 17.17 \text{ cm}^2$ on prend: 9 HA16 pour $A_s = 18.1 \text{ cm}^2$

Disposition des armatures:

$$\text{On calcul: } l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s} = \frac{16}{4} \times \frac{400}{3.64} = 439.56 \text{ mm}$$

\emptyset = diamètre de l'armature utilisé

f_e = la limite d'élasticité de l'acier

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t18}$$

$$\Psi_s = 1 (RL)$$

$$\Psi_s = 1.5 (HA)$$

$$\frac{b'}{8} = 562.5 \text{ mm}$$

$$l_s \leq \frac{b'}{8} \rightarrow 439.56 \leq 562.5 :$$

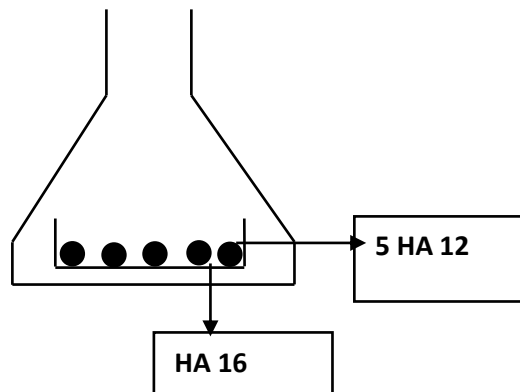
On n'utilise des crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur $0.71b'$ ou alterner des barres de longueur de $0.86 b'$

Armature de répartition:

Les armatures de répartition parallèles à l'axe longitudinal du mur sont données par :

$$A_1 = \frac{18.02}{4} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 4.5 \text{ cm}^2$ On prend : 5HA12 pour $A_1 = 5.65 \text{ cm}^2$



Conclusion générale

Conclusion générale :

Cette étude nous a permis d'apprendre de nouvelles connaissances en respectant les étapes suivantes :

- Dans la partie de la conception nous avons essayé de résoudre le problème qui s'est posé qui est le choix de la variante la plus adaptée
- Conformément aux directives régies par la réglementation, l'ensemble des éléments principaux ont été calculés, notamment la poutre
- La méthode des éléments finis a permis de calculer la répartition des efforts longitudinaux et ainsi d'en déduire la poutre la plus sollicitée
- Le calcul des charges maximales a permis de dimensionner le béton armé
- L'estimation prise au début a été vérifiée grâce à l'évaluation des pertes instantanées et différées en respectant la condition que les contraintes normales et tangentielles sont inférieures aux contraintes admissibles

Ce travail de l'étude d'un pont ne peut être pas réalisé sans la maîtrise de plusieurs domaines dont la résistance des matériaux.

Résumé :

En préparant ce projet du mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme master VOA, qui intitule l'étude d'un ouvrage d'art réalisé à la wilaya de kenchela constitué d'un pont de béton armé a une seule travée, de 15.40 m de longueur et un tablier de 10.70 m de largeur. Le pont s'appuie sur deux culées en béton armé.

Ce mémoire se compose de plusieurs chapitres :

1-Présentation du projet, 2-Caractéristique des tabliers, 3-Etude de la poutre, 4-Etude de la dalle, 5-Etude de la culée.

Une visite sur terrain, une présentation basée sur l'illustration et définition des caractéristiques des matériaux utilisées pour la construction du pont, après nous avons calculé les moments et l'efforts tranchantes des élément qui constituent les charges appliquées sur les pont, puis les différentes contrainte qui influent sur ce projet et calculs nécessaire quantifier les composants de ferrailage.

En fin notre mémoire est clôturé par une conclusion générale.

Mots clés : pont, béton armé, culée, travée, tablier.



Summary :

By preparing this project of the end-of-study thesis for obtaining the VOA master's degree, which entitles the study of a work of art carried out in the wilaya of kenchela consisting of a reinforced concrete bridge with a single span, 15.40 m long and an apron 10.70m wide. The bridge rests on two reinforced concrete abutments

This thesis is made up of several chapters :

1-Presentation of the project, 2-Characteristics of the decks, 3-Study of the beam, 4-Study of the slab, 5-Study of the abutment

A field visit, a presentation based on the illustration and definition of the characteristics of the materials used for the construction of the bridge, after we calculated the moments and the shearing forces of the elements which constitute the loads applied to the bridge, then the various stress that affect this design and calculations required to quantify the components of reinforcement.

At the end our brief is closed with a general conclusio

Keywords: bridge, reinforced concrete, abutment, span, deck

ملخص :

في إطار دراسة لإعداد مشروع مذكرة التخرج للحصول علي شهادة الماستر تخصص طرق و منشآت فنية ، قمنا بدراسة منشأة فنية تتمثل في جسر بعارضة واحدة طوله 15.40 م وعرض قارعتة 10.70م. يرتكز هذا الجسر على مسندين من الخرسانة المسلحة والذي أنشئ في ولاية خنشلة .

المذكرة تحتوي على عدة فصول وهي :

1- تقديم المشروع ، 2- خصائص القارعة ، 3- دراسة الرافدة ،4- دراسة السطح ،5- دراسة المسند.

وكذلك قمنا بزيارة للمشروع ليستمد التقديم عن طريق الصور مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، لتأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على المشروع، بعدها قمنا بحساب العزوم والقوة للعناصر المكونة له

وفي الأخير وبعد تحديد الإجهادات المختلفة للمشروع قمنا بحساب كميات حديد التسليح لننهي العمل بخاتمة عامة عنه.

الكلمات المفتاحية : الجسر، الخرسانة المسلحة، المسند، المقطع.

Liste des références

Références Bibliographiques

- **M.R.Soltani** : Lignes d'influence des poutres et des arcs isostatiques-office des publications universitaires-2004
- **Youp Yousef** : Etude du comportement des ponts sous charges sismiques en tenant compte de l'interaction sol-structure –Universitaire El hadj Lakhdar-Batna-2011
- **Bouziane Messaoud** : Conception et etude d'un pont sur oued gueblia kerkra wilaya de Skikda- Ecole national supérieurs des travaux publique- 2015
- **Bouterfif Mouhamed Akid** : Etude d'un pont en béton armé situe sur oued horhie-Universitaire Cheikh laorpi-tibessa-2008
- **Dr Ismaila Gueye** : Etude technique de construction d'un pont en béton armé de 79 ML de longueur pour le franchissement de la rivière BAM-mongo au centre du tchad-Institut internationale d'ingénierie de l'eau et de l'environnement-2012
- **M. Tor Youcef et M.Mellouk Kamel** : Etude technico-économiques sur deux variantes de pont –Universités Aboubker Belkiade-Tlemcen-2014
- **Benayad.K et Bendla.L** : Etude d'un viaduc a l'autoroute est-ouest K76 tronçon W7 –Telemcen-2009
- **Bernard-Gely (A) et Clcard (J-A)** : Conception des ponts presses des ponts chaussés 620 624.120/01-1994
- **Locroix.M.R et All** : BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcule des ouvrages et constriction en béton armé suivant la méthode des états limites.BAEL 91 R2VIS2 99-2000
- **Mémoire d'ingénieur d'état** – Université Abou-Bekr Belkaid-Tlemcen.Algérie
- **Mémoire Hamidi Bilal**

Cours :

- **Ben ouezdou -1-** Conceptions - OA
- **Ben ouezdou -2-** Dimensionnement – OA
- Coure RDM 3^{ème} année licence U, F, A, S
- coure en Béton armée 1^{er} master ginie cecil
- Coure de Pont 1^{er} et 2^{ème} année master U, F, A, S
- Calcule des ouvrages en béton armée – Y. Chérait -
- Document SETRA – Guide de conception -
- Document BAEL 91 – J.Piure mogin –
- Document SETRA calcul de l'ourdis de pont

Règlement :

- RPA 99 Version 2003
- BAEL 91 MODIFIE 99 et 2015
- SETRA
- FISICUL

Logiciel :

- Autocade 2015
- Word et Excel 2010

Annexes