



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : TRAVAUX PUBLICS

Spécialité : Voies et ouvrages d'art

Sujet

ETUDE D'UN PONT METALLIQUE

Présenté par :

MAHAMAT NOUR YAYA ABAKAR

OPOLOT DOMINIC

Devant le jury composé de :

Mr . MISSOUM A	MCB	Président
Mr .BABA AHMED S	MCB	Examineur
Mr .RAS ABDELOUAHEB	MCA	Encadrant
Mr .TALEB OMAR	MCB	Encadrant

Remerciements

Nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la patience, la santé, le courage, la chance d'étudier et de terminer ce cycle de master.

Nous tenons à exprimer également notre sincère gratitude à tous ceux qui ont contribué de près et de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études, en particulier :

- ✓ **Dr Taleb Omar**, notre enseignant et encadreur pédagogique
- ✓ **Dr Ras Abdelouaheb**, notre enseignant et encadreur pédagogique
- ✓ A tous **les membres du jury**
- ✓ A tous les enseignants du département de génie civil de l'Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen qui ont partagé leurs connaissances durant notre formation.
- ✓ A l'ensemble du personnel de l'entreprise **SEROR**.
- ✓ A tous mes promotionnaires pour leur soutien durant toute la formation à l'université de Tlemcen.

Aussi, toute notre gratitude s'adresse à toutes ces personnes dont les noms n'ont pas été cités et qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à la rédaction de ce document.

DEDICACES

Je dédie ce travail spécialement à :

- ✓ Mon père, **YAYA ABAKAR**, qui n'a cessé de m'orienter sur la voie du courage, de la sagesse, de la dignité et pour le sacrifice énorme consenti pour mon bien-être et mon devenir.
- ✓ Ma très chère mère, **FATIME ABDALLAH**, qui a toujours fait des sacrifices pour ma réussite, aucune expression ne suffirait pour la remercier. Trouves-en ce travail le fruit de tes efforts.
- ✓ Ma deuxième mère **AICHA ABDALLAH**.
- ✓ Mon oncle **HAROUN ABDALLAH**.
- ✓ Toutes **mes tantes**.

Merci pour vos soutiens, motivations et attentions à mon égard. Trouvez en ce travail, la satisfaction morale digne de votre générosité.

- ✓ Mes frères, sœurs et toute la famille.
- ✓ Tous mes amis que j'ai rencontrés durant mon séjour en Algérie qui m'ont permis d'étendre la famille au-delà des frontières.

MAHAMAT NOUR YAYA ABAKAR

Dedication

Every challenging work needs self efforts as well as guidance of elders especially those who are very close to our hearts. In my humble efforts I would like to dedicate this work to my entire family; the family of the late Sam Okurut my grandfather, a special gratitude to my sweet and loving parents, Mr and Mrs Opolot Stephen whose support can't be merely expressed in words and whose encouragement, motivation and push for tenacity still ring in my ears. A debt of gratitude to my loving and selfless uncle/friend/confidant Mr. Philip Okiror who not only reminds me of what the future could be, the limitless possibilities of success and dreams but has been there for me every step of the way, a special thank you to my lovely sister Arao Catherine Ocen, All my numerous uncles and Aunts especially Mr Aedeke who accepts nothing less than the best from me, my lovely Aunt/mother/friend Mrs Adie stella Onyait words can't express what you mean to me. Mr and Mrs Angisa Calvin, my wonderful Aunts Tino Agnes, Toto Anna Atai , Mrs Agnes Onaba. Above all I can't mention everyone but I appreciate everybody who has been there in one way or another. Lastly I thank God for all the blessings and grace I've had in this wonderful journey.

OPOLOT DOMINIC

إهداء :

أهدي هذا العمل بشكل خاص إلى:

✓ والدي يحي أبكر، الذي لم يتوقف عن إرشادي على طريق الشجاعة والحكمة والكرامة والتضحية الهائلة من أجل مستقبلي؛

✓ والدتي العزيزة فاطمة عبد الله، التي قدمت التضحيات دائماً من أجل نجاحي، لن يكون هناك تعبير كافٍ لشكرها. تجدي في هذا العمل ثمرة جهودك.

✓ والدتي الثانية عائشة عبد الله.

✓ خالي هارون عبد الله.

✓ كل من خالاتي.

أشكركم على دعمكم وتشجيعكم واهتمامكم لي. ستجدون في هذا العمل ثمرة جهودكم.

✓ إخواني وأخواتي وجميع أفراد الأسرة.

✓ كل أصدقائي الذين قابلتهم أثناء إقامتي في الجزائر الذين سمحوا لي بتوسيع نطاق الأسرة خارج الحدود.

محمد نور يحي أبكر

Résumé :

Ce mémoire porte sur les études techniques d'un pont métallique bipoutres de 40,10m courbe sur 10m de large dont le site se situe au niveau d'Oued Ain Sefra, une partie nord de la ville de Mostaganem. L'ouvrage est constitué d'un tablier métallique composé d'une dalle en béton armé de 38cm d'épaisseur et d'une tôle d'épaisseur 1,2 cm reposant sur deux poutres principales en PRS. La liaison de la dalle mixte et les poutres principales sont assurées par des connecteurs types goujons, disposés sur la semelle supérieure des poutres.

Les poutres principales sont solidarisiées par des entretoises d'about et courantes constituées de profilés reconstitués soudés (PRS). Le tablier est posé sur deux culées remblayées par l'intermédiaire des appareils d'appui en élastomère fretté. Les charges et surcharges routières agissant sur le tablier seront transmises au sol par les fondations profondes (pieux).

Le dimensionnement du pont a été fait tout en suivant les règlements du fascicule 61 Titre II pour les surcharges routières et la vérification de la charpente métallique est faite suivant les eurocodes et CCM97. Pour avoir les différentes sollicitations, le tablier est modélisé par le logiciel SAP2000.

Mots clés : dalle mixte, modélisation, section mixte, assemblages, connecteurs.

Abstract :

This thesis deals with the technical studies of a curved double girder metallic steel bridge of 40.10m length by 10m width, the site of which is located at the level of Oued Ain Sefra, a northern part of the city of Mostaganem. The structure consists of a metal deck composed of a reinforced concrete slab 38cm thick and a 1.2cm thick steel sheet resting on two main PRS (welded reconstituted profile) beams. The connection of the composite slab and the main beams is ensured by stud headed connectors, placed on the upper flange of the beams.

The main beams are joined together by support and intermediate braces made of reconstituted welded sections (PRS). The deck is placed on two backfilled abutments by means of hooped elastomer bearings. The road loads and overloads acting on the deck will be transmitted to the ground by the deep foundations (piles).

The dimensioning of the bridge was made while following the regulations of fascicule 61 Title II for road overloads and the verification of the metal frame is made according to the

Eurocodes and CCM97. In order to have the different stresses, the deck analysis is done by SAP2000 software.

Keywords: composite, Analysis, composite section, assemblies, and connectors.

ملخص :

تختص هذه الرسالة بالدراسات الفنية لجسر معدني مزدوج العارضة 40.10 م منحنى بعرض 10 م يقع موقعه على مستوى وادي عين صفرة شمال مدينة مستغانم. يتكون الهيكل من سطح معدني يتكون من لوح حرساني مقوى بسمك 38 سم و صفيحة بسمك 1.2 سم تتركز على عوارض PRS الرئيسية. يتم ضمان توصيل اللوح المركب والعوارض الرئيسية عن طريق موصلات من النوع المسنن، موضوعة على الحافة العلوية للحزم.

يتم ربط الحزم الرئيسية بنهاية ودعامات تشغيل مصنوعة من مقاطع ملحومة معاد تشكيلها (PRS). يتم وضع السطح على دعامتين ردمتين بواسطة محامل مطاطية مطوقة. ستنتقل أحمال الطريق والأحمال الزائدة التي تعمل على سطح السفينة إلى الأرض عن طريق الأساسات العميقة (الركائز). تم إجراء أبعاد الجسر مع اتباع لوائح الكتيب 61 العنوان الثاني لأحمال الطرق الزائدة ويتم التحقق من الإطار المعدني وفقاً لـ Eurocodes و CCM97. من أجل الحصول على ضغوط مختلفة ، تم تصميم السطح بواسطة برنامج SAP2000.

الكلمات الرئيسية: لوح مختلط ، نمذجة ، قسم مختلط ، تجميعات ، موصلات.

SOMMAIRE :

Remerciements	I
Dédicaces.....	II
Dedication.....	III
Résumé.....	IV
Abstract.....	IV
ملخص.....	V
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	VII
INTRODUCTIONS GENERALE.....	1
CHAPITRE1 : PRESENTATION DE L’OUVRAGE.....	2
1.1 Introduction	2
1.2 Choix du type d’ouvrage métallique à construire	2
1.3 Présentation générale de l’ouvrage.	3
1.4 Présentation géométrique de l’ouvrage.....	3
1.4.1 Poutre principale	3
1.4.2 Entretoise	4
1.4.3 Contreventement	4
1.4.4 Montants	5
1.4.5 Tablier métallique	5
1.5 Description d’OUED AIN SEFRA, données topographiques et géologiques	5
1.6 Reconnaissance in situ.....	6
1.6.1 Programme de la reconnaissance.....	6
1.6.2 Lithologie	6
1.7 Commentaires géotechniques	7
1.7.1 Essais à la pénétration dynamique.....	8
1.8 Essai de laboratoire.....	8
1.9 Recommandations constructives	9
1.10 Fondation des ouvrages	9
1.11 Capacité portante admissible	9
1.12 Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont	11

1.12.1 La neige	11
1.12.2 Le vent	11
1.12.3 Séisme.....	11
1.13 Caractéristique des matériaux [4]	12
1.13.1 Le béton :	12
1.13.2 L'acier.....	15
1.14 Conclusion	17
CHAPITRE2 : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES.....	18
2.1 Introduction	18
2.2 Pré dimensionnement du tablier	18
2.2.1 Largeur du tablier	18
2.2.2 Longueur des travées	18
2.2.3 Épaisseur de la dalle	18
2.3 Pré dimensionnement des poutres.....	18
2.3.1 Espacement des poutres	18
2.3.2 Hauteur des poutres	19
2.3.3 Semelles	19
2.3.4 L'âme	21
2.4 Pré dimensionnement des entretoises	22
2.4.1 Les entretoises d'about	22
2.4.2 Les entretoises courante.....	22
2.5 Evaluation des charges	23
2.5.1 Charges permanentes	23
2.5.2 Calcul de surcharges routières	25
2.6 Conclusion	38
CHAPITRE3 : MODELISATION ET SOLlicitATIONS.....	39
3.1 Introduction	39
3.2 Présentation du logiciel	39
3.3 Modélisation du tablier	40
3.3.1 Les étapes de modélisation	40
3.3.2 Définition des charges et leurs combinaisons	45

3.4 Résultats de calculs obtenus par SAP2000	47
3.5 Résultats obtenus des combinaisons sismiques	53
3.6 Conclusion	54
CHAPITRE4 : ETUDE DU TABLIER.....	55
4.1 Introduction	55
4.2 Vérification de la section de la poutre (PRS)	55
4.2.1 Etude de la stabilité des poutres	56
4.3 Calcul de la section mixte	58
4.3.1 Hypothèses de calcul d'une section mixte.	58
4.3.2 Position du centre de gravité de section mixte	59
4.3.3 Inertie d'une section mixte	61
4.3.4 Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section	68
4.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement	72
4.4 Calcul de la dalle	72
4.4.1 Introduction	72
4.4.2 Résultats numériques	72
4.4.3 Détermination de ferrailage	73
4.5 Les entretoises	82
4.6 Les connecteurs	83
4.6.1 Définition	83
4.6.2 Choix du connecteur	83
4.6.3 Dimensions des connecteurs	84
4.6.4 Résistance d'un goujon à tête	86
4.6.5 Calcul du nombre de connecteurs	87
4.7 Les assemblages	88
4.8 Principe de soudure	88
4.9 Différents joint de soudure	88
4.9.1 Joint d'âme	88
4.9.2 Joint de semelle	88
4.10 Calcul des soudures	89
4.11 Conclusion	91
CHAPITRE5 : ETUDE DES EQUIPEMENTS :	92

5.1 Introduction :.....	92
5.2 Les appareils d'appuis	92
5.2.1 Le rôle des appareils d'appuis	92
5.2.2 Les type des appareils d'appuis	92
5.2.3 Choix de l'appareil d'appui	93
5.2.4 Appareil d'appui en élastomère fretté	93
5.2.5 La variation linéaire du tablier	94
5.2.6 Dimensionnement des appareils d'appuis	95
5.2.7 Vérification des appareils d'appuis	97
5.3 Les des d'appuis [9]	104
5.3.1 Fonction des dés d'appui	104
5.3.2 Dimensionnement des dés d'appui	105
5.3.3 Ferrailage de dès d'appui	105
5.4 Joint de chaussée [9]	105
5.4.1 Calcul des joints [5].....	107
5.5 Trottoir :.....	108
5.6 Les dispositives de retenues	108
5.6.1 Garde corps	108
5.6.2 Glissière de sécurité	109
5.7 Corniches	110
5.8 La couche d'étanchéité	110
5.9 Couche de roulement	110
5.10 Evacuation des eaux	110
5.11 Conclusion	111
CHAPITRE6 : ETUDE DE LA CULEE.....	112
6.1 Introduction	112
6.2 Fonction de culée	112
6.3 Les différents types des culées	112
6.4 Choix de la culée	112
6.5 Pré dimensionnement des éléments de la culée	114
6.5.1 Mur de garde grève(MGG).....	114
6.5.2 Dalle de transition	114
6.5.3 Mur de front(MF)	114

6.5.4 Mur en retour(MR).....	115
6.5.5 La semelle	115
6.5.6 Le corbeau.....	115
6.6 Vérification de la stabilité de la culée	116
6.6.1 Sous charges permanentes	116
6.6.2 Calcul en construction avec remblais	117
6.6.3 Sous charge permanent plus surcharge	119
6.7 Calcul de ferrailage des éléments de la culée.....	121
6.7.1 Mur de garde grève	121
6.7.2 La dalle de transition.....	124
6.7.3 Corbeau.....	126
6.7.4 Mur en retour	127
6.7.5 Mur de front	130
6.8 Etude de la semelle.....	132
6.8.1 Pré dimensionnement	132
6.8.2 Evaluation de la charge verticale	133
6.8.3 Détermination du ferrailage	133
6.9 Etude des pieux.....	133
6.9.1 Calcul de la portante ultime	133
6.10 conclusion.....	135
CONCLUSION GENERALE.....	136

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES.

Liste des figures

Figure 1.1: types d'ouvrages en fonction de la portée	2
Figure 1.2 : Vue en plan	3
Figure 1.3 : les poutres principales.....	4
Figure 1.4: vue en plan contreventements.	5
Figure 1.5: plan de situation du pont (Google maps).....	5
Figure 1.6: diagramme parabole rectangle du béton.....	13
Figure 2.1: Disposition de système Bc.....	28
Figure 2.2: disposition du système Bt.....	30
Figure 2.3: Dimension de système Br.....	31
Figure 2.4: dimensions de système Mc120.....	32
Figure 2.5: Dimensions du convoi D240.....	33
Figure 2.6: Dimensions du convoi D280.....	34
Figure 2.7: spectre de réponse élastique « composante horizontale ».....	37
Figure 2.8: spectre de réponse élastique « composante verticale ».....	38
Figure 3.1: Tableau de modèle.....	39
Figure 3.2: Bridge wizard.....	40
Figure 3.3: Deck section type.....	41
Figure 3.4: Bridge section data.....	42
Figure 3.5: Define bridge diaphragm.....	42
Figure 3.6: Bridge Object.....	43
Figure 3.7: modèle de tablier en 3D.....	43
Figure 3.8: Define load patterns.....	45
Figure 3.9: Define load cases.....	45
Figure 3.10: Define load combinations.....	46
Figure 3.11: Diagramme du moment fléchissant dû par la surcharge D240 à l'ELU.....	48
Figure 3.12: Diagramme du moment fléchissant dû par la surcharge D240 à l'ELS.....	49
Figure 3.13: Diagramme de l'effort tranchant dû par la surcharge D240 à l'ELU.....	51
Figure 3.14: diagramme de l'effort tranchant dû par la surcharge D240 à l'ELS	52
Figure 4.1: diagramme de contrainte dans la section mixte	59
Figure 4.2: position du centre de gravite de section mixte	59
Figure 4.3: section mixte.....	60

Figure 4.4: largeur de la dalle participante.	60
Figure 4.5: Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive).	62
Figure 4.6: section du béton.	65
Figure 4.7: section d'acier	66
Figure 4.8: effet du retrait du béton dans la section mixte	69
Figure 4.9: le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle.	72
Figure 4.10: le diagramme des moments fléchissant transversal de la dalle.	73
Figure 4.11: la transmission de la charge Br.	81
Figure 4.12: espacement et disposition des connecteurs sur la semelle supérieure.	84
Figure 4.13: disposition constructive transversale des connecteurs.	85
Figure 4.14: liaison âme-semelle PRS.	89
Figure 5.1: sollicitations supporté par l'appareil d'appui.	93
Figure 5.2: appareil d'appui en élastomère frette [7].	94
Figure 5.3: Modélisation par ressort.	100
Figure 5.4: les frettes d'appareils d'appui	101
Figure 5.5: dimensions des dès d'appui.	105
Figure 5.6: joint de chaussée WD[13]	106
Figure 5.7: garde corps S	109
Figure 5.8: glissière souple simple.	109
Figure 6.1: schéma descriptif d'une culée[tsimla]	113
Figure 6.2: dimensionnement de la culée.	115
Figure 6.3: les efforts agissant sur le mur garde grève.	121
Figure 6.4: le corbeau	126
Figure 6.5: vue en plan de la semelle.	132

Liste des tableaux

Tableau 1.1: classification des ponts selon le RPOA	11
Tableau 1.2 : Coefficient d'accélération de zone	12
Tableau 1.3 : Contraintes à la compression	14
Tableau 1.4 : Modules de déformation.....	15
Tableau 1.5 : Les Caractéristiques du matériau acier pour la charpente	16
Tableau 2.1: Pré dimensionnement des éléments du pont (SETRA) :	20
Tableau 2.2 : Récapitulatif poutre principale en PRS	21
Tableau 2.3 : Récapitulatif des entretoises.	22
Tableau 2.4: descente de charges des éléments porteurs.....	23
Tableau 2.5: descente de charge des éléments non porteurs.....	24
Tableau 2.6: les valeurs du coefficient a_1	27
Tableau 2.7 : détermination du coefficient $V_0^*(RCPR)$	27
Tableau 2.8 : les valeurs de coefficients b_c	29
Tableau 2.9 : Les valeurs de coefficient b_t	30
Tableau 2.10 : valeurs de T1, T2, S pour la composante horizontale.	37
Tableau 2.11 : valeurs T1, T2 et S pour la composante verticale.	38
Tableau 3.1: Moments fléchissant.....	47
Tableau 3.2: Moments fléchissant à l'ELU	47
Tableau 3.3: Moments fléchissant à l'ELS	48
Tableau 3.4: Efforts tranchants	49
Tableau 3.5: Efforts tranchants à l'ELU.....	50
Tableau 3.6: Efforts tranchants à l'ELS	51
Tableau 3.7: moment fléchissant maximum du au séisme	53
Tableau 3.8: effort tranchant maximum du au séisme	54
Tableau 4.1: la variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée.	59
Tableau 4.2: détermination des caractéristiques de la section du béton.....	65
Tableau 4.3: détermination des caractéristiques de la section d'acier.....	66
Tableau 4.4: les caractéristiques géométriques de la section mixte.	68
Tableau 4.5: Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis.	73
Tableau 4.6: Récapitulatif des efforts tranchants dans l'hourdis.	73

Tableau 4.7: résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en travée	79
Tableau 4.8: résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en appuis.....	79
Tableau 4.9: récapitulatif des choix de ferrailage en travée et en appuis :	80
Tableau 4.10: les efforts tranchants et moments fléchissant des entretoises	82
Tableau 4.11: paramètre dépendant de la nuance d'acier :.....	90
Tableau 5.1: les raideurs des appareils d'appuis.	100
Tableau 5.2: caractéristique physique de joint WD [13]......	108
Tableau 6.1: la descente de charge de la culée.....	116
Tableau 6.2: Moments stabilisants et renversants de la culée.....	118
Tableau 6.3: moment stabilisant et renversant en charge à l'ELU.....	119
Tableau 6.4: moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS.....	119
Tableau 6.5: moments stabilisants et renversants en charge accidentelle	120
Tableau 6.6: les contraintes agissantes sur le mur garde grève.	122
Tableau 6.7:Les forces agissant sure le mur en retour	128
Tableau 6.8: récapitulatif des efforts à l'ELU.....	130
Tableau 6.9: Les sollicitations au niveau de la semelle.....	133
Tableau 6.10: pression-profondeur.....	134

Liste des abréviations

K_p : coefficient empirique appelé facteur de portance pressiométriques qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation.

PI* : Pression limite nette équivalente

A : section droite du pieu (en m²)

q_p : contrainte limite de pointe (en tonnes)

P : périmètre du pieu (en m)

h : la partie où s'exerce le frottement latéral.

q_s : le frottement latéral unitaire limite

g : accélération de la pesanteur (g=9,81m/s²)

A : coefficient d'accélération

S : coefficient de site

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site

ζ : taux d'amortissement

η : Facteur de correction de l'amortissement

V_{b,wRd} : Valeur de calcul de la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement

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

M_{f,Rd} : Moment de résistant de calcul de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles.

χ_w : Coefficient de réduction

σ, τ_⊥, τ_∥ : Composante de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon.

σ : Composante perpendiculaire a la section

τ_⊥ : Composante dans le plan a la section perpendiculaire a l'axe longitudinal du cordon.

τ_∥ : Composante dans le plan a la section parallèle a l'axe longitudinal du cordon.

LISTE DES ABREVIATIONS

β_w, γ_{mw} : Coefficient dépendant de la nuance d'acier.

μ : moment statique.

W : souffle total du joint

W_D : souffle de déformation différée (retrait+fluage)

W_T : souffle thermique

W_s : souffle sismique

INTRODUCTION GENERALE :

La route est considérée comme l'une des infrastructures les plus importantes pour le développement socio-économique d'un pays. La présence des obstacles naturels tels que le oued, le cours d'eau rend la communication et le transport des marchandises difficiles d'une commune ou une région à une autre. Dans le cadre d'aménagement d'oued Ain Sefra qui occupe une partie nord de la ville de Mostaganem, près du port, le projet d'un pont en métallique a été proposé pour franchir le oued, fluidifier la circulation urbaine et le transport des marchandises. Ce projet doit être étudié et réalisé tout en tenant compte de la sécurité, la qualité des matériaux et en optimisant les coûts.

De ce fait, l'objectif de notre étude est de faire une étude technique de l'ouvrage dont le dimensionnement, les vérifications de différents éléments du pont et la modélisation pour avoir une approche réelle du pont seront faits.

Pour y parvenir, notre mémoire est structuré comme suit :

- ✓ Le premier chapitre concerne la présentation générale de l'ouvrage, les données naturelles et les caractéristiques des matériaux qui vont être utilisés tout au long du projet.
- ✓ Le deuxième chapitre est basé sur le pré-dimensionnement et l'évaluation des charges qui seront appliquées sur le pont.
- ✓ Le troisième chapitre est consacré à la modélisation de l'ouvrage et les résultats obtenus à partir des combinaisons à l'ELU, ELS et sismiques.
- ✓ Le chapitre quatre concerne l'étude du tablier dans lequel le dimensionnement, la vérification de la section de la poutre, la section mixte, le ferrailage de la dalle, l'assemblage et le choix des connecteurs seront traités.
- ✓ Dans le chapitre cinq, quelques équipements du pont seront détaillés ainsi que le choix et dimensionnement des appareils d'appui.
- ✓ Le sixième chapitre est consacré à l'étude de la culée et l'étude de la semelle ainsi que les pieux.

Ce mémoire sera achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1. Introduction :

Le projet d'un pont est élaboré que quand on a toutes les données nécessaires (fonctionnelles et naturelles) à sa réalisation. L'étude du site doit être faite en amont pour la bonne tenue de l'ouvrage. Nous allons élucider les données géologiques et géotechniques, faire le choix de type de l'ouvrage à construire, la présentation de notre ouvrage et son site. Par la suite, les différentes caractéristiques des matériaux nécessaires pour la construction du pont seront élucidées.

1.2. Choix du type d'ouvrage métallique à construire :

Suivant la longueur de la brèche à franchir qui est de 40,10m et le choix de type d'ouvrage en fonction de la portée (voir tableau ci-dessous), notre choix s'est porté sur un pont à tablier mixte bipoutres acier-béton à travée indépendante qui présente les avantages suivants :

- ✓ Délai d'exécution relativement court ;
- ✓ Possibilité de préfabrication de la dalle de couverture et de montage de la charpente métallique en usine ;
- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Structure légère et esthétique ;
- ✓ Grande portée (jusqu'à 100m environ) réduisant ainsi le nombre de travées ;
- ✓ Utilisation de chacun des matériaux dans leur capacité optimale (compression pour la dalle en béton armé et traction pour les bipoutres en acier). [1]



Figure 1.1 : types d'ouvrages en fonction de la portée [1]

1.3. Présentation générale de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude et dimensionnement d'un pont en métallique. L'ouvrage d'art en question est un projet en cours d'exécution dans la ville de Mostaganem. Il s'agit d'un projet d'aménagement d'oued Ain Sefra. La longueur de l'ouvrage est de 40.10m reposant sur deux culées et est place sur une section courbe. il est compose de 2 voies de 3.5m chacune et 2 trottoirs de 1,5m. Le tablier conçu pour ce pont est un tablier mixte mais pour notre projet on va étudier et dimensionner l'ouvrage avec un tablier métallique.

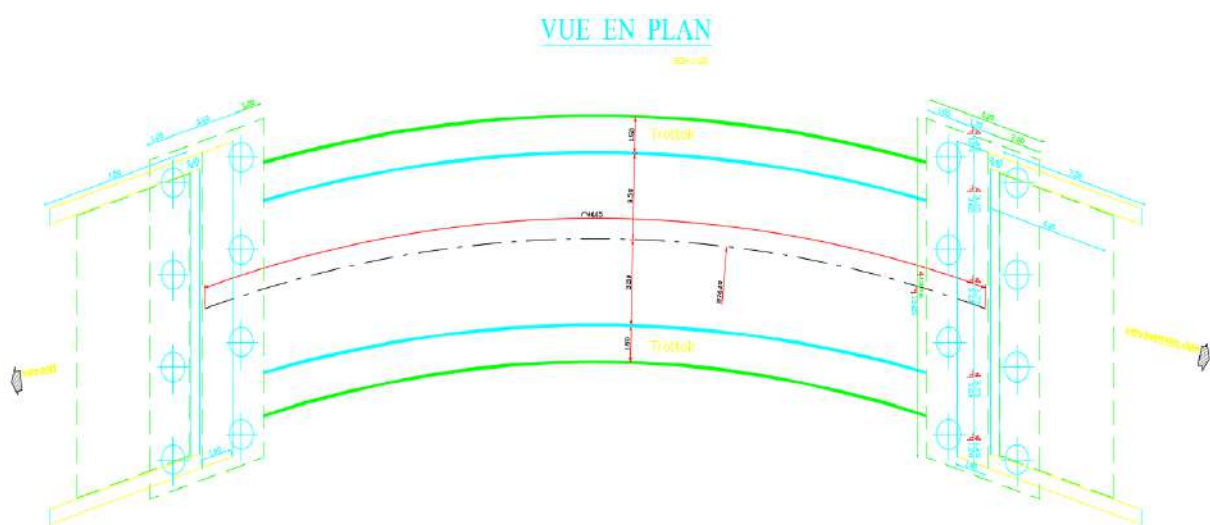


Figure 1.2 : vue en plan

1.4. Présentation géométrique de l'ouvrage :

1.4.1. Poutre principale :

Les poutres principales sont des poutres en I constituées de deux semelles (supérieures et inférieures). Pour la répartition des poutres dans la section courbe, la poutre est divisée en trois sections : la première (13.5m) et la troisième section (13.5m) sont des poutres en I dont la dimension de la semelle supérieure est 700x60 et celle de la semelle inférieure est 800x80. La dimension de la poutre dans la deuxième section (14m) au niveau de la semelle supérieure est 700x60 et celle de la semelle inférieure est 800x40. La hauteur de la poutre et l'épaisseur de l'âme sont constantes sur toutes les sections. la hauteur est de 2m et l'épaisseur de l'âme est 40mm.

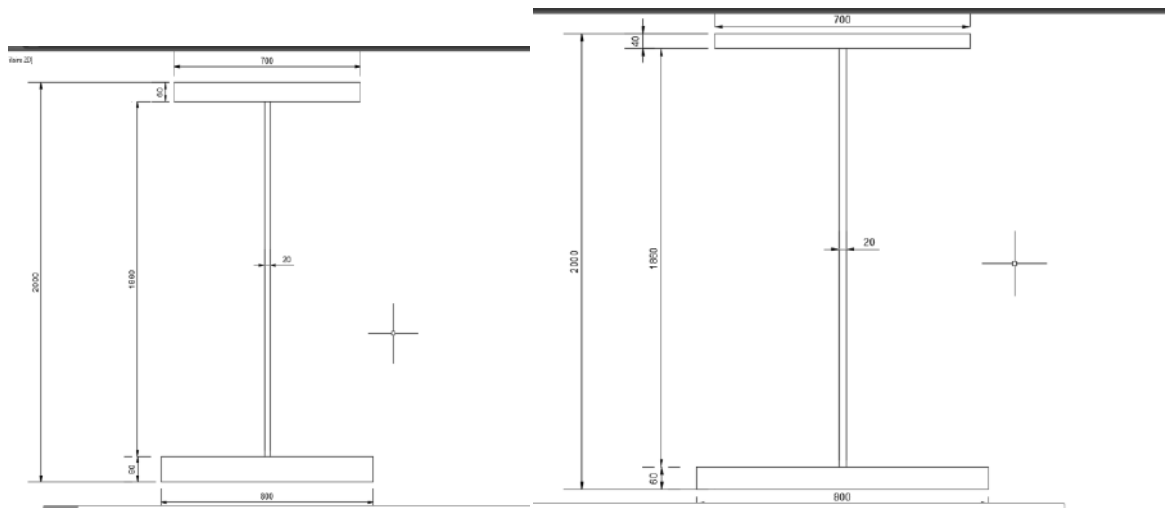


Figure 1.3 : les poutres principales

1.4.2. Entretoise :

Pour la liaison des poutres principales, on doit choisir le type d'élément entretoises ou pièces de pont. Ce choix dépend essentiellement de la largeur totale de l'ouvrage. Pour notre pont, la largeur totale $L_t=10m$.

Le choix du type d'élément se fait suivant les normes de SETRA suivantes : [2]

Tablier mixte acier-béton bipoutres	Types d'éléments de liaison	
	Bipoutre à entretoises $L_t < 13$ à $14m$	Bipoutre à pièces de pont $L_t > 13$ à $14m$

Pour une largeur totale de $L_t=10 < 13m$, nous optons alors à un tablier mixte bipoutre à entretoises. Les entretoises sont des poutres reconstituées soudées qui a une limite élastique de **355MPa**.

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- ✓ La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- ✓ La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

4.3. Contreventement :

La reprise des efforts horizontaux transversaux en construction (vent) nécessite de réaliser un contreventement partiel ou général par des croix de saint Andrés horizontales (barres ou cornières) [3]. Les diagonales sont fixes sur des goussets d'épaisseur 20mm.

Dans notre cas les contreventements sont disposés en croix de saint André est sous la forme cornière de profil 2L250x250x26.



Figure 1.4: vue en plan contreventements.

1.4.4. Montants :

Ce sont des profils en tôle soudés sur les faces intérieures de l'âme des poutres principales. Le profil utilise est un tôle d'épaisseur 20mm.

1.4.5. Tablier métallique :

Le tablier est composé d'une tôle métallique d'épaisseur 0.012m et d'une dalle en béton armé reposant sur deux poutres principales de hauteur 2m.

1.5. Description d'OUED AIN SEFRA, données géotechniques

Le site concerné par la présente étude se situe au niveau d'Oued Ain Sefra, qui occupe une partie du nord de la ville de Mostaganem, près du rivage actuel (port de Mostaganem) de la mer.



Figure 1.5: plan de situation du pont (Google maps)

Sur le plan géologique, le site objet de la présente étude correspond à un oued (oued de Ain sefra) délimité par deux talus à composante lithologique, spatio-temporellement, hétérogène. Cette dernière est dominée par des formations gréseuses dans la partie amont et par des formations marneuses dans la partie aval de l'oued. Ces formations sont attribuées stratigraphiquement au Pliocène-Quaternaire (P et Q selon la carte géologique de Mostaganem, feuille n 21 à l'échelle 1/200.000ème). L'ensemble s'achève par un niveau gréseux, massif ou sablonneux, à horizons sombres (matière organique) et par une terre végétale de faible épaisseur. Il est à noter la présence d'une formation anthropique (remblais) par endroits. Ces remblais sont plaqués contre les talus ou sont d'épaisseurs.

1.6. reconnaissance in situ

1.6.1. Programme de la reconnaissance

La reconnaissance in situ du sol a été établie sur la base de :

- ✓ Deux sondages pressiométriques notés SP.07 et SP.08 avec essai pressiométriques chaque 2m.
- ✓ Deux sondages carottes notés SC.07 et SC.08 réalisés sur les deux rives d'oued de 30m et 15m de profondeur respectivement avec prélèvement d'échantillons remaniés pour fin d'essais au laboratoire.
- ✓ Quatre essais à la pénétration dynamique notés de D1 à D4, réalisés à l'aide d'un pénétromètre lourd et poussés jusqu'aux refus.

1.6.2. Lithologie :

Les sondages réalisés ont permis les descriptions lithologiques suivantes :

SONDAGE SC.07 :

- ✓ De 0.00m à 6.50m : remblai hétérogène (grés, argiles, déchets de construction, etc.).
- ✓ De 6.50m à 8.00m : grés coquiller beige, affecté de microcavités de dissolution.
- ✓ De 8.00m à 12.00m : grés beige à jaunâtre, dur intercale de passées sableuses.
- ✓ De 12.00m à 13.00m : Marne verdâtre
- ✓ De 13.00m à 30.00m : Marne verte compacte, notamment en profondeur.

SONDAGE SC.08 :

- ✓ De 0.00m à 3.50m : Remblai hétérogène (grés, argiles, déchets de construction, etc.).
- ✓ De 3.50m à 4.20m : Marne verdâtre ;
- ✓ De 4.20m à 15.00m : Marne verte compacte, notamment en profondeur.

1.7. Commentaires géotechniques :

Les résultats pressiométriques obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI*(bars)	P f(bars)	E(bars)	E/PI	Etat de serrage
SP.7	2.00	3.8	3.6	1.6	63.5	17	Sur consolide
	4.00	4.8	4.4	2.9	61.1	13	Sur consolide
	6.00	9.3	8.5	5.4	104.7	11	Normalement consolide
	8.00	5.8	5.1	3.5	46.4	8	normalement consolide
	10.00	47.1	46.2	47.0	10459	221.9	Sur consolide
	12.00	6.2	5.1	2.4	83.3	14	Sur consolide
	14.00	47.6	46.3	37.8	5037.2	106	Sur consolide
	16.00	41.8	40.4	27.3	5863.6	140	Sur consolide
	18.00	46.9	45.3	38.5	6344.2	135	Sur consolide
	20.00	50.7	48.9	39.1	6892.3	136	Sur consolide
	22.00	34.1	32.1	23.8	1032.3	30	Sur consolide
	24.00	48.6	46.4	37.3	3756.5	77	Sur consolide
26.00	50.9	48.6	43.7	2744.3	54	Sur consolide	
28.00	50.7	41.3	43.8	2290.5	45	Sur consolide	
30.00	47.7	45	36.1	2109.6	44	Sur consolide	

sondage	Prof(m)	PI (bars)	PI*(bars)	Pf(bars)	E(bars)	E/PI	Etat de serrage
SP.8	2	6.2	6.1	2.9	68	11	Sur consolide
	4	32.3	31.9	22.3	2953	91.5	Sur consolide
	6	49.9	49.4	38.9	2705	54.2	Sur consolide
	8	50.2	49.4	41.8	3729	74.3	Sous consolide
	10	48.3	47.4	43.5	3825	79.2	Sur consolide
	12	49.0	48.3	44.2	2132	43.2	Sur consolide
	14	46.9	45.6	34.6	2529	53.9	Sur consolide

De l'examen de la coupe du sondage et les résultats pressiométriques, il ressort principalement ce qui suit :

Pression limites :

Les remblais hétérogènes traverses de la surface jusqu'à 6.50m de profondeur au droit du sondage SP7 et jusqu'à 3.50m au droit du sondage SP.8. Les résultats pressiométriques obtenus au sein de cette formation sont médiocres caractérisant un horizon altéré ($3.6\text{bars} < PI < 8.52 \text{ bars}$).

Les grès coquiller beige à jaunâtres, traversées de 6.0 jusqu'à 12.0m de profondeur au droit du sondage SP7.

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de cette formation sont assez disperser et médiocres caractérisant un horizon altéré, ($5.1\text{bars} < PI < 6.12 \text{ bars}$).

Les marnes verdâtres à vertes compactes traversées de 12m jusqu'à 30m au droit du sondage SP.7 et de 3.50m jusqu'à 21.0m au droit de sondage SP.08.

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de cette formation sont relativement homogènes élevés caractérisant un horizon compact à très compact. ($8.2\text{bars} < PI < 50.0\text{bars}$)

- **Rapport E/PI :**

Les valeurs de PI et E obtenues entre 2.0m et 30.0m donnent globalement des rapports E/PI élevés caractérisant en général un état de serrage sur consolide ($E/PI > 12$), à l'exception de quelques niveau normalement consolides corresponds au remblai ou à des formations altérées ($7 < E/PI < 12$).

1.7.1. Essais à la pénétration dynamique

Les quatre essais réalisés ont montre des formations naturelles superficielles et de remblai de faible résistance mécaniques.

1.8. Essai de laboratoire :

Selon les essais réalisés au laboratoire, les marnes testes sont de plasticité élevées à très élevées ($15\% < IP < 32\%$). Sa teneur en carbonate est élevée ($44\% < CaCO_3 < 66\%$).

L'identification physique de ces matériaux montre que nous avons affaire à des marnes plastiques.

1.9. Recommandations constructives :

La forte plasticité des formations en place les rend sensibles aux variations hydriques. Selon le relèvement piézométrique effectué l'eau a été décelée à 1.40m de profondeur. La susceptibilité face au risque de remontée des eaux souterraines, au niveau du secteur étudié, est forte.

En effet, selon les données, il est requis de prendre en compte un niveau maximal (situé à 1.40m de la surface).

La recommandation est de considérer une sensibilité très forte vis-à-vis du risque de la remontée des eaux.

1.10. Fondation des ouvrages :

Les sols de ce site notamment les sols des berges sont constitués de remblai et de formations naturelles de faible résistance sur une profondeur de 12,0m environ, comme en témoigne la coupe lithologique et les essais pressiométriques. On optera par conséquent pour des fondations profondes pour les appuis de l'ouvrage projeté (pont métallique) à savoir : des pieux forés, tubes en béton armé fichés dans la formation de marne verdâtre à verte compacte sur une hauteur suffisante (minimum 3D, D étant le diamètre du pieu).

1.11. Capacité portante admissible :

A titre indicatif, le calcul théorique de la charge portante d'un pieu isolé a été effectué conformément aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (fascicule N 62 titre V- de décembre 1993) en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol obtenues et des coupes lithologiques des sondages réalisés. Cette capacité portante Q_L est estimée comme suit :

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

- **Resistance en point Q_P** : (correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu)

Elle est estimée à l'aide de la formule suivante :

$$Q_P = A \times q_p \quad \text{D'où} \quad q_p = K_p \times P_{le}^*$$

Avec :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

K_P : coefficient empirique appelé facteur de portance pressiométriques qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation.

PI* : Pression limite nette équivalente

A : section droite du pieu (en m²)

q_p : contrainte limite de pointe (en tonnes)

On applique pour Q_P un coefficient de sécurité **F=3**.

- **Resistance au frottement latéral Q_s** : (la charge limite mobilisable par frottement entre fut du pieu et le sol)

Elle est estimée à l'aide de la formule suivante :

$$Q_s = P \cdot \int_0^h q_s(z) dz$$

Avec :

P : périmètre du pieu (en m)

h : la partie où s'exerce le frottement latéral.

q_s : le frottement latéral unitaire limite

On applique pour Q_s un coefficient de sécurité **F=2**.

La capacité portante admissible calculée ci-après à partir des résultats pressiométriques pour :

- ✓ Trois diamètres de pieux **0.80m, 1.00m et 1.20 m** ;
- ✓ un niveau de fiche de **16.0m** de profondeur.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Diamètre du pieu (m)	Profondeur d'encastrement (m)	Capacité portante en pointe Q _P (tonnes)	Capacité portante en frottement latéral Q _s (tonnes)	Capacité portante admissible totale Q _L du pieu (tonnes)
SP7	0.80	16.00	271	144	415
	1.00		180	424	604
	1.20		610	217	827

1.12. Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :

1.12.1. La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout prêt du littoral, donc il n'y a pas de neige. [4]

1.12.2. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61 titre 2) (2KN/m^2).

1.12.3. Séisme :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit en déplacements, en vitesses ou en accélérations. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale [5].

L'évaluation de l'effet du séisme sur l'ouvrage est faite selon le règlement parasismique Algérien (RPOA, 2008).

Classification des ponts :

Les ponts sont classés d'après le RPOA comme suit :

Tableau 1.1: classification des ponts selon le RPOA

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

Notre pont est classé groupe 2 (important).

Classification des zones sismique :

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

- ✓ **Zone 0** : Négligeable
- ✓ **Zone I** : Faible
- ✓ **Zone IIa** : moyenne
- ✓ **Zone IIb** : élevée
- ✓ **Zone III** : très élevée

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, ce projet qui est situé dans la wilaya de Mostaganem est en **Zone IIa: moyenne**.

Le coefficient d'accélération A :

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

Tableau 1.2 : de coefficient d'accélération de zone

Groupe	Zone séismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

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

{ **Groupe 2**
 { **zone IIa** → A=0.20 g

1.13. Caractéristique des matériaux :[4]

Le choix des matériaux de construction est primordial pour la réalisation d'un projet de pont.

1.13.1. Le béton :

- ✓ La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de Fabrication et de mise en œuvre.
- ✓ Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 Jours
- ✓ Le béton est dosé à 350 kg/m³.

- **Poids volumique :**

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

- **Les résistances à la compression :**

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28}$$

- **La résistance à la traction :**

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

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

La résistance à la traction du béton de la superstructure f_{t28} :

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa)} \\ 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa (pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa)} \end{cases}$$

- **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.

Contrainte admissibles à la compression :

Calcul à l'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

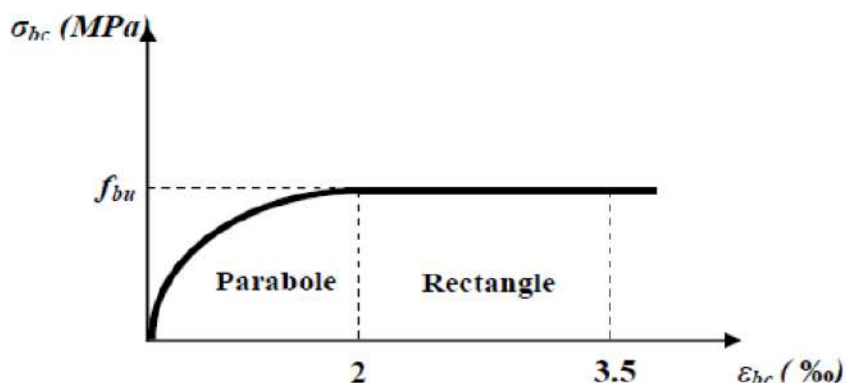


Figure 1.6 : diagramme parabole rectangle du béton :

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

- ✓ 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 inférieur à 1h

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

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,16 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ 18,47 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ 19,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul a l'ELS :

Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique.

- ✓ $\sigma_b = 0,5 f_{c28}$ en service.
- ✓ $\sigma_b = 0,6 f_{c28}$ en construction.

Tableau 1.3 : Contraintes à la compression

f_{c28} (MPa)	σ_b en service (MPa)	σ_b en construction (MPa)
25	12.5	15
35	17.5	21

- **Déformation du béton :**

Déformation longitudinale E :

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

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Les valeurs de ces déformations interviennent dans le calcul de flèche et les effets dus au retrait et au fluage du béton.

Tableau 1.4 : Modules de déformation

f_{c28}	E_{ij}	E_{vj}
25	32164	10819
35	35982	12103

Déformations transversale :

Elle est donnée par la formule suivante ;

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

Avec

ν : coefficient de poisson

E : Module élastique longitudinal

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente le rapport d'une déformation transversale et une déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation loongitudinale}}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ pour un béton non fissuré} \\ \nu = 0 \text{ pour un béton fissuré} \end{array} \right.$$

1.13.2. Acier :

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

- **Armature du béton armé**

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE50A type 1**, sa Limite élastique égale à **Fe=500 MPa**.

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

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

La limite élastique de l'acier :

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ en situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

Contraintes admissibles

A L'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

A l'ELS :

$$\overline{\sigma}_t = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t 28}\right) = 228,63 \text{ MPa} \text{ (fissuration préjudiciable) pour l'infrastructure.}$$

- **Aciers des poutres métalliques :**

En construction on définit un acier par :

Sa limite élastique ce qui représente la contrainte limite élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité. Ils sont classes en trois catégories :

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

L'acier utilisé pour les poutres **PRS** est le **S355**, la limite élastique est donc : $\sigma = 355 \text{ N/mm}^2$

Tableau 1.5 : Les Caractéristiques du matériau acier pour la charpente

Module d'élasticité longitudinale	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G=E/ [2(1+\nu)]$
Coefficient de poisson	$\nu=0,3$
Coefficient de dilatation	$\alpha=12 \times 10^{-6} \text{ par}^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho =7850 \text{ kg/m}^3$

1.14. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a fait un aperçu général sur l'ouvrage à étudier, détaillé les données géotechniques et géologiques recueillies au terrain et les éléments qui constituent l'ouvrage. Les matériaux et leurs caractéristiques sont aussi détaillés car ils seront utilisés pour dimensionner et étudier tous les éléments du pont dans les chapitres ultérieurs.

CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES**2.1. Introduction :**

En phase de service, le pont doit supporter et résister sous les effets des différentes surcharges et les éléments qui le constituent y compris son poids propre. Nous allons pré-dimensionner le tablier, la poutre, l'entretoise et évaluer les différentes charges et surcharges qui agissent sur le pont.

2.2. Pré dimensionnement du tablier**2.2.1. Largeur du tablier :**

Le tablier est composé de 2 voies de 3,5m et 2 trottoirs de 1,5m de largeur chacun, la largeur totale de tablier est de 10,00m.

2.2.2. Longueur des travées :

Le tablier est composé d'une seule travée indépendante de **40,10m** courbe.

2.2.3. Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle (h_0) doit être $h_0 \geq 0,15m$ (Justification au poinçonnement par charge concentré). On prend une épaisseur $h_0=38cm$

2.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage. La poutre prend le nom de la poutre reconstituée soudée (PRS) constituée par un plat vertical appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposés à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixés sur celle-ci par des cordons des soudures d'angle. [4]

2.3.1. Espacement des poutres :

D'après le guide SETRA l'espacement de la poutre est donné par la formule suivante :

$$E=0,55 \times L_t$$

Avec :

L_t =largeur de tablier

$E=0,55 \times 10$ on prend $E=5,5m$

Alors le nombre de poutre est :

$$N = \frac{10}{5.5} = 1.81 \approx 2$$

Donc on adopte **2 poutres** avec un espacement de $E=5,5m$.

2.3.2. Hauteur des poutres :

D'après le guide SETRA la hauteur des poutres varie dans l'intervalle :

$$H = \max \left[\frac{L}{28} \times \left(\frac{L_t}{12} \right)^{0.45}; 0.4 + \frac{L}{35} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre

L_t : largeur de tablier

$$H = \max \left[\frac{40.10}{28} \times \left(\frac{10}{12} \right)^{0.45}; 0.4 + \frac{40.10}{35} \right]$$

Max (1,318 ; 1.5451)

H=1,5451 ≈ 2m

2.3.3. Semelles :

a- la largeur de semelles :

D'après le guide SETRA, la largeur des semelles est donnée par les formules suivantes :

✓ largeur de semelle inferieur :

$$B_{\text{inf}} = \left[0,25 + \frac{10}{40} + \frac{40.10}{125} \right] \times \left[0.92 \times \frac{10}{150} \right]$$

$$B_{\text{inf}} = 0.809m$$

On prend alors **B_{inf}=0.800m**

✓ largeur de la semelle superieure :

$$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0,1 = 0,7m$$

$$B_{\text{sup}} = 0,700m$$

Tableau 2.1 : pré dimensionnement des éléments du pont (SETRA) :

Eléments	calcul	choix
L (longueur totale du tablier en m)	40,10m	40,10
LT (largeur totale du tablier en m)	10	10
Hauteur totale de la poutre principale Ht (m)	$H = \max \left[\frac{L}{28} \times \left(\frac{L_t}{12} \right)^{0.45}; 0.4 + \frac{L}{35} \right]$	1,5451
Entraxe des poutres principales en (m)	$E = 0,55 \times L_t$	5,5
Nombre de poutres principales	$N = \frac{L_t}{E}$	1,81
Largeur des semelles inférieures Binf	$B_{inf} = \left[0,25 + \frac{L_t}{40} + \frac{L}{125} \right] \times \left[0,92 \times \frac{L_t}{150} \right]$	0,809
Largeur des semelles supérieures Bsup	$B_{sup} = B_{inf} - 0.1$, tablier à 2 voies	0,700

b-Epaisseur des semelles:

A cause des problèmes de fatigue on ne descendra pas en dessous de 25mm pour la semelle supérieure et de 40 pour la semelle inférieure.

Pour notre ouvrage le choix des largeurs de semelles a été de :

Section	Tfs(mm)	Tfi(mm)
Section de droite	40	60
Section centre	60	80

2.3.4. L'âme :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- ✓ De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- ✓ De l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

L'épaisseur de l'âme de la poutre doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Fatigue.
- ✓ Voilement.

En général, l'épaisseur de l'âme est supérieure à 12mm.

Pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement et la flexion, notre choix s'est porté sur l'épaisseur :

$$t_w = 40\text{mm}$$

Tableau 2.2 : Récapitulatif poutre principale en PRS

Hauteur totale de l'âme	Ht (mm)	2000
Largeur semelle supérieure	B_{sup} (mm)	700
Largeur semelle inférieure	B_{inf} (mm)	800
Epaisseur semelle supérieure	T_{fs} (mm)	60
Epaisseur semelle inférieure	T_{fi} (mm)	80
Hauteur de l'âme	H_w (mm)	1860
Epaisseur de l'âme	T_w (mm)	40

2.4. Pré dimensionnement des entretoises :

Dans ce projet, l’ouvrage est entretoisé tous les 3.55m entre deux entretoises courantes et 3,575m entre entretoise d’about et courante. Nous avons 10 entretoises courantes et 2 entretoises d’about. Ces entretoises sont constituées des profilés reconstitués soudés (PRS).

2.4.1. Les entretoises d’about :

a- âme :

L’épaisseur choisi : **tw=12mm**

b- semelles :

Dans le cas de notre ouvrage, les largeurs des semelles sont les suivantes :

bs=200mm ; bi=200mm

Et les épaisseurs : **ts=20mm et ti=20mm**

2.4.2. Les entretoises courantes :

a- âme :

L’épaisseur choisi : **tw=30mm**

b- semelles :

Dans le cas de notre ouvrage, les largeurs des semelles sont les suivantes :

bs=400mm ; bi=400mm

Et les épaisseurs : **ts=30mm et ti=30mm**

Tableau 2.3 : Récapitulatif des entretoises.

		Entretoise d’about (mm)	Entretoise courante (mm)
Hauteur de l’entretoise	H	2000	2000
Largeur semelle supérieure	B_{sup}	200	400
Largeur semelle inférieure	B_{inf}	200	400
Epaisseur semelle supérieure	t_{fs}	20	30
Epaisseur semelle inférieure	t_{fi}	20	30
Hauteur de l’âme	H_w	1960	1940
Epaisseur de l’âme	t_w	12	30

2.5. Evaluation des charges :

2.5.1. Charges permanentes :

La charge permanente est composée de la charge des éléments porteurs et des éléments non porteurs.

- ✓ **Les éléments porteurs** : concernant la charge des éléments qui portent le tablier
- ✓ **Les éléments non porteurs** : revêtement, étanchéité, garde corps, trottoirs, glissières de sécurité, corniches.

2.5.1.1. Les éléments porteurs :

Tableau 2.4: descente de charges des éléments porteurs

Les éléments	Les charges(g)
<p style="text-align: center;"><u>Poids propre de la poutre :</u></p> <p style="text-align: center;">$P=[(0,7 \times 0,04)+(0,04 \times 1,90)+(0,8 \times 0,06)] \times 78,5=8,949 \text{KN/ml}$</p> <p style="text-align: center;">Le poids total des poutres</p> <p style="text-align: center;">$g_1=2 \times P$</p>	<p>$g_1=17,898$ KN/ml</p>
<p style="text-align: center;"><u>Poids propre de la poutre :</u></p> <p style="text-align: center;">$P=[(0,7 \times 0,06)+(0,04 \times 1,86)+(0,8 \times 0,08)] \times 78,5=11,2412 \text{KN/ml}$</p> <p style="text-align: center;">Le poids total des poutres</p> <p style="text-align: center;">$g_2=2 \times P$</p>	<p>$g_2=22,482$ 4 KN/ml</p>
<p style="text-align: center;"><u>Dalle :</u></p> <p style="text-align: center;">$g_3=hd \times ld \times \gamma_b$</p> <p style="text-align: center;">γ_b: poids volumique de béton=25KN/m³</p> <p style="text-align: center;">hd : épaisseur de l'hourdis =0,38m</p> <p style="text-align: center;">ld : largeur de la dalle = 10 m</p> <p style="text-align: center;">$g_3 = 0,38 \times 10 \times 25$</p>	<p>$g_3=95$ KN/ml</p>
<p style="text-align: center;"><u>Les entretoises courantes :</u></p> <p style="text-align: center;">$g_{ec}=[(0,03 \times 4,799 \times 0,4)+(0,03 \times 4,799 \times 1,940)+(0,03 \times 4,698 \times 0,4)] \times 78,5=30,871 \text{K}$</p> <p style="text-align: center;">N</p> <p style="text-align: center;">Le poids total des entretoises courantes</p> <p style="text-align: center;">$g_4= g_{ec} \times 10$</p>	<p>$g_4=308,71$ KN</p>

<p><u>Les entretoises d'about :</u></p> $g_{ec} = [(0,02 \times 4,799 \times 0,2) + (0,012 \times 4,799 \times 1,960) + (0,02 \times 4,698 \times 0,2)] \times 78,5 = 11,842$ <p style="text-align: center;">KN</p> $g_5 = g_{ec} \times 2$	$g_5 = 23,685$ KN
<p><u>Tôle métallique:</u></p> $g_6 = 10 \times 78,5 \times 0,012$	$g_6 = 9,42$ KN/ml

2.5.1.2. Les éléments non porteurs :

Tableau 2.5: descente de charge des éléments non porteurs

Les éléments	Les charges
<p><u>Beton bitumineux :</u></p> $g_7 = e_b \times L_r \times \gamma_{be}$ <p>e_b : épaisseur de béton = 0,138m</p> <p>L_r : la largeur roulable.</p> $L_r = 10 - (2 \times 1,5) = 7 \text{ m}$ <p>γ_{bb} : masse volumique de béton bitumineux = 24KN/m³</p> $g_7 = 0,138 \times 7 \times 24$	$g_7 = 23,184 \text{ KN/ml}$
<p><u>Glissière de sécurité :</u></p> <p>Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids</p> <p>Glissière = 0,6 KN/ml</p> $g_8 = 0,6 \times 2$	$g_8 = 1,2 \text{ KN/ml}$
<p><u>Trottoirs :</u></p> $g_t = L_{tr} \times E_{tr} \times \gamma_b$ <p>E_{tr} : épaisseur de l'hourdis = 0,38m</p> <p>L_{tr} : largeur trottoir = 1,5m</p> $g_t = 1,5 \times 0,38 \times 25 = 14,25 \text{ KN/ml}$ $g_9 = g_t \times 2$	$g_9 = 28,5 \text{ KN/ml}$
<p><u>Garde-corps :</u></p> $g_{gc} = 1 \text{ KN/ml}$ $g_{10} = g_{gc} \times 2$	$g_{10} = 2 \text{ KN/ml}$

<u>Etanchéité :</u>	$g_{11}=6,6\text{KN/ml}$
On a une couche de 0,03m d'épaisseur	
$g_{11}=e \times l_r \times \gamma$	
γ : poids volumique d'asphalte= 22KN/m ³	
$g_{10}=0.03 \times 22 \times 10$	
<u>Bordure et corniche :</u>	$g_{12}=22,5\text{KN/ml}$
$g_{12}=11,25 \times 2$	

La somme de charges des éléments porteurs et non porteurs est comme suit :

$$G = \sum g_i$$

$$G = (g_1 + g_2 + g_3 + g_6 + g_7 + g_8 + g_9 + g_{10} + g_{11} + g_{12}) \times L + g_4 + g_5$$

G=9507 KN

2.5.2. Calcul de surcharges routières :

D'après le fascicule 61 titre 2 les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont :

- ✓ Les surcharges (A_L)
- ✓ Systèmes des charges B (système Bc, Bt, Br)
- ✓ Surcharge militaire (système Mc120)
- ✓ La charge exceptionnelle (convoi type D)
- ✓ Effort de freinage
- ✓ Les surcharges sur trottoirs

- **largeur roulable :**

La largeur roulable calculée est la suivante : $L_r = 10 - 2(1.5) = 7\text{m}$

- **classe de pont :**

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable, L_R et leur destination :

- ✓ Pont 1ere classe : $Lr \geq 7m$ ou exceptions
- ✓ Pont 2eme classe : $5.5 < Lr < 7m$
- ✓ Pont 3eme classe : $Lr \leq 5.5m$

La largeur roulable calculée est $Lr=7m \geq 7m$, il s'agit d'un pont de première classe.

- **Le nombre de voie :**

Le nombre des voies de circulation est calculé comme suit :

$$N_v = \left(\frac{Lch}{3} \right) = \frac{7}{3} = 2.33 \approx 2 \text{ voies}$$

- **La largeur d'une voie :**

La largeur d'une voie de circulation est donnée par :

$$V = \frac{Lch}{N_v} = \frac{7}{2} = 3.5m$$

2.5.2.1. Système de charge A(L) :

La masse de A(L), exprimée en KN/m², est donnée en fonction de la longueur chargée L par la formule suivante :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}$$

La longueur de notre projet est $L=40.10m$

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{40.10+12} = 9.20 \text{ kN/m}^2$$

$$A(L) = 9.20 \text{ KN/m}^2$$

$$A(L) = \max \begin{cases} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L = 3.91 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

a_1 est en fonction de la classe du pont et du nombre des voies chargées données par le tableau suivant :

Tableau 2.6: les valeurs du coefficient a_1

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	>5
Première	1	1	0.9	0.75	0.7
Deuxième	1	0.9	-	-	-
Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Puisque notre pont est de la première classe avec 2 voies chargées alors $a_1=1$.

Les valeurs a_2 sont définies par la formule suivante :

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

Avec :

V : largeur d'une voie

Les valeurs de V_0 sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.7 : détermination du coefficient V_0^* (RCPR)

Classe du pont	1 ^{ère}	3.5
	2 ^{ème}	3
	3 ^{ème}	2.75

On obtient alors : $a_2=1$

$$A(l) = a_1 a_2 x A(L)$$

$$A(L) = 1 \times 1 \times 9.20$$

$$A(l) = 9.20 \text{ KN/m}^2$$

2.5.2.2. Systèmes de charges B :

Le système de charges B est composé de trois sous-systèmes dont cités ci-dessous :

- ✓ Système Bc : composé de camions type 30T
- ✓ Système Bt : composé d'une roue isolée.
- ✓ Système Br : composé de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems 8T.

a- Système Bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- ✓ **Disposition dans le sens transversal :** Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.
- ✓ **Disposition dans le sens longitudinal :** Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

Nombre de files=2

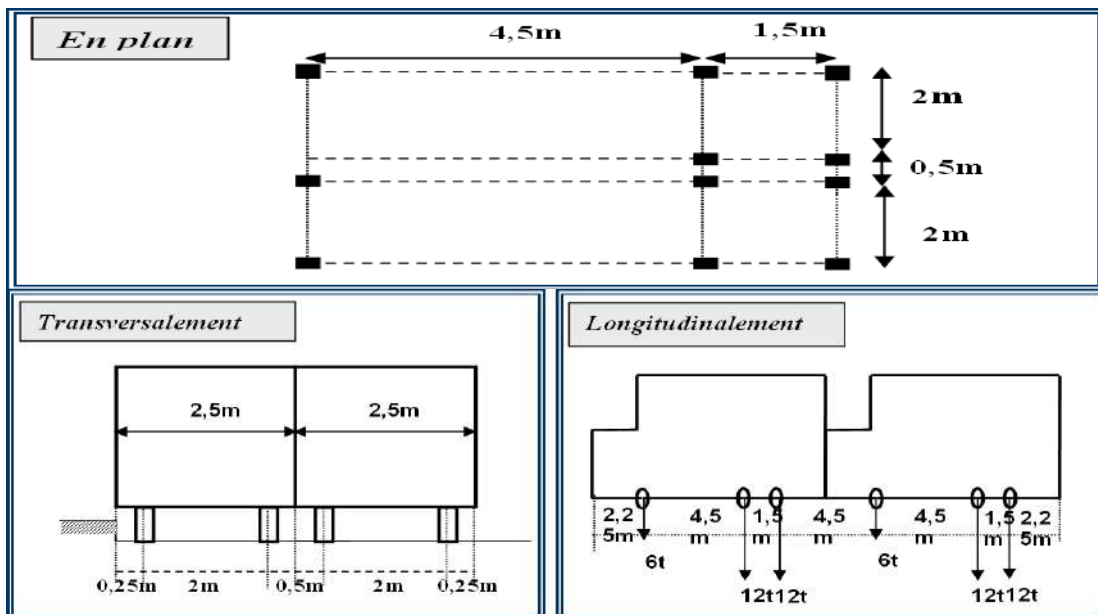


Figure 2.1 : Disposition de système Bc

Calcul des coefficients dynamiques :

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

G : la charge permanente de la structure.

S : surcharge **Bc**

L : longueur de la travée

Détermination du coefficient bc :

Tableau 2.8 : les valeurs de coefficients bc

Nombre de files considérés	1	2	3	4	>5
première	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
deuxième	1.00	1.00	-	-	-
troisième	1.00	0.8	-	-	-

Pour 2 files, **bc=1.1**

$$S=2 \times 300 \times bc \times 2$$

$$S=1320 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40.10} + \frac{0,6}{1+4 \frac{9507}{1320}} = 1.064$$

$$\delta = 1.064$$

$$BC = 1.064 \times 1320$$

$$Bc = 1405 \text{ KN}$$

b- Système Bt

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Pour notre cas, on a 2 voies donc on applique deux tandems.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.9 : Les valeurs de coefficient b_t

Classe du pont	première	deuxième
Coefficient b_t	1.0	0.9

Pour notre pont, $b_t=1.0$

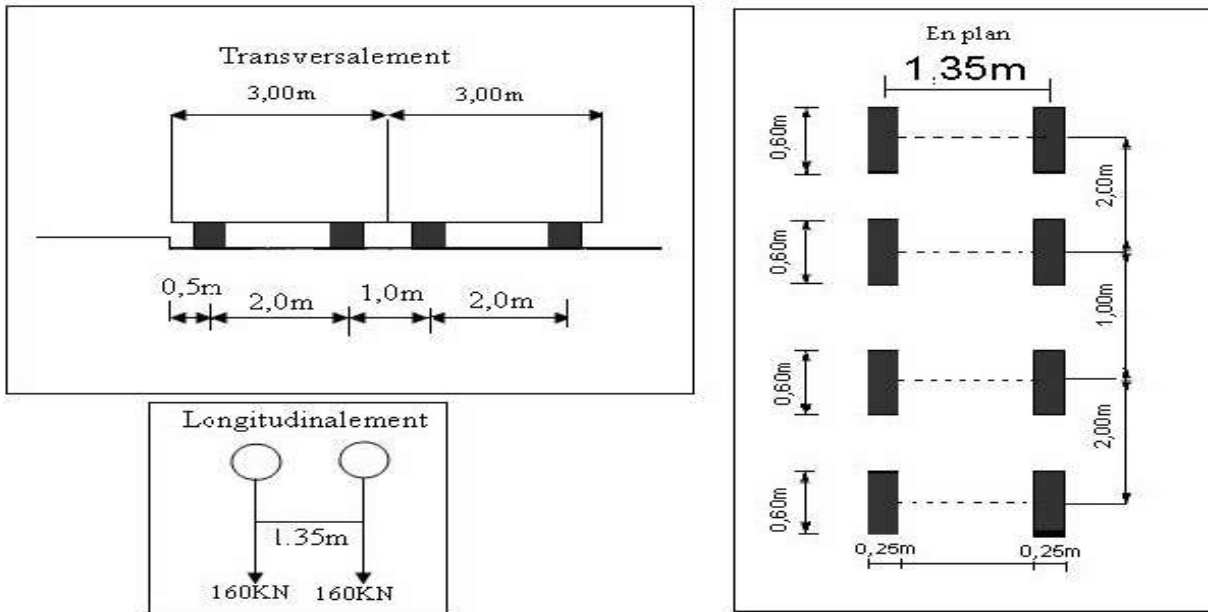


Figure 2.2 : disposition du système B_t

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

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

$$S = n \times 320 \times b_t$$

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

$$G = 9507 \text{KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40,10} + \frac{0,6}{1+4\frac{9507}{640}}$$

$$\delta = 1,054$$

$$B_t = 1,054 \times 640$$

$$B_t = 675 \text{KN}$$

c- Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le cote transversal mesure 0.60m et le cote longitudinal 0,30m.

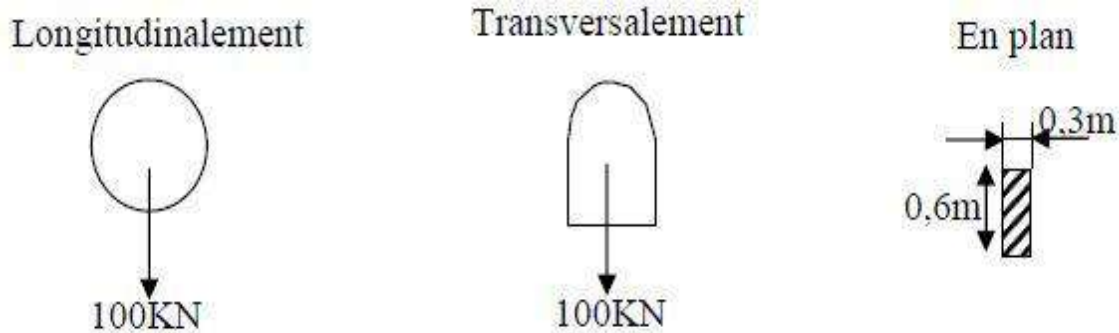


Figure 2.3 : Dimension de système Br

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{L}{S}}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40 \cdot 10} + \frac{0,6}{1+4 \frac{9507}{100}}$$

$$\delta = 1.045$$

$$\mathbf{Br=105KN}$$

2.5.2.3. Surcharges militaires:

a- systèmes Mc120

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

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

- ✓ **Dans le sens transversal** : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.
- ✓ **Dans le sens longitudinal** : le nombre de véhicule est limité.

Poids totale : **110t**

Longueur d'une chenille : **6.10m**

Largeur d'une chenille : **1.00m**

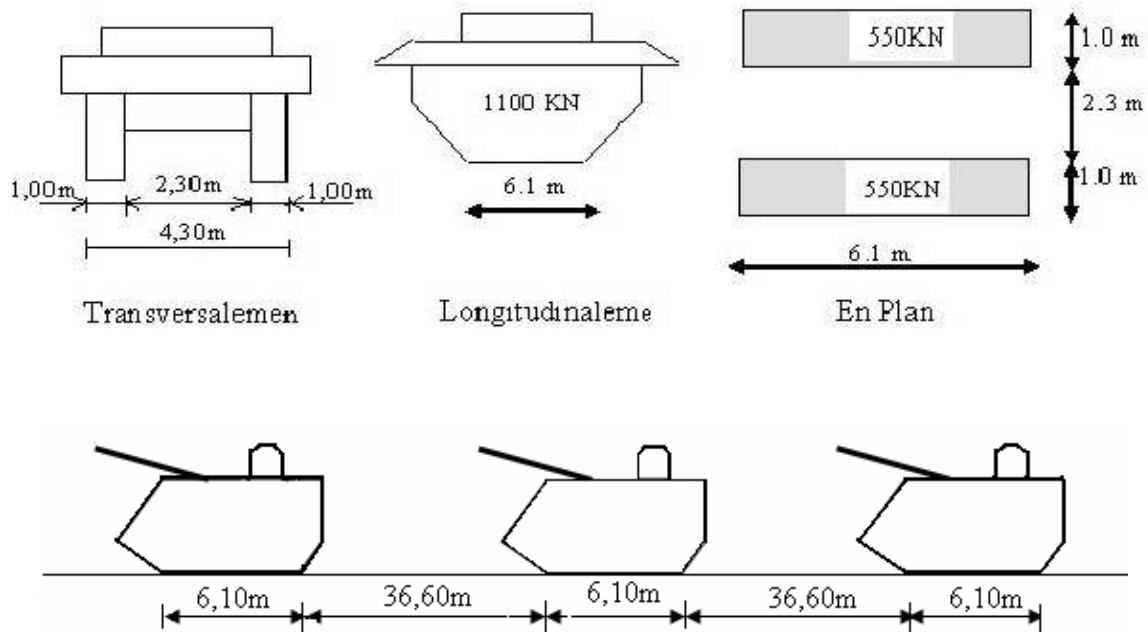


Figure 2.4 : dimensions de système Mc120

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

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

$$S = 1100 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40,10} + \frac{0,6}{1+4\frac{9507}{1100}}$$

$$\delta = 1,060$$

$$\text{Mc120} = 1100 \times 1,060 = 1166 \text{ KN}$$

b- convoi exceptionnelle :

- **Convoi type D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

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

$$S = 2400 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40,10} + \frac{0,6}{1+4\frac{9507}{2400}}$$

$$\delta = 1 + 0,0443 + 0,0356 = 1,080$$

$$D_{240} = 2400 \times 1,080 = 2592 \text{ KN}$$

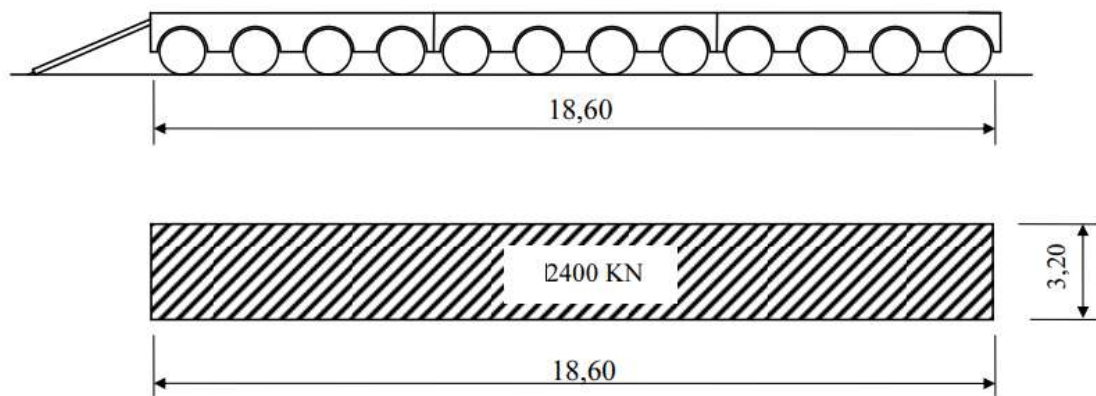


Figure 2.5: Dimensions du convoi D240

- **Convoi type D280 :**

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11m de long ; la distance entre axes de deux rectangles est de 19 mètres.

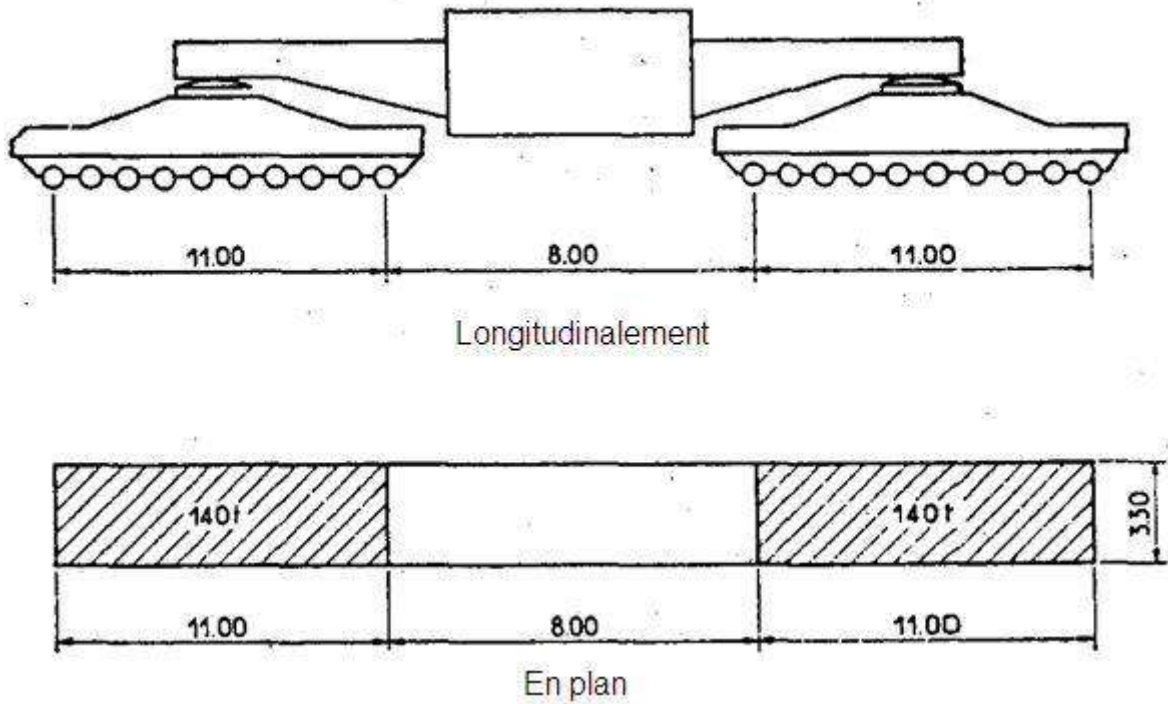


Figure 2.6 : Dimensions du convoi D280

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{C}{S}}$$

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

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40,10} + \frac{0,6}{1+4\frac{9507}{2800}}$$

$$\delta = 1 + 0,0443 + 0,0411$$

$$D280 = 2800 \times 1,085 = 3038 \text{ KN}$$

2.5.2.4. Force de freinage :

- Effort de freinage $A(l)$:

$$F_{Al} = \frac{1}{20+0,035S} A(l) \text{ avec } S = 7 \times 40,10 = 280,7 \text{ m}^2$$

$$F_{Al} = 0,308 \text{ KN/m}^2$$

- **Effort de freinage B_c :**

$F_{Bc}=300KN$, un seul camion est supposé freiner.

2.5.2.5. Surcharge de trottoirs (q_{tr}):

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- ✓ Premier trottoir chargé : $q_{tr}=1,5 \times 1,5=2,25KN/ml$
- ✓ Deuxième trottoir chargé $q_{tr}=1,5 \times 1,5=2,25kN/ml$

2.5.2.6. Vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent, dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. [4]

En générale, la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à $2KN/m^2$ (selon le fascicule 61 titre 2).

Remarque :

- ✓ $P=2KN/m^2$ pour les ouvrages en service.
- ✓ $P=1,25KN/m^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

2.5.2.7. Température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu. [4]

2.5.2.8. Action sismiques :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- ✓ Une translation d'ensemble « tous les points du sol se déplacent en phase » dans chacune des trois directions de l'espace.
- ✓ Un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de, l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$ quand ce taux est différent de 5%. [5]

- **Spectre de réponse élastique :**

Le Spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

Les valeurs de deux composantes (horizontales et verticales) sont calculées par un logiciel conçu selon le règlement de RPOA.

- ✓ **Composante horizontale :**

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

$$Sae(T, \zeta) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} Ags(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

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

A : coefficient d'accélération

S : coefficient de site

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site

ζ : taux d'amortissement

Pour acier soude : **ζ=2%**

η : Facteur de correction de l'amortissement

Tableau 2.10 : valeurs de T1, T2, S pour la composante horizontale.

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

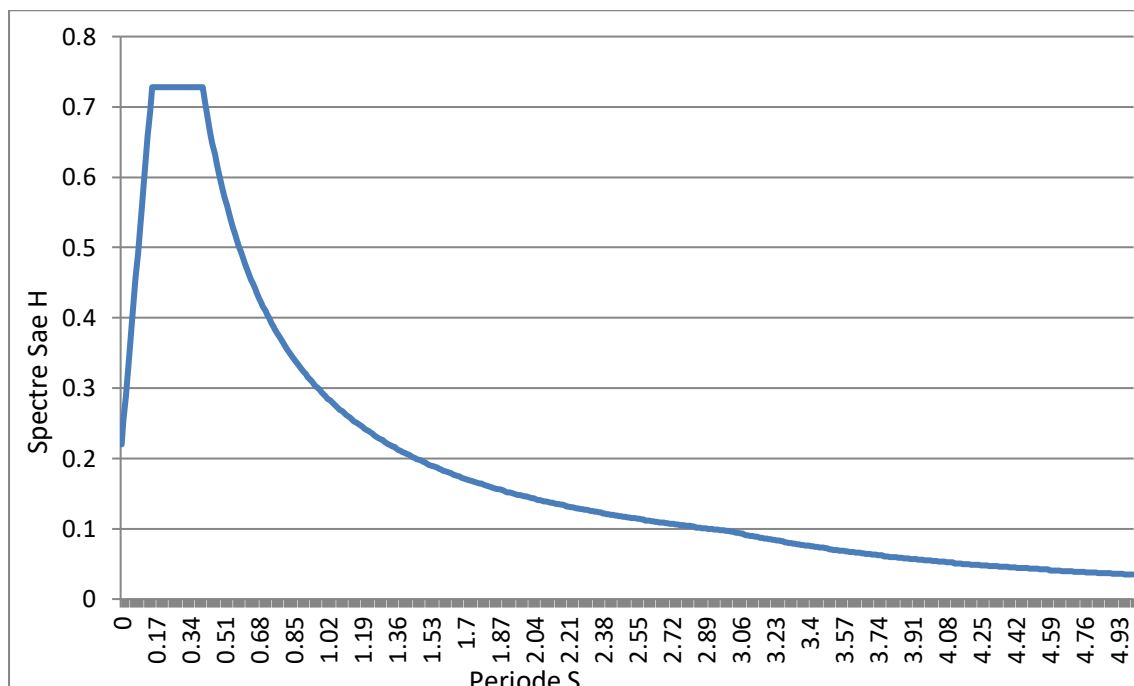


Figure 2.7: spectre de réponse élastique « composante horizontale »

✓ Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 2% ($\eta=1,5$) par :

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

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

A : coefficient d'accélération

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques **IIa**

ζ : taux d'amortissement

Pour acier soude : $\zeta=2\%$

η : Facteur de correction de l'amortissement

Tableau 2.11 : valeurs T1, T2 et S pour la composante verticale.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,4	0,4

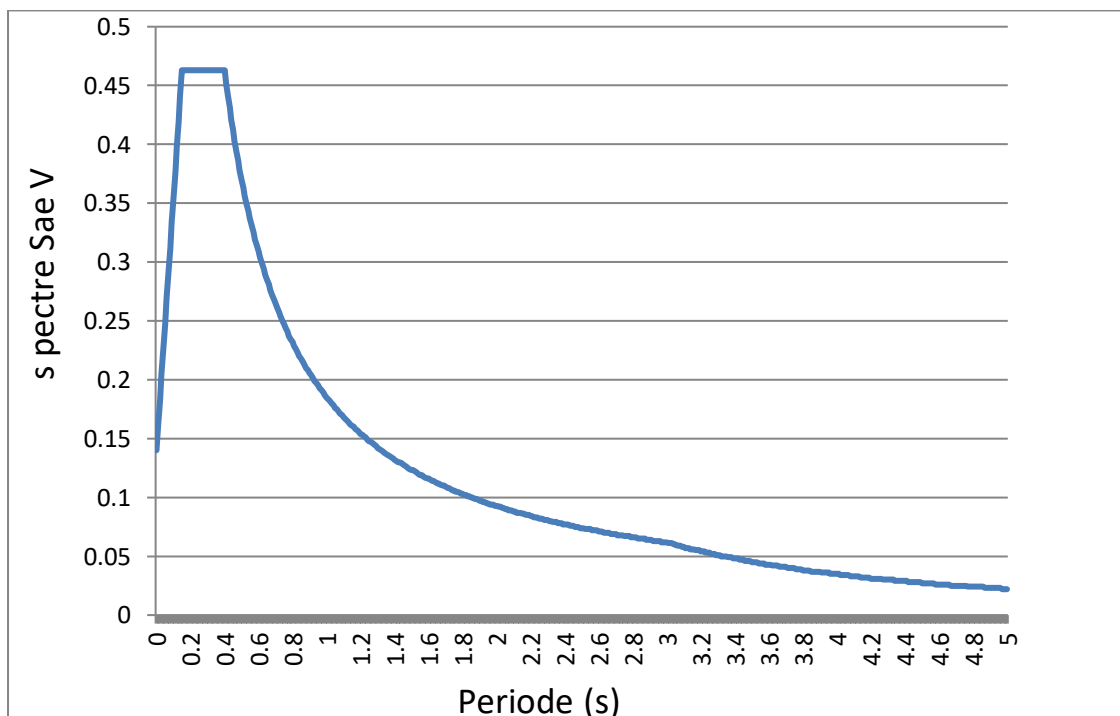


Figure 2.8: spectre de réponse élastique « composante horizontale »

2.6. Conclusion :

Pour avoir un ouvrage résistant et durable, il faut que les éléments porteurs soient bien choisis, pré-dimensionnés tout en respectant les normes données par SETRA et évaluer le comportement du pont sous les différents types de chargement routier établi par le fascicule 62 titres 2. Le chapitre qui suit, consistera à évaluer les charges et surcharges par le logiciel de modélisation SAP2000.

CHAPITRE 3 : MODELISATION ET SOLLICITATIONS.

3.1. Introduction :

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

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

3.2. Présentation du logiciel :

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

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

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

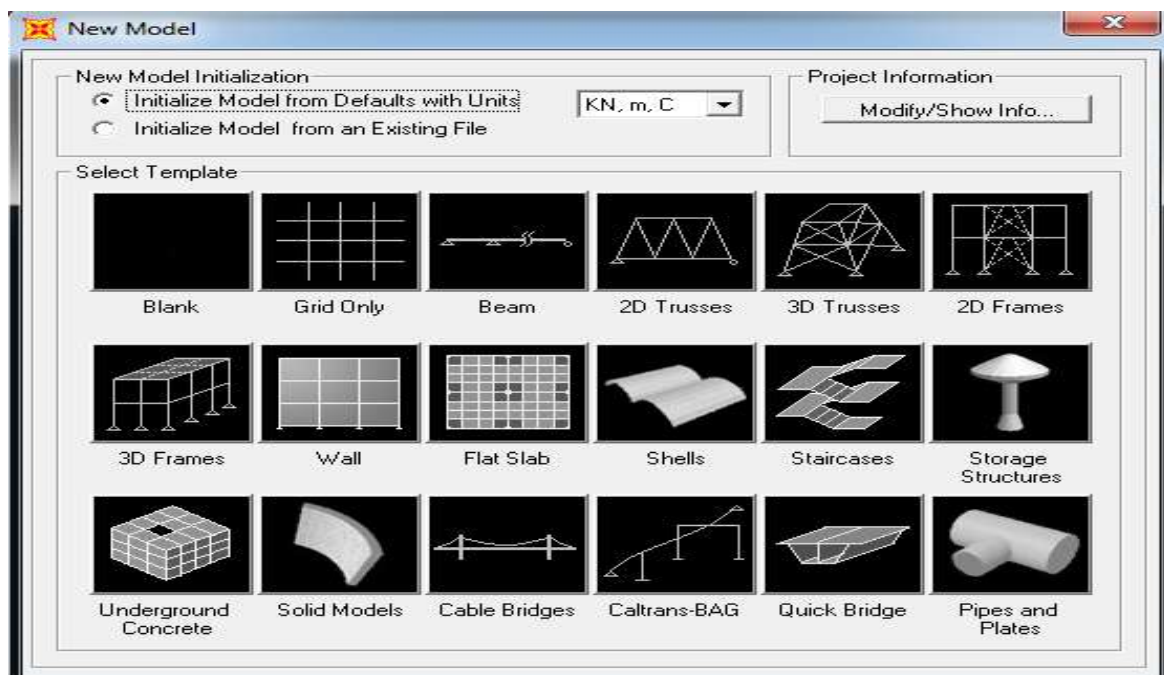


Figure 3.1 : Tableau de modèle

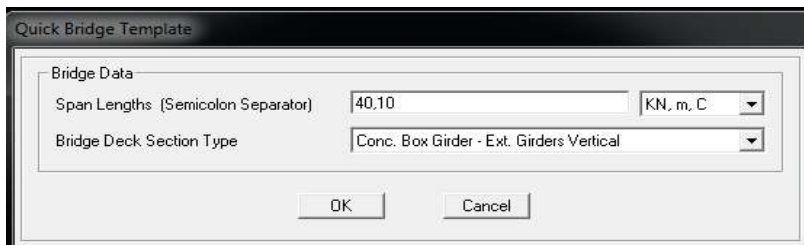
3.3. Modélisation du tablier :

Notre pont comporte une seule travée de longueur 40,10m. Le tablier est composé d'une tôle métallique d'épaisseur 0,012m et une dalle en béton armé d'épaisseur 0,38m reposant sur deux poutres PRS qui sont reliées par des entretoises.

3.3.1. Les étapes de modélisation:

Pour réaliser l'ouvrage sur SAP2000, on doit choisir l'option < **New model**> dans laquelle apparait un tableau (voir figure 3.1). Avant de choisir le model de l'ouvrage, on change l'unité au < **KN.m.C**>.

En suite on choisit < **Quick bridge**> puis insérer la valeur de la travée.



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

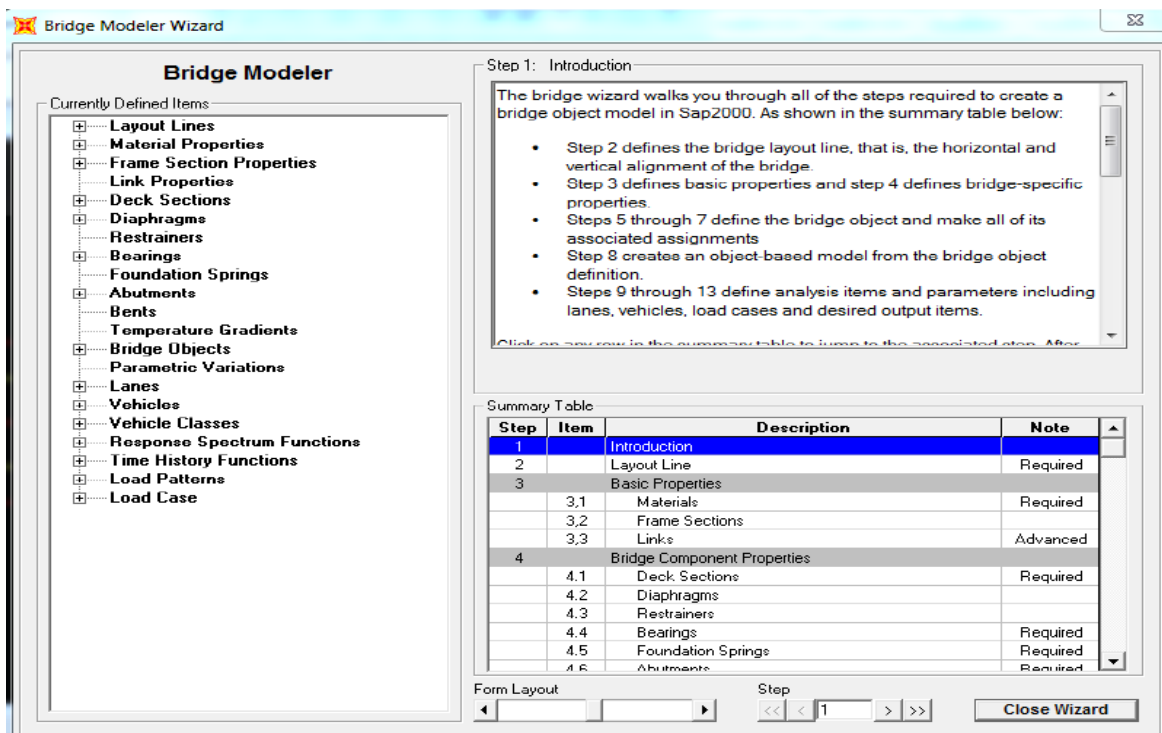


Figure 3.2 : Bridge wizard

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

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

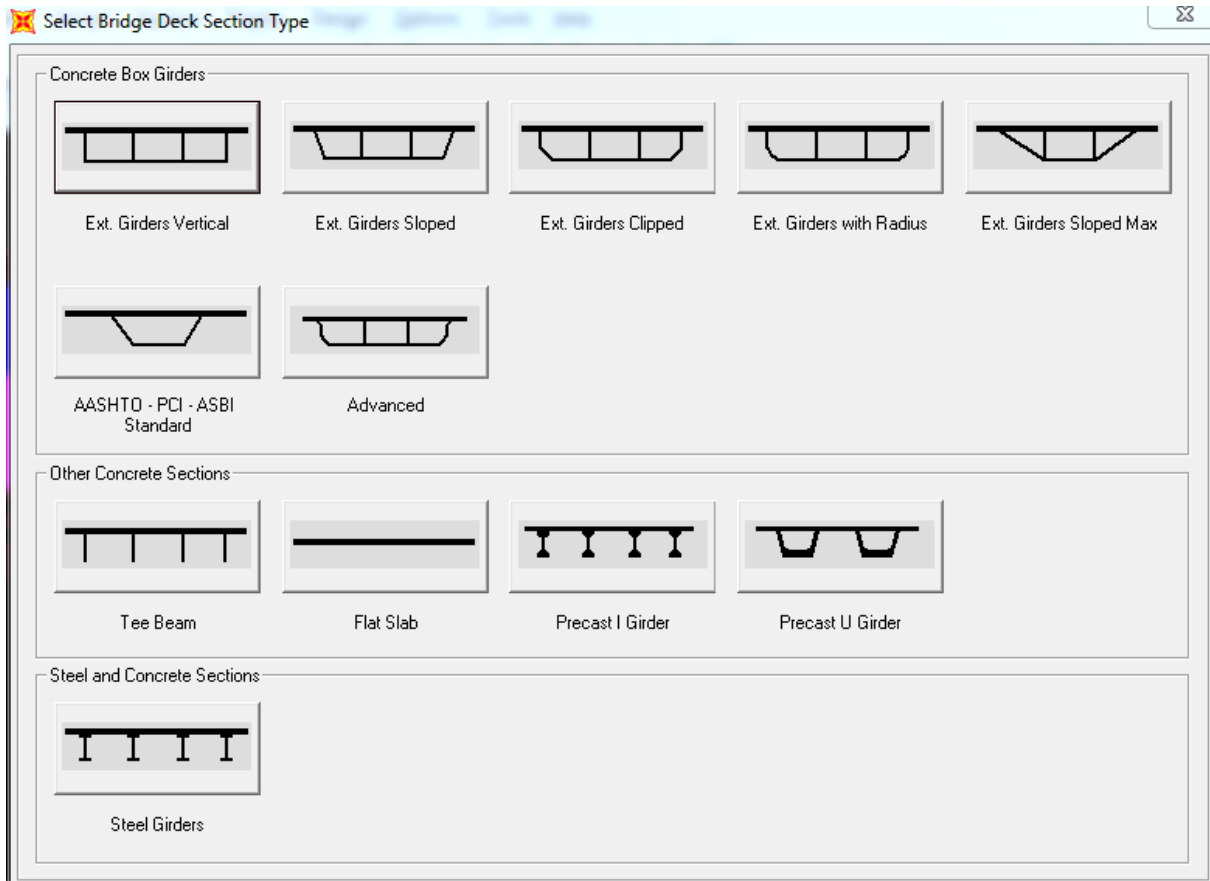


Figure 3.3: Deck section type

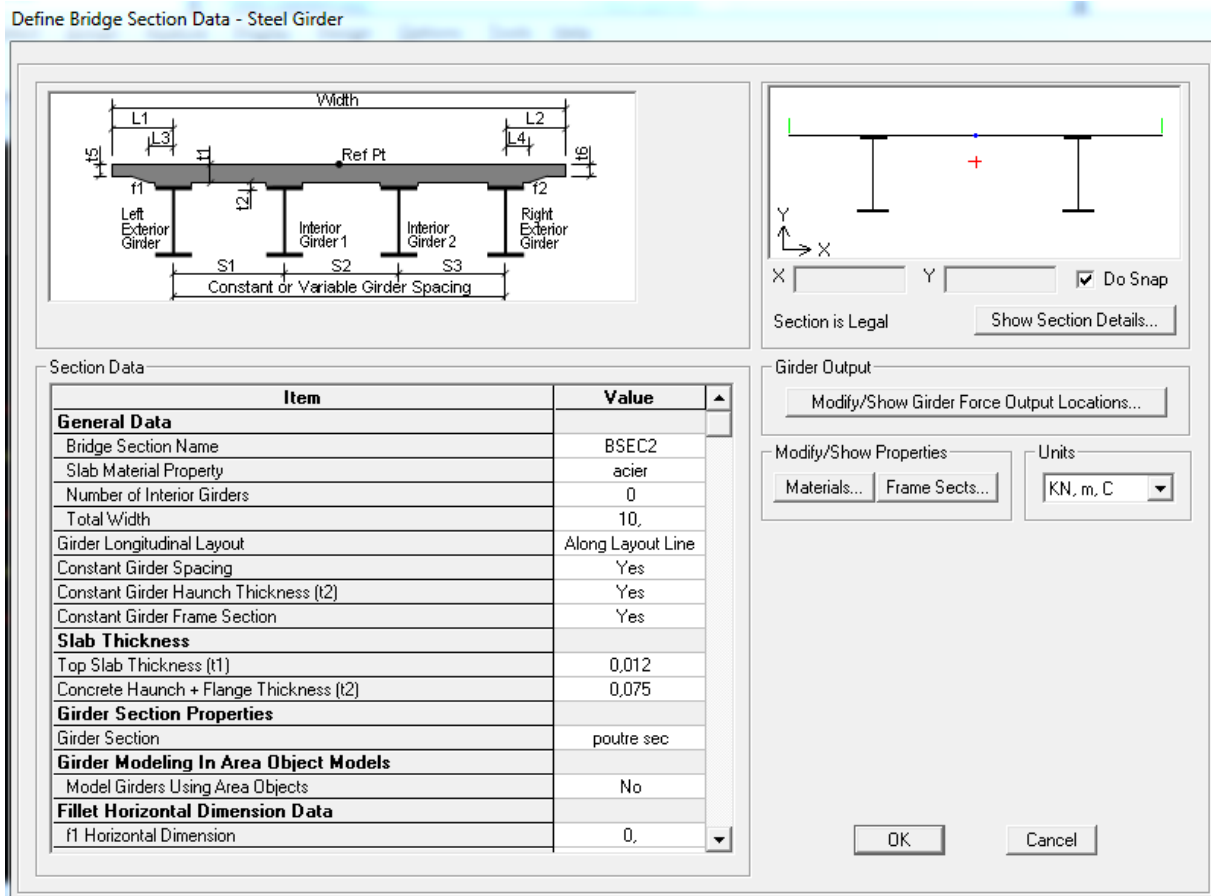


Figure 3.4: Bridge section data

- Définition des entretoises :

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

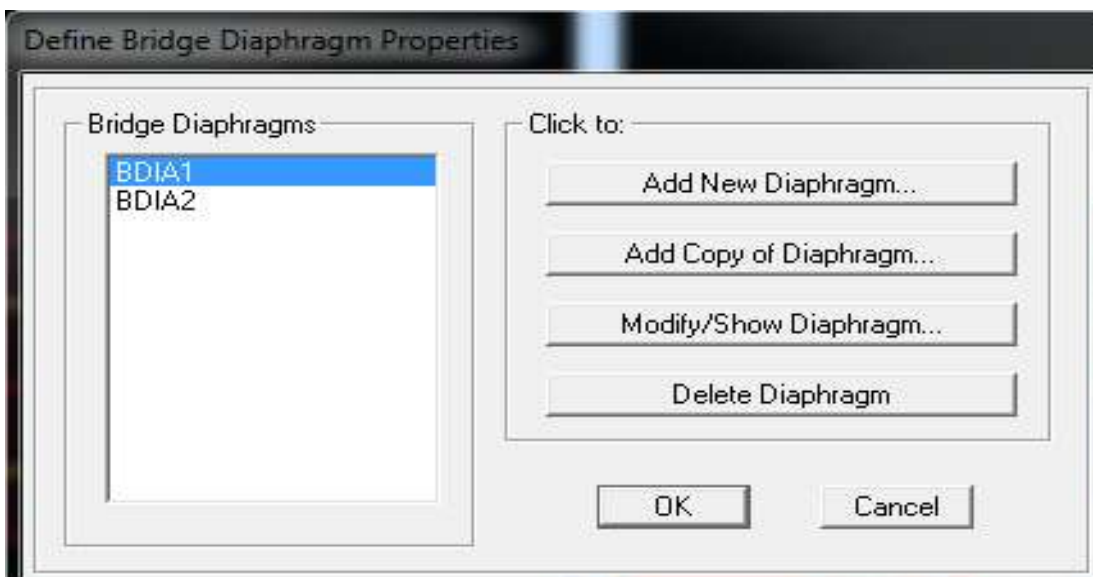


Figure 3.5 : Define bridge diaphragm

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

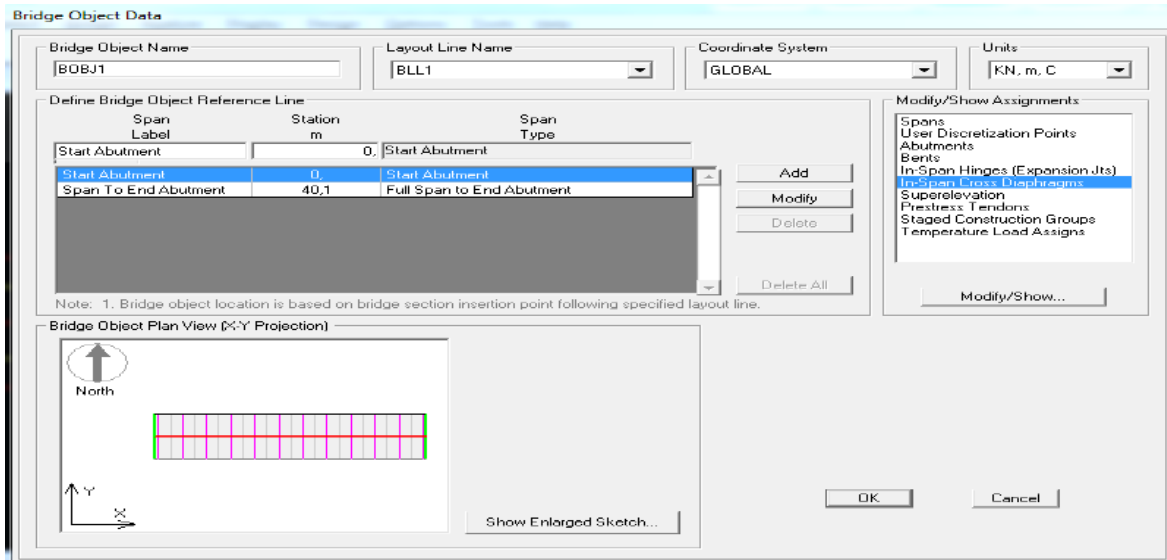


Figure 3.6 : Bridge Object

Notre modèle du tablier métallique conçu est le suivant :

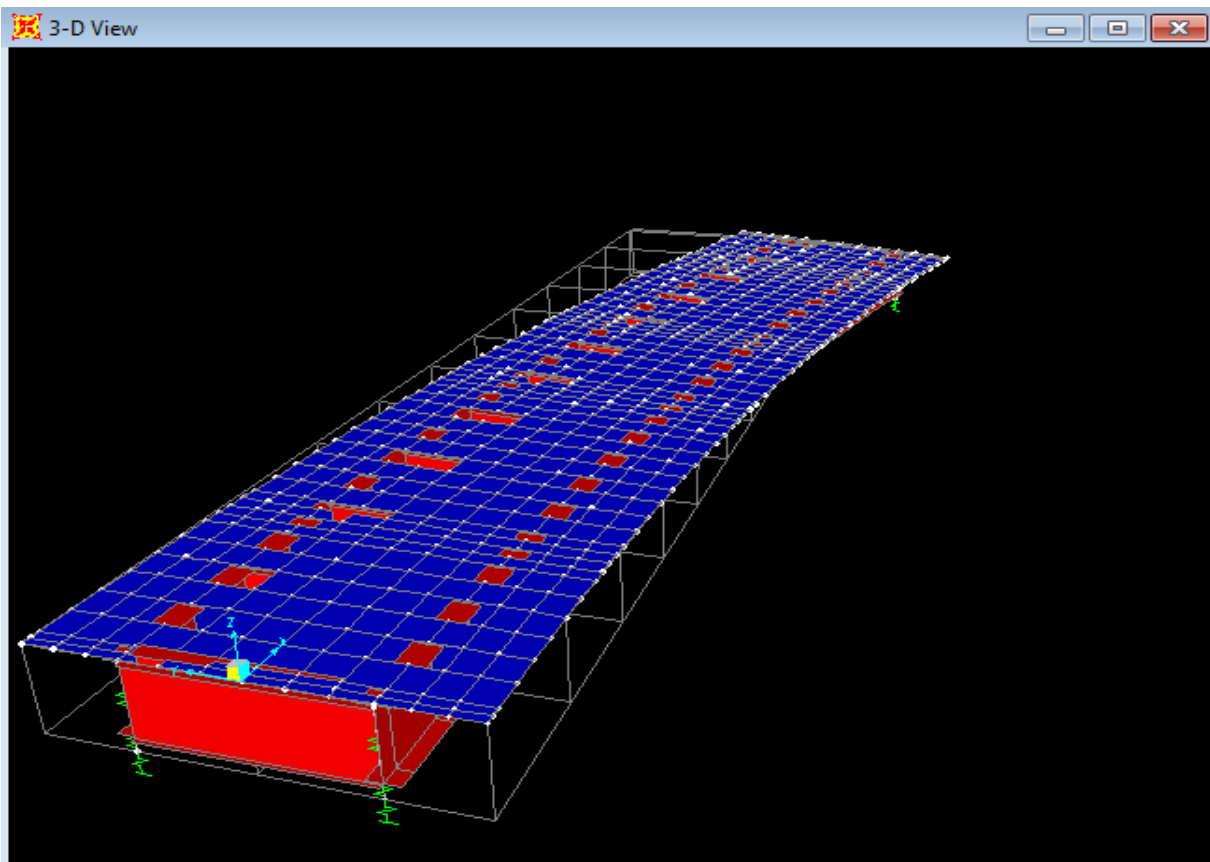
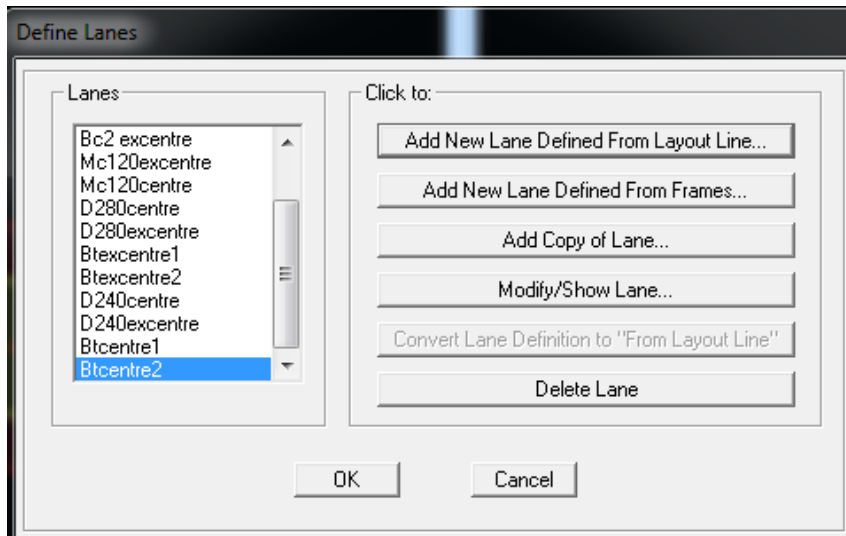


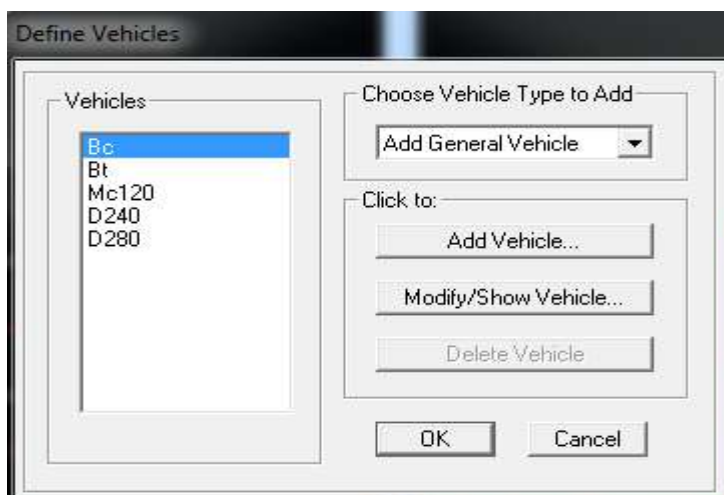
Figure 3.7 : modèle de tablier en 3D

- Définition des voies, les véhicules et leurs classes.

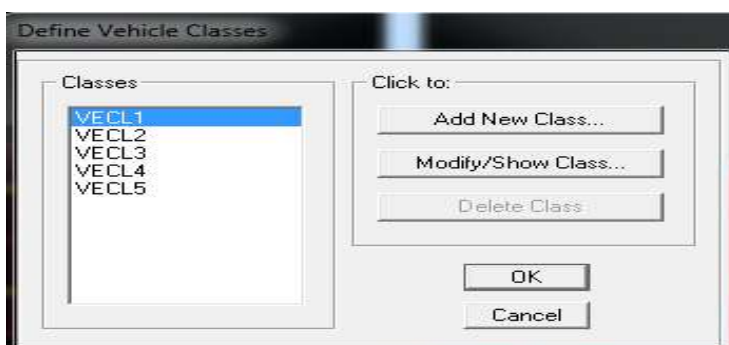
1-Lanes (Voies) :



2-Véhicules(Vehicles) :



3-classes de véhicules :



3.3.2. Définition des charges et leurs combinaisons :

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

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

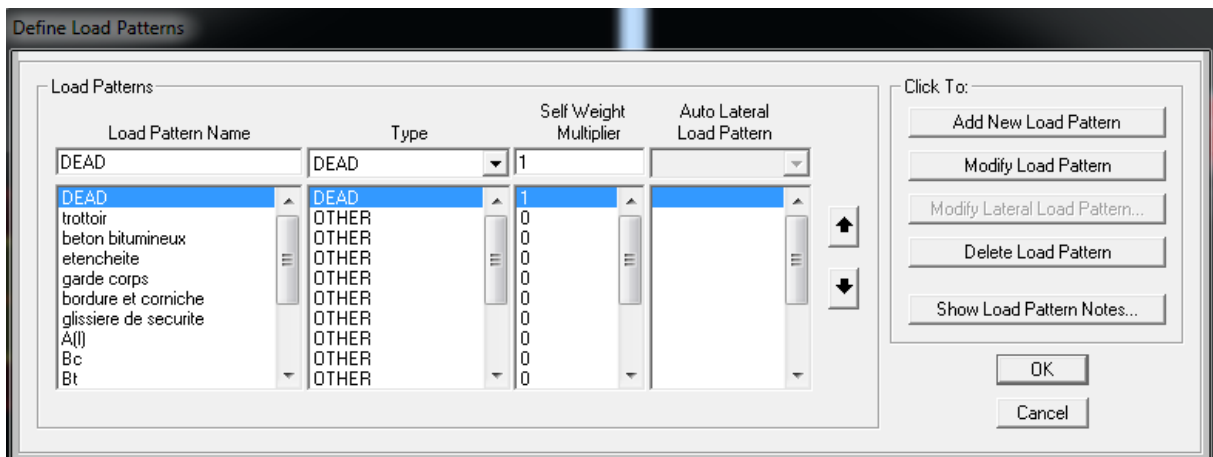


Figure 3.8 : Define load patterns

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

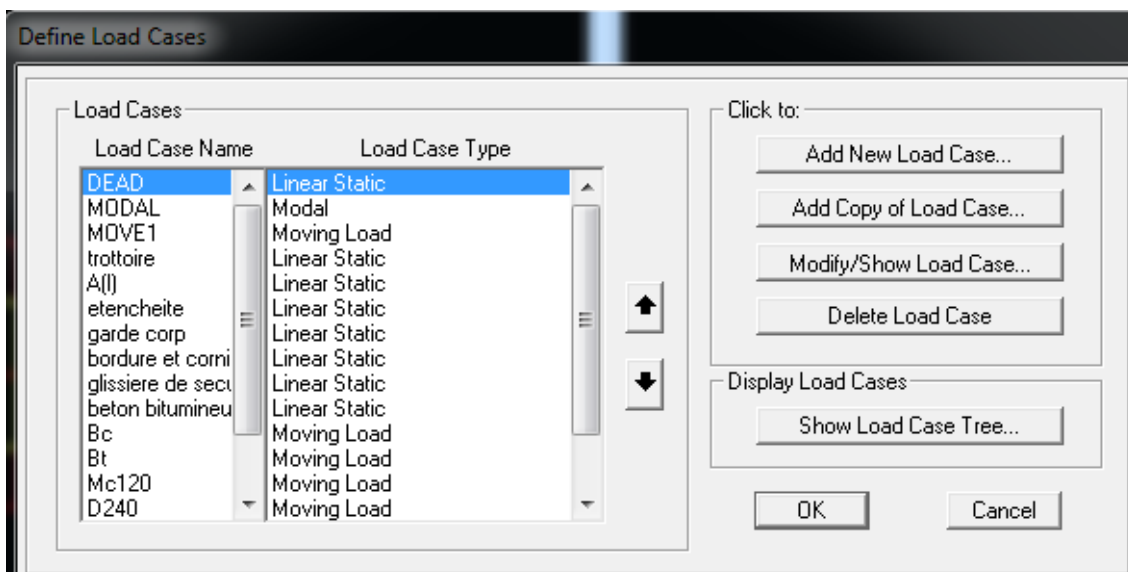


Figure 3.9: Define load cases

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

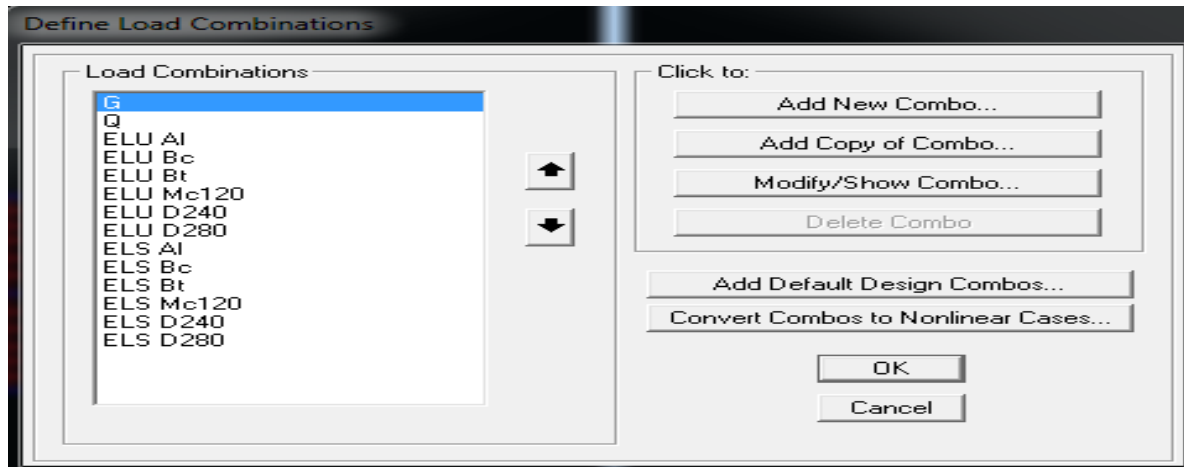


Figure 3.10 : Define load combinations

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

- A l'état limite ultime (ELU):

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

- A l'état limite de service (ELS):

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

Avec:

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

3.4. Résultats de calculs obtenus par SAP2000 :

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

- **Moments fléchissant :**

Tableau 3.1 : Moments fléchissant

Action	Poutre gauche	Poutre droite
G	14567,536	14567,536
Q	305,879	305,879
A(L)	4345,328	4345,328
Bc	2981,201	2981,201
Bt	2148,866	2148,866
Mc120	5337,035	5337,035
D240	6064,221	6064,221
D280	2873,704	2873,704

Tableau 3.2 : Moments fléchissant à l'ELU

Action	Poutre gauche	Poutre droite
ELU A(L)	26988,639	26988,639
ELU Bc centre	24856,126	24856,126
ELU Bc excentre	24908,605	24908,605
ELU Bt centre	23474,387	23474,387
ELU Bt excentre	23486,756	23486,756
ELU Mc120 centre	27238,887	27238,887
ELU Mc120 excentre	25855,753	28590,809
ELU D240 centre	28218,018	28218,018
ELU D240 excentre	24150,238	32601,48
ELU D280 centre	23953,744	23953,744
ELU D280 excentre	22159,691	25733,681

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

1,35G+1,5Q+1,35D240

M_{Max}=32601,48 KN.m

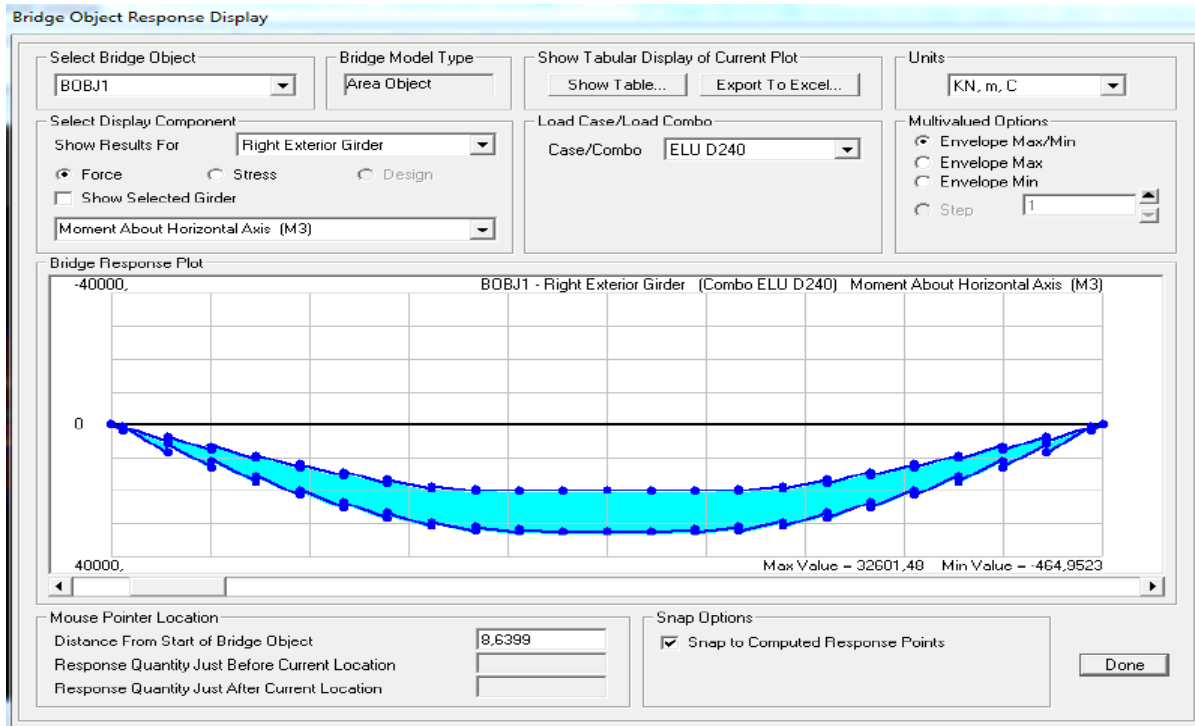


Figure 3.11 : Diagramme du moment fléchissant dû par la surcharge D240 à l'ELU

Tableau 3.3: Moments fléchissant à l'ELS

Action	Poutre gauche	Poutre droite
ELS A(L)	20021,652	20021,652
ELS Bc centre	18422,267	18422,267
ELS Bc excentre	18461,626	18461,626
ELS Bt centre	17385,962	17385,962
ELS Bt excentre	17395,24	17395,24
ELS Mc120 centre	20143,012	20143,012
ELS Mc120 excentre	19118,468	21144,435
ELS D240 centre	20868,294	20868,294
ELS D240 excentre	17855,524	24115,306
ELS D280 centre	17709,973	17709,973
ELS D280 excentre	16381,045	19028,445

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

$$G+Q+D_{240}$$

$$M_{Max}=24115,306 \text{ KN.m}$$

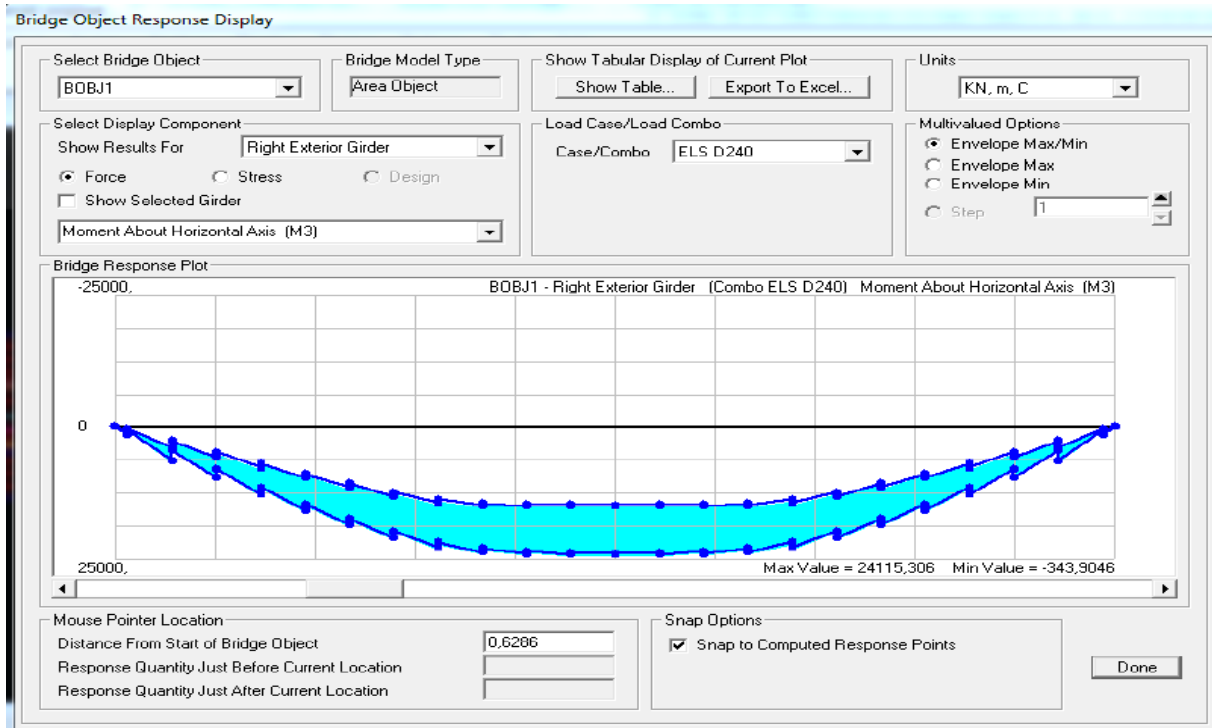


Figure 3.12 : Diagramme du moment fléchissant dû par la surcharge D240 à l'ELS

- Efforts tranchants :

Tableau 3.4 : Efforts tranchants

Action	Poutre gauche	Poutre droite
G	2125,682	2125,682
Q	45,327	45,327
A(L)	641,383	641,383
Bc	482,757	482,757
Bt	321,251	321,251
Mc120	918,494	918,494
D240	938,884	938,884
D280	423,494	423,494

Tableau 3.5 : Efforts tranchants à l'ELU

Action	Poutre gauche	Poutre droite
ELU A(L)	3963,875	3963,875
ELU Bc centre	3710,074	3710,074
ELU Bc excentre	3712,126	3712,126
ELU Bt centre	3451,664	3451,664
ELU Bt excentre	3451,793	3451,793
ELU Mc120 centre	4177,629	4177,629
ELU Mc120 excentre	3973,827	4371,954
ELU D240 centre	4205,155	4205,155
ELU D240 excentre	3564,930	4838,990
ELU D280 centre	3509,378	3509,378
ELU D280 excentre	3232,694	3786,656

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

$$1,35G+1,5Q+1,35D240$$

$$T_{Max}=4838,990 \text{ KN.m}$$

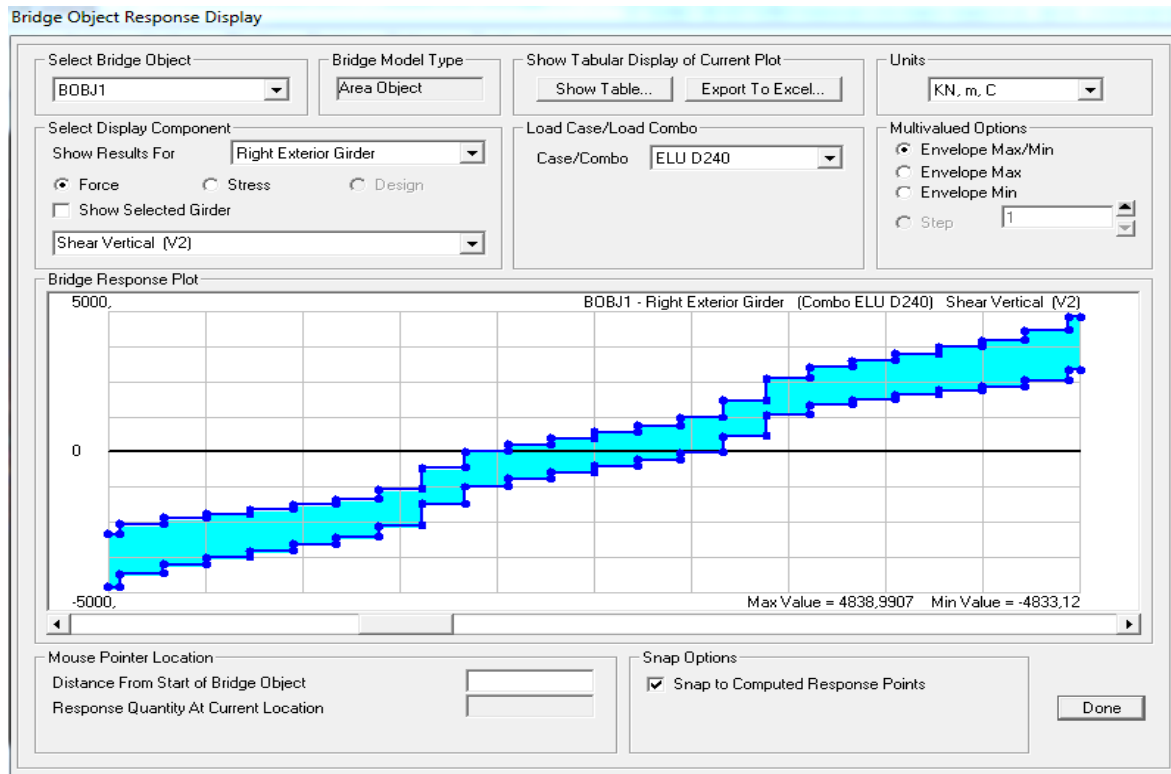


Figure 3.13 : Diagramme de l’effort tranchant dû par la surcharge D240 à l’ELU

Tableau 3.6 : Efforts tranchants à l’ELS

Action	Poutre gauche	Poutre droite
ELS A(L)	2940,669	2940,669
ELS Bc centre	2750,318	2750,318
ELS Bc excentre	2751,858	2751,858
ELS Bt centre	2556,511	2556,511
ELS Bt excentre	2556,607	2556,607
ELS Mc120 centre	3089,504	3089,504
ELS Mc120 excentre	2938,539	3233,448
ELS D240 centre	3109,893	3109,893
ELS D240 excentre	2635,653	3579,401
ELS D280 centre	2594,503	2594,503
ELS D280 excentre	2389,552	2799,894

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

G+Q+D240

$T_{Max}=3579,401 \text{ KN.m}$

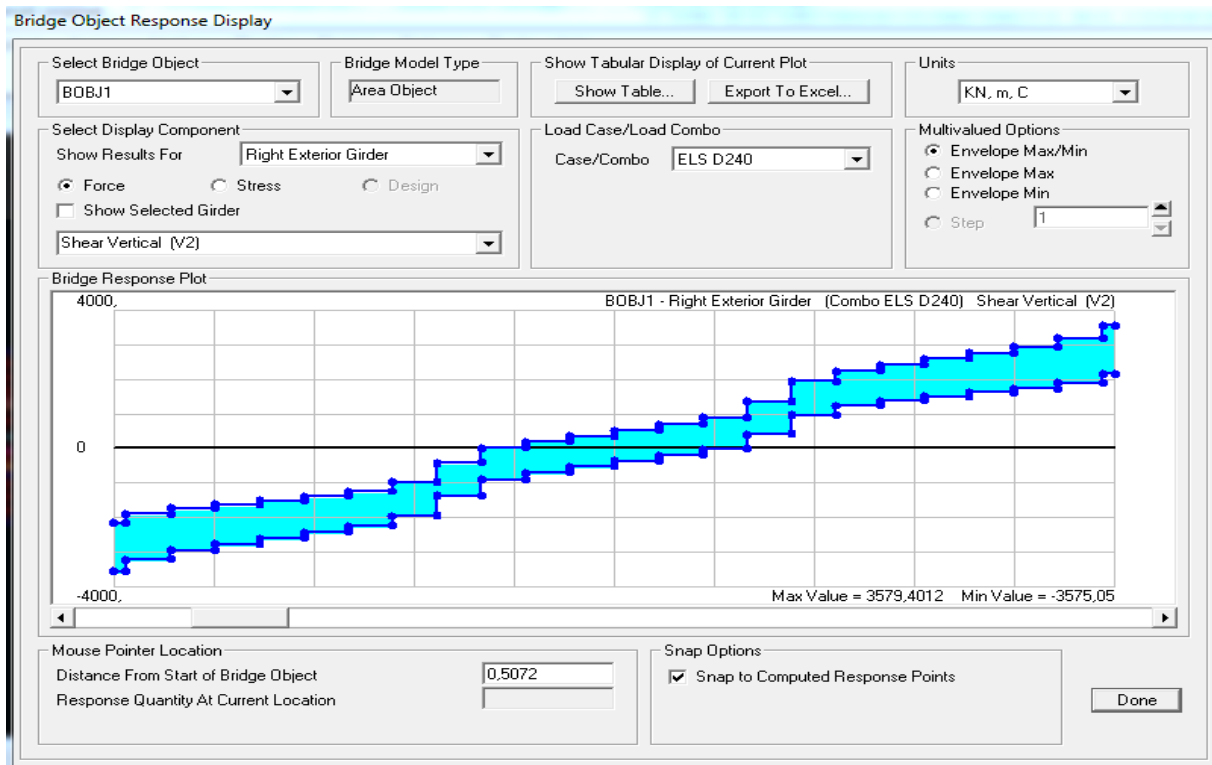


Figure 3.14 : diagramme de l'effort tranchant dû par la surcharge D240 à l'ELS

Après avoir fait l'étude statique, nous passons à l'étude sismique de l'ouvrage en utilisant la donnée de base qui est le spectre de réponse élastique selon la RPOA 2008.

- **Combinaison des composantes sismiques :**

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit.

Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante : [5]

- ✓ $E1(\text{long}) = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$
- ✓ $E2(\text{horiz}) = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$
- ✓ $E3(\text{vert}) = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$.

Selon le RPOA, la combinaison d'action à l'état limite accidentelle est écrite sous la forme suivante : $G + \psi Q + E$

Avec :

- ✓ $Q = D240$, on a pris le cas le plus défavorable.
- ✓ $\psi = 0,2$ car c'est ouvrage routier.

Pour effectuer le calcul, on a utilisé la fonction **<define reponses Spectrum functions >** sur SAP 2000 pour définir les composantes verticales et horizontales du spectre de réponse.

Pour la détermination des valeurs de ces dernières, le calcul est fait par un logiciel tout en respectant la norme **NF-EN 1998-1**.

Ensuite on définit les composants de chaque axe en utilisant la fonction **<load cases >** et à la fin les combinaisons par la fonction **<load combinaison >**.

3.5. Résultats obtenus des combinaisons sismiques :

Tableau 3.7: moment fléchissant maximum du au séisme

combinaison	Poutre gauche	Poutre droite
Suivant x : G+0,2D240+E(long)	31867,75	28529 ,24
Suivant y : G+0,2D240+E(horiz)	12212,261	11585,303
Suivant z : G+0,2D240+E(vert)	12199,398	10728,765

D'après ces résultats obtenus par SAP2000 pour les moments dus au séisme, on peut constater que l'effort le plus défavorable est déterminé par la combinaison suivante :

Suivant x : G+0,2D240+E(long)

Mmax =31867,75 KN.m

Tableau 3.8: effort tranchant maximum dû au séisme

combinaison	Poutre gauche	Poutre droite
Suivant x : G+0,2D240+E(long)	1580,9231	990,2306
Suivant y : G+0,2D240+E(hori)	1533,8676	931,7897
Suivant z : G+0,2D240+E(vert)	1531,6149	932,0152

D'après ces résultats obtenus par SAP2000 pour les efforts tranchant dû au séisme, on peut constater que l'effort le plus défavorable est déterminé par la combinaison suivante :

Suivant x : G+0,2D240+E (long)

Tmax =1580,9231 KN.

Après avoir fait les études dans les deux cas (statique et dynamique), on peut conclure que les efforts obtenus à l'étude statique sont les plus défavorable par rapport à l'étude dynamique. L'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité moyenne et il doit être dimensionné par les efforts les plus défavorables pour qu'il résiste à toute épreuve.

3.5. Conclusion :

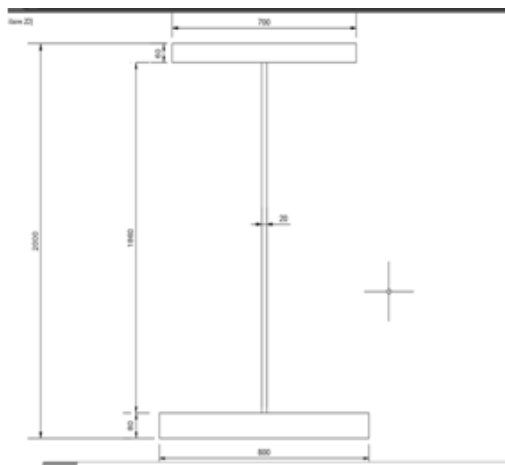
Cette modélisation nous a permis d'avoir une approche du comportement réel du pont. Pour éviter les dégâts qui seront causés par les risques naturels tels que le séisme, notre ouvrage est étudié sous forme statique et dynamique et on considère juste les sollicitations les plus défavorables entre les deux. Les résultats obtenus seront exploités pour les calculs de dimensionnements et les vérifications des éléments porteurs du tablier dans le chapitre qui suit.

CHAPITRE 4 : ETUDE DU TABLIER

4.1. Introduction :

Le pont doit être conçu et construit de telle manière à résister toutes les surcharges routières. Le but est de dimensionner et vérifier la stabilité de la poutre, vérifier la section mixte et aussi tous les autres éléments (entretoises, assemblages, connecteurs) qui constituent le tablier. L'étude sera faite à partir des résultats obtenus précédemment à partir du logiciel de calcul SAP2000.

4.2. Vérification de la section de la poutre (PRS) :

Géométrie de la section :

Hauteur totale	2000mm
Hauteur de l'ame	1860mm
Epaisseur de l'ame	40mm
Largeur de la semelle supérieure	700mm
Largeur de la semelle inférieure	800mm
Epaisseur de la semelle inférieure	80mm
Epaisseur de la semelle supérieure	60mm

- **La classe de résistance :**

ϵ : coefficient de réduction plastique

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

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

- **Semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{800}{2 \times 80} \leq 10\epsilon$$

$$5 \leq 8,1$$



La semelle est de **classe 2**.

- Ame :

$$\frac{d}{t_w} \leq 124\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{1860}{40} = 46,5 \leq 100,44 \Rightarrow \text{Le profilé est de classe 3.}$$

On a une âme de classe 3 non enrobé $d=1900 > (2 \times 20 \times 40 \times 0,81) = 1296 \text{mm}$
 Notre profilé reconstitue soudé est de **classe 2**, on vérifiera par la suite la stabilité des poutres.

4.2.1. Etude de la stabilité des poutres :

On se basera sur les résultats obtenus précédemment à partir de SAP2000.

Les sollicitations sont : $\begin{cases} M_{\max} = 32601,48 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 4838,990 \text{ KN} \end{cases}$

- La vérification au moment fléchissant :

La vérification doit être faite suivant cette condition : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$M_{sd} = 32601,48 \text{ KN.m}$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$Y = \frac{(800 \times 40 \times 80) + (40 \times 1860 \times 1010) + (700 \times 60 \times 1970)}{(800 \times 80) + (40 \times 1860) + (700 \times 60)}$$

$Y = 889,379 \text{ mm}$

$$I_y = \left(\frac{800 \times 80^3}{12} + 849,379^2 \times 80 \times 80 \right) + \left(\frac{40 \times 1860^3}{12} + 120,621^2 \times 40 \times 1860 \right) + \left(\frac{700 \times 60^3}{12} + 1080,621^2 \times 60 \times 700 \right)$$

$I_y = 1,178.10^{11} \text{ mm}^4$

$$W_{pl,y} = \frac{1,178.10^{11}}{889,379} = 1,3245.10^8 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1,3245.10^8 \times 355 \times 10^{-6}}{1,1} = 42745,048 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 32601,48 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 42745,048 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant pour l'âme:

La vérification doit être faite suivant cette condition : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{Mo}}$$

Pour PRS : $A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 73600 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{73600 \times \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 13713,643 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 4838,990 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 13713,643 \text{ KN}$  la condition est vérifiée.

Après avoir vérifié les conditions nécessaires pour la stabilité de poutres, on peut conclure que la poutre est stable vis-à-vis de l'effort tranchant et moment fléchissant.

- **Inter action moment fléchissant- effort tranchant :**

$$V_{sd} = 4838,990 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 13713,643 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 4838,990 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 0,5 \times 13713,643 \text{ KN}$  il n y a pas influence sur le moment fléchissant.

- **Verification au déversement:**

La vérification doit être faite suivant cette condition : $M_{sd} \leq M_{b,rd}$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\beta_w = 1$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi(lt) + \sqrt{\varphi(lt)^2 - \lambda(lt)^2}}$$

$$\varphi(lt) = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\lambda(\overline{lt}) - 0,4) + \lambda(\overline{lt})^2]$$

Pour les PRS :

$$\alpha_{lt} = 0,49$$

$$\lambda(\overline{lt}) = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda(l)} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda(l) = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,98 = 76,059$$

$$\lambda(lt) = \frac{L_f}{i} \text{ Avec } L_f = L = 40,10 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 808,08 \text{ mm} \quad \text{avec } A = 180400 \text{ mm}^2 \quad I = 1,178 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\lambda(lt) = \frac{40,10 \cdot 10^3}{808,08}$$

$$\lambda(lt)=49,623$$

$$\lambda(\bar{lt})=\frac{49,623}{76,059} \times 1=0,652>0,4$$


$$\varphi(lt)=0,5[1 + 0,49(0,652 - 0,4) + 0,652^2]$$

$$\varphi(lt) = 0,774$$

$$\chi_{lt}=\frac{1}{0,774+\sqrt{0,774^2-0,652^2}}=0,839<1$$

$$M_{b,rd}=0,839 \times 1 \times 1,3245 \cdot 10^8 \times \frac{355}{1,1}$$

$$M_{b,rd}=35863,24\text{KN.m}$$

$M_{sd}=32601,48\text{KN.m} < M_{b,rd}=35863,24\text{KN.m}$  la condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de déversement au niveau des poutres.

4.3. Calcul de la section mixte :

4.3.1. Hypothèses de calcul d'une section mixte.

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués. Pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- ✓ La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelés «Connecteurs »
- ✓ L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook, la variation relative de la longueur est :

$$\text{Pour l'acier : } \varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{Pour le béton : } \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

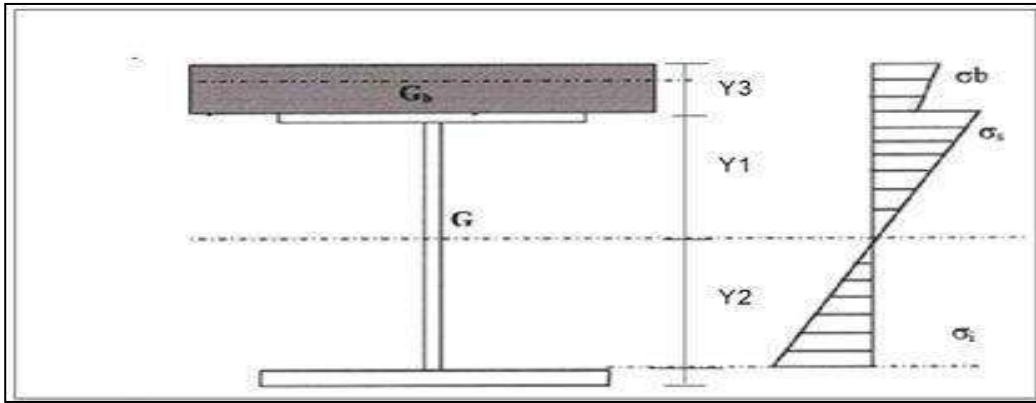


Figure 4.1 : diagramme de contrainte dans la section mixte

D'après la première hypothèse on a :

$$\epsilon_a = \epsilon_b \implies \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

n: Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E_a et E_b , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage). Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit plusieurs valeurs de **n** correspondant à tous les types de sollicitation. [8]

Tableau 4.1: la variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée.

sollicitation	Champs d'application	n
Charge instantanée	surcharge	6
Charge de longue durée	ccp	18
Effet différés	retrait	15
Charge de longue durée	cp	∞

4.3.2. Position du centre de gravite de section mixte :

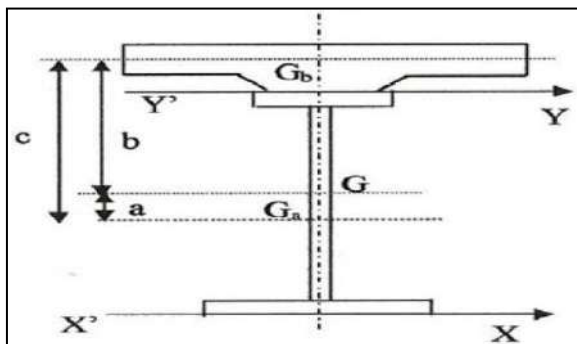


Figure 4.2 : position du centre de gravite de section mixte

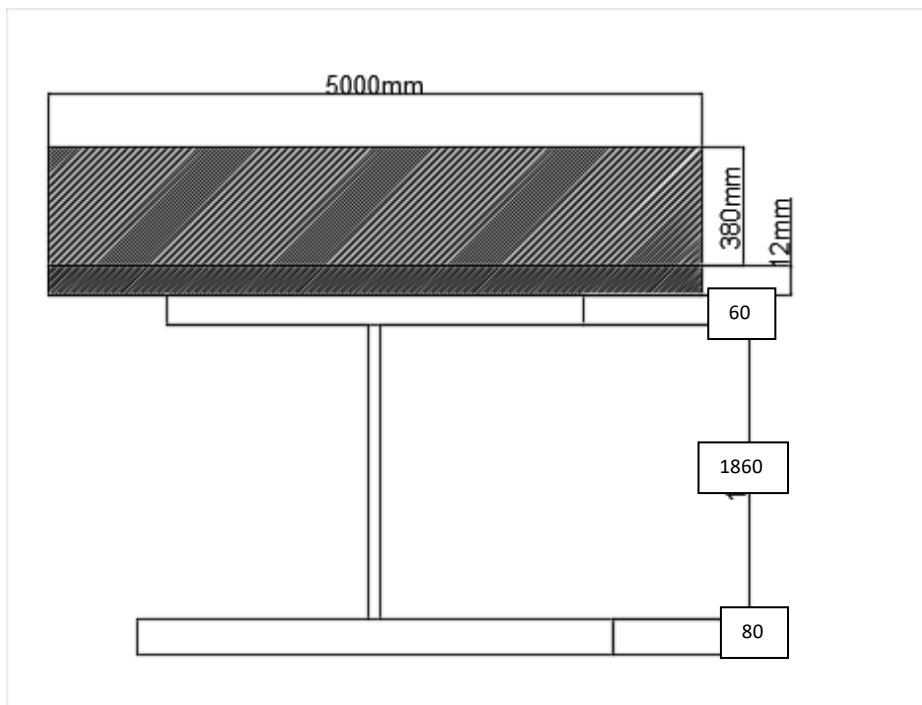


Figure 4.3 : section mixte

- Largeur de la dalle participante :

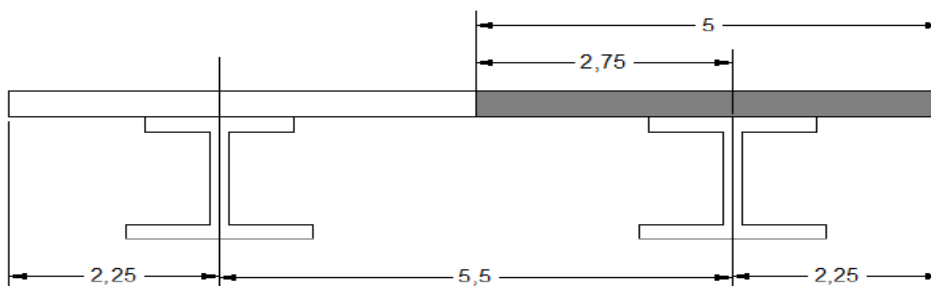


Figure 4.4 : largeur de la dalle participante.

La largeur est calculée comme suit : $b_{eff} = \frac{5,5}{2} + 2,25 = 5m$

- Centre de gravite de la section d'acier :

$$Y_{GA} = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i}$$

$$Y_{GA} = \frac{(800 \times 80 \times 40) + (40 \times 1860 \times 1010) + (700 \times 60 \times 1970) + (12 \times 5000 \times 2006)}{(800 \times 80) + (40 \times 1860) + (700 \times 60) + (12 \times 5000)}$$

$$Y_{GA} = 1168,069mm$$

- Centre de gravite de la section du béton :

$$Y_{GB} = (\sum s_i \times y_i) / \sum s_i$$

$$Y_{GB} = \frac{(380 \times 5000 \times 190)}{(380 \times 5000)} = 190 \text{mm}$$

$$Y_{GB} = 190 \text{mm}$$

- Centre de gravite de la section mixte :

$$Y_G = \frac{(800 \times 80 \times 40) + (40 \times 1860 \times 1010) + (700 \times 60 \times 1970) + (12 \times 5000 \times 2006) + (380 \times 5000 \times 2190)}{(800 \times 80) + (40 \times 1860) + (700 \times 60) + (12 \times 5000) + (380 \times 5000)}$$

$$Y_G = 2075,221 \text{mm}$$

- Distance entre le centre de gravite de la section du béton et celui de l'acier :

La distance entre le centre du gravite du béton et de l'acier est : $C = 978,069 \text{mm}$

4.3.3. Inertie d'une section mixte :

- Caractéristique géométrique de la section mixte :

$$\text{Section homogénéisée : } S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

S_a : section acier

S_b : section du béton

n : Coefficient d'équivalence

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{B \times A}{n \times S_n} \times C^2\right)$$

I_Δ : Moment d'inertie / Δ

S_Δ : Moment statique / Δ

$V' = \frac{S/\Delta}{B}$: Distance du CDG de la fibre inférieure

I_o : Moment d'inertie / CDG

$$\checkmark \text{ Pour une section rectangulaire : } I_o = \frac{bh^3}{12}$$

$$\checkmark \text{ Pour une section triangulaire : } I_o = \frac{bh^3}{36}$$

B : Section du béton

A : section de la poutre

$$I_\Delta = I_o + (B \times Z^2)$$

- Vérification de la résistance à la flexion :

(Selon ENV 1994-2 :1997 l'Eurocode 4)

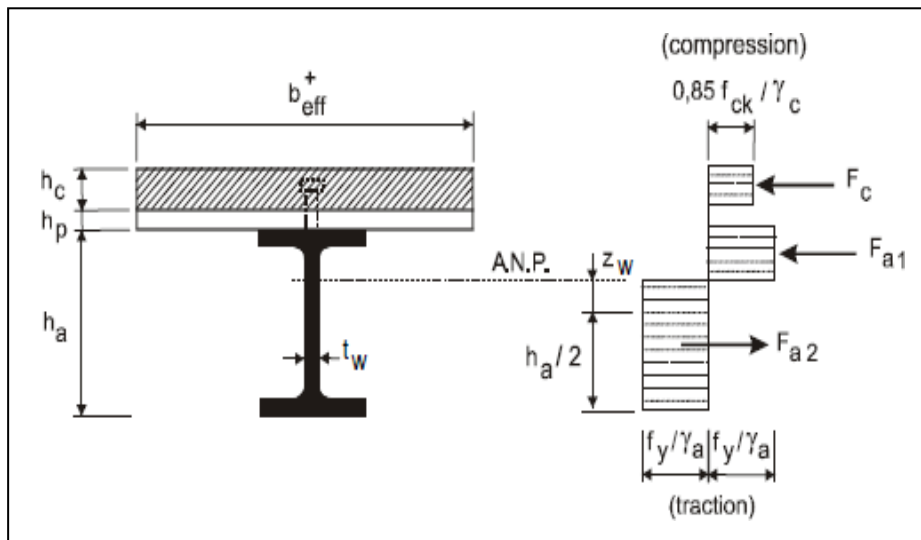


Figure 4.5: Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive).

Position de l'axe neutre :

$$F_c = B_{\text{eff}} \times h_c \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec :

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

h_c : Épaisseur de la dalle

F_{ck} : Résistance à la compression a 28jours

γ_c : coefficient du béton 1.5

$$F_c = 5000 \times 380 \times 0,85 \times \frac{35}{1,5} = 37683,33 \text{ KN}$$

$$F_a = 174000 \times \frac{355}{1,1} = 56154,54 \text{ KN}$$


✓ **Condition 1 :**

$F_c > F_a$ l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle

$F_c < F_a$ l'axe neutre plastique se trouve dans la poutre.

Dans notre cas $F_c=37683,33\text{KN} < F_a =56154,54\text{KN}$  l'axe neutre se trouve dans la poutre métallique.

✓ **Condition 2 :**

$F_c \cdot F_a \leq 2b_f \times t_f / \gamma_a$  l'axe neutre plastique est situé dans la semelle.

$F_c \cdot F_a \geq 2b_f \times f_y \times t_f / \gamma_a$  l'axe neutre plastique est situé dans l'âme.

$$2b_f \times f_y \times \frac{t_f}{\gamma_a} = 2 \times 800 \times \frac{355}{1,1} \times 60 = 30981,81 \text{ KN}$$

$F_c \cdot F_a \geq 30981,81 \text{ KN}$  l'axe neutre plastique est situé dans l'âme

$$Z_w = \frac{F_c}{2 \times t_w \times f_y \times \gamma_a} = 2412,50 \text{ mm}$$

Calcul du moment de résistance plastique :

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_c(0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5F_c \times Z_w$$

Avec :

$h_c=38\text{cm}$, épaisseur de la dalle


$h_p=1,2\text{cm}$, épaisseur de la tôle

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

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

$$M_{pl,Rd} = 65312,6512 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 32601,48 \text{ KN.m (résultat SAP2000)}$$

$M_{sd} = 32601,48 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 65312,652 \text{ KN.m}$  la condition est vérifiée.

Après avoir vérifié les deux conditions, la première était de localiser l'axe neutre qui se trouve dans la poutre et la deuxième est celle de l'axe neutre plastique qui se trouve dans l'âme ensuite le calcul du moment plastique, on peut conclure que la section mixte résiste à la flexion provoquée par les différentes charges et surcharges routières car le moment de résistance plastique dans la poutre en acier ($M_{pl,Rd}$) est supérieur à M_{sd} .

• **Vérification au voilement par cisaillement (Eurocode 3) :**

La condition suivante doit être satisfaite pour que l'élément soit bien résistant au voilement par cisaillement, et ceci d'après l'eurocode 3.

$$V_{b,Rd} = V_{b,wRd} + V_{bf,Rd} \leq V_{pla,Rd} = \frac{\eta \times f_y \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$V_{b,Rd} = V_{b,wRd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w \times f_y \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} + \frac{b_f \times t_f^2 \times f_y}{C \times \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{sd}}{M_{f,rd}}\right)^2\right)$$

Avec:

- ✓ $V_{b,wRd}$: Valeur de calcul de la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement
- ✓ $V_{bf,Rd}$: Valeur de calcul de la contribution de la semelle à la résistance au voilement par cisaillement.
- ✓ $M_{f,Rd}$: Moment de résistant de calcul de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles.
- ✓ χ_w : Coefficient de réduction

$\eta=1.2$, Acier S235 jusqu'à S355.

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 \times t_w \times \varepsilon_w \times \sqrt{K_\tau}}$$

$$K_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{1860}{4700}\right)^2$$

$$K_\tau = 5,97$$

$$\overline{\lambda}_w = \frac{1860}{37.4 \times 40 \times 0,81 \times \sqrt{5,97}}$$

$$\overline{\lambda}_w = 0,6282 > \frac{0,6}{1,2} = 0,5$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + 0,6282} = 1,0315$$

Contribution de la semelle :

$$V_{b,frd} = \frac{b_f \times t_f^2 \times f_y}{C \times \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{sd}}{M_{f,rd}}\right)^2\right)$$

$$M_{f,Rd} = t_f \times b \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \times (h_w + t_f)$$

$$M_{f,Rd} = 80 \times 800 \times \frac{355}{1,1} \times (1860 + 80) = 40069,82 \text{ KN.m}$$

$M_{f,Rd} = 40069,82 \text{ KN.m} > M_{sd} = 32601,48 \text{ KN.m}$ \Rightarrow il y a contribution des semelles à la résistance.

Contribution de l'ame :

$$V_{bw,Rd} = \frac{1,0315 \times 355 \times 1860 \times 40}{\sqrt{3} \times 1,1} = 14299,38 \text{ KN}$$

$$V_{b,frd} = 396,799 \text{ KN}$$

$$V_{pla,Rd} = \frac{1,2 \times 355 \times 1860 \times 40}{\sqrt{3} \times 1,1} = 16635,245 \text{ KN}$$

$$V_{b,Rd} = 14299,38 + 396,799 = 14696,179 \text{ KN} \leq V_{pla,Rd} = 16635,245 \text{ KN}$$

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

$$V_{pla,Rd} = \min(14696,179; 16635,245) \text{ KN}$$

Alors : $V_{sd} = 4838,99 < V_{pla,Rd} = 14696,179 \text{ KN}$ \Rightarrow la condition est vérifiée , la poutre résiste au voilement par cisaillement.

- **Inter action cisaillement, moment fléchissant et effort tranchant :**

$$\bar{\eta}_z = \frac{V_{sd}}{V_{bw,Rd}} = \frac{4838,99}{14696,179} = 0,329 < 1 \Rightarrow \text{Il n y a pas d'interactions.}$$

- **Caractéristiques géométriques de la section du béton :**

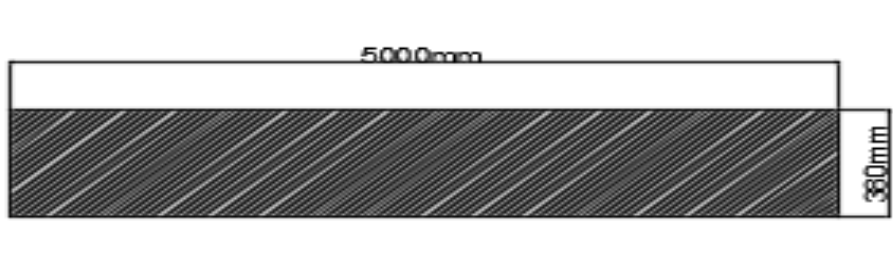


Figure 4.6 : section du béton.

Tableau 4.2 : détermination des caractéristiques de la section du béton.

désignation	Dimension	B(cm ²)	Z(cm)	S _A =BxZ	I _o (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
1	500x38	19000	19	361000	2286333,33	9145333,33

- ✓ $V' = \frac{S/\Delta}{B} = 19\text{cm}$
- ✓ $I_{GB} = I_{\Delta} - (S_{\Delta} \times V')$
- ✓ $I_{GB} = 2,286.10^6 \text{ cm}^4$

- **Caractéristiques géométriques de la section d'acier :**

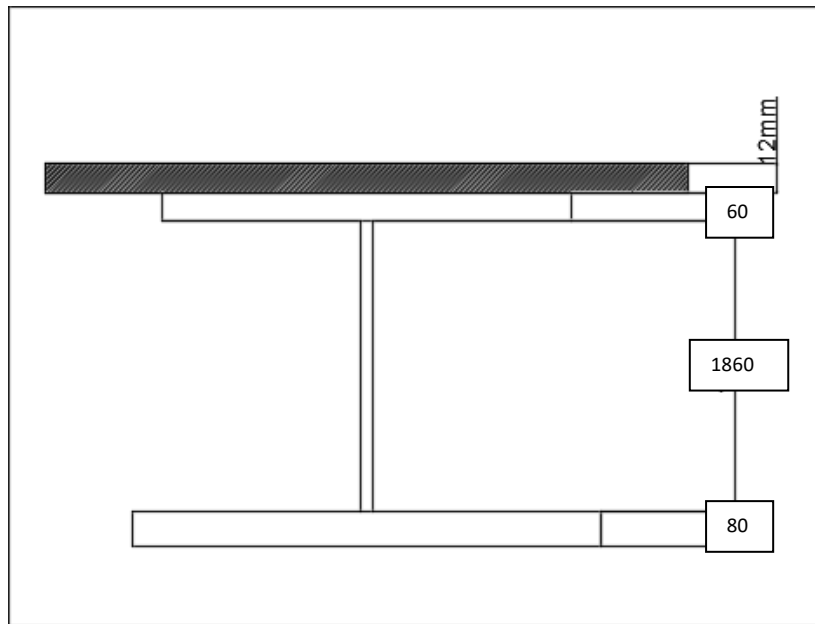


Figure 4.7 : section d'acier

Tableau 4.3: détermination des caractéristiques de la section d'acier

Désignations	dimensions	A(cm ²)	Z(cm)	S Δ =BxZ	I _o (cm ⁴)	I Δ (cm ⁴)
1	80x8	640	4	2560	3413,33	13653,33
2	4x186	744	101	75144	2144952	9734496
3	70x6	420	197	82740	1260	16301040
4	1,2x500	600	200,6	120360	72	24144288
	total	2404		280804		50193477,33

- ✓ $V' = \frac{S/\Delta}{B} = 123.91\text{cm}$
- ✓ $I_{GA} = I_{\Delta} - (S_{\Delta} \times V')$
- ✓ $I_{GA} = 17393607,77\text{cm}^4$

- **Caractéristique de la section mixte:**

Pour la détermination des caractéristiques géométriques de la section mixte, on utilise la formule de la section homogénéisée ci dessous :

$$S_n = A + (B/n)$$

Avec : $A=1804\text{cm}^2$ et $B=19000\text{cm}^2$ \Rightarrow
$$\begin{cases} S_{\infty} = 1804\text{cm}^2 \\ S_{18} = 2859,555\text{cm}^2 \\ S_{15} = 3070,667\text{cm}^2 \\ S_6 = 4970,667 \end{cases}$$

- **Position du centre de gravite de la section d’acier par rapport à celui de la section mixte :**

La position du centre de gravite est déterminée par cette formule :

$$a_n = \frac{B \times C}{n \times S_n} \quad \text{Avec } C=97,806\text{cm}$$

Les positions de différents coefficients d’équivalence sont :

$$\begin{cases} a_{\infty} = 0 \\ a_{18} = 36,103\text{cm} \\ a_{15} = 40,346\text{cm} \\ a_6 = 62,309\text{cm} \end{cases}$$

- **Position du centre de gravite de la section du béton par rapport à celui de la section mixte :**

La position du centre de gravite est déterminée par cette formule :

$$b_n = \frac{A \times C}{S_n}$$

Les positions de différents coefficients d’équivalence sont :

$$\begin{cases} b_{\infty} = 97,806\text{cm} \\ b_{18} = 61,703\text{cm} \\ b_{15} = 57,460\text{cm} \\ b_6 = 35,497\text{cm} \end{cases}$$

- **Moment d’inertie de la section mixte :**

Le moment d’inertie de la section mixte est déterminé par :

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{B \times A}{n \times S_n} \times C^2\right)$$

Les moments d’inertie de différent coefficient d’équivalences sont :

$$\begin{cases} I_{\infty} = 17393607,77\text{cm}^4 \\ I_{18} = 23890765,27\text{cm}^4 \\ I_{15} = 24664649,71\text{cm}^4 \\ I_6 = 28768587,9\text{cm}^4 \end{cases}$$

- **Détermination des caractéristiques de la section mixte:**

$$V_{bn} = b_n + 17,5$$

$$V_{sn} = b_n - 17,5$$

$$V_{in} = a_n + 83,96$$

Tableau 4.4 : les caractéristiques géométriques de la section mixte.

N	∞	18	15	6
$S_n(\text{cm}^2)$	1804	2859,555	3070,667	4970,67
$a_n(\text{cm})$	0	36,103	40,346	62,309
$b_n(\text{cm})$	97,806	61,703	57,460	35,497
$I_G(\text{cm}^4)$	17393607,77	23890765,27	24664649,71	28768587,9
$V_{bn}(\text{cm})$	115,306	78,203	74,96	52,997
$W_b = \frac{I}{V_{bn}} (\text{cm}^3)$	150847,378	305496,788	329037,483	542834,272
$V_{sn}(\text{cm})$	80,306	44,203	39,96	17,997
$W_s = \frac{I}{V_{sn}} (\text{cm}^3)$	216591,6341	540478,367	617233,476	1598521,304
$V_{in}(\text{cm})$	83,96	120,063	124,306	146,269
$W_i = \frac{I}{V_{in}} (\text{cm}^3)$	207165,4094	198985,243	198418,819	196682,74

4.3.4. Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section :

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarités de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto-équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton. [8]

4.3.4.1. Effets du retrait :

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

Hypothèse de calcul :

- ✓ Nous considérons une poutre à inertie constante.
- ✓ Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
- ✓ $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement (Figure a et b). En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact. [9]

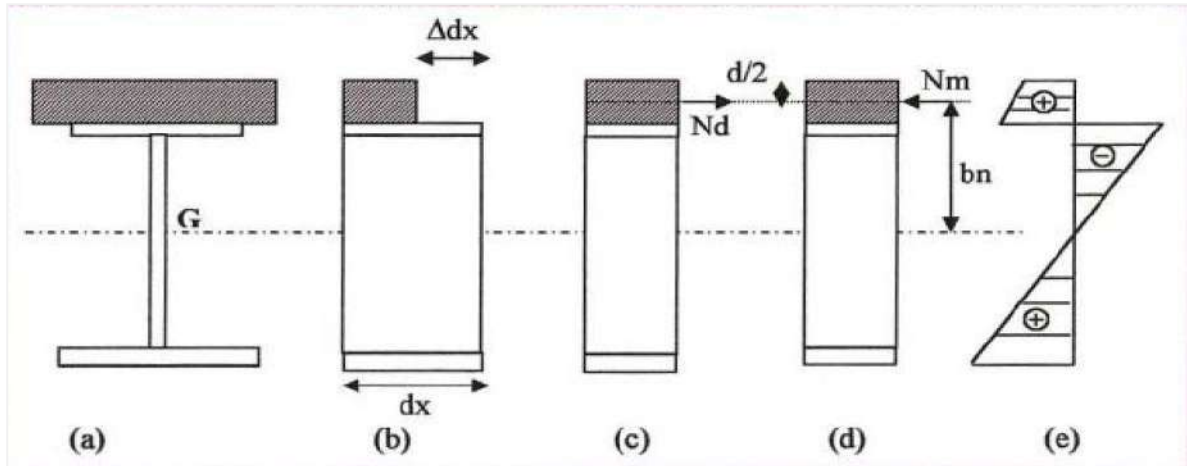


Figure 4.8 : effet du retrait du béton dans la section mixte

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_r$$

Avec :
$$\begin{cases} Eb = \frac{EA}{n} \\ \varepsilon_r : \text{coefficient de retrait} \end{cases}$$

En considérant que $\Delta dx = \varepsilon_r \times dx$ (Figure 4.8),

Avec ε_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$.

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité bn ($n=15$) une force de réaction (Figure 4.8), et on obtient :

- ✓ Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$
- ✓ Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m bn = \sigma_b \omega$

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

- ✓ Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \quad \sigma_{a1} = -\eta \beta \sigma_b$
- ✓ Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m bn \quad \sigma_{a2} = -\eta \left(\sigma_b \frac{\omega}{I} \right) Va$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- ✓ Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b$ $\sigma_{b1} = \beta\sigma_b$
- ✓ Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n$ $\sigma_{a2} = -\eta \left(\sigma_b \frac{\omega}{I} \right) Vb$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- ✓ Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta\beta\sigma_b - \eta \left(\sigma_b \frac{\omega}{I} \right) Va$
- ✓ Dans le béton : $\sigma_b = -\beta\sigma_b - \eta \left(\sigma_b \frac{\omega}{I} \right) Vb$

$$\beta = \frac{B/15}{A+B/15} = \frac{19000/15}{1804+19000/15} = 0,412$$

$$W_{15} = b_{15} \times B/15 = 72782,66 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 1443280148 \text{ N.mm}$$

Contraintes résultantes :

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = \sigma_b(1 - \beta) - (M_{15}/W_b) = 7,274 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{sr} = -\eta\beta\sigma_b - \eta (M_{15}/W_s) = -158,24 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -\eta\beta\sigma_b + \eta (M / W_i) = -13,44 \text{ N/mm}^2$$

Contraintes pondérées du au retrait :

$$\alpha = 1,32$$

- $\sigma_{br} = 1,32 \times 7,274 = 9,601 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{sr} = 1,32 \times (-158,24) = -213,624 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{ir} = 1,32 \times (-13,44) = -17,740 \text{ N/mm}^2$

4.3.4.2. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

- ✓ Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0^\circ\text{C}$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans les normes), correspond à un retrait spécifique de :

$$\epsilon_t \times \Delta T = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$$

ϵ_t : coefficient de retrait du à la différence de température.

- ✓ Dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0^\circ\text{C}$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra $n = 6$. [9]

$$\sigma_b = \epsilon_t \frac{E_a}{n} = \pm 10^{-4} \times \frac{2,1 \cdot 10^5}{6}$$

$$\sigma_b = \pm 3,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta = \frac{B/6}{A+B/6} = \frac{19000/6}{1804+19000/6} = 0,637$$

$$W_6 = b_6 \times B/6 = 35,497 \times (19000/6) = 112407,16 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 = 3,5 \times 112407,16 \times 10^3$$

$$M_6 = 3,934 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

Contraintes résultants :

Dans le béton : $\sigma_{bT} = \sigma_b (1 - \beta) - (M / W_b) = 0,545 \text{ N/mm}^2$

Dans l'acier : $\sigma_{sT} = - \eta \beta \sigma_b - \eta (M / W_s) = -14,85 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{iT} = - \eta \beta \sigma_b + \eta (M / W_i) = -1,375 \text{ N/mm}^2$

Contraintes pondérées dues à ΔT : $\alpha = 1,5$

$$\sigma_{b0} = + 3,5 \text{ N/mm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bt} = 1,5 \times 0,545 = 0,8175 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{st} = 1,5 \times -14,85 = -22,275 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{it} = 1,5 \times (-1,375) = -2,062 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{b0} = -3,5 \text{ N/mm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bt} = -0,8175 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{st} = 22,275 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{it} = 2,062 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

Après avoir calculé toutes les contraintes dans le béton et dans l'acier, on doit faire les vérifications en comparant les contraintes maximales des matériaux avec les contraintes calculées :

$$\sigma_{a \max} = 213,624 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_e}{1,1} = \frac{355}{1,1} = 322,72 \text{ N/mm}^2 \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{b \max} = 9,601 \text{ N/mm}^2 \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ N/mm}^2 \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

Toutes les contraintes calculées sont vérifiées par les contraintes admissibles de l'acier et du béton.

4.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

La condition suivante doit être vérifiée : $\tau_{max} \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = 0.6 \times \sigma_c = 0,6 \times 35,5 = 21,3 \text{ Kg/mm}^2$$

Effort tranchant maximal: $T = 4838,990\text{KN}$ (ELU D240)

$$\tau_{max} = \frac{4838,99 \times 10^2}{1900 \times 20} = 12,73 \text{ kg/mm}^2$$

$$\tau_{max} = 12,73 \text{ kg/mm}^2 \leq \tau_{adm} = 21,3 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

4.4. Calcul de la dalle :

4.4.1. Introduction :

Pour notre projet, l'hourdis est une dalle mixte constituée d'une tôle d'épaisseur 1,2cm qui joue le rôle d'armature inférieure et une couche en béton arme d'épaisseur 38cm. Les deux matériaux sont liés pour travailler et reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

L'hourdis étant modélisé sur le logiciel SAP2000, on se basera sur les résultats obtenus par ce dernier pour le ferrailage.

4.4.2. Résultats numériques :

Dans notre projet, l'hourdis est modélisé avec la fonction 'Shell' du logiciel. C'est à partir des diagrammes ci-dessous qu'on a obtenus les valeurs maximums des moments et efforts tranchants dû à la surcharge routière D240 présentés sur le tableau (4.5 et 4.6).

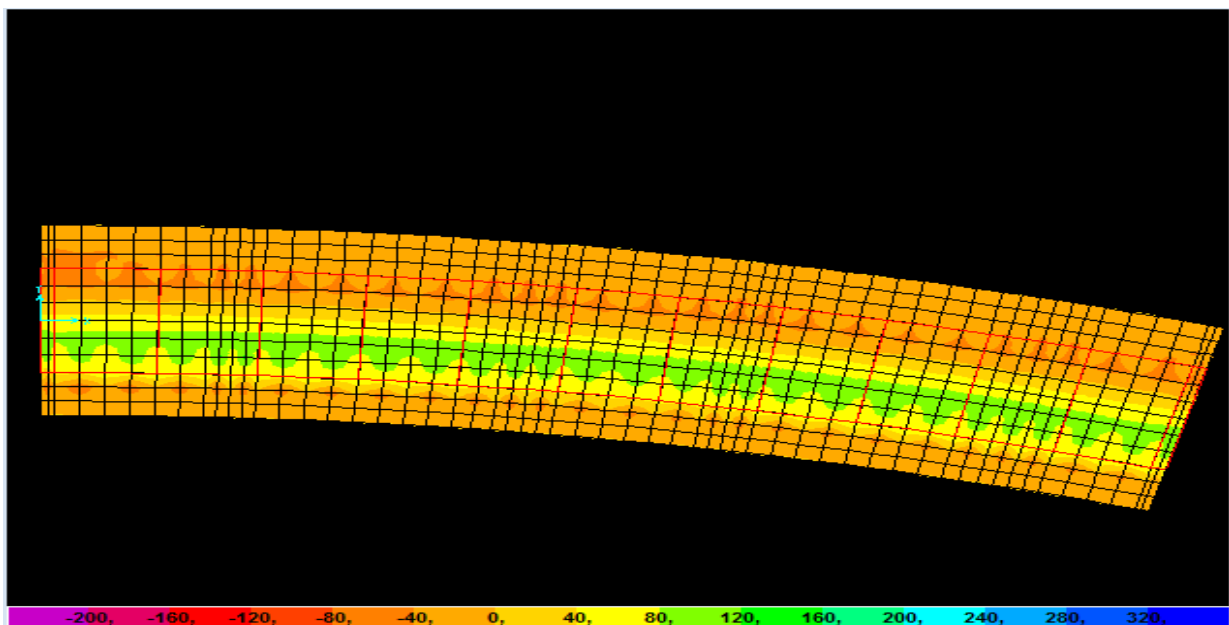


Figure 4.9 : le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle.

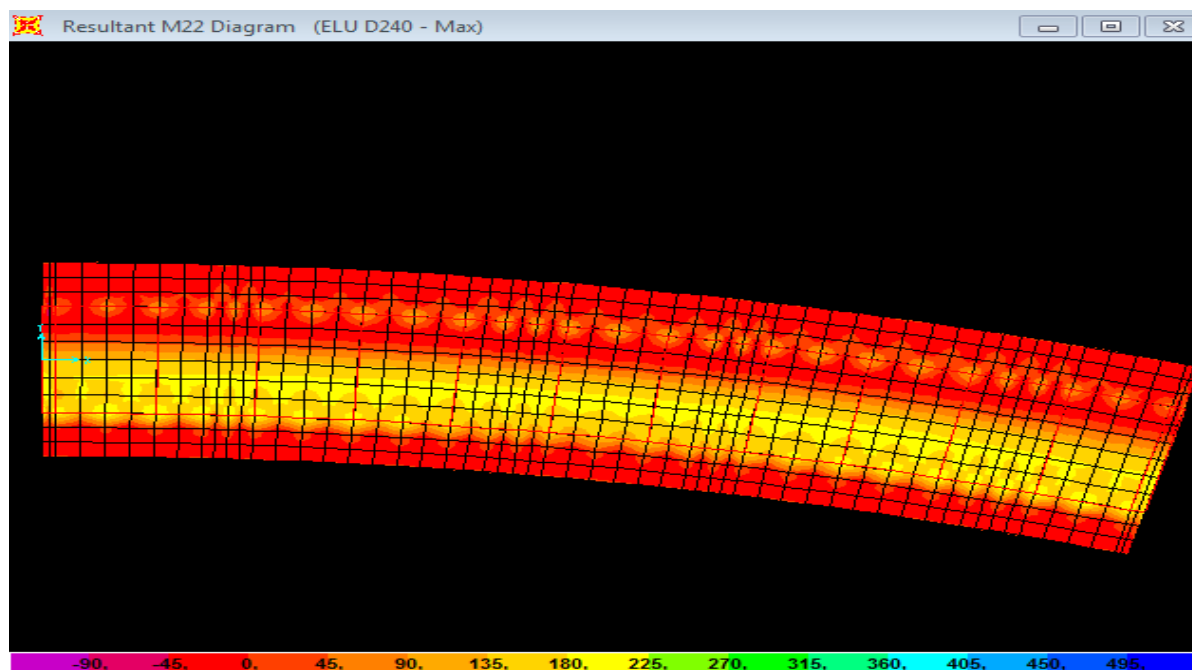


Figure 4.10 : le diagramme des moments fléchissant transversal de la dalle.

Tableau 4.5 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l’hourdis.

		ELU	ELS
M11 longitudinale	Mt _{max}	434,15	323,058
	Mapp _{max}	-106,63	-78,86
M22 transversale	Mt _{max}	454,53	370,63
	Mapp _{max}	-197,182	-146,74

Tableau 4.6 : Récapitulatif des efforts tranchants dans l’hourdis.

	ELU	ELS
T11longitudinale	1146,650	496,918
T22 transversale	764,42	1133,28

4.4.3. Détermination de ferrailage :

Le ferrailage de la dalle est fait suivant les règles de **BAEL 91** et la section est considérée comme une section rectangulaire en flexion simple. On détermine le ferrailage par 1 mètre linéaire, b=1m. On a une dalle d’épaisseur 38 cm.

Sens longitudinal :✓ **En travée :**ELU : $M_u = 434,15 \text{ KN.m}$ $B = 1 \text{ m}, h = 0,38 \text{ m}, d = 0,9 \times 0,38 = 0,342 \text{ m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{434,15 \times 10^{-3}}{1 \times (0,342)^2 \times 19,83} = 0,187$$

 $\mu_u = 0,187 < \mu_r = 0,372$ section à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,260 \text{ m}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,306 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{434,15 \times 10^{-3}}{0,306 \times 434,783} = 32,63 \text{ cm}^2$$

On adopte alors 12T20=37,70cm².**Vérification à l'ELS :**ELS : $M_s = 323,058 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier ces deux conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 228,6 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \end{cases}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

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

On a comme donnée:

$$\begin{cases} A_{st} = 37,70 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

n: coefficient d'équivalence =15

$$x = n \left(\frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \left(\frac{0,00377}{1} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2(0,342 \times 0,00377)}{15(0,00377)^2}} - 1 \right)$$

$$X=0,1966\text{m}$$

La valeur de l'inertie est donnée par:

$$I=I_{bc}+nI_{sc}+nI_{st}$$

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

$$I=\frac{0,1966^3}{3}+0 + 15 \times 0,00377 (0,342 - 0,1966)^2$$

$$I=3,77.10^{-3}\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{323,058 \times 10^{-3}}{3,73 \times 10^{-3}} (0,1966) = 17,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 17,02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 323,058 \times (0,342 - 0,1966) \cdot 10^{-3}}{3,73 \cdot 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 188,89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **En appuis:**

$$\text{ELU: } M_u = 106,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{106,63 \times 10^{-3}}{1 \times (0,342)^2 \times 19,83} = 0,045$$

$$\mu_u = 0,045 < \mu_r = 0,372 \text{ section à simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,057$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,334 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{106,63 \times 10^{-3}}{0,334 \times 434,783} = 7,34 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 = 8.04 cm².

Vérification à l'ELS :

$$\text{ELS : } M_s = 78,86 \text{ KN.m}$$

On a comme donnée:

$$\begin{cases} A_{st} = 8,04 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

n: coefficient d'équivalence = 15

$$x = n \left(\frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \left(\frac{0,000804}{1} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2(0,342 \times 0,000804)}{15(0,000804)^2}} - 1 \right)$$

$$X=0,079\text{m}$$

La valeur de l'inertie est donnée par:

$$I=I_{bc}+nI_{sc}+nI_{st}$$

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

$$I=\frac{0,079^3}{3}+0 + 15 \times 0,000804 (0,342 - 0,079)^2$$

$$I=9,98.10^{-4}\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{78,86 \times 10^{-3}}{9,98 \times 10^{-4}} (0,079) = 6,24\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,24\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 78,86 \times (0,342 - 0,079) \cdot 10^{-3}}{9,98 \cdot 10^{-4}} = 311,72\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 311,72 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{st} = 228,6\text{MPa} \implies \text{condition non vérifiée.}$$

On augmente la section d'armature : 4T20=12,57cm²

$$x = 15 \left(\frac{0,001257}{1} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2(0,342 \times 0,001257)}{15(0,001257)^2}} - 1 \right)$$

$$X=0,096\text{m}$$

$$I=\frac{0,096^3}{3}+0 + 15 \times 0,001257 (0,342 - 0,096)^2$$

$$I=1,43.10^{-3}\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{78,86 \times 10^{-3}}{1,43 \times 10^{-3}} (0,096) = 5,29\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,29\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 78,86 \times (0,342 - 0,096) \cdot 10^{-3}}{1,43 \cdot 10^{-3}} = 203,49\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 203,49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 228,6\text{MPa} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens transversal :✓ **En travée :**ELU : $M_u = 454,53 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{454,53 \times 10^{-3}}{1 \times (0,342)^2 \times 19,83} = 0,302$$

 $\mu_u = 0,302 < \mu_r = 0,372$ section à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,463$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,278 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{454,53 \times 10^{-3}}{0,278 \times 434,783} = 37,60 \text{ cm}^2$$

On adopte 10T25 = 49,09 cm²**Vérification à l'ELS :**ELS : $M_s = 370,63 \text{ KN.m}$

On a comme donnée:

$$\begin{cases} A_{st} = 49,09 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

n: coefficient d'équivalence = 15

$$x = n \left(\frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \left(\frac{0,004909}{1} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2(0,342 \times 0,004909)}{15(0,004909)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1625 \text{ m}$$

La valeur de l'inertie est donnée par:

$$I = I_{bc} + nI_{sc} + nI_{st}$$

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

$$I = \frac{0,1625^3}{3} + 0 + 15 \times 0,004909 (0,342 - 0,1625)^2$$

$$I = 3,80 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{370,63 \times 10^{-3}}{3,80 \times 10^{-3}} (0,1625) = 15,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15,84 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 370,63 \times (0,342 - 0,1625) \cdot 10^{-3}}{3,80 \cdot 10^{-3}} = 262,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 262,61 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

On augmente la section à : 8T32=64,34cm²

$$X=0,177 \text{ m}$$

$$I=4,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{st} = 204,94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 228,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

ELU : $M_u = 197,182 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{197,182 \times 10^{-3}}{1 \times (0,342)^2 \times 19,83} = 0,085$$

$\mu_u = 0,085 < \mu_r = 0,372$ section à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,111$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,326 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{197,182 \times 10^{-3}}{0,326 \times 434,783} = 13,91 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T20=15,70cm²

Vérification l'ELS :

ELS : $M_s = 146,74 \text{ KN.m}$

On a comme donnée:

$$\begin{cases} A_{st} = 15,70 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

n: coefficient d'équivalence =15

$$x = n \left(\frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \left(\frac{0,00157}{1} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{2(0,342 \times 0,00157)}{15(0,00157)^2}} - 1 \right)$$

X=0,105m

La valeur de l’inertie est donnée par:

$$I = I_{bc} + n I_{sc} + n I_{st}$$

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

$$I = \frac{0,105^3}{3} + 0 + 15 \times 0,00157 (0,342 - 0,105)^2$$

$$I = 1,70 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{146,74 \times 10^{-3}}{1,70 \times 10^{-3}} (0,105) = 9,06 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 9,06 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 MPa \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 146,74 \times (0,342 - 0,105) \cdot 10^{-3}}{1,70 \cdot 10^{-3}} = 306,85 MPa$$

$$\sigma_{st} = 306,85 MPa \geq \overline{\sigma}_{st} = 228,6 MPa \implies \text{condition non vérifiée}$$

On augmente la section à : 8T20=25,13cm²

X=0,127m

$$I = 2,42 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$\sigma_{st} = 195,55 MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 228,6 MPa \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

Tableau 4.7: résultats de calcul de ferrailage à l’ELU en travée

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu (KN.m)	434,15	454,53
μ_u	0,187	0,302
Z(m)	0,306	0,278
As(cm ²)	32,63	64,34

Tableau 4.8: résultats de calcul de ferrailage à l’ELU en appuis

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu(KN.m)	106,63	197,182
μ_u	0,045	0,085
Z(m)	0,334	0,326
As (cm ²)	12,57	25,13

Tableau 4.9: récapitulatif des choix de ferrailage en travée et en appuis :

	Longitudinal en travée	Transversal en travée	Longitudinal en appui	Transversal en appui	
Moment en service(KN.m)	323,058	370,63	78,86	146,74	
σ_{st} (MPa)	188,89	202,94	203,49	195,55	$\leq \bar{\sigma}_{st}=228,6\text{MPa}$
σ_{bc} (MPa)	17,02	15,84	5,29	9,06	$\leq \bar{\sigma}_{bc} = 21\text{MPa}$
As(cm ²)	12T20	8T32	4T20	8T20	
Esp(cm)	20	26	20	20	

- Condition de non fragilité :

La condition suivante doit être vérifiée pour que la section choisie ne soit pas en dessous la section minimum sinon on prend la valeur de A_{smin} pour le ferrailage :

$$A_{st} \geq A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} =$$

$$A_{st} \geq A_{smin} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,38 \times \frac{2,7}{500} = 4,247\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{smin} = 4,247\text{cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- Resistance aux efforts tranchants:

Sens longitudinal:

$$T_u = 1146,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1146,65 \times 10^{-3}}{0,342} = 3,352 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3,352 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens transversal :

$$T_u = 764,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{764,42 \times 10^{-3}}{0,342} = 2,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,5MPa$$

$$\tau_u = 2,23MPa \leq \tau_{adm} = 3,5MPa \implies \text{La Condition est vérifiée.}$$

• **Condition de non poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle. Sous l'action des forces localisées telle que le système de charge Br, il y'a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement.

La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

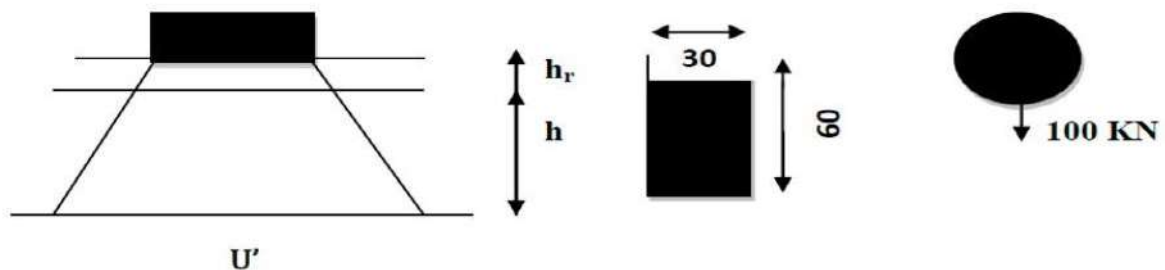


Figure 4.11 : la transmission de la charge Br.

$$q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'état limite ultime

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : épaisseur totale de la dalle :

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$q_u = 1,5\delta_{br}. Q = 1,5 \times 1,045 \times 100 = 156,75KN$$

$$U_c = 2(U_0 + V_0) \text{ avec } \begin{cases} U_0 = U + h + 2hr \leftrightarrow U_0 = 30 + 38 + 2(13,8) = 95,6cm \\ V_0 = V + h + 2hr \leftrightarrow V_0 = 60 + 38 + 2(13,8) = 125,6cm \end{cases}$$

$$U_c = 2(0,956 + 1,256) = 4,424 \text{ m}$$

$$q_u = 156,75KN \leq \frac{0,045 \times 4,424 \times 0,38 \times 35000}{1,5} = 1765,176KN \implies \text{La condition est vérifiée, il n'y a pas risque de poinçonnement.}$$

4.5. Les entretoises :

Les entretoises choisies dans ce projet sont des profilés reconstitués soudés (PRS). Ci-dessous sont présentées les sollicitations du au poids propre de l'ouvrage sur l'entretoise pour vérifier leur résistance.

Tableau 4.10 : les efforts tranchants et moments fléchissant des entretoises

	ELU	ELS
Moment fléchissant	783,10	579,45
Effort tranchant	574,27	424,93

• **Vérfications vis-à-vis du moment fléchissant :**

La vérification doit être faite suivant cette condition : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$M_{sd}=783,10\text{KN.m}$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$Y = \frac{(400 \times 30 \times 15) + (30 \times 1940 \times 1000) + (400 \times 30 \times 1985)}{(400 \times 30) + (30 \times 1940) + (400 \times 30)}$$


$Y=1000 \text{ mm}$

$$I_y = \left(\frac{400 \times 30^3}{12} + 985^2 \times 400 \times 30 \right) + \left(\frac{400 \times 30^3}{12} + 985^2 \times 400 \times 30 \right) + \left(\frac{30 \times 1940^3}{12} + 0 \times 30 \times 1940 \right)$$

$I_y=4,148.10^{10}\text{mm}^4$

$W_{pl,y} = \frac{4,148.10^{10}}{1000} = 4,148.10^7\text{mm}^3$

$M_{pl,rd} = \frac{4,148.10^7 \times 355 \times 10^{-6}}{1,1} = 13386,72 \text{ KN.m}$

$M_{sd}=783,10 \text{ KN.m} < M_{pl,rd}=13386,72 \text{ KN.m}$  la condition est vérifiée.

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

La vérification doit être faite suivant cette condition : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$V_{sd}=574,27\text{KN}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{Mo}}$$

Pour PRS : $A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 58200\text{mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{58200 \times \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 10893,98 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 574,27 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 10893,98 \text{ KN}$  la condition est vérifiée.

- **Verification au cisaillement:**

$$\tau = \frac{T}{tw \times hw} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0.6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0,6 \times \frac{2}{3} \times 35,5 = 142 \text{ N/mm}^2$$

Effort tranchant maximal: $T = 574,27 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{574,27 \times 10^3}{1940 \times 30} = 9,86 \text{ N/mm}^2$$

$\tau = 9,86 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{adm} = 142 \text{ N/mm}^2$  La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, l'entretoise est stable et résiste vis-à-vis des moments fléchissant, efforts tranchants et cisaillement.

4.6. Les connecteurs :

4.6.1. Définition :

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement de deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif. [8]

4.6.2. Choix du connecteur :

Pour notre ouvrage, les connecteurs choisis sont des connecteurs de type goujons à tête. Ce sont des connecteurs utilisés le plus souvent pour les dalles mixtes.

Il s'agit des connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre. [4].

Pour le dimensionnement, nous allons suivre les règlements de l'Eurocode 4.

4.6.3. Dimensions des connecteurs :

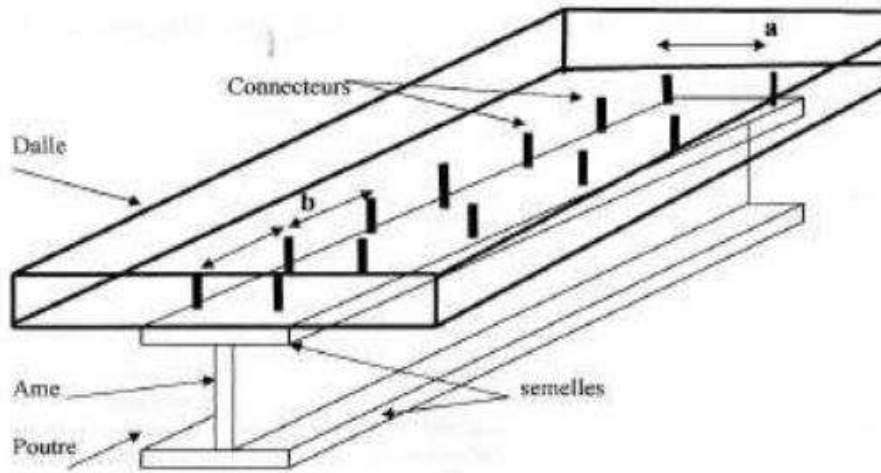


Figure 4.12: espacement et disposition des connecteurs sur la semelle supérieure.

On a alors : $\begin{cases} 16mm \leq d \leq 25mm \\ h \geq 4d \end{cases} \begin{matrix} d = 22mm \\ \implies \\ h = 4 \times d = 4 \times 22 = 88mm \end{matrix}$

On va considérer les dimensions suivantes : $\begin{cases} d = 22mm \\ h = 180mm \end{cases}$

- **Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs :**

Soit b : cette distance

e : épaisseur de la dalle = 38cm

f_y : limite d'élasticité de la semelle supérieure (PRS)

$b = \min(6e ; 800) \text{ mm} = \min(380 \times 6 ; 800) = 800 \text{ mm}$

$$b_{\max} \leq 22 \times tfs \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \times 40 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 715,98 \text{ mm} = 71,59 \text{ cm}$$

$b_{\max} = 70 \text{ cm}$

- **Espacement transversal entre deux connecteurs opposés:**

L'espacement e_D entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit :

$$e_D = \min\left(100 + \frac{d}{2}; 9 \times tfs \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} + \frac{d}{2}\right) \text{ mm}$$

$$e_D = \min \left(100 + \frac{22}{2} = 111; 9 \times 40 \times \sqrt{\frac{235}{355}} + \frac{22}{2} = 303,90 \right) = 111 \text{ mm}$$

$e_D = 111 \text{ mm}$

Nous devons aussi avoir :

$$e_D \geq 25 + \frac{d}{2} = 25 + \frac{22}{2} = 36 \text{ mm}$$

d: diamètre du connecteur=22mm

$e_D = 111 \text{ mm} \geq 36 \text{ mm}$  la condition est vérifiée.

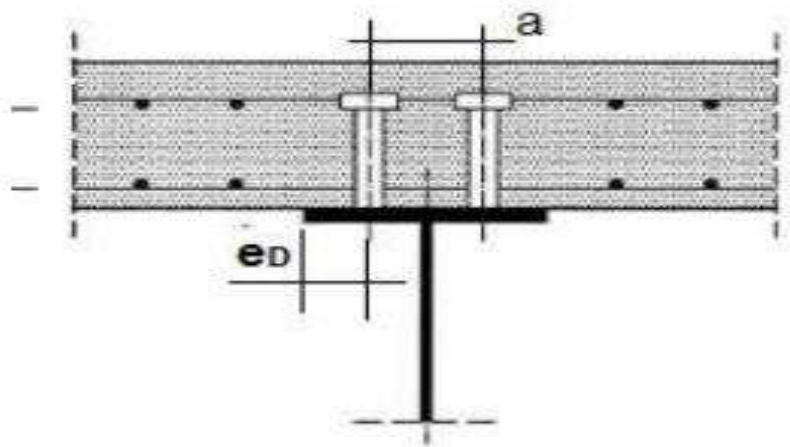


Figure 4.13 : disposition constructive transversale des connecteurs.

Donc, nous avons $a = B_{sup} - 2 \times e_D = 700 - 2 \times 111 = 478 \text{ mm}$

- **Détermination du diamètre et de la hauteur de tête du goujon :**

$$h_{tête} \geq 0,4d = 0,4 \times 22 = 8,80 \text{ mm}$$

$$d_{tête} \geq 1,50d = 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

Après les calculs, notre choix est énuméré sur le tableau ci-dessous :

Hauteur totale (mm)	Diamètre (tige)	Diamètre tête	Hauteur de la tête	Fy(MPa)	Fu(MPa)
180	22	35	10	355	450

4.6.4. Résistance d'un goujon à tête :

On distingue deux modes de ruines pour ce type de connecteurs :

- ✓ La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique suivante :

$$P_{RK}^{(1)} = 0,80 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4}$$

- ✓ La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique suivante :

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{c28} \times E_{cm}}$$

$$\alpha = 0,20 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} \geq 4$$

Pour notre cas $\alpha = 1$ car $\frac{180}{22} \geq 4$

Avec :

E_{cm} : module d'élasticité du béton, $E_{cm} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35982 \text{ MPa}$

F_{c28} : 35 MPa

La résistance caractéristique du goujon s'écrit alors :

$$P_{RK} = \min(P_{RK}^{(1)}; P_{RK}^{(2)})$$

$$P_{RK}^{(1)} = 0,80 \times 450 \times \frac{\pi \times 0,022^2}{4} = 0,13684 \text{ MN} = 136,84 \text{ KN}$$

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \times 1 \times 0,022^2 \times \sqrt{35 \times 35982} = 0,15751 \text{ MN} = 157,51 \text{ KN}$$

$$P_{RK} = \min(136,84; 157,51) = 136,84 \text{ KN}$$

Donc la résistance du connecteur est: $P_{RK} = 136,84 \text{ KN}$

La résistance de calcul P_{Rd} s'obtient en divisant P_{RK} par le coefficient partiel de sécurité $\gamma_v = 1,25$, Finalement la résistance de calcul vaut :

$$\checkmark P_{Rd}^{ELU} = P_{Rd} = 0,80 \times P_{RK} \text{ à l'ELU}$$

$$\checkmark P_{Rd}^{ELS} = P_{Rd} = 0,60 \times P_{RK} \text{ à l'ELS}$$

Soit donc :

$$P_{Rd}^{ELU} = P_{Rd} = 0,80 \times 136,84 = 109,47 \text{ KN}$$

$$P_{Rd}^{ELS} = P_{Rd} = 0,60 \times 136,84 = 82,104 \text{ KN}$$

4.6.5 Calcul du nombre de connecteurs:

Le dimensionnement est fait à l'ELU :

- ✓ L'espacement longitudinal entre deux connecteurs qui se suivent est de : **b=70cm**
- ✓ L'espacement transversal entre deux connecteurs extrêmes est de : **a=47,8cm**
- ✓ Le nombre de connecteurs par rangée prévu est de quatre (4).

L'espace d'axe en axe est de :

$$a' = \frac{a}{3} = \frac{47,8}{3} = 15,93 \approx 16 \text{ cm}$$

La longueur totale de notre profile est de **40,10m**.

Le nombre de connecteurs n est donne par :

$$n = \frac{F_c^*}{P_{Rd}^{ELU}}$$

$$F_c^* = \min(F_c; F_a)$$

Avec :

$$F_c : \text{effort de compression dans le béton ; } F_c = h_c \times b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$F_a : \text{effort de traction du profile ; } F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Alors :

$$F_a = 0,174 \times \frac{355 \times 10^3}{1,1} = 56154,54 \text{ KN}$$

$$F_c = 0,38 \times 5 \times \frac{0,85 \times 35 \times 10^3}{1,5} = 37683,33 \text{ KN}$$

$$F_c^* = \min(37683,33; 56154,54) = 37683,33 \text{ KN}$$

$$n = \frac{37683,33}{109,47} = 345 \text{ connecteurs par file et demi-longueur}$$

Pour deux files et avec une longueur totale on aura **1380 connecteurs**.

5. Les assemblages :

L'assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasite notamment de torsions. [10]

Le type d'assemblage adopté dans notre cas est le soudage. Il présente plusieurs avantages par rapport à d'autres types d'assemblage en garantissant une bonne transmission des efforts et par sa facilité de ne pas exiger des éléments secondaires (platine, goussets) pour le soudage entre les pièces.

5.1. Principe de soudure :

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé. [4]

5.2. Différents joints de soudure :

5.2.1 Joint d'âme :

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 14mm, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes : [9]

- ✓ Un chanfrein en V sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est inférieure à 15mm
- ✓ Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$
- ✓ Un espacement de 7mm.

5.2.2. Joint de semelle :

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles des épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes : [9]

- ✓ Un chanfrein en X (double V) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- ✓ Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- ✓ Un espacement de 9 à 10mm

5.3. Calcul des soudures :

Les cordons de soudure qui relient l'âme aux semelles des poutres PRS, doivent être dimensionnés pour déterminer l'épaisseur de gorge nécessaire à leur résistance. [10]

- Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS : [11]

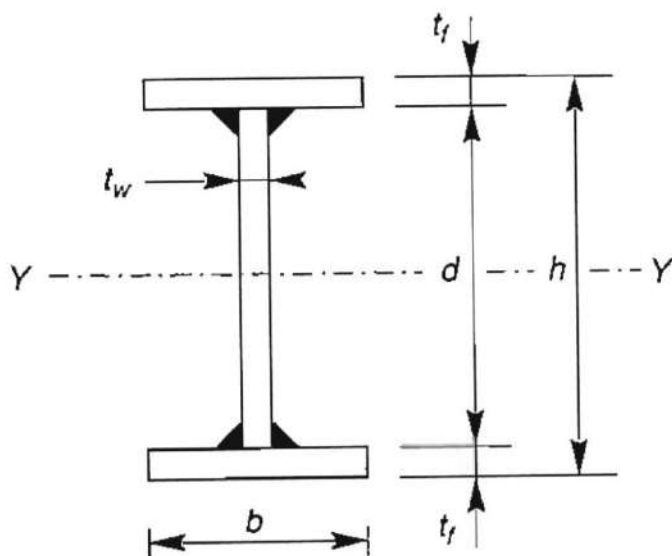


Figure 4.14: liaison âme-semelle PRS

Soit :

V : l'effort tranchant

μ : moment statique d'une semelle par rapport à Y

I : moment d'inertie de la section par rapport à Y

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw}}$$

$\sigma, \tau_{\perp}, \tau_{\parallel}$: Composante de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon.

σ : Composante perpendiculaire à la section

τ_{\perp} : Composante dans le plan à la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon.

τ_{\parallel} : Composante dans le plan à la section parallèle à l'axe longitudinal du cordon.

β_w, γ_{mw} : Coefficient dépendant de la nuance d'acier.

μ : moment statique.

$$\tau_{\perp} = \sigma \text{ et } \tau_{\parallel} = \frac{V \times \mu}{2 \times a \times I}$$

La formule fondamentale $\beta_w \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}}$ s'écrit alors :

$$\beta_w \frac{V\mu\sqrt{3}}{2aI} \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}}$$

Ou

$$a \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times V \times \mu \times \sqrt{3}}{2I f_u} \quad (1)$$

Si on limite le moment d'inertie de la section au moment des deux semelles, sans tenir compte de l'âme, ce qui place en sécurité, on a :

$$I = 2bt_f \left(\frac{d}{2}\right)^2 \text{ et } \mu = bt_f \frac{d}{2}$$

Donc : $I/\mu=d$

$$\text{Ecrivons que } \tau_{\parallel} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3}}, \text{ avec } \tau_{\parallel} \leq \frac{V}{d \times t_w}, \text{ soit : } V \leq \frac{f_u \cdot d \cdot t_w}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

L'épaisseur utile du cordon de soudure s'écrit finalement, en combinant les relations (1) et (2) :

$$a \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}}{2 \cdot d \cdot f_u} \cdot \frac{f_u \cdot d \cdot t_w}{\sqrt{3}}$$

Soit :

$$a \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \frac{t_w}{2}$$

Tableau 4.11: paramètre dépendant de la nuance d'acier :

Nuances d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$
f_y	f_u			
235MPa	360MPa	1,25	0,80	1,00
275MPa	430MPa	1,30	0,85	1,10
355MPa	510MPa	1,35	0,90	1,20

Dans notre cas la nuance d'acier est **355MPa**.

Donc on obtient par calcul l'épaisseur :

$$a \geq 1,20 \times \frac{20}{2}$$

$a = 12mm$, C'est l'épaisseur de cordon entre l'âme et la semelle.

4.6. Conclusion :

A partir des résultats obtenus précédemment par Sap2000, on a pu dimensionner les éléments porteurs et vérifier leurs stabilités vis-à-vis des moments fléchissant et efforts tranchants. Ensuite faire le choix de ferrailage pour la dalle mixte, l'assemblage et dimensionner les connecteurs prévus pour lier la dalle mixte aux semelles.

CHAPITRE 5 : ETUDE DES EQUIPEMENTS**5.1. Introduction :**

Après avoir dimensionné les éléments porteurs du pont, on doit prévoir les principaux équipements qui rendent l'ouvrage esthétique et assurent la sécurité aux usagers. Parmi les équipements on peut citer entre autres : l'appareil d'appui, joint de chaussée, glissière de sécurité etc. l'appareil d'appui joue un rôle important entre la poutre et les culées qui sont les appuis d'extrémité. Il doit être dimensionné de telle sorte à résister tout type de mouvement provoqué au niveau du sol et du tablier. Nous allons vérifier et dimensionner ce dernier suivant les normes de SETRA et RPOA (2008).

5.2. Les appareils d'appuis :

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (**culées ou piles**). Elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « **appareils appuis** » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis. [4]

5.2.1. Le rôle des appareils d'appuis :

Son rôle est :

- ✓ De transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaire.
- ✓ Permettre des mouvements de rotation ou de translation.
- ✓ Transmettre totalement ou partiellement les efforts horizontaux dus aux effets introduits par les charges d'exploitation, aux effets résultant des modifications de longueur du tablier, aux effets du vent, aux actions accidentelles. [7]

5.2.2. Les type des appareils d'appuis :

Ils existent quatre types d'appareils :

- ✓ Des appareils d'appui en béton ;
- ✓ Les appareils d'appui métalliques ;
- ✓ Les appareils d'appui spéciaux ;
- ✓ Les appareils d'appui en élastomère fretté.

5.2.3. Choix de l'appareil d'appui :

Pour notre projet, le choix s'est porté sur les appareils d'appui en élastomère fretté. Il est le plus utilisé actuellement dans les projets de ponts routiers et principalement choisi à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilite de mise en œuvre ;
- ✓ Facilite de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien
- ✓ Leur coût est relativement modéré. [7]

5.2.4. Appareil d'appui en élastomère fretté :

Ces appareils d'appuis sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations. [9]

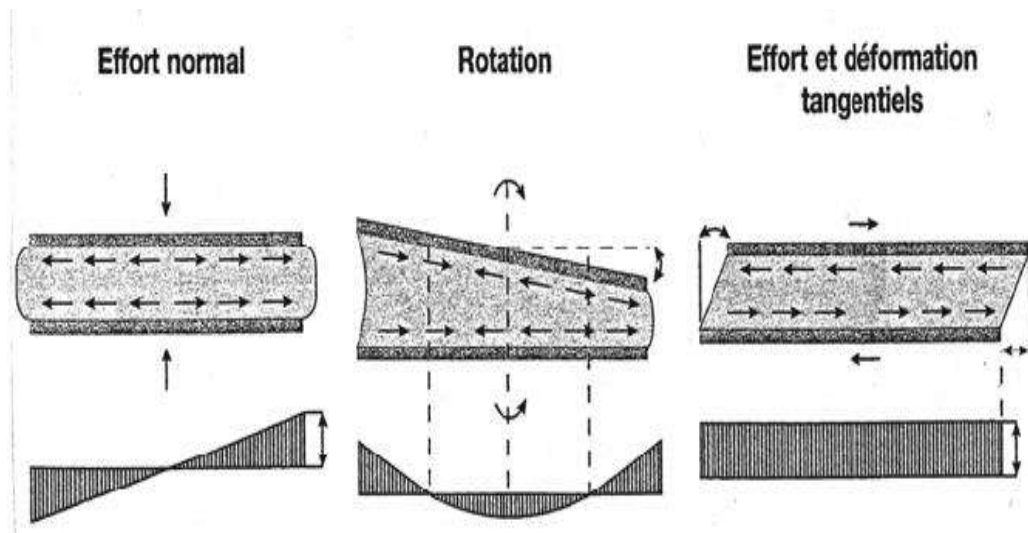


Figure 5.1: sollicitations supporté par l'appareil d'appui.



Figure 5.2 : appareil d'appui en élastomère frette [7].

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

n : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.

t : épaisseur d'une feuille élémentaire.

e : épaisseur d'un frette intermédiaire

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

b : côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage

- ✓ $\bar{\sigma} = 150bars$;
- ✓ Module d'élasticité : $G=0,8MPa$
- ✓ Epaisseur d'une couche élastomère : $t=12mm$

5.2.5. La variation linéaire du tablier :

Elle est due essentiellement au retrait, fluage, et la température.

- **Retrait :**

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment. [4]

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

$$\Delta_{Lr} = \frac{100 - 60}{100} \times L \times \epsilon_r$$

Avec :

$$L=40,10\text{m et } \epsilon_r = 4 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{Lr} = \frac{100 - 60}{100} \times 40,10 \times 4 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{Lr} = 6,4\text{mm}$$

- **Fluage :**

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps. On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique. [4]

$$\Delta_{Lf} = \frac{100 - 40}{100} \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times 2,5 \times Lr$$

Avec :

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

E_{ij} : Module d'élasticité du béton ($E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$).

$$\Delta_{Lf} = \frac{100 - 40}{100} \times \frac{6,5}{35981,73} \times 2,5 \times 40,10\text{m}$$

$$\Delta_{Lf} = 10,86\text{mm}$$

- **Température :**

Longue durée : $\Delta_{LT} = \pm 25 \cdot 10^{-5} L = \pm 10,025\text{mm}$

Courte durée : $\Delta_{LT} = \pm 35 \cdot 10^{-5} L = \pm 14,035\text{mm}$

5.2.6. Dimensionnement des appareils d'appuis :

- **Aire de l'appareil d'appuis :**

Pour déterminer l'aire de l'appareil d'appuis, on considère les efforts normaux calculés par le sap2000 comme suit :

$$\begin{cases} N_{max} = 3670,998 \text{ KN} \\ N_{min} = 3022,031 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après le RPOA , on prend un coefficient de sécurité égal à **1,5**.

$$\begin{cases} \sigma_{max} \leq \frac{\bar{\sigma}_1}{1,5} \\ \frac{\sigma_{min}}{1,5} \geq \bar{\sigma}_2 \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{N_{max}}{a \times b} \leq \frac{15000}{1,5} \\ \frac{N_{min}}{a \times b} \geq 1,5 \times 2000 \end{cases}$$

Avec :

N : réaction verticale maximale sur l'appui

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression = **150bars=1500t/m²**

$$0,367\text{m}^2 \leq a \times b \leq 1,007\text{m}^2$$

On propose **b=60cm**, la largeur de la semelle poutre (80cm dans notre cas) ne doit pas être dépassée.

- **Hauteur nette de l'élastomère :**

La condition suivante doit être vérifiée :

$$T \geq \frac{\mu}{0,5}$$

μ : Déformation (retrait + fluage + température).

$$\mu = 6,4 + 10,86 + 10,025 = 27,285\text{mm}$$

$$T \geq \frac{27,285}{0,5} \Rightarrow T \geq 54,57\text{mm}$$

On prend **T=70mm**

t=12mm (fixée par les normes Freyssinet)

$$T = n \times t \Rightarrow n = \frac{T}{t} = \frac{70}{12} = 6 \text{ feuillets}$$

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

$$5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 350 \leq a \leq 700$$

On prend **a=70cm**

$0,367\text{m}^2 \leq a \times b \leq 1,007\text{m}^2$ la condition est vérifiée.

- **Epaisseur de frettes :**

L'épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

σ_e : Limite élastique des frettes = 2150 kg/cm² pour l'acier E24 avec $e \leq 3$ mm (SETRA bulletin technique)

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2t} = \frac{60 \times 70}{(60+70) \times 2 \times 12} = 13,46$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{3670,998}{70 \times 60} = 87,70 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$e \geq \frac{87,40 \times 70}{2150 \times 13,46} = 0,21 \text{ cm}$$

1,12 ≤ e ≤ 3 on prend **e=3mm**

Alors la désignation de notre appareil d'appui est **700×600×6(12+3)** suivant **l'annexe de Freyssinet**.

5.2.7. Vérification des appareils d'appuis :

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

5.2.7.1. Répartitions des efforts horizontaux :

a- Dus à des charges dynamiques (freinage, vent, séisme) : [4]

Ces efforts sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

Soit : **H**, l'effort horizontal

K_i, la rigidité de l'appui

- **Les charges de freinage :**

Le freinage le plus défavorable est celui de Bc. Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

- **Effort du vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de **3 KN/m²**.

L'effort du vent est :

$$H_v = f \times q \times S$$

Avec :

S : la section latérale sur laquelle agit le vent est : **S=40,10 (2+0,38+0,15)=101,453m²**

Q : pression du vent =**3KN/m²**

- ✓ $f = \frac{1}{2}$ en phase de chantier
- ✓ $f = \frac{2}{3}$ pour le reste

H_v=152,179KN en phase chantier.

H_v=202,9 KN pour le reste.

- **Effet de séisme :**

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

On applique au tablier une force statique équivalente :

$$H_s = \xi_s \times G$$

Avec :

ξ_s : coefficient d'accélération :

- ✓ Horizontalement $\xi_s=40\%$
- ✓ Verticalement $\xi_s=27\%$

G : poids propre du tablier=**950,7t**

Effort horizontal du au séisme **Hs=380,28t**

Effort vertical du au séisme **Hs=256,689t**

b- Effort du à la déformation lente (retrait, fluage, température) : [4]

Le déplacement maximum est donné par la formule suivante :

$$H = \frac{\mu \times G \times a \times b}{T}$$

Avec :

G : module d'élasticité transversal

G=0,8MPa pour un effort lent

G=1,6MPa pour un effort instantané

H=130 ,968KN pour un effort lent

H=261,936KN pour un effort instantané

c- Due à des charges statiques : [12]

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

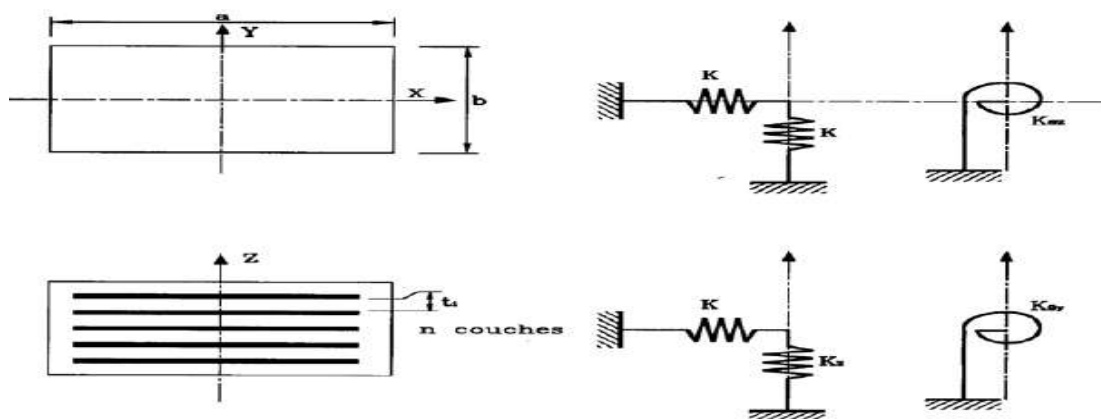


Figure 5.3 : Modélisation par ressort.

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Tableau 5.1 : les raideurs des appareils d'appuis.

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiée
K_x et K_y	$A \frac{G_b}{T_e}$	$A \frac{G_b}{T_e}$
K_z	$[\sum \frac{t_i}{A'} (\frac{1}{5 \times G_b \times S_1^2} + \frac{1}{E_b})]^{-1}$	∞
K_θ rectangulaire	$G_b \frac{a'^5 b'}{n t_i^3 K_s}$	0
K_θ circulaire	$G_b \frac{\pi D'^6}{512 n t_i^3}$	0
$K_{\theta z}$	-	0

Pour notre cas, on prend cette formule :

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

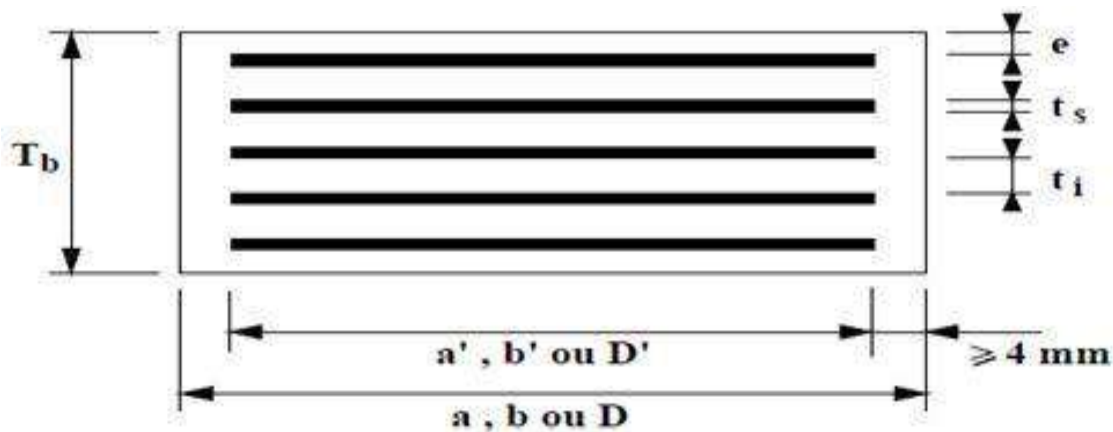


Figure 5.4: les frettes d'appareils d'appui

Epaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2e$$

$$T_e = 6 \times 12 + 2(3) = 60 \text{ mm}$$

$$K_x = K_y = \frac{0,42 \times 160}{0,066} = 1018,18 \text{ t/m}$$

d- Déplacement en tête de l'appareil d'appui : [4]

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis :

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

Avec :

A : aire de l'appareil d'appui (600×700) mm^2

T=70mm (hauteur nette de l'élastomère)

n : nombre d'appareils d'appuis **n=4**

H=1(charge unitaire)

G : module d'élasticité transversal

✓ $G=0,8 \text{ MPa}$ (statique)

✓ $G=1,6 \text{ MPa}$ (dynamique)

$$U_{s1} = \frac{0,07 \times 1}{4 \times 0,8 \times 0,42} = 0,0520 \text{ m (statique)}$$

$$U_{s1} = \frac{0,07 \times 1}{4 \times 1,6 \times 0,42} = 0,02604 \text{ m (dynamique)}$$

5.2.7.2. Vérification des contraintes : [4]

- Limitation des contraintes de cisaillement :

Resistance à la compression :

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

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

$$N_{max} = 3670,998 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{3,670998}{0,42} = 8,74 \leq 15 \text{ MPa} \implies \text{la condition est vérifiée, il résiste à la compression.}$$

- Sollicitation sous charge verticale :

τ : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau de frettage.

$$\tau = \frac{1,5\sigma_m}{\beta} \leq 2,8 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\beta = \frac{0,6 \times 0,7}{2 \times 12(0,6 + 0,7)} = 13,46$$

$$\tau = \frac{1,5 \times 8,74}{13,46} = 0,97 \text{ MPa} \leq 2,8 \text{ MPa} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

- Sollicitation du à un déplacement ou un effort horizontal :

Sous un déplacement lent (déformation lente)

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0,5G$$

$$\tau_H = \frac{0,8 \times 0,027285}{0,07} = 0,311 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

- Condition de non glissement:

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

On la vérifie par la condition suivante:

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$N_{\min}=3022,031\text{KN}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{3,022}{0,7 \times 0,6} = 7,19 \text{MPa} \geq 2 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$H < f \times N$$

Ou :

H : l'effort horizontal (effort de freinage)

$$H_{BC}=0,3\text{MN}$$

N : l'effort de compression vertical

$$N=3670,998 \text{ KN}$$

f : le coefficient de frottement

$$f=0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f=0,10 + \frac{0,6}{7,19}=0,183$$

$$H=0,3 < 0,183 \times 3,670998 = 0,671 \text{MN} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Limitation de la distorsion :**

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

$$P = \frac{Pu}{Pc} < 0,25$$

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$$

Avec :

B : aire nominale de l'appui (**B=0,42m²**)

d : Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère **d=0,015m**

G : Module de cisaillement **G=0,8MPa**

h : hauteur totale de l'appareil d'appuis (**h=0,105m**)

S : facteur de forme ; **S=β=13,46**

$$P_c = \frac{4 \times 0,8 \times 0,42 \times (13,46)^2 \times 0,015}{0,105} = 34,48 \text{ MN}$$

$$P_u = N_{\max} = 3,670998 \text{ MN}$$

Donc :

$$P = \frac{3,670998}{34,78} = 0,105 < 0,25 \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Condition de non flambement :**

On doit vérifier cette condition :

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

$$\gamma_s = 3$$

$$P_u = 3,670998 \text{ MN}$$

$$P_c = 34,78 \text{ MN}$$

$$3 \times 3,670998 = 11,01 < P_c = 34,78 \text{ MN} \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions nécessaires pour vérifier la résistance de l'appareil d'appui dues aux différentes contraintes sont vérifiées, alors le choix de l'appareil a été bien fait et ce dernier est adéquat avec notre structure.

5.3. Les des d'appuis : [9]

5.3.1. Fonction des dés d'appui :

- ✓ Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- ✓ Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- ✓ Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- ✓ Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

5.3.2. Dimensionnement des d s d'appui :

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

$$\checkmark A=a+10=80\text{cm}$$

$$\checkmark B=b+10=70\text{cm}$$

$$H=\frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)}=\frac{2 \times 60 \times 70}{2 \times (60+70)}=323,07\text{mm}$$

$$\checkmark \text{ On prend } H=40\text{cm.}$$

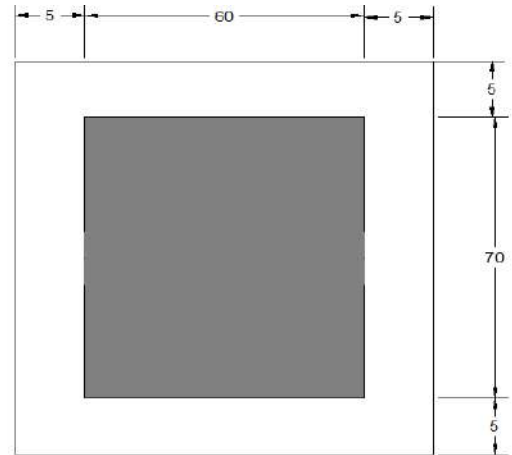


Figure 5.5: dimensions des d s d'appui

5.3.3. Ferrailage de d s d'appui ;

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{\max} .

$$A = \frac{0,04 \times N_{\max}}{\overline{\sigma}_{st}}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aciers.

$$\overline{\sigma}_{st}=\inf\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)=228,6\text{MPa}$$

$$A = \frac{0,04 \times 3,670998}{228,6}=6,42\text{cm}^2$$

On adopte **8T12=9,03cm²** dans les deux sens.

5.4. Joint de chaussée :[9]

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



Figure 5.6: joint de chaussée WD [13]

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

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue

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

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

Confort et esthétique :

- ✓ Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance d'hiatus.
- ✓ Absence de bruits de vibration.

Resistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

- **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

5.4.1. Calcul des joints : [5].

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs sont : la température, le retrait et le fluage.

$$W = W_D + 0,4W_T + W_S/3$$

Avec :

W : souffle total du joint

W_D : souffle de déformation différée (retrait+fluage)

W_T : souffle thermique

W_S : souffle sismique

On considère les valeurs calculées précédemment :

- ✓ **Fluage : $\Delta l = 10,86\text{mm}$**
- ✓ **Retrait : $\Delta l = 6,4\text{mm}$**
- ✓ **Température : $\Delta l = 10,025\text{mm}$**
- ✓ **Séisme :**

$\Delta l = \frac{F}{K}$ avec $\begin{cases} K = 12,8 \times 10^3 \text{KN/m} \\ F = 2205,6 \text{KN} \end{cases}$ Zone sismique IIa site 2 wilaya de Mostaganem.

$$\Delta l = 17,23 \text{cm}$$

Donc le souffle total du joint est :

$$w = 17,26 + 0,4(10,025) + \frac{17,23}{3} = 27,01 \text{cm}$$

$W = 270.13\text{mm}$, il se situe entre : $D_{\max} = 300\text{mm}$ et $D_{\min} = 70\text{mm}$ donc on choisit le joint **Wd230**.

Tableau 5.2 : caractéristique physique de joint WD [13].

Type	Amin	Amax	Bmin	Bmax	Cmin	Cmax	Dmin	Dmax	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52.5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62.5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

5.5. Trottoir :

Ils représentent la partie d'ouvrage réservée pour la mobilité des piétons. Les trottoirs seront légèrement surélevés de 20,0cm (Bordure de trottoir T2) par rapport au niveau de la chaussée afin d'isoler les piétons des automobilistes. [1]

Les trottoirs auront une largeur de 1.5m, une pente de 3% et seront constitués entièrement de béton plein.

5.6. Les dispositifs de retenues :

5.6.1. Garde corps :

Ils ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés. Ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

Ils sont classés en trois catégories les suivantes :

- ✓ Les garde-corps de type S ;
- ✓ Les garde-corps de type I ;
- ✓ Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$$0.95 + 0.005 \cdot H \pm 0.05 \text{ m}$$

Avec un maximum de **1.20 m**.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eaux franchies par l'ouvrage. [18]

Pour notre projet la hauteur est de : $H=10,16\text{m}$

$$h=0.95 + 0.005 \cdot (10,16) + 0.05 = 1,05\text{m}$$

Pour notre projet, on prend un garde corps de **type S** et de hauteur **1,05m**.

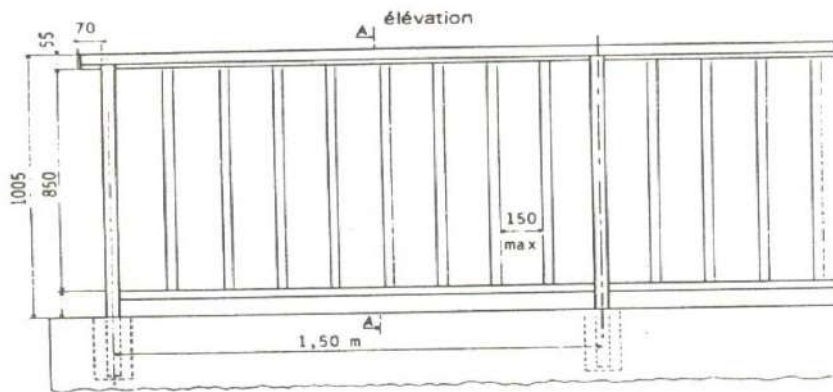


Figure 5.7: garde corps S

5.6.2. Glissière de sécurité :

On distingue les glissières rigides et d'autres souples. Les premières sont plus esthétiques mais elles sont plus agressives aux roues. Par conséquent, elles sont employées dans les milieux urbains où les véhicules sont légers et de vitesse inférieure à 60km/h.

Les glissières métalliques souples sont les plus employées. Elles sont constituées d'un élément de glissement et d'un support (espacé de 4m) fixé au tablier. Le poids d'une glissière souple est de 15kg/ml. [14]

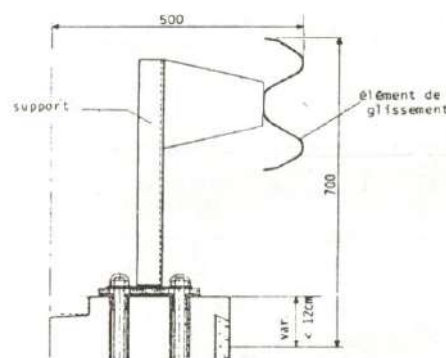


Figure 5.8 : glissière souple simple.

5.7. Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage en jouant sur les effets de forme et de couleur, en rattrapant les irrégularités de la structure. Le rôle de la corniche est plus orienté vers la décoration de l'ouvrage. Pour réussir cette décoration, les corniches seront préfabriquées en béton armé. [17]

5.8. La couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couvertures en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- ✓ Etanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ;
- ✓ Etanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes) ;
- ✓ Etanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- ✓ Etanchéité par moyen haut cadence ; [16]

Notre choix s'est porté sur **l'étanchéité à base d'asphalte**.

5.9. Couche de roulement :

Cette couche doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers). [15]

Pour notre cas, la couche sera constituée d'un béton bitumineux d'épaisseur 13,8cm et 2,4t/m³ de masse volumique.

5.10. Evacuation des eaux :

Ces dispositifs sont destinés à assurer l'écoulement et l'évacuation des eaux pluviales sur le tablier. Ils permettent une protection du tablier contre les infiltrations dans la couche de roulement et une évacuation rapide de l'eau sur le tablier, afin d'éviter tout risque d'inondation de chaussée. En outre la stagnation d'eau doit être évitée pour des raisons de sécurité des usagers (risque d'aquaplanage). Pour ce cas, des gargouilles seront utilisées. [17]

5.11. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons décrit quelques équipements et choisis, dimensionnés les appareils d'appui tout en vérifiant les conditions et respectant les normes. Bien que ces équipements ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, leur présence est nécessaire pour l'entretien de ce dernier, faciliter l'accès et assurer la sécurité des usages. Le chapitre qui suit, concerne le choix, l'étude de la culée et les fondations.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA CULEE**6.1. Introduction :**

Les culées jouent le rôle des appuis d'extrémités où le tablier va être posé. Les charges et surcharges causées sur le tablier seront transmises par les culées au niveau du sol. Nous allons choisir, dimensionner et vérifier les culées qui correspondent à notre ouvrage.

6.2. Fonction de culée :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction :

- ✓ Elle se comporte comme un mur de soutènement.
- ✓ Transmission des efforts au sol de fondation
- ✓ Limitation des déplacements verticaux. [7]

6.3. Les différents types des culées :

On distingue 5 types de culée :

- ✓ Les culées contre poids
- ✓ Culées creuses
- ✓ Culées en terre armée
- ✓ Culées apparentes ou semi enterrées (culée remblayées)
- ✓ Culées enterres. [4]

6.4. Choix de la culée :

Pour le choix des culées, on se base sur la nature du sol et la topographie du site. Pour notre ouvrage le type de fondation choisi à partir des données géotechniques est la fondation profonde avec pieux. Alors la culée qui répond à nos exigences est la culée remblayée. Cette culée permet de maintenir les terres en remblai et de porter le tablier.

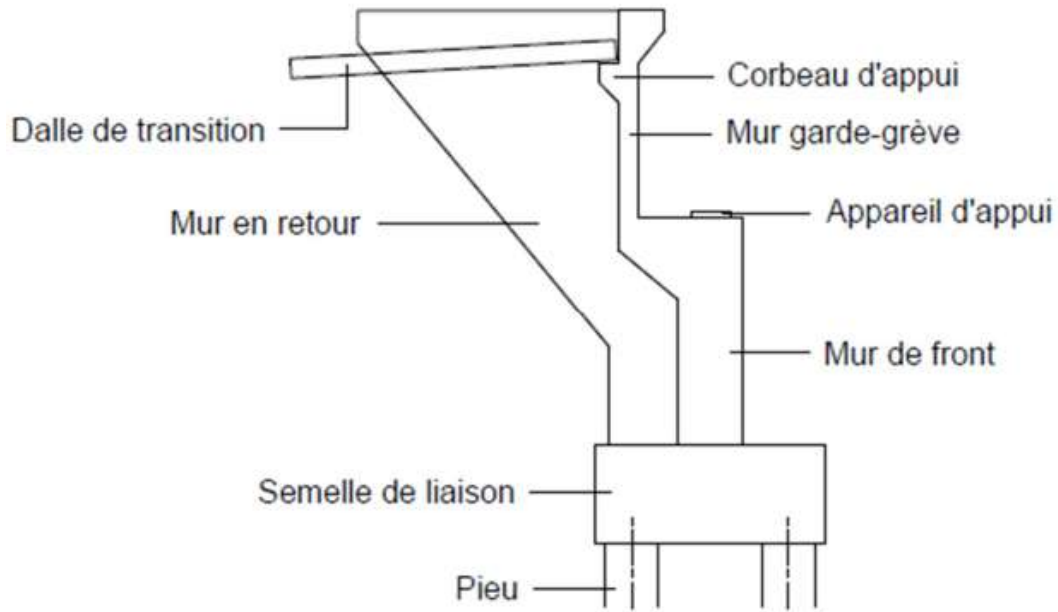


Figure 6.1: schéma descriptif d'une culée [tsimla]

Ainsi ce type de culée comporte les différents composants suivants :

- ✓ Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier
- ✓ Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- ✓ Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- ✓ Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors des déplacements d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont. [7]

6.5. Pré dimensionnement des éléments de la culée :

- ✓ Pour la culée A : 10,10m
- ✓ Pour la culée B : 12.86m

6.5.1. Mur de garde grève(MGG) :

Le mur de garde grève a pour fonction de séparer le remblai et le tablier de l'ouvrage, il doit résister aux efforts des poussées de terre, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmises par la dalle de transition. [4]

La hauteur du mur de garde grève h

- ✓ Hauteur = 1,35 m
- ✓ Épaisseur = 0,4 m
- ✓ Largeur =12,30 m

6.5.2. Dalle de transition :

Il joue un rôle essentiel de limiter des déformations dues aux tassements éventuels de remblais.

$$L = \min(6\text{m} ; \max(4\text{m} ; 0,6 \times h)) = 6\text{m}$$

Avec :

H : la hauteur du remblai=12,86m

- ✓ La longueur =6m
- ✓ Largeur =8m
- ✓ Epaisseur =0,3m

6.5.3. Mur de front(MF) :

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

- ✓ Hauteur du mur frontal h = 9,97m
- ✓ L'épaisseur e= 1,75m
- ✓ Largeur L =12,30m.

6.5.4. Mur en retour(MR)

Ils sont des murs latéraux parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage encastré d'un coté sur la semelle de fondation et l'autre sur le mur de front. Le rôle est d'assurer le soutènement des terres de remblais d'accès au pont. [4]

- ✓ Hauteur $h = 11,32\text{m}$
- ✓ Epaisseur = 1m
- ✓ La longueur = 7,5m

6.5.5 La semelle

- ✓ Epaisseur = 1,5m
- ✓ Largeur = 6m
- ✓ Longueur = 13.2m

6.5.6. Le corbeau

Son rôle est de supporter la dalle de transition.

- ✓ Hauteur = 0,4m
- ✓ Largeur = 0,4m

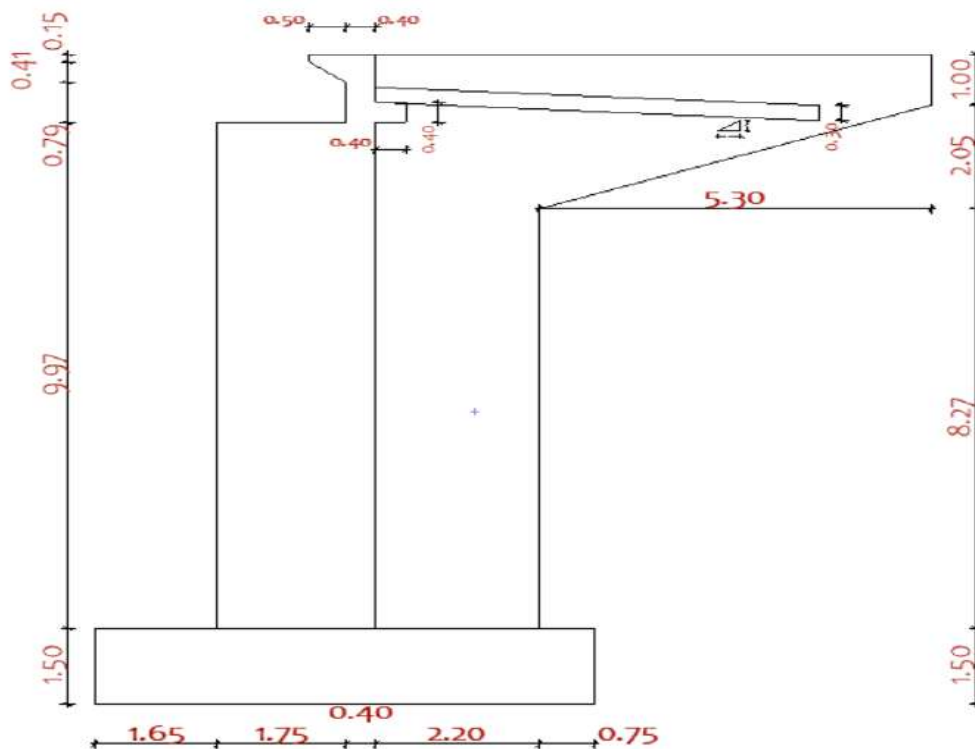


Figure 6.2 : dimensionnement de la culée.

6.6. Vérification de la stabilité de la culée :

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

6.6.1. Sous charges permanentes :

Tableau 6.1: la descente de charge de la culée.

Eléments	Vi(KN)	d/0(m)	M/0(KN.m)	
MGG	12,30x0,4x1,35x25	166,05	3,6	597,78
MF	9,97x12,30x1,75x25	5365,11	2,725	14619,92
Semelle	1,5x6x13,2x26	2970	3	8910
Corbeau	0,4x0,4x12,30x25	49,2	4	196,8
	7,5x1x1x25	187,5x2	7,55	2831,25
MR	10,32x1x2,05x1x25	528,9x2	4,825	5103,89
	0.5x5,3x2,05x1x25	135,81x2	7,76	2107,77
Dalle de transition	6x0,3x10,3x25	463,5	6,299	2919,58
	Σ	10718,28	Σ	37286,99

- Calcul de l'excentricité Vi/0 :


$$\sum V = 10718,28 \text{ KN}$$

$$\sum M = 37286,99 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{37286,99}{10718,28} = 3,484 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité Vi/0 à l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 3,484 - \frac{6}{2} = 0,484 \text{ m}$$

$e_0 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ m}$  Donc la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

- **Contraintes sous la semelle :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma v}{A} \left(1 \pm \frac{6e_0}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{10718,28}{79,2} \left(1 + \frac{6(0,484)}{6}\right) = 200,83 \text{ KN/m}^2 = 2,008 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{10718,28}{79,2} \left(1 - \frac{6(0,484)}{6}\right) = 69,83 \text{ KN/m}^2 = 0,698 \text{ bars}$$

6.6.2. Calcul en construction avec remblais :

- **Poussée des terres**

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

Avec :

K_a : coefficient actif du sol

γ : poids volumique de remblais ; On suppose 2 t/m²

h : hauteur de la culée

L : Longueur du mur de front $L=10,30\text{m}$.

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) \text{ ou } K_a = \left(\frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \right)$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$K_a = \frac{1}{3}$$

$$P_h = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 2 \times 12,82^2 \times 10,30$$

$$P_h = 564,277 \text{ t}$$

- **Poids de terres**

$$P_t = 2,2 \times 12,82 \times 10,32 \times 2$$

$$P_t = 581,00 \text{ t}$$

- **Surcharge de remblai horizontal**

$$P_h = K_a \cdot q \cdot s$$

q : surcharge de remblai $q=1\text{t/m}^2$ majorée de 20% = 1,2 t/m².

s : surface surchargée

$$P_h = 1,2 \times \frac{1}{3} \times 10,3 \times 12,82$$

$$P_h = 44,015t$$

- **Surcharge de remblai verticale**

$$P_v = q \times s$$

$$P_v = 1,2 \times 2,2 \times 10,30$$

$$P_v = 27,19t$$

Tableau 6.2: Moments stabilisants et renversants de la culée.

Désignations	Vi(t)	Hi(t)	d/0(m)	Ms/0(t.m)	Mr/0(t.m)
Culée	1071,828			3728,699	
Réaction du tablier	367,09		2,525	926,902	
Surcharge de remblai vertical	27,19		4,9	133,231	
Poids des terres	581,0		4,9	2846,9	
Poussée des terres		564,277	4,27		2409,46
Surcharge de remblai horizontale		44,015	4,27		187,94
TOTAL	2047,108	608,292		7635,732	2597,40

- **Vérification au renversement**

$$F_r = \frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{7635,732}{2597,40} = 2,94 > 1,5 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, il n y a pas de risque de renversement.}$$

- **Vérifications au glissement**

$$F_G = \frac{\sum Vi}{\sum Hi} = \frac{2047,108}{608,292} = 3,37 > 2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, il n y a pas de risque de glissement.}$$

6.6.3. Sous charge permanent plus surcharge

$$\underline{\text{ELU}} : 1,35G+1,5Q+1,6[Q_f+Q_{tr}] + 1,35D240 +0,8Q_{vi}$$

Tableau 6.3 : moment stabilisant et renversant en charge à l'ELU.

Désignations	coef	Vi(t) xCoef	Hi(t)x coef	d/0(m)	Ms/0(t.m)	Mr/0(t.m)
culée	1,35	1446,9678			5033,744	
Poids des terres	1,35	784,35		4,9	3843,315	
Surcharge de remblai vertical	1,5	40,785		4,9	199,8465	
Réaction du tablier	1,35	495,572		2,525	1251,206	
Surcharge D240	1,35	207,3024		2,525	523,439	
Surcharge de trottoir	1,6	14,436		2,525	36,4509	
Freinage Bc	1,6		24	11,573		277,752
Variation linéaire	0,8		10,477	11,573		121,250
Surcharge de remblai	1,5		66,023	4,27		281,918
Poussée des terres	1,35		761,774	4,27		3252,774
TOTAL		2989,4132	862,274		10888,001	3933,694

• Vérifications au renversement

$$F_r = \frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{10888,001}{3933,694} = 2,768 > 1,5 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, il n'y a Pas de risque de renversement.}$$

• Vérifications au glissement

$$F_G = \frac{\sum Vi}{\sum Hi} = \frac{2989,4132}{862,274} = 3,467 > 2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de glissement.}$$


$$\underline{\text{ELS}}: G + Q + 1,2[Q_f+Q_{tr}] + D240 + 0,6 Q_{vi}$$

Tableau 6.4 : moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

Designation	coef	Vi(t)xcoef	Hi(t)xcoef	d/0(m)	Ms/0(tm)	Mr/0(tm)
Culée	1	1071,828			3728,699	
Poids des terres	1	581		4,9	2846,9	
Surcharge de remblai	1	27,19		4,9	133,231	

Reaction du tablier	1	367,09		2,525	926,902
Surcharge D240	1	155,477		2,525	392,579
Surcharge de trottoir	1,2	10,827		2,525	27,338
Freinage Bc	1,2		18	11,573	208,314
Variation lineaire	0,6		7,858	11,573	90,941
Surcharge de remblai horizontal	1		44,015	4,27	187,944
Poussée de terres	1		564,277	4,27	2409,662
TOTAL		2213,412	634,15		8055,649 2896,861

• Vérifications au renversement

$F_r = \frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{8055,649}{2896,861} = 2,781 > 1,5$  la condition est vérifiée, il n y a pas de risque de renversements.

Vérifications au glissement

$F_G = \frac{\sum Vi}{\sum Hi} = \frac{2213,412}{634,15} = 3,49 > 2$  la condition est vérifiée, il n y a pas de risque de glissements.


Accidentelle: $G + 0,6[Q_{tr}] + D240 + 0,5[Q_{vi}] + Q_s$

Tableau 6.5: moments stabilisants et renversants en charge accidentelle

Designations	coef	Vi(t)xcoef	Hi(t)xcoef	d/0(m)	Ms/0(tm)	Mr/0(tm)
Culée	1	1071,828			3728,699	
Poids des terres	1	581		4,9	2846,9	
Surcharge de remblai vertical	1	27,19		4,9	133,231	
Reaction du tablier	1	367,09		2,525	926,902	
Surcharge D240	1	77,739		2,525	196,29	
Surcharge de trottoir	0,6	5,414		2,525	13,67	
Variation lineaire	0,5		6,548	11,57		75,76
Poussée de terres	1		564,277	4,27		2409,462

Surcharge de remblai Horizontal Seisme TOTAL	1	44,015	4,27	187,944
	1	220,6	11,57	2552,34
		2130,261	835,44	7845,692
				5225,51

• Vérifications au renversement

$F_r = \frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{7845,692}{5225,51} = 1,501 > 1,5$  la condition est vérifiée, il n y a pas de risque de renversements.

• Vérifications au glissement

$F_G = \frac{\sum Vi}{\sum Hi} = \frac{2130,261}{835,44} = 2,54 > 2$  la condition est vérifiée, il n y a pas de risque de glissement.

6.7. Calcul de ferrailage des éléments de la culée

6.7.1. Mur de garde grève :

• Cas fondamentale

Le mur de garde grève est calculé comme une console encastre dans le chevêtre, Il est soumis à la masse de terres et surcharge de remblai.

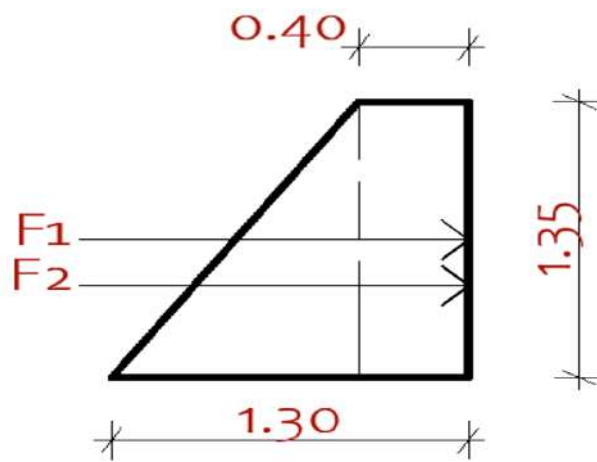


Figure 6.3: les efforts agissant sur le mur garde grève.

$$\sigma_H = K_p \cdot \gamma \cdot h + K_a \cdot q$$

Avec :

$$K_a = \frac{1}{3} = K_b = K_q$$

La surcharge de remblai $q = 1,2 \text{ t/m}^2$

$$\text{Pour } h=0 ; \quad \sigma_H = \left(\frac{1}{3} \times 2 \times 0\right) + \left(\frac{1}{3} \times 1,2\right) = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } h=1,35 \quad \sigma_H = \left(\frac{1}{3} \times 2 \times 1,35\right) + \left(\frac{1}{3} \times 1,2\right) = 1,3 \text{ t/m}^2$$

Tableau 6.6 : les contraintes agissantes sur le mur garde grève.

Z	$\sigma_H(\text{t/m}^2)$	Force (t)	Point d'application/0(m)
0	0,4	$0,4 \times 1,35 = 0,54$	0,675
1,35	1,3	$\frac{(1,3-0,4)}{2} \times 1,35 = 0,6075$	0,45

• **Moments d'encastrement :**

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F_1 \times d_1 + F_2 \times d_2$$

$$M = (0,54 \times 0,675) + (0,45 \times 0,6075)$$

$$M = 0,6379 \text{ t.m}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 3500}{1,5} = 1983,333 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_u = \frac{0,6379}{1 \times 1983,33 \times (1,215^2)} = 0,00022$$

$$\mu_u = 0,00022 < \mu_r = 0,372$$



Section à simple armature, les armatures

de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,00022)}) = 0,000275$$

$$Z=d(1-0,4\alpha) = 1,215(1-0,4(0,000275)) = 1,2149\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{50000}{1,15} = 43478,26 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{0,6379}{1,2149 \times 43478,26} = 0,121 \text{ cm}^2$$

- **Cas accidentelle**

Poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1+K_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$$K_v = 0,3 K_H$$

$$K_H = A = 0,2 \text{ (coefficient d'accélération de Zone IIa groupe 2)}$$

$$K_v = 0,3 \times 0,2 = 0,006$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\Phi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta + \mu + \lambda) \left[1 + \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \mu)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)} \right]} = 0,2024$$

$$\mu = -\arctan\left(\frac{K_H}{1 \pm K_v}\right) = -\arctan\left(\frac{0,2}{1 \pm 0,006}\right) = -10,864$$

H : La hauteur du mur (**H=1,35m**)

γ : Le poids volumique de terres (**2 t/m²**)

Φ : L'angle de frottement interne (**Φ=30°**)

δ : Rugosité mur sol (**δ = $\frac{2}{3}$ Φ**)

λ : inclinaison du parement amont du mur par rapport à vertical (**λ=0**)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. (**β=0**)

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times 2 \times (1 \pm 0,006) \times 1,35^2 \times 0,2024$$

$$F_{ad} = 0,361 \text{ t}$$

La poussée due à la surcharge :

$$q = 1,2 \text{ t}$$

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos \beta} (1 \pm K_v) \cdot K_{ad}$$

$$F_{ad}(q) = 0,347 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times \frac{H}{2}$$

$$M_u = (0,347 + 0,361) \times \frac{H}{2}$$

$$M_u = 0,4779 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{0,4779}{1 \times 1983,33 \times 1,215^2} = 0,000163 < \mu_r = 0,372 \Rightarrow \text{Section à simple armature}$$

$$\alpha = 0,000204$$

$$Z = 1,2149 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,4779}{1,2149 \times 43478,26} = 0,090 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimum d'après RPOA**

$$A_{min} = 0,5\% \times B = 0,5\% (0,4 \times 1) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,121 \text{ cm}^2 < A_{min} = 20 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min} .

On adopte alors :

$$10T16 = 20,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{partie tendue avec espacement de 15cm.}$$

$$10T16 = 20,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{partie comprimée avec espacement de 15cm.}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st} = 0,25 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

$$5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{partie tendue avec un espacement de 20cm.}$$

6.7.2. La dalle de transition

Elle est calculée comme une poutre reposant d'un côté sur le corbeau et l'autre sur le remblai compacté.

- **Evaluation des charges sur la dalle de transition**

$$\text{Poids propre de la dalle} = 0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids de terres} = 1 \times (1,35 - 0,3) \times 2 = 2,1 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharge de remblai} = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/ml}$$

Revêtement de la chaussée = $0,138 \times 1 \times 2,2 = 0,3036$ t/ml

$$\sum q = 4,3556 \text{ t/ml}$$

- **Ferraillage de la dalle :**

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$= 1,35(0,3036 + 2,1 + 0,75) + 1,5(1,2)$$

$$= 6,05736 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \left(\frac{q_u}{8}\right)L^2 = \frac{6,05736 \times 6^2}{8} = 27,258 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{27,258}{1 \times 1983,33 \times 0,27^2}$$

$$\mu_u = 0,189 < \mu_r = 0,372$$

$$\alpha = 0,2641 \quad Z = 0,2415 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{27,258}{0,2415 \times 43478,26} = 25,96 \text{ cm}^2$$

On adopte alors ; **9Φ20 = 28,27 cm²** avec un espacement de 20cm.

Vérfications à l'ELS :

$$X = 0,111 \text{ m}$$

$$I = 1,44 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$q_s = Q + G = 4,3536 \text{ t/ml}$$

$$M_s = \frac{4,3536 \times 6^2}{8} = 19,59 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{adm} = 0,6 \times 35 = 2100 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,59 \times 0,111}{1,44 \times 10^{-3}} = 1510,0625 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1510,0625 \text{ t/m}^2 < \sigma_{adm} = 2100 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérfications de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2}; q_u = 6,05736 \text{ t/ml}$$

$$V_u = \frac{6,05736 \times 6}{2} = 18,172 \text{ t}$$

$$\tau_u \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{1,5}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} = \frac{18,172}{0,27} \leq 0,07 \times \frac{35}{1,5}$$

69,33t ≤ 163,33t ⇒ la condition est vérifiée.

Condition non fragilité :

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{t28}}{500}$$

$$\frac{28,27 \times 10^{-4}}{0,27} \geq \frac{0,23 \times 2,7}{500}$$

0,010 ≥ 1,242 × 10⁻³ ⇒ la condition est vérifiée.

Armature de répartition :

$$A = 25 \% A_{st} = 0,25 \times 21,99 = 5,4975 \text{ cm}^2$$

On prend 7T12=7,92cm².

6.7.3. Corbeau :

Il joue le rôle d'appui de la dalle de transition, il est encastré au mur garde grève et il est sollicité en flexion simple.

$$L = 0,4 ; a = 0,4 ; d = 0,4$$

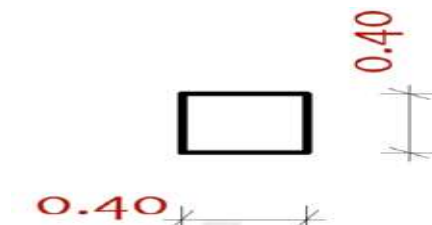


Figure 6.4 : le corbeau

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{6,057 \times 6}{2} = 18,171 \text{ t}$$

$$M_u = \frac{R_u l}{2} = \frac{18,171 \times 0,4}{2} = 3,634 \text{ t.ml}$$

$$V_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{4,3536 \times 6}{2} = 13,061 \text{ t}$$

$$M_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{4,3536 \times 6}{2} = 2,612 \text{ t.m}$$

- **Cisaillement dans le corbeau :**

Le cisaillement dans le corbeau est vérifié par la formule :

$$\tau_{adm} = \min [4; 0,3(2+\rho) \times \min(f_{c28}, 30)] \quad \text{avec } \rho = \min\left(\frac{d}{a}, 4\right) = 1$$

$$= \min[4 ; 0,03(3) \times 30]$$

$$\tau_{adm} = 2,7 \text{ MPa} = 270 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,171}{1 \times 0,36} = 50 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = 50 \text{ t/m}^2 < \tau_{adm} = 270 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Armature tendue :**

$$Z = \min [0,75 \times d(1+\rho/10) ; 1,2 \times a(0,8 + \rho/5)] = \min[0,33 ; 0,48]$$

$$Z = 0,33 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{18,171 \times 0,4}{2} = 3,634$$

$$A_{st} = \frac{3,634}{0,33 \times 43478,26} = 2,533 \text{ cm}^2$$

Le Ferrailage d'après RPOA :

$$A_{\min} = 0,5\% \times B = 0,5\% \times 1 \times 0,4 = 20 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise A_{\min} pour le ferrailage

On adoptera 7T20 = 21,99 cm² avec espacement de 15cm.

- **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st} = 0,25 \times 21,99 = 5,49 \text{ cm}^2$$

6T12 = 6,79 cm² avec un espacement de **15cm**.

6.7.4. Mur en retour

Il s'agit d'une plaque encastré sur une partie de son contour, soumise à un système de surcharge répartie d'une densité variable.

Le mur est décomposé en trois parties pour faciliter l'étude.

- **Cas fondamental :**

Chargée et surchargée par :

- ✓ Poussée des terres ;
- ✓ Surcharge de remblai.

- **Détermination des contraintes le long du mur :**

$$K_p = \frac{1}{3} ; \gamma = 2 \text{ t/m}^2 ; q = 1,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_H = K_p \cdot \gamma \cdot h + K_q \cdot q$$

Pour $h = 0 ; \sigma_H = \frac{1}{3} \times 2 \times 0 + \frac{1}{3} \times 0,5 = 0,3996 \text{ t/m}^2$

$$h = 11,32 ; \sigma_H = \frac{1}{3} \times 2 \times 11,32 + \frac{1}{3} \times 0,5 = 7,713 \text{ t/m}^2$$

Tableau 6.7 : Les forces agissant sur le mur en retour

Z(m)	σ_H (t/m ²)	Force (t)	Point d'application /0 (m)
0	0,3996	$F_1 = 0,3996 \times 11,32 = 4,523$	5,66
11,32	7,713	$F_2 = \frac{(7,713 - 0,3996)}{2} \times 11,32$	3,773

- **Moments d'encastrement :**

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F_1 \times d_1 + F_2 \times d_2$$

$$M = (4,523 \times 5,66) + (41,39 \times 3,773)$$

$$M = 181,76 \text{ t.m}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 3500}{1,5} = 1983,333 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_u = \frac{181,764}{1 \times 1983,33 \times (10,188^2)} = 0,00088$$

$\mu_u = 0,00088 < \mu_r = 0,372$  Section à simple armature, les armatures de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,00088)}) = 0,00110$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 10,88(1 - 0,4(0,00110)) = 10,87\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{50000}{1,15} = 43478,26 \text{ t/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{181,764}{10,87 \times 43478,26} = 3,84\text{cm}^2$$

• **Cas accidentelle :**

La poussée dynamique de la terre :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm K_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$$K_H = A = 0,2 ; K_v = 0,3 K_H = 0,3 \times 0,2 = 0,06$$

$$K_{ad} = 0,2024$$


$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times 2 \times (1 \pm 0,06) \times 11,32^2 \times 0,2024 = 27,492 \text{ t}$$

Poussée due à la surcharge de remblai :

$$q = 1,2 \text{ t/m}^2$$

$$F_{ad}(q) = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} (1 \pm K_v) = \frac{1,2 \times 11,32}{1} (1 \pm 0,06) \times 0,2024 = 2,914 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times \frac{H}{2} = (27,492 + 2,914) \times \frac{11,32}{2} = 172,098 \text{ t.m}$$

$\mu_u = \frac{172,098}{1 \times 1983,33 \times 0,92} = 0,1071 < \mu_r = 0,372$  Section à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - (\sqrt{1 - 2\mu_u})) = 1,25(1 - (\sqrt{1 - 2(0,1071)})) = 0,142$$

$$Z = 0,9(1 - 0,4(0,142)) = 0,849$$

$$A_{st} = \frac{172,098}{0,849 \times 43478,26} = 4,66 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimum après RPOA**

$$A = 0,5 \% \times B = 0,5 \% \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 0,5\text{m}^2 = 50 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec le minimum de RPOA.

On adopte alors $7 \text{ T}32=56,30 \text{ cm}^2$  partie tendue avec un espacement 20cm.

- **Armature de répartition**

$$A_r = 25\% \times A_{st} = 0,25 \times 56,30 = 14,07\text{cm}^2$$

On adopte : $7\text{T}16 = 14,07 \text{ cm}^2$  partie tendue avec un espacement de 15cm.

6.7.5. Mur de front ;

Le mur de front est soumis à des sollicitations dues au poids propre de la superstructure, poussée des terres, surcharges de remblai et surcharge d’exploitation.

- **Sollicitations du mur de front :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q + 1,35 D240 + 1,6Q_f$$

Tableau 6.8 : récapitulatif des efforts à l’ELU.

désignations	Efforts(t/ml)	Coef	Vi(t/ml)	Hi(t/ml)	d/0(m)	M _s /0(t.ml)	M _r /0(t.ml)
MGG	0,4x1,35x2,5	1,35	1,35		3,6	6,561	
MF	9,97x2,15x2,5	1,35	43,619		2,725	197,140	
Corbeau	0,4x0,4x2,5	1,35	0,4		4	2,16	
Poussée des terres	0,5x0,333x2x 12,82 ²	1,35		54,784	4,9		362,394
Surcharge de remblai Horizontal	1,2x0,333x 12,82 ²	1,5		5,128	4,27		32,845
Surcharge de remblai vertical	1,2 x 2,2	1,5	2,64		4,9	19,404	
Réaction du tablier	<u>367,09</u> 10	1,35	36,709		2,525	125,131	
Variation linéaire freinage	<u>13,09</u> 10	0,8		1,0475	11,573		12,123
Surcharge de trottoir	15	1,6		24	1,573		37,752
Surcharge D240	6,015	1,6	9,624		2,525	24,3	
	12,9564	1,35	17,491		2,525	52,343	
			158,579	106,697		427,039	445,114

• **Ferraillage du mur de front à l'ELU :**

Le mur de front est calculé en flexion composée :

$$M_u = M_s - M_r = 445,114 - 427,039$$

$$M_u = 18,075 \text{ t.m}$$

$$N_u = 158,579 \text{ t}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18,075}{158,579} = 0,114 \leq \frac{h}{6} = \frac{2,15}{6} = 0,358 \text{ m}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,114 + \left(1,935 - \frac{2,15}{2}\right) = 0,974 \text{ m}$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 18,075 \times 0,974$$

$$M_A = 17,605 \text{ t.m}$$

Effort de compression \Rightarrow section partialement comprimée

• **Vérifications de la nature de la section :**

$$N_u(d - d') - M_A > \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc} ;$$

$$158,579(1,935 - 0,215) - 17,605 > \left(0,337 - 0,81 \left(\frac{0,215}{2,15}\right)\right) \times 1 \times 2,15^2 \times \frac{3,5 \times 0,85}{1,5}$$

$$255,1508 > 2,347 \Rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\mu_u = \frac{17,605}{1 \times 1,935^2 \times 1983,33} = 0,0024 < \mu_r = 0,372 \Rightarrow \text{section à simple armature.}$$

$$A_2 = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0024)}) = 0,003$$

$$Z = 1,935(1 - 0,4(0,003)) = 1,933 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} \pm N_u\right) = \frac{1}{43478,26} \left(\frac{17,605}{1,933} - 158,579\right)$$

$$A_1 < 0 \Rightarrow \text{la section non armée résiste.}$$

▪ **Le ferraillage minimum par RPOA**

$$A_{\min} = 0,5 \% \times B \times l = 0,5 \% \times 2,15 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0,01075 \text{ m}^2 = 107,5 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraillera avec A_{\min} comme A_{st}

On adopte **9 T40 = 113,10 cm²** avec un espacement de 20cm.

6.8. Etude de la semelle

6.8.1 Pré dimensionnement

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par ;

$$L \geq 3\varnothing \implies L \geq 3 \times 1,2 = 3,6 \text{ m}$$

La largeur de la semelle est donnée par

$$A \geq L + \varnothing_p + 30\text{cm} \implies A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 = 5,1\text{m}$$

A = 6m

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \varnothing_p] + 30$$

$$B \geq \max [6; 1,2] + 0,3 \implies B \geq 6,3\text{m, on choisit une semelle filante de longueur } \mathbf{B = 13,20\text{m.}}$$

Le nombre des pieux adopté est égal à 8 de diamètre $\varnothing = 1,2\text{m}$.

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \left\{ \begin{array}{l} 1 \leq \text{tg}\theta = \frac{d}{x} \leq 1,4 \\ x = \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{2,15}{4} = 1,26 \end{array} \right. \implies 1,26 \leq d \leq 1,76 \text{ alors } d = 1,45\text{m}$$

$$H = d + 0,05$$

$$H = 1,45 + 0,05 = 1,5 \text{ m}$$

Donc les dimensions de la semelle sont : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A = 6m} \\ \mathbf{B = 13,2m} \\ \mathbf{H = 1,5m} \end{array} \right.$

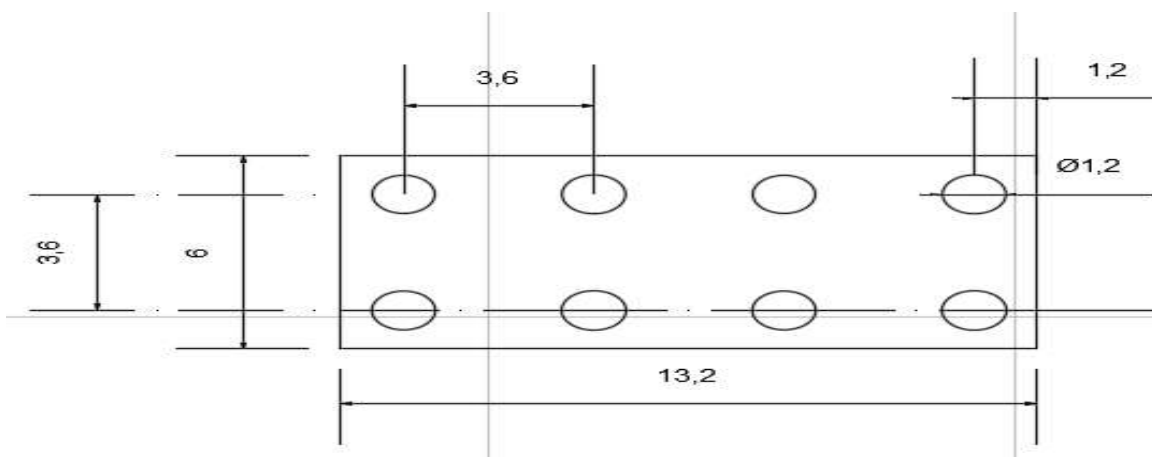


Figure 6.5 : vue en plan de la semelle.

6.8.2 Evaluation de la charge verticale :

Tableau 6.9 : Les sollicitations au niveau de la semelle

Combinaisons	Nu(t)	M _s (t.m)	M _r	M _s - M _r
ELU	2989,4132	10888,001	3933,694	6954,307
ELS	2213,412	8055,649	2896,861	5158,788
accidentelle	2130,261	7845,692	5225,51	2620,182

6.8.3 Détermination du ferrailage :

$$M_{\max} = 6954,307 \text{ t.m} ; N_{\max} = 2989,4132 \text{ t}$$

On applique la méthode de bielle :

$$A_{\text{cote}} = \frac{N(l-\frac{a}{2})}{8d6_{st}} = \frac{2989,4132(6-\frac{2,15}{2})}{8 \times 1,45 \times 43478,26}$$

$$A_{\text{cote}} = 291,91 \text{ cm}^2$$

On adopte **32T32 = 320 cm²** avec espacement de **20cm**.

6.9. Etude des pieux :

Pour l'étude des pieux, on utilisera les données géotechniques détaillées au chapitre 1.

Elle est calculée suivant le règlement du fascicule N 62 titre V.

6.9.1 Calcul de la portante ultime ;

$$Q_{\text{adm}} = Q_{\text{pu}} + Q_{\text{su}}$$

- La force limite de pointe Q_{pu} :

$$Q_{\text{pu}} = q_{\text{pu}} \cdot S_{\text{p}}$$

Avec :

q_{pu} : contrainte limite de pointe

S_{p} : section de pieu ;

$$q_{\text{pu}} = K_{\text{p}} \cdot p_{\text{le}} ;$$

p_{le} : pression limite nette équivalence ;

k_{p} : Facteur de portance.

Profondeur(m)	Pression limite
16	41,8
20	50,7
30	47,7

Tableau 6.10 : pression-profondeur

$$p_{le} = \sqrt[n]{p_1 p_2 p_3 \dots p_n} = \sqrt[3]{41,8 \times 50,7 \times 47,7} = 46,58 \text{ t}$$

$$q_{pu} = K_p \cdot p_{le}$$

$$k_p = 1,2 \text{ (selon fascicule 62 page 92)}$$

$$q_{pu} = 1,2 \times 46,58 = 55,89 \text{ t}$$

$$Q_{pu} = q_{pu} \times S = 55,89 \times 3,14 \times 0,6^2 = 63,17 \text{ t}$$

Avec coefficient de sécurité **F = 3** (proposé par le géotechnicien)

$$\text{Alors : } Q_{pu} = 63,17 \text{ t} \times 3 = 189,53 \text{ t}$$

- **Frottement latéral de Pointe :**

$$Q_{su} = p \cdot \int_0^z q_{su} dz$$

Avec :

p : Périmètre du pieu

$$q_{su} = f(p) \text{ (article 3 fascicule 62 page 93)}$$

$$q_{su} = 4 \text{ t}$$

$$Q_{su} = (4 \times 8) \times (2 \times 3,14 \times 0,6) = 120,576 \text{ t}$$

Avec coefficient de sécurité **F = 2** (proposé par le géotechnicien)

$$\text{Alors } Q_{su} = 120,576 \times 2 = 241,152$$

Donc la force du portant admissible ;

$$Q_{adm} = 189,53 + 241,152$$

$$Q_{adm} = 430,682 \text{ t}$$

Chaque pieu reprendre une charge de 430,682t .

La charge vertical de culée = 2989,4132 t

Cette charge sera répartie sur 8 pieux donc chaque pieu subit une charge de :

$$Q = \frac{2989,4132}{8} = 373,676 \text{ t} < Q_{\text{adm}} = 430,682 \text{ t}$$

- **Armature longitudinale**

On adopte le ferrailage minimum par RPOA :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% S = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 3\% S = 339,12 \text{ cm}^2$$

15 T 25 = 57,39 cm² avec un espacement de **20cm**.

- **Armature transversal**

$$\emptyset_1 = 25 \text{ mm on prend } \emptyset_t = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement des cerces : } 12\emptyset_1 = 30 \text{ cm}$$

Puisqu'on a des pieux en béton armé, on met des renforts sur une profondeur de **2xd=2,4m** à partir de la tête de pieu avec un espacement de 10 cm. [5]

6.10. Conclusion :

Parvenus au terme de ce chapitre, les appuis d'extrémités ont été bien choisis et dimensionnés. La stabilité de notre culée est assurée car les deux conditions principales (stabilité au renversement et glissement) sont vérifiées. Ensuite nous avons dimensionné, ferrillé les culées et les éléments qui constituent la fondation (la semelle et les pieux) de notre pont.

CONCLUSION GENERALE :

Dans le cadre de notre projet de fin de cycle intitulé « Etude d'un pont métallique » dont l'ouvrage choisi pour l'étude est situé dans la partie nord de la wilaya de Mostaganem, diverses études ont été menées. Toutes ces études ont pour but de déterminer une structure capable de supporter les surcharges routières durant sa phase de service. L'étude a été faite tout en respectant les règlements du guide SETRA et les eurocodes.

Dans un premier temps, nous avons fait une présentation générale de l'ouvrage. Dans cette partie, les données géotechniques et les caractéristiques des matériaux ont été élucidées. Ces données constituent la base pour la mise en œuvre d'un projet. Après la présentation, on a pré-dimensionné les éléments porteurs du pont et évalué les différents types de surcharges routières qui agissent sur le pont en suivant les normes du fascicule 61 titres 2.

Par la suite, on a modélisé l'ouvrage par le logiciel de calcul SAP2000 dont l'étude statique et dynamique ont été menées. A partir de cette modélisation, on a pu obtenir le cas le plus défavorable des sollicitations par la combinaison des charges entre les deux études. Nous avons procédé au dimensionnement, vérification et ferrailage des éléments du pont avec les résultats obtenus par le logiciel. Le type d'assemblage choisi pour les poutres et les entretoise est le soudage. Le dimensionnement des connecteurs a été fait suivant l'Eurocode4.

L'étude technique est achevée par le choix et dimensionnement des appareils d'appuis tout en vérifiant les conditions nécessaires à leurs résistances, et en détaillant quelques équipements nécessaires à notre ouvrage. Ensuite on a dimensionné et ferrillé les appuis d'extrémités qui sont les culées puis vérifié leurs stabilités vis-à-vis du glissement et renversement, également la semelle et les pieux.

Ce projet nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre formation d'ingénierie et aussi de comprendre les normes, les eurocodes, de se familiariser avec les logiciels et plein d'autres réglementations qui sont nécessaires dans l'aboutissement d'un projet de pont. Ainsi, on est bien préparés à affronter le monde de constructions.

Références bibliographiques :

- [1] : DEFFO NGUIFO, études techniques d'un pont mixte acier-béton bipoutres pour le franchissement de la rivière MBANGUE, mémoire de fin d'études 2019, 2IE Burkina Faso.
- [2] : Pont mixte acier-béton, guide de conception durable, septembre 2010.
- [3] : fiche n XIV-1 « les ouvrages métalliques ou mixtes », collections de fiches techniques.
- [4] : BELAIDI Y. et MAHI S. (2015), Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF. Mémoire de master, Université de Tlemcen.
- [5] : Ministère des travaux publics. Document technique réglementaire D.T.R Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. ALGERIE. 2008.
- [6] : DUCOUT, J-P. (1997). Ponts métalliques-conception générale, Construction/travaux, publics Techniques de l'ingénieur.
- [7] : ARABI &MIMOUNI (2019), conception et calcul des éléments structuraux d'un pont en encorbellement successif, mémoire de master, Université de tizi ouzou,Algerie.
- [8] : ABDELLAOUI. S & BENHAMED. I. (2018) Etude et dimensionnement d'un pont ferroviaire mixte acier- béton (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF), Université de Tlemcen. Algérie.
- [9] : M. BOUAMAMA & M. BENAÏSSA (2016) « Etude d'un pont mixte acier béton à NEDROUMA », mémoire de fin d'étude, université de Tlemcen, Algérie.
- [10] : M.FATIME ZOHRA, Pratique de la construction métallique, OPU.
- [11] : JEAN MOREL (2005), Calcul de structure métallique selon l'eurocode 3,Eyrolles.
- [12] : Appareils d'appui en élastomère fretté, Guide technique SETRA, juillet 2007.
- [13] : Joint de chaussée CIPEC, Freyssinet.
- [14] : Mongi BEN OUEZDOU(2008), TOME1 Conception, cours d'ouvrage d'art, ENIT.
- [15] : Jean NGUENANG (2016), conception et dimensionnement d'un passage supérieur sur l'autoroute Yaoundé-Douala, mémoire de master,2IE Burkina Faso.
- [16] : BENALHADJ & BOUBRIT (2016), conception et dimensionnement d'un pont en béton précontraint construit en encorbellement successif, mémoire de master, Université de tizi ouzou,Algerie
- [17] :M.KABORE(2018), conception et dimensionnement d'un pont pour le franchissement du cours d'eau béré et aménagements des voies d'accès, mémoire de master, 2IE Burkina Faso.
- [18] : J.CALCARO, Projet de construction des ponts, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2000

[19] :KAMNI.I(2012), étude d'un pont à poutres en béton précontraint a l'autoroute est-ouest, Mémoire de master, Université de Tlemcen, Algérie.

[20] : CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier

[21] : Fascicule n°61 Titre II, Programmes de charges et épreuves des ponts- routes, DTRF

Logiciels utilisés :

- ✓ SAP2000
- ✓ AUTOCAD
- ✓ RPOA2008

ANNEXES

III. CONSTRUCTION DU PONT MIXTE

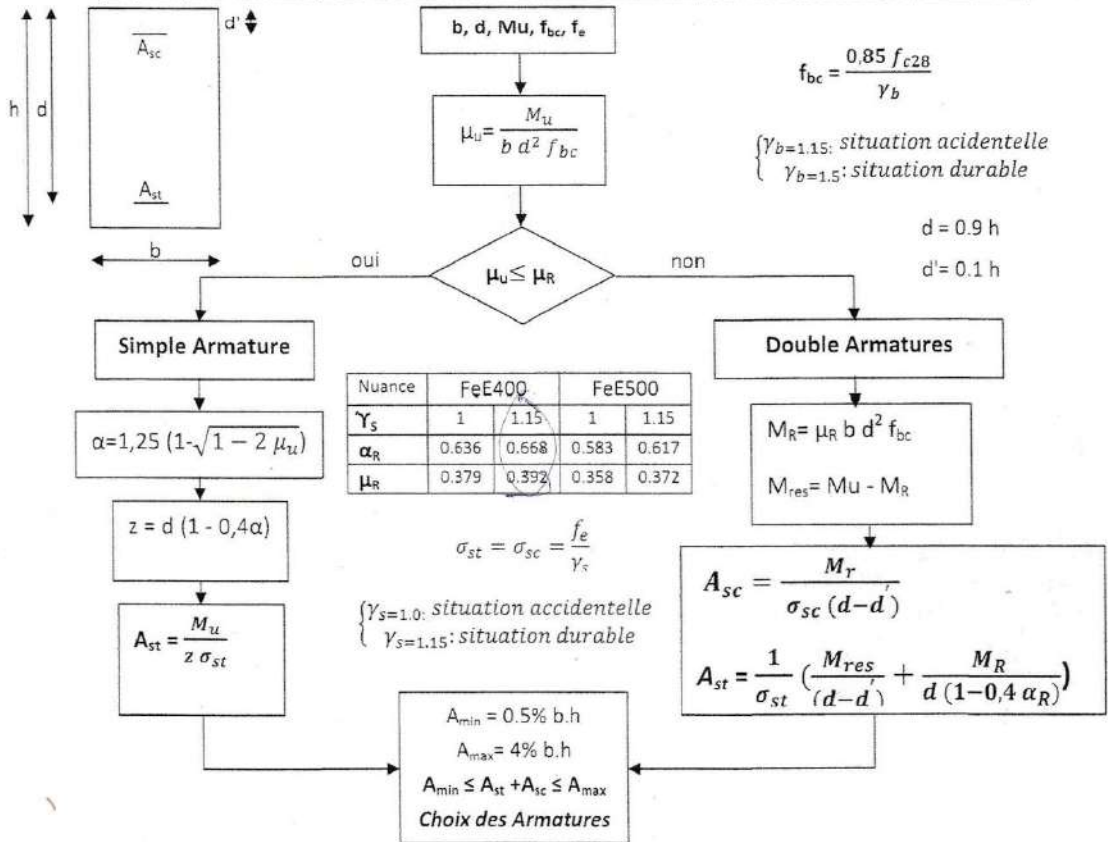
La construction du pont se déroulera suivant les étapes ci-après :

- **Implantation des culées** : cette opération va consister à déterminer avec exactitude la position des culées. Elle sera précédée par les travaux de terrassements généraux qui consisteront à amener le terrain à la côte souhaitée.
- **Exécution des fondations** : la position des culées étant bien connue, on procédera au coffrage et aux ferraillements de la semelle de fondation suivant plan de part et d'autre du cours d'eau. Le ferraillement du mur de front sera également fait à cette étape de l'exécution de la semelle de fondation. Après la validation du ferraillement de la semelle de fondation par la mission de contrôle, il s'ensuivra le bétonnage.
- **Réalisation du mur de front** : le ferraillement étant déjà en place, on procédera au coffrage à l'aide des éléments métalliques. Le bétonnage du mur de front se fera sans interruption. Des mesures seront prises pour assurer une bonne répartition du béton dans le coffrage. Notons cependant que des armatures seront laissées en entente pour la réalisation du mur garde-grève. Avant le durcissement total du béton du mur de front, il sera identifié puis des aciers seront mis en entente pour la réalisation des bossages qui serviront de support pour les appareils d'appui.
- **Mise en œuvre des appareils d'appui** : les appareils d'appui, en élastomère fretté seront mis en place conformément aux prescriptions techniques.
- **Remblai du bloc technique** : après la réalisation du mur de front et du mur en retour, l'entrepreneur procédera au remblai derrière le mur de front lequel constituera le bloc technique.
- **Installation des poutres principales** : les poutres reconstituées soudées seront mises en place à l'aide d'un engin de levage. Vu l'éloignement du site des travaux, il serait judicieux de la part de l'entreprise d'entrer en négociation avec les sociétés d'exploitation forestière présentes déjà dans la ville de Yokadouma et disposant de l'essentiel des engins lourds de génie civil notamment des grues capables d'être affectées à l'exécution de cette tâche. Il est

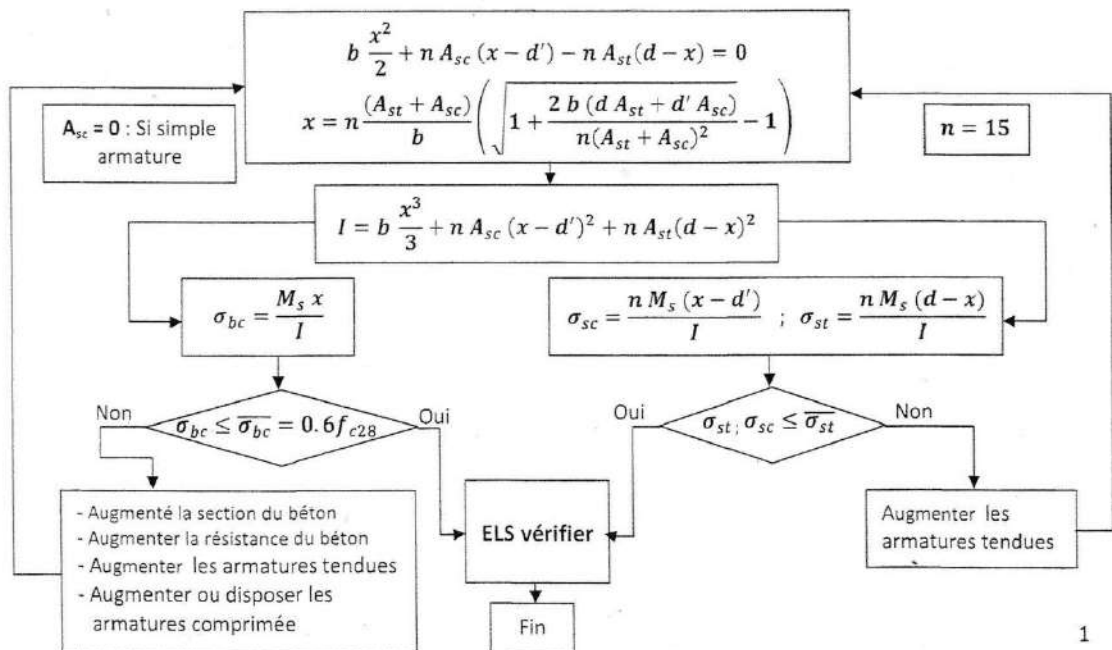
à noter que l'assemblage de tous les éléments de la charpente métallique se fera sur site et l'ensemble sera posé sur les culées à l'aide de grues.

- **Exécution de la dalle de couverture :** la dalle de couverture sera entièrement coulée sur place. Un coffrage traditionnel sera monté, puis sera mis en place le ferrailage conformément au plan, s'ensuivra le bétonnage.
- **Réalisation du mur garde-grève :** le mur garde-grève sera exécuté une fois le coulage de la dalle de couverture réalisée. La réalisation du mur garde-grève sera suivie de la finalisation des travaux de terrassement derrière les culées y compris l'exécution du corbeau d'appui et de la dalle de transition de part et d'autre.
- **Mise en place des équipements du pont :** il s'agit ici de l'ensemble des équipements qui contribueront à rendre le pont fonctionnel. Il s'agira donc pour l'entreprise, de procéder à la réalisation de la couche d'étanchéité sur toute la surface de la dalle de couverture, à la réalisation des trottoirs suivie de la pose des corniches préfabriquées. Puis il procédera à la mise en œuvre du béton bitumineux sur l'étendue de la surface de roulement et en dernier ressort, il procédera à l'installation des joints de chaussée à hiatus. Des réservations auront été préalablement prévues lors de l'exécution de la dalle de couverture pour l'évacuation des eaux de ruissellement.

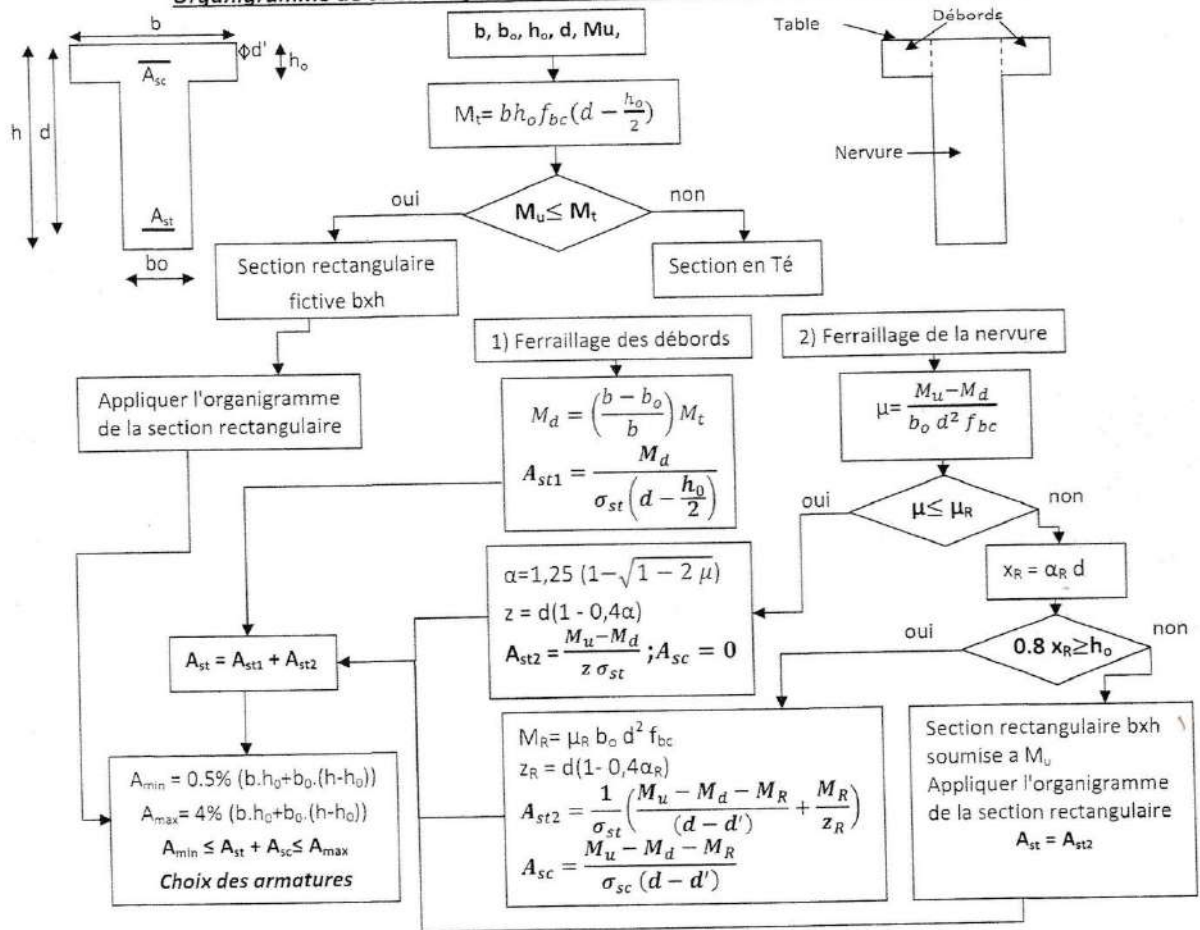
Organigramme de calcul du ferrailage d'une section rectangulaire en flexion simple à l'ELU



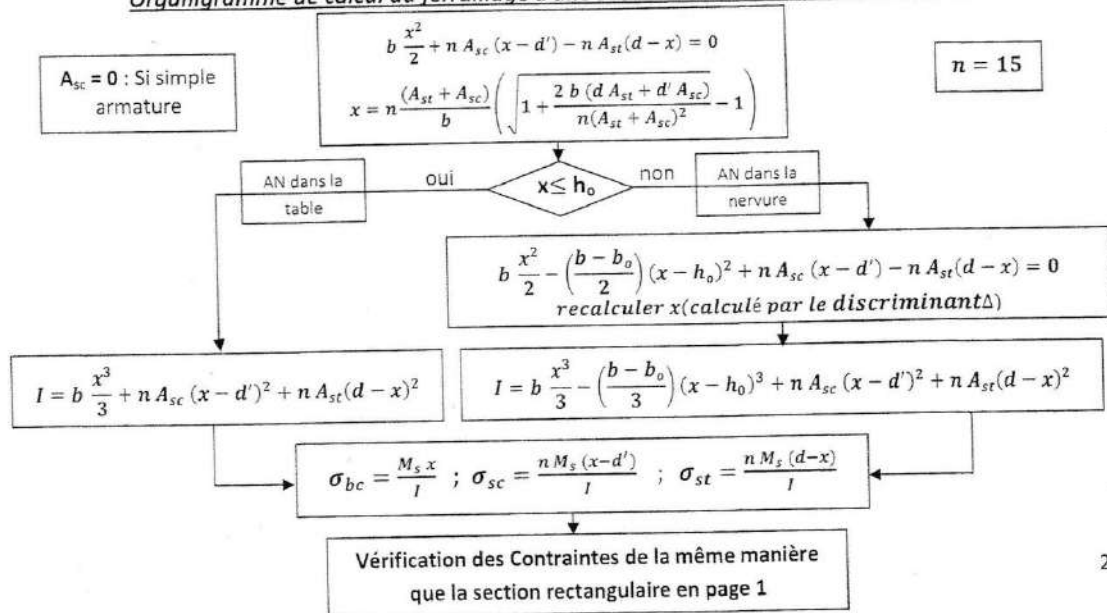
Organigramme de calcul du ferrailage d'une section rectangulaire en flexion simple à l'ELS



Organiagramme de calcul du ferrillage d'une section en Té en flexion simple à l'ELU



Organiagramme de calcul du ferrillage d'une section en Té en flexion simple à l'ELS



LA FLEXION COMPOSEE

A. Technique à suivre :

1) Déterminer l'excentricité « e »

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

2) Positionner le centre de pression C

Traction (en bas de G)

Compression (en haut de G)

3) Déterminer e_a et déduire le moment au centre de gravité des armatures inférieures

$$M_A = N_u \cdot e_a$$

4) vérifier la nature de la section (entièrement tendue, entièrement comprimée ou partiellement comprimée (domaines))

5) calculer le ferrailage à l'ELU

6) vérifiez les contraintes à l'ELS

B. Domaine de fonctionnement

Domaine 1 : béton surabondant \Rightarrow section non armée si :

$$N_u \leq 0.81 b h f_{bc} \quad \text{et} \quad M_A < N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b d f_{bc}} \right)$$

$$\text{Ou } N_u > 0.81 b h f_{bc} \quad \text{et} \quad M_A < b h^2 f_{bc} \left[\frac{5}{14} - \frac{N_u}{b h f_{bc}} \left(\frac{6}{7} - \frac{d}{h} \right) \right]$$

Domaine 2 : Section partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc}$$

Domaine 3 : Section partiellement comprimée avec armature inférieure comprimée

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc} < N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Domaine 4-5 : section entièrement comprimée :

$$N_u(d - d') - M_A > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

I) Section entièrement tendue

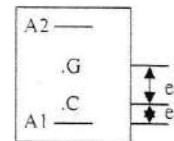
Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué N_u est un effort de traction et s'il est appliqué entre le centre de gravité G et les armatures inférieures :

1-E.L.U :

$$e_a = d - h/2 - e$$

$$A_1 = \frac{N_u}{\sigma_{st}} \left(1 - \frac{e_a}{(d - d')} \right)$$

$$A_2 = \frac{N_u \cdot e_a}{\sigma_{st}(d - d')}$$



2-E.L.S:

$$\sigma_{st1} = \frac{N_s}{A_1} \left(1 - \frac{e_a}{(d - d')} \right)$$

$$\sigma_{st2} = \frac{N_s \cdot e_a}{A_2 (d - d')}$$

$$\boxed{(\sigma_{st1}, \sigma_{st2}) < \bar{\sigma}_{st}}$$

III) Section partiellement comprimée:

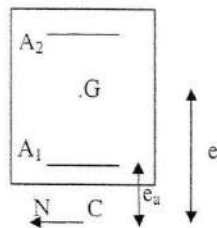
Une section sera partiellement comprimée si elle vérifie les conditions de la zone (2) et (3) en plus, une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivant :

1-E.L.U:

± 1^{ère} cas :

N_u effort de traction et C à l'extérieur de la section

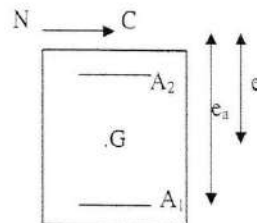
$$e_a = e - \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



± 2^{ème} cas :

N_u effort de compression et C à l'extérieur de la section

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



± 3^{ème} cas:

N_u effort de compression et C à l'intérieur de la section et près de A₂

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

