



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou



_____o O o_____

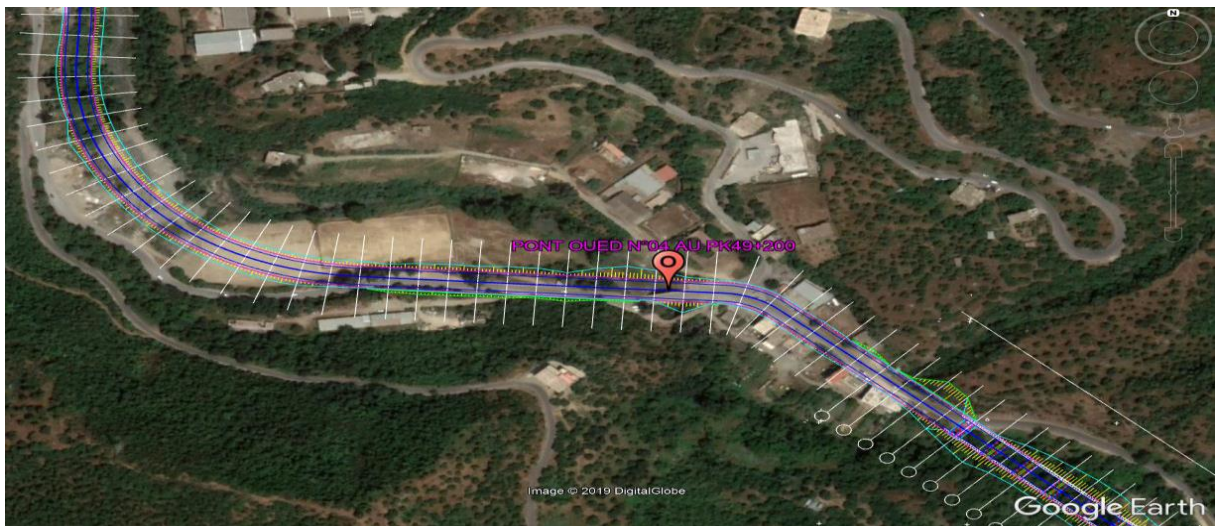
ⵓⵎⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ
ⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ
ⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ ⵉⵏ ⵉⵏⵙⵉⵔ

Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil
Filière Travaux Public

PROJET FIN D'ETUDE MASTER EN TRAVAUX PUBLICS

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

*Thème : Etude d'un pont à poutres multiples en béton
précontraint situé au PK 49+200*



Proposé par : La Direction des Travaux Publics de Tizi-Ouzou

Présentée et soutenue publiquement par :

ADJEMAS Samir

SI HALI Amine

Encadré par :

M. MERAKEB S.

Remerciements

Nos premiers remerciements vont pour le bon Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nos vifs remerciements vont à notre encadreur Mr. MERAKEB Seddik qui a fait tout son possible pour nous aider.

Nous remercions également les membres du jury pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce travail.

Nous devons remercier comme il se doit nos enseignants qui ont contribués à notre formation et à l'enrichissement de notre enseignement plus particulièrement Mme. BOUTIBA Aldjia et Mr. HOCINI Farid.

Nos remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à:

La plus belle étoile qui puisse exister dans mon univers,
Ma Chère mère.

Celui pour le quel je dois tout et je ne rendrais jamais assez,
Mon très cher père « Belaid ».

Mes chères frère **Madjid** et **Arezki** et leurs femmes et ma chère sœur **Souhila**
et son mari.

Ma grand mère et à la mémoire de mes autres grands parents.

Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments mon
chère binôme **Popi.**

Mes oncles, tante, cousins, cousines, des deux familles
ADJEMAS et **HOCINE.**

Toute la promotion de (VOA 2020).

Tous mes amis spécialement : **BOUDJEMIA** Karim et Ait Kadi Mohand, Ali,
Farid, Yanis, Tonton et Arezki.

ADJEMAS Samir

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à:

La plus belle étoile qui puisse exister dans mon univers,
Ma Chère mère.

Celui pour le quel je dois tout et je ne rendrais jamais assez,
Mon très cher père « Abed el kader ».

Mes chères frère **Djilali** et **khaled** et leurs femmes et mes chères sœurs
Tinhinane, Nadia et **Fadia** et son mari.

Mes grands mères et à la mémoire de mes grands parents.

A celle qui ma accompagné toute au long de mon parcours **ma chère copine.**

Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments mon
chère binôme **Samir.**

Mes oncles, tante, cousins, cousines, des deux familles
SIHALI et **SILI.**

Toute la promotion de (VOA 2020).

Tous mes amis spécialement : Ali Ammiche et Tarik Braik, Mohand, Yanis,
Tonton, Arezki, Djaffar, Moussa, Kociela, Ouali, Tviv et Samir.

SIHALI Amine

Sommaire

Introduction général.....	1
---------------------------	---

Chapitre I

Introduction	3
I.1 But de l'étude.....	3
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2.1 Les caractéristiques de l'ouvrage.....	4
I.3 Les exigences fonctionnelles	5
I.3.1 Données relatives à la portée	5
I.4 Les exigences Naturelles	5
I.4.1 Données géologiques	5
I.4.2 Données géotechnique	6
I.4.3 Données topographique	6
I.4.4 Données climatiques	6
I.4.5 Données sismiques.....	7

Chapitre II.

II.1 Choix et critères du type de l'ouvrage.....	9
II.2 Paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage.....	9
II.3 Conception du tablier	9
II.4 La variante retenue	15
II.4.1 Analyse multicritères	15
Conclusion.....	16

Chapitre III

III.1 Critères de calcul.....	18
III.1.1 Règlement appliqué.....	18
III.1.2 Caractéristique des matériaux	18

Chapitre IV

Introduction	22
IV.1 Pré-dimensionnement	22
IV.1.1 Coupe longitudinale de l'ouvrage	22
IV.1.2 Caractéristiques géométriques de la poutre	25
IV.2 Evaluation des charges.....	28
IV.2.1 La charge permanente (CP)	28
IV.2.2 La charge complémentaire permanente (CCP)	29
IV.2.3 Calcul des surcharges routières.....	31

Chapitre V

Introduction	40
V.1 Calcul des éléments de réductions dus aux charges	40
V.1.1 Poutre seule	40
V.1.2 Dalle	42
V.1.3 Superstructure.....	42
V.1.4 Tableau récapitulatif des M, T, R.....	42
V.2 Moment fléchissant	42
V.2.1 Moment fléchissant à $x = 0,50 L$	42
V.2.2 Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges	52
V.3 Efforts Tranchants Dus Aux Surcharges	53
V.3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0,00 L$	53
V.3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges: Pour $x = 0.25 L$	57
V.3.3 Tableau récapitulatif des efforts tranchant	61
V.4 Transversal	62
V.4.1 La méthode de GUYON-MASSONNET	62
V.4.2 La méthode numérique.....	63
V.4.3 Valeur des moments fléchissant réel	64

Chapitre VI

Introduction	71
VI.1 Principe et définition de la précontrainte	71
VI.2 Technique de réalisation de la précontrainte.....	71
VI.2.1 Pré-tension	72
VI.2.2 Post-tension.....	73
VI.3 Dimensionnement de la précontrainte	73
VI.4 Détermination du nombre de câbles	75
VI.4.1 Vérification à l'E.L.U	79
VI.4.2 Tracée des câbles de la précontrainte.....	82
Conclusion.....	94

Chapitre VII.

Introduction	96
VII.1.1 Choix de la morphologie	96
VII.1.2 Descente des charges de la culée	97
VII.2 Pré dimensionnement de la culée	98
VII.2.1 Mur garde-grève	98
VII.2.2 Evaluation des efforts sollicitant la culée	98
VII.2.3 Calcul de coefficient de poussée.....	98
VII.3 Evaluation des efforts	101
VII.3.1 Corbeau d'appui.....	104
VII.3.2 Dalle de transition.....	105
VII.4 Vérification de la stabilité de la culée	106

Chapitre VIII.

Introduction	109
VIII.1 Différents Types d'entretien	110
VIII.2 Choix des méthodes et matériaux de réparation.....	111
VIII.2.1 Critères de choix des méthodes de réparation	111

VIII.2.2 Les matériaux de réparation	112
VIII.2.3 Les matériaux composites	114
VIII.2.4 Les Charge.....	114
VIII.2.5 Les Matériaux De Renfort.....	114
VIII.2.6 La Matrice	115
VIII.3 Les Méthodes de Réparation	115
VIII.3.2 Mise en œuvre par enroulement filamenteire.....	117
VIII.3.3 Mise en œuvre par stratification directe de tissus sec	118
VIII.4 Béton Projeté	120
VIII.4.1 Procédé par voie humide	120
VIII.4.2 Procédé par voie sèche	121
VIII.5 La Précontrainte Additionnelle	121
VIII.5.1 Tracé rectiligne.....	122
VIII.5.2 Tracé polygonal.....	122
VIII.6 Les Traitements Des Ouvrages	123
VIII.6.1 Ré-alkalinisation Du Béton Carbonate	123
VIII.6.2 Extraction Electrochimique Des Ions Chlores	123
VIII.6.3 La Protection Cathodique.....	124
VIII.6.4 Procédés de protection cathodique	125
Conclusion.....	126
Conclusion générale	127

Bibliographie

Liste des Figures

Figure I-I: schéma statique de l'ouvrage.....	4
Figure II-I : Coupe transversale du tablier.....	10
Figure II-II : Coupe transversale du tablier.....	10
Figure II-III : Les différents types de caisson	13
Figure II-IV : Construction par poussage.....	14
Figure II-V : Tablier coulé sur cintre	14
Figure II-VI : Construction par encorbellement.....	15
Figure III-I : Diagrammes contraintes déformations.....	19
Figure IV-I : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	22
Figure IV-II : Section de la poutre en « T » sans hourdis à l'about	25
Figure IV-III : Section de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis.....	27
Figure IV-IV : Vue en plan de la poutre	28
Figure IV-V : Dimensions de la poutre.....	28
Figure IV-VI : La corniche.....	30
Figure IV-VII : Le trottoir	30
Figure IV-VIII : Dispositions du système Bc.....	34
Figure IV-IX : <i>Les dimensions du système B_t</i>	35
Figure IV-X : Disposition du système B _r	36
Figure IV-XI : Disposition du système militaire Mc 120	36
Figure IV-XII : Disposition du exceptionnelle D240.....	37
Figure V-I : Répartition longitudinale sur la Poutre.....	40
Figure V-II : Réaction à 0,25 L.....	41
Figure V-III : Réaction à 0,50 L.....	41
Figure V-IV : système « Bc » disposition de deux camions sur la chaussée	44
Figure V-V : Système BC (Une voie chargée) à x=0.5l.....	44
Figure V-VI: Système B _t (Un seul Tandem) à x=0.5l	45
Figure V-VII : Système B _r à x=0.5l	46
Figure V-VIII: Système MC 120	46
Figure V-IX: Charge exceptionnelle D240	47
Figure V-X : Surcharge A (L) une voie chargée à x=0.25l.....	47
Figure V-XI : Surcharge A (L) deux voies chargées.....	48

Figure V-XII : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé)	48
Figure V-XIII : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés).....	49
Figure V-XIV : Système B_c à $x=0.25l$	49
Figure V-XV : Système B_t à $x=0.25l$	50
Figure V-XVI : Système B_r à $x=0.25l$	51
Figure V-XVII : Système MC 120 à $x=0.25l$	51
Figure V-XVIII : Charge exceptionnelle D240 à $x=0.25l$	52
Figure V-XIX : <i>Surcharge A (L) une voie chargée</i>	53
Figure V-XX : Surcharge B_c à $x=0.0l$	54
Figure V-XXI : Surcharge B_t à $x=0.0l$	55
Figure V-XXII : Surcharge B_r à $x=0.0l$	56
Figure V-XXIII : Surcharge Mc120 d à $x=0.0l$	56
Figure V-XXIV : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.0l$	57
Figure V-XXV : Surcharge A(L) à $x=0.25l$	57
Figure V-XXVI : Surcharge B_c à $x=0.25l$	58
Figure V-XXVII : Surcharge B_t à $x=0.25l$	59
Figure V-XXVIII : Surcharge B_r à $x=0.25l$	60
Figure V-XXIX : Surcharge Mc120 à $x=0.25l$	60
Figure V-XXX : Convoi exceptionnel D240 à $x=0.25l$	61
Figure V-XXXI : Modèle de calcul de la structure	64
Figure V-XXXII : poids propre.....	64
Figure V-XXXIII : poids de revêtement	65
Figure V-XXXIV : Poids de trottoir	65
Figure V-XXXV : Poids de la corniche	66
Figure V-XXXVI : Poids de Gard corps	66
Figure V-XXXVII : Surcharge B_c	67
Figure V-XXXVIII : Surcharge A(L)	67
Figure V-XXXIX : Surcharge Q_{trottoir}	68
Figure V-XL : Surcharge Mc120	68
Figure V-XLI : Surcharge D240	69
Figure VI-I : Précontrainte par pré-tension	71
Figure VI-II : Précontrainte par post-tension	72
Figure VI-III : Section équivalente	79
Figure VI-IV : Disposition des câbles.....	83

Figure VI-V : Angle de déviation.....	84
Figure VI-VI : Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble	85
Figure VII-I : Coupe longitudinale de l'ouvrage	96
Figure VII-III : Les éléments constituant la culée.....	97
Figure VII-IV : Poussée des terres	101
Figure VII-V : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	103
Figure VII-VI : charges et surcharges appliquées sur la dalle de transition	106
Figure VIII-I : Courbes de dégradation d'une structure	110
Figure VIII-II: Armatures supplémentaires en engravure.....	116
Figure VIII-III : Armatures supplémentaires en surépaisseur de poutre.....	117
Figure VIII-IV : Les principes de l'enroulement	117
Figure VIII-V : Mise En Œuvre Par Stratification Directe.	118
Figure VIII-VI : Procède Par Collage De Plaques (SIKA, 1996).	119
Figure VIII-VII: Renforcement De Poteaux Au Moyen De Profiles Métallique.....	120
Figure VIII-VIII : Projection Par Voie Humide.....	120
Figure VIII-IX : Projection Par Voie Sèche.....	121
Figure VIII-X : Traces Rectiligne.	122
Figure VIII-XI : Traces Polygonal.	122
Figure VIII-XII : Illustration Du Processus Electrochimique De Relatinisation.	123
Figure VIII-XIII : Schéma D'application D'un Traitement d'ECE.	124

Liste des Tableaux

Tableau II-I : Analyse multicritères des variantes.....	15
Tableau IV-I : Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » sans hourdis.....	26
Tableau IV-II : Donnant les caractéristiques géométriques de la section d'about.....	26
Tableau IV-III : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis.....	27
Tableau IV-IV : Donnant les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.....	27
Tableau IV-V : Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	32
Tableau IV-VI : Valeur de V_0	32
Tableau IV-VII : Coefficient de B_c	34
Tableau IV-VIII : Coefficient B_t	35
Tableau V-I : M, T, R de la poutre.....	41
Tableau V-II : M, T, R de la dalle.....	42
Tableau V-III : M, T, R de la superstructure.....	42
Tableau V-IV : récapitulatif M, T, R.....	42
Tableau V-V : <i>Récapitulatif des moments dus aux surcharges</i>	52
Tableau V-VI : Récapitulatif des efforts tranchant.....	61
Tableau V-VII : Résultats obtenus des moments max au poids propre et à des surcharge d'exploitation.....	69
Tableau V-VIII : Moment fléchissant max dans les poutres à ELU en (t.m).....	69
Tableau V-IX : Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (t.m).....	69
Tableau VI-I : Les caractéristiques de la poutre à mi travée.....	73
Tableau VI-II : Récapitulatif des résultats de précontrainte.....	76
Tableau VI-III : Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure.....	83
Tableau VI-IV : Perte due aux frottements.....	84
Tableau VI-V : Perte due au glissement.....	86
Tableau VI-VI : Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.00L$	86
Tableau VI-VII : Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.25L$	87
Tableau VI-VIII : Caractéristiques géométriques des sections à $X = 0.50 L$	87
Tableau VI-IX : Section nette de la poutre.....	89
Tableau VI-X : Les valeurs des moments M_g selon la longueur de la poutre.....	89
Tableau VI-XI : Les pertes dues au raccourcissement élastique.....	89
Tableau VI-XII : Les pertes instantanées.....	89

Tableau VI-XIII : Perte due à la relaxation des aciers	91
Tableau VI-XIV : Section nette de la poutre + dalle.....	91
Tableau VI-XV : Récapitulatif des pertes (MPa).....	92
Tableau VI-XVI : La détermination de l'excentricité	93
Tableau VI-XVII : Détermination des contraintes à la mise en tension	93
Tableau VI-XVIII : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite	93
Tableau VI-XIX : Détermination des contraintes	94
Tableau VII-I : Descente des charges culée	97
Tableau VII-II : Coefficient de poussée	99
Tableau VII-III : Valeurs des moments dus à la poussée des terres.....	100
Tableau VII-IV : valeurs de M et T.....	106
Tableau VII-V : Valeurs de vérification de la stabilité.	107
Tableau VIII-I : <i>Caractéristiques des fibres de renfort.</i>	115
Tableau VIII-II : Exemples Internationales Sur Les Actions De Réhabilitation Des Ponts ..	125

Introduction générale

L'historique des ponts est étroitement lié à l'histoire de l'humanité : les sociétés en expansion avaient besoin d'échanger les marchandises et permettre le déplacement humain, et doivent chercher des moyens de surmonter les obstacles naturels. Un arbre renversé, par exemple permettra de traverser une rivière. Les premiers ponts en poutres permirent aux communautés préhistoriques de s'étendre en développant plus de communication avec les voisins, plus de marchandises, des colonies en expansion, favorisant ainsi les transports et le commerce.

Les ponts méritent la fascination qu'ils exercent. Symboles esthétiques de grandeur et de puissance, ils assurent le passage et le lien entre les hommes.

Les ponts **anciens** étaient réalisés avec des matériaux naturels : lianes, troncs d'arbres, dalles de pierre sur deux appuis.

Déjà toutes les formes sont là, qui deviendront ponts en arches, ponts à piliers ou à poutres et ponts suspendus. D'abord le bois, qui permet une grande variété de structure, depuis les romains jusqu'aux charpentes des ponts de la conquête de l'ouest. Puis de la pierre, qui résiste aux incendies, et qui va s'imposer jusqu'à traduire l'image du pont par excellence, avec des formules empiriques transmises de génération en génération.

Et puis, avec l'**ère industrielle**, l'avènement de la fonte. Il faudra attendre le fer et l'acier pour disposer d'un matériau résistant à la traction, et pouvoir développer de nouvelles techniques, comme la suspension.

L'audace va conduire à rechercher la manière d'abaisser les arcs, d'alléger les piles. Avec le développement des calculs, l'architecture de l'ingénieur va prendre le pas, et le calcul des structures va définir les formes. En même temps, dans le cas des matériaux industriels comme la fonte et l'acier, le matériau impose la structure, et la structure va inspirer l'architecture.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

Chapitre I

Généralités

Introduction

Les ouvrages d'arts sont des constructions les plus importantes utilisées dans la vie. On appelle pont tous ouvrages permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : Comment construire un ouvrage qui assure parfaitement ce service avec un coût optimal ? Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'arts ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I.1 But de l'étude

Ce mémoires de fin d'études consiste à faire l'études d'un pont franchissant un oued situé au PK 49+200 , pour la réalisation d'une voie express reliant Ain El Hammam-Draa El Mizan dans la wilya de tizi ousou. L'objet de cette étude est le pré-dimensionnement et la conception de l'ouvrage.

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et par une analyse multicritère qualitative, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

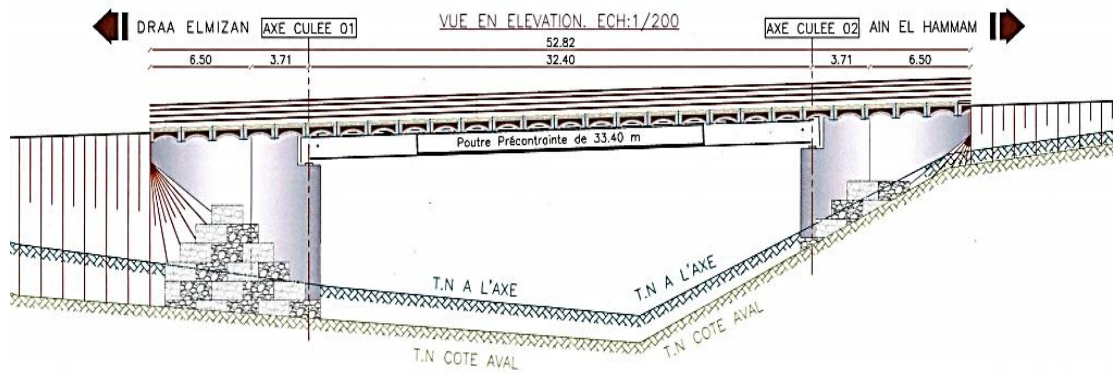
I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude est un pont jumel d'une travée de 33,40m avec longueur total de 52,82m.

Le tablier est constitué d'une seule travée de 33.40m de longueur, le schéma statique représente des poutres préfabriquées en béton précontrainte (post-tension).

Chaque travée est composée de six (06) poutres principales de 2,00 m d'entre axe, surmontées d'une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur. La pente transversale sur toute la longueur de l'ouvrage est assurée par la variation de la hauteur des voiles.

Les deux culées (Appuis) sont de type massif exécuté sur place en béton armé, constituées par un mur garde grève, mur de front, deux murs en retours, une dalle de transition et un corbeau arrière.



Activer Windows
Accédez aux paramètres pour a

Figure I.I : Schéma statique de l'ouvrage

I.2.1 Les caractéristiques de l'ouvrage

Notre projet est caractérisé par :

- longueur de chaque travée : $L=33,40\text{m}$.
- largeur total du tablier : $L=10,00\text{m}$.
- largeur de trottoirs : $L_{\text{trottoirs}}= 1,25\text{m}$.
- largeur roulable : $L_r=7,00\text{m}$.
- largeur chargeable : $L_c=7,50\text{m}$.
- Nombre de voies : $N=\text{deux}(02)\text{ voies}$.
- Largeur d'une voie : $L_v=3,50\text{m}$.
- Classe pont : $L_r \geq 7.00\text{m}$ donc c'est un pont de 1^{ère} classe.

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

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

I.3 Les exigences fonctionnelles

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan ; profil en travers ; profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

I.3.1 Données relatives à la portée

I.3.1.1 Tracé en plan

- Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.
- La structure géométrique de l'ouvrage présente une courbure d'une longueur de 52.82m.

I.3.1.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

I.3.1.3 Profil en Travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent les géométries et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Les composantes du profil en travers de notre chaussée sont :

- Largeur roulable : $L_r = 7,00\text{m}$
- Largeur utile : $L_u = 10,00\text{m}$
- Largeur de trottoir : $L_{\text{trottoir}} = 1,25\text{m}$
- Nombre de voies de circulation : $N = 02$ voies.
- Divers en toit de 2.5% , et -2.5%

I.4 Les exigences Naturelles

La visite sur les lieux de l'ingénieur chargé d'un projet est plus qu'une simple formalité : C'est une étape essentielle de ce projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après.

I.4.1 Données géologiques

Ce sont des données qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une

étape décisive pour le choix du type de fondation. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

I.4.2 Données géotechnique

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles conditionnent le type de fondation, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir de reconnaissances qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel, aussi il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements des terres et choisir les emplacements adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

La reconnaissance géotechnique doit donner des indications qualitatives sur le nature des terrains rencontrés des :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

I.4.3 Données topographique

L'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, ainsi que les mouvements de terrain et l'implantation du chantier.

Notre ouvrage est situé à **zone accidentée**.

I.4.4 Données climatiques

- **Le vent**

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

- **La neige**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

- **La température**

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, sont effets au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 10^{\circ}\text{C}$).

I.4.5 Données sismiques

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques.

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante définies comme suit :

- **Zone 0** : sismicité négligeable.
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zone IIa** : sismicité moyenne.
- **Zone IIb** : sismicité élevée.
- **Zone III** : sismicité très élevée.

Notre ouvrage est classé en zone **IIa**.

Chapitre II

Conception et proposition des variantes

II.1 Choix et critères du type de l'ouvrage

L'objectif est de déterminer des points de vue techniques, économiques et esthétiques le type d'ouvrages capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé des manières suivantes :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs, ...).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, a poutres, arc, câbles).
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la méthode de construction de tablier.
- Selon la constitution de tablier.
- Selon la disposition en plan : droits.

II.2 Paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

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

II.3 Conception du tablier

Nous proposons trois variantes suivantes :

- **Variante N°01** : Pont mixte acier-béton bipoutres.
- **Variante N°02** : Pont à poutres.
- **Variante N°03** : Pont à haubans.

Variantes N°01 : Pont mixte acier-béton bipoutres

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée.

Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.

Forme de la section transversale

On distingue les poutres en **I** à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement ce sont les poutres en **I** les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes.

Notre tablier est composé de deux poutres métalliques en **I**, chacun est constituée de deux semelles déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

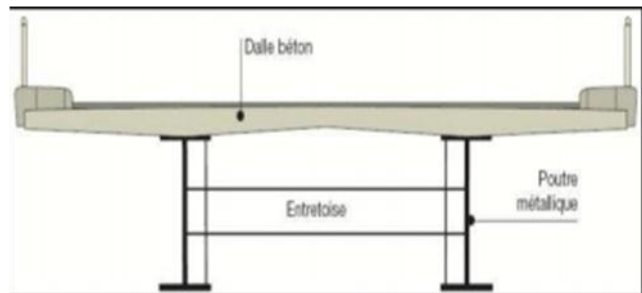


Figure II-I : Coupe transversale du tablier

- De résistance.
- D'instabilité.

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine, que son épaisseur dépend :

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

Et une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout est ensemble connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

- Largeur des encorbellements.
- Présence de trottoirs ou superstructures lourdes (corniche, caniveaux, ...).
- Nature de charge (militaire, lourds...).

Les avantages et les inconvénients

a) Les avantages

- La possibilité de franchir de grandes portées (30 à 110m).
- La rapidité d'exécution globale.

Coupe transversale de la poutre

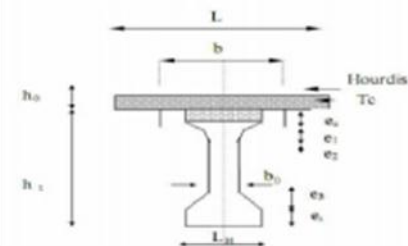


Figure II-II : Coupe transversale du tablier

- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- La précision dimensionnelle des structures.

b) Les inconvénients

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Demandes des mains d'œuvres qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en **I** sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.

Variante N°02 : pont à poutres

Un pont à poutres est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en bois, en acier, en béton armé ou précontraint. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

Les avantages et les inconvénients

La balance entre avantages et inconvénients n'est pas toujours évidente, c'est pourquoi nous nous contenterons d'inventorier les différents aspects positifs et négatifs.

a) Les avantages

- La structure est légère, très solide.
- Relativement simple à construire.
- Large choix dans les matériaux.
- Permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier (site accidenté, réduction de gabarits, voies dont les contraintes d'exploitation sont fortes...).
- Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.
- Il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière.
- On peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles.
- L'amortissement des coffrages correspondants ne pourra être réalisé que sur un nombre important de poutres.

- La structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

b) Les inconvénients

- Le pont peut s'allonger ou rétrécir suivants la saison (froid ou chaud).
- Le porté est limité par la résistance des poutres.
- Obligation d'avoir régulièrement des points d'appuis stables (piles).
- Les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (cout initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint, constituaient le principal inconvénient de ce type de structure.

Ponts à Caissons

L'emploi très fréquent de la méthode de construction par encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

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

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

Forme de la section transversale

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

- $L < 13 \text{ m}$: Poutre caisson unique.
- $13 < L < 18 \text{ m}$: Poutre caisson à trois âmes (double cellule).
- $L \geq 13 \text{ m}$: Deux caissons séparés.

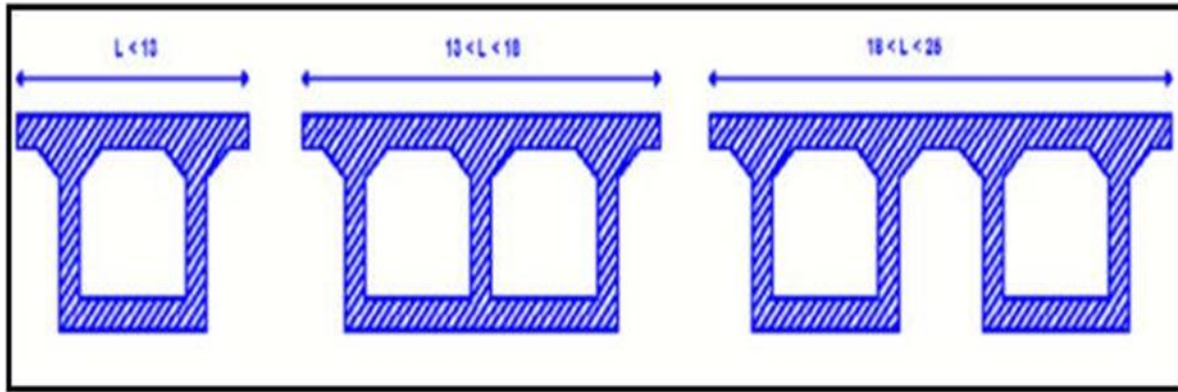


Figure II-III : Les différents types de caisson

Variante N°03 : Pont à haubans

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques, le groupe des haubans le plus proche des culées (ou des piles culées) joue un rôle particulier et essentiel : en effet dans ces zones le tablier ne peut se déplacer que verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée ou pile-culées reste positive). Et les haubans qui sont ancrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes. C'est pourquoi on les appelle haubans de retenue ; ils donnent à l'ouvrage l'essentiel : sa rigidité.

Les avantages et les inconvénients

a) Les avantages

- Ils représentent une grande importance esthétique.
- Ils sont utilisés pour les grandes portées (généralement supérieur à 200m).

b) Les inconvénients

- Ce sont des ouvrages très coûteux car ils nécessitent une grande quantité d'acier.
- La complexité d'exécution (ils demandent une main d'œuvre très qualifiée et un matériel spécial).
- L'augmentation considérable des moments du poids propre par suite de variation de l'inertie des consoles.
- L'accroissement des contraintes de compression de la membrure inférieure.
- La multiplication des câbles de précontrainte.

Mode de construction

Tablier construit par poussage

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à préfabriquer le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le

prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe, en le faisant glisser sur sa culée et sur ces piles définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber.

Le tablier peut être soit poussé en une seule fois, s'il a été préalablement préfabriqué entièrement, ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est préfabriqué par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



Figure II-IV : Construction par poussage

Tablier construit par cintre

Dans les cas les plus courants, le tablier coulé sur cintre fixe, établi au-dessus de la brèche à franchir et régnant d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Lorsque le tablier comporte plusieurs nervures, il est souvent intéressant de construire le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal. Une fois une nervure coulée et mise en précontrainte, le cintre est ripé transversalement pour permettre la construction de la nervure voisine. Les nervures sont réunies entre elles par précontrainte transversale.



Figure II-V : Tablier coulé sur cintre

Pour les ouvrages de grande longueur, comportant un nombre de travées important, il est économique de chercher à réutiliser le même cintre plusieurs fois de suite. La technique consiste à construire, dans un premier temps, une travée de rive prolongée par une fraction de la deuxième travée, établir la précontrainte de ce tronçon de tablier, puis déplacer le cintre, et à

construire le reste de la deuxième travée et le début de la troisième. Ce tronçon est précontraint soit par des câbles filant ancrés dans le premier tronçon, soit par une combinaison des deux systèmes.

Tablier construit par encorbellement

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier en console au-dessus du vide sans l'aide d'aucun échafaudage. La construction se fait soit symétriquement à partir des piles, soit exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement. Le tablier est « découpé en tranche » dans le sens transversal, chaque tranche appelée « voussoir », est plaquée contre les voussoirs précédents par des câbles enfilés dans des gaines laissées vides dans les voussoirs déjà construits. Lorsque les fléaux ont atteint une longueur égale à demi-travée, on recommence l'opération à partir de la pile suivante, les deux extrémités des fléaux sont réunies par un voussoir de clavage. On enfile et l'on met en tension des câbles de continuité qui assurent la résistance de la poutre aux moments positifs.



Figure II-VI : Construction par encorbellement

II.4 La variante retenue

II.4.1 Analyse multicritères

Tableau II-I : Analyse multicritères des variantes

	Pont Mixte acier-béton bipoutres	Pont à poutre	Pont à haubans
Economie	-	+	-
Entretien	-	+	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	/	-	/

(+ : Favorable. - : Défavorable. / : Moyen.)

Conclusion

Après l'analyse multicritère des trois variantes dans les sens esthétique, entretien, réalisation et économique, on a opté pour la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutre multiples pour une étude plus détaillée car cette solution présente moins de piles que les autres variantes.

Au finale, la variante pont à poutre multiples est adoptée pour son intérêt statique et esthétique.

Chapitre III

Conception des matériaux

III.1 Critères de calcul

III.1.1 Règlement appliqué

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites **BAEL 91 révisé 99**.
- Règles **BPEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites).
- Documents techniques **SETRA**.
- Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art **RPOA 2008**.
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes **D.T.R.**

III.1.2 Caractéristique des matériaux

Le Béton

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau conformément aux prescriptions du **BAEL 99** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées. Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

Dosage

Le dosage est de 350 à 400 kg/m³ de ciment CPJ 425, avec un contrôle strict.

La résistance caractéristique à la compression

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée f_{c28} .

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivant :

- Les résistances à la compression à différents âges de j jours, j différent de 28.
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa pour le béton pour poutres} \\ 25 \text{ Mpa pour le béton pour dalle, pile, culée, semelle et pieux} \end{cases}$$

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise la formule suivantes (**BAEL 91 REVISE 99**) :

$$f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1) \quad (\text{Mpa})$$

La résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 REVISE 99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jour désignée par f_{tj} est prise égale à :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad (\text{Mpa})$$

Contrainte de calcul à l'état limite ultime (E.L.U)

Pour les justifications à l'E.L.U, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$f_{bu} = 0,685 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1,15 & \text{cas des combinaisons accidentelles.} \\ \gamma_b = 1,5 & \text{cas général.} \end{cases}$$

Contrainte de calcul à l'état limite de service (E.L.S)

La contrainte admissible en compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Contrainte limite de traction

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$;

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times (n \times f_{tj}) \times \frac{1}{2})$;

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times (n \times f_{tj}) \times \frac{1}{2})$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 1 & \text{Treillis soudés et ronds lisses.} \\ n = 1,6 & \text{Aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

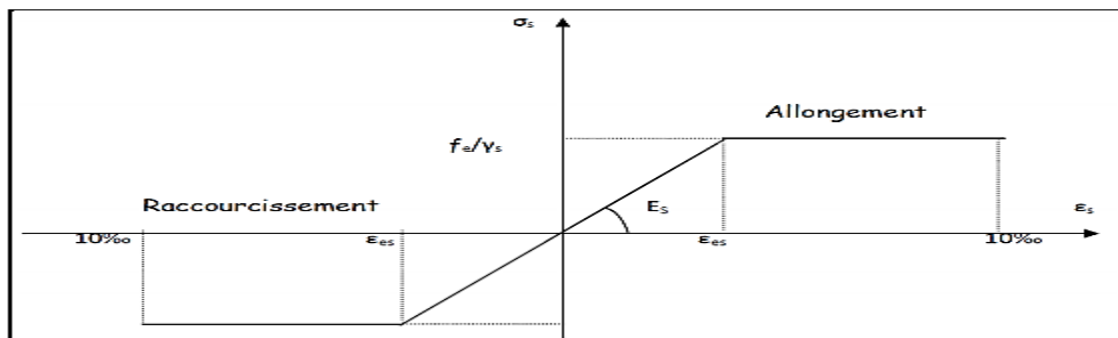


Figure III-I : Diagrammes contraintes déformations

Module de déformation longitudinale du béton

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 h (telle que surcharge routière, gradient thermique...), le module de déformation instantané du béton à J jour est égale à :

$$E_{tj} = 11000 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Mpa}).$$

Pour les charges de longue durée d'application (tel que poids propre, superstructure, précontrainte...), le module de déformation différée du béton à j jour est pris égale à :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Mpa})$$

Acier passif

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **FeE400**.

- La limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5$ Mpa

Pour les justifications à l'E.L.U, la contrainte de traction admissible est :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour les combinaisons fondamentales.} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

Pour les justifications a l'E.L.S, la contrainte de traction admissible est :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t_j}})\right)$$

Avec : $\eta = 1,60$ pour les aciers HA.

Acier de précontrainte

Le procédé choisi est :

- FREYSSINT avec des câbles à files parallèles 12T15S.
- Diamètre nominale d'un fil =15,7 mm.
- Section totale 1800 mm².
- $F_{prg} = 1771$ Mpa ;
- $F_{peg} = 1573$ Mpa ;
- $E_a = 190000$ Mpa.

Chapitre IV

Pré-dimensionnement et descente de charges

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de pré-dimensionner les poutres, ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliquées sur ce pont.

IV.1 Pré-dimensionnement

IV.1.1 Coupe longitudinale de l'ouvrage

L'ouvrage comporte une seule travée de 33.40 m, réalisée en béton précontraint par post-tension.

Le tablier est réalisé à l'aide des poutres en précontrainte par post-tension solidarifiées par une dalle coulée sur place.

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

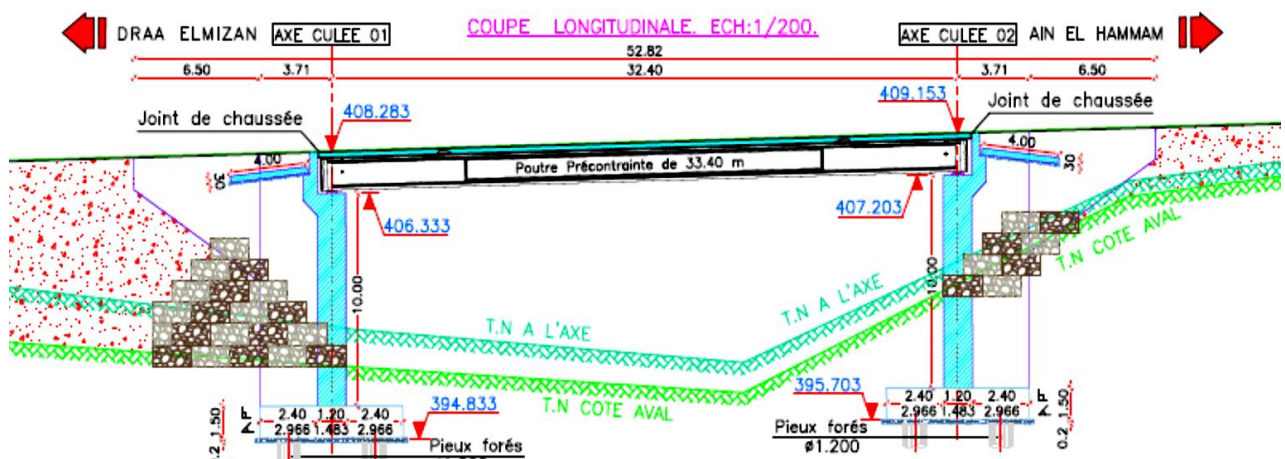


Figure IV-I : Coupe longitudinale de l'ouvrage.

a) Hauteurs des poutres (Ht)

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle $[22 L ; 15 L]$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{33.4}{22} \leq Ht \leq \frac{33.4}{15} ;$$

On prend la hauteur de la poutre : **Ht=1,55 m.**

b) Nombre et espacement des poutres

$$E = \frac{L_t}{(n-1)}$$

Avec :

E : Espacement entre les poutres (entre axe).

L_t : Largeur du tablier.

n : Nombre des poutres.

De plus on doit respecter la relation suivante :

$$1.5 \leq E \leq 2.5$$

Vu la largeur importante du tablier ($L_t = 10,00$ m), donc on adopte six 06 poutre espacées de 2,00m.

$$E = \frac{10}{6-1}$$

c) Section des poutres

La section de la poutre est :

- En « T » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En « I » au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

d) Epaisseur de l'hourdis (h_0)

L'épaisseur de l'hourdis dépend de trois paramètres qui sont :

- Portée transversale de l'hourdis, lié à l'espacement entre poutres.
- Existence d'entretoise intermédiaire.
- Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontrainte).

$h_t \geq 0,15$. L'ancrage de barrière H3 nécessitent une épaisseur $h_0 = 0,25$ m.

e) Largeur de la table de compression (b)

D'après le guide **S.E.T.R.A** on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

Dans notre cas on prend : $b=1,03$ m.

f) Epaisseur de la table de compression (h_c)

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

Dans notre cas, on prend : $h_c = 11$ cm.

g) Epaisseur de l'âme (b_0)

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on a deux situations qui sont prévisibles :

- Epaisseur de l'âme au niveau de l'appui : $b_0 = b_t = 0.47$ m.
- Epaisseur de l'âme a mi travée : $0.16 \leq b_0 \leq 0.22$ m $\Rightarrow b_0 = 0.21$ m.
- Epaisseur à l'intermédiaire $b_0 = 0.35$ m.

h) Largeur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur du talon est donnée par :

Largeur de talon : $40 \leq L_t \leq 60$ cm. On fixe : $L_t = 47$ cm.

On prend : $b_t = 0.47$ m.

i) Membrure supérieure de la poutre

• **Gousset**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte :

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$$

• **Gousset de la table de compression (e_1)**

Dans notre cas, on prend : $e_1 = 6$ cm.

• **Epaisseur (e_2)**

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$$

$e_2 = 10$ cm.

• **Gousset du talon (e_3)**

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on prend :

$$\alpha = 45^\circ$$

$e_3 = 20$ cm.

- **Epaisseur de talon (e_4)**

D'après le guide **S.E.T.R.A**, L'épaisseur du talon est comprise entre 0,1 et 0,2 m pour des largeurs des talons variant de 0,6 à 0,8 m.

Dans notre cas, on prend : $e_4 = 0,15$ m.

- j) **Entretoise**

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$$H_{\text{entretoise}} \geq H_t - b_{\text{entretoise}}$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 1,50 - 0,50$$

On adopte : $H_{\text{entretoise}} = 1,00$ m.

IV.1.2 Caractéristiques géométriques de la poutre

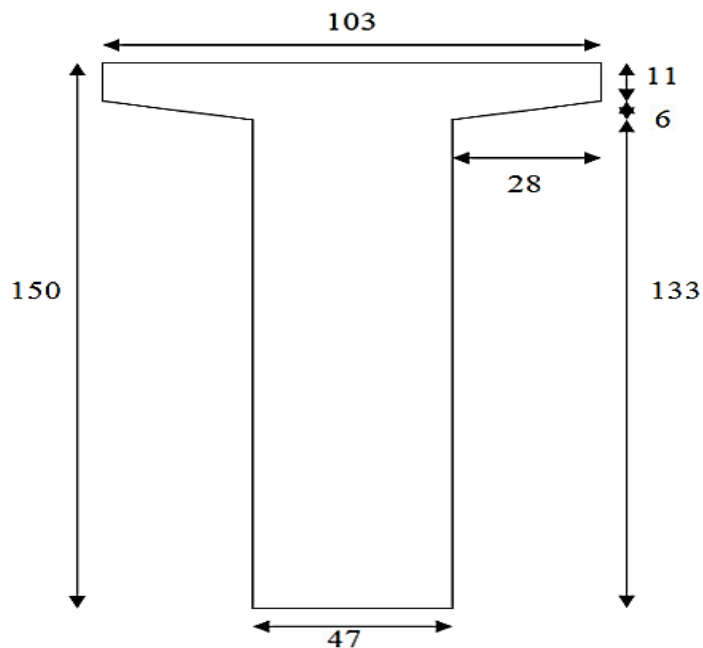


Figure IV-II : Section de la poutre en « T » sans hourdis à l'about.

Z : position du C.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe Δ situé à la base de la poutre

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que : I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (brute)

I_g : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3 / 36$

Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3 / 12$

B : c'est la section (i) de la poutre telle que : (B nette) = B (brute) - 5% B (brute)

$\mu\Delta$: Moment statique telle que $\mu\Delta$ (nette) = $\mu\Delta$ (brute) - 5% $\mu\Delta$ (brute)

V = $\mu\Delta / B$: distance du centre de gravité à la fibre inférieure

V' = $\mu\Delta / B$: distance du centre de gravité à fibre supérieure

i : rayon de giration

i^2 = IG/B

ρ : coefficient de rendement géométrique $\rho = i^2 / v \cdot v'$

$$v' = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si}$$

Tableau IV-I : Caractéristiques géométriques de la poutre en « T » sans hourdis

Désignation	Dimension	B (cm)	Z (cm)	$\mu\Delta = B \times Z$	I_0 (cm ⁴)	$I_\Delta = I_0 + B \times Z^2$
	(B×h)					
1	133×47	6251	66,5	4,16 x 10 ⁵	9,21 x 10 ⁶	3,69 x 10 ⁷
2	(6×28/2)×2	168	135	2,27 x 10 ⁴	132	3,66 x 10 ⁶
3	(103×11)	1133	144,5	1,64 x 10 ⁵	1,14 x 10 ⁴	2,37 x 10 ⁷
Poutre préfabriquée		7552	/	6,02 x 10 ⁷		6,42 x 10 ⁷
B brute		7552				
B nette		7174,4				
$\mu\Delta$ brute				6,02 x 10 ⁷		
$\mu\Delta$ nette				5,72 x 10 ⁵		
I_Δ brute						6,42 x 10 ⁷
I_Δ nette						5,78 x 10 ⁷

Tableau IV-II : Donnant les caractéristiques géométriques de la section d'about

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	cm ²	7552
Cdg = $\mu\Delta/B = v$	cm	79,72
$V' = h - V$	cm	70,28
$IG = I_\Delta - Bv^2$	cm ⁴	1,62 x 10 ⁷
IG/v	cm ³	2,03 x 10 ⁵
IG/v'	cm ³	2,03 x 10 ⁵
$\rho = i^2 / (vv') = (IG/B) / (vv')$	/	0,382

Le rendement géométrique

$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0,382$ $\rho = 38.2\%$ donc correspond à une section normal.

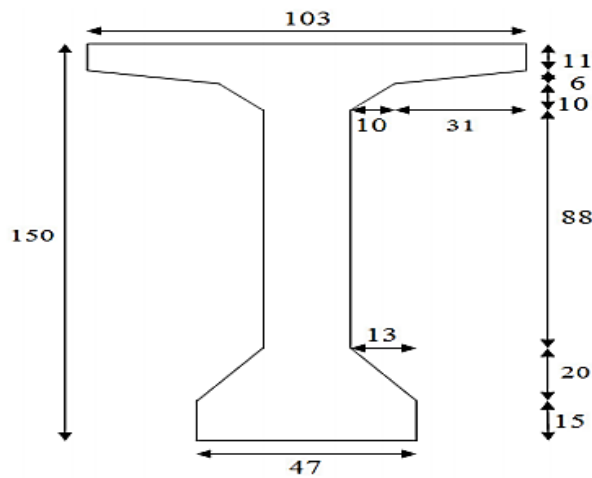


Figure IIV-III : Section de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis

Tableau IV-III : Caractéristiques de la poutre intermédiaire en « I » sans hourdis

Désignation	Dimension (B × h)	B (cm)	Z (cm)	$\mu\Delta = B \times z$	I_0 (cm ⁴)	$I\Delta = I_0 + B \times Z^2$
1	21×150	3150	75	$2,362 \times 10^5$	$5,91 \times 10^4$	$2,36 \times 10^7$
2	(41×11)×2	902	114,5	$1,303 \times 10^5$	$9,095 \times 10^3$	$1,88 \times 10^7$
3	(31×6)	186	137	$2,548 \times 10^4$	372	$3,49 \times 10^6$
4	(10×6)×2	120	136	$1,632 \times 10^4$	360	$2,22 \times 10^7$
5	(10×10/2)×2	100	129,66	$1,296 \times 10^4$	555,56	$1,68 \times 10^6$
6	13×20	260	21,66	$5,631 \times 10^3$	$5,777 \times 10^3$	$1,28 \times 10^5$
7	13×15	390	7,5	$2,925 \times 10^3$	7312,50	$2,93 \times 10^4$
Poutre préfabriquée		5108	/	$4,30 \times 10^5$		$5,0018 \times 10^7$
B brute		5108				
B nette		4852,6				
$\mu\Delta$ brute				$4,30 \times 10^5$		
$\mu\Delta$ nette				$4,08 \times 10^5$		
I Δ brute						$5,0018 \times 10^7$
I Δ nette						$4,5016 \times 10^7$

Tableau IV-IV : Donnant les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

	Unités	Poutre préfabriquée
Section : B	Cm ²	5108
$cdg = \frac{\mu\Delta}{B} = v$	Cm	84,16
$V' = h - V$	Cm	64,84
$IG = I\Delta - Bv^2$	Cm ⁴	$1,383 \times 10^7$
$\frac{IG}{v}$	Cm ³	$1,643 \times 10^5$
$\frac{IG}{v'}$	Cm ³	$2,133 \times 10^5$
$\rho = \frac{i^2}{(v \times v')} = \frac{IG/B}{(v \times v')}$	/	0,49

Le rendement géométrique

$\rho = I_G / (V \times V \times B) = 0.49$ $\rho = 49\%$ donc correspond à une section normal.

IV.2 EVALUATION DES CHARGES

L'ouvrage doit être résisté ou effort appliqué qui sont les suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

IV.2.1 La charge permanente (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle (tablier).

a) Le poids propre de la poutre

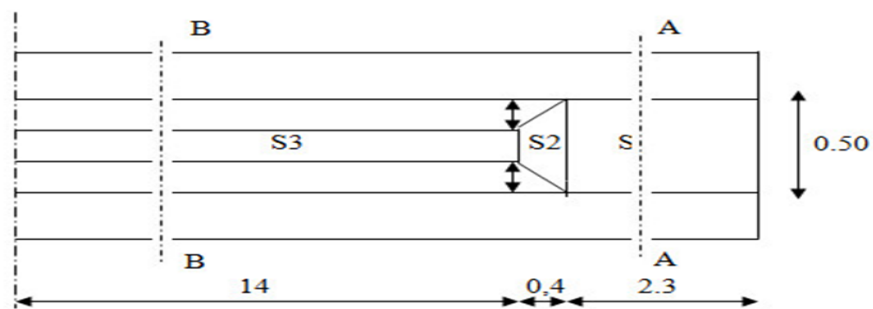
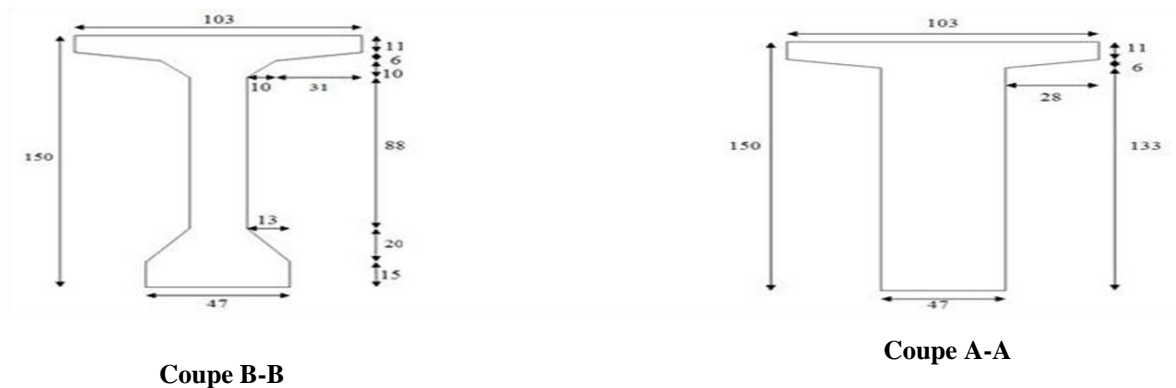


Figure IV-IV : Vue en plan de la poutre



Coupe B-B

Coupe A-A

Figure IV-V : Dimensions de la poutre

$$G_1 = (P_1 + P_2 + P_3) \times 2$$

$$P_1 = S_1 \times L_1 \times \gamma_b = 0,7552 \times 2,30 \times 2,50 = 4,34 \text{ t}$$

$$\Rightarrow P_1 = 4,34 \text{ (t)}$$

$$P_3 = S_3 \times L_3 \times \gamma_b = 0,5108 \times 14,00 \times 2,50 = 17,87 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{P_3 = 17,87 \quad (t)}$$

$$P_2 = S_2 \times L_2 \times \gamma_b = (0,5108 + 0,7552)/2 \times 0,40 \times 2,50 = 0,63 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{P_2 = 0,63 \quad (t)}$$

$$G_1 = (4,34 + 17,87 + 0,63) \times 2$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{G_1 \text{ poutre} = 45,68 \quad (t)}$$

$$G_1 \text{ poutre (t/ml)} / L = 45,68 / 33,40 = 1,37 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_1 \text{ poutre (t/ml)} / L = 1,37 \quad (t/ml)}$$

$$G_1 \text{ poutre (t/ml)} \times N_p = 1,37 \times 6 = 8,22 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_1 \text{ poutre (t/ml)} \times N_p = 8,22 \quad (t/ml)}$$

b) Le poids de la dalle qui renie à la poutre

$$G_2 = \gamma_b \times L \times e$$

e = l'épaisseur de la dalle est : 25 cm

γ_b = le poids volumique du béton.

$$G_2 = 2,50 \times 1,58 \times 0,25 \times 1$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_2 = 0,99 \quad (t/ml)}$$

$$G_2 \times N_p = 0,99 \times 6$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_2 \times N_p = 5,95 \quad (t/ml)}$$

IV.2.2 La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments

Suivants :

- Revêtement.
- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.
- Entretoise

a) Le revêtement

On a couche de revêtement de 8 cm donc :

Le poids de revêtement est :

$$\mathbf{G_3 = e_r \times L_r \times \rho_r}$$

Avec :

e_r : épaisseur du revêtement

L_r : la largeur de la chaussée

ρ_r : masse volumique de revêtement 2.20 t/m^3

$$G_3 = 0,08 \times 7,50 \times 2,20$$

$$\Rightarrow G_3 = 1,32 \quad (\text{t/ml})$$

b) La corniche

$$G_4 = \gamma_b \times L \times S$$

Avec :

S : la surface de corniche

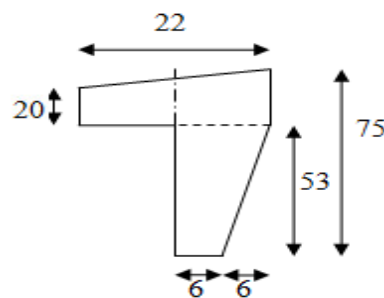


Figure IV-VI : La corniche

$$G_4 = 2,50 \times 1 \times [(0,06 \times 0,75) + (0,75 \times 0,06)/2 + (0,22 \times 0,2) + (0,22 \times 0,02)/2]$$

$$\Rightarrow G_4 = 0,284 \quad (\text{t/ml})$$

$$G_4 \times 2 = 0,284 \times 2$$

$$\Rightarrow G_4 \times 2 = 0,568 \quad (\text{t/ml})$$

c) Le trottoir

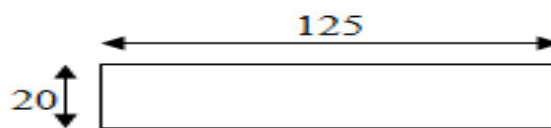


Figure IV-VII : Le trottoir

$$G_5 = \gamma_b \times L \times S \times e$$

$$G_5 = 2,50 \times 1,25 \times 0,20 \times 1$$

$$\Rightarrow G_5 = 0,625 \quad (\text{t/ml})$$

$$G_5 \times 2 = 0,625 \times 2$$

$$\Rightarrow G_5 \times 2 = 1,25 \quad (\text{t/ml})$$

d) Le garde-corps

Le poids de garde-corps est $0,10 \text{ t/ml} \times 2$

$$\Rightarrow G_6 = 0,20 \quad (\text{t/ml})$$

e) **La glissière de sécurité**

Le poids de la glissière de sécurité est $0,06 \text{ t/ml} \times 2$

$$\Rightarrow G_7 = 0,12 \quad (\text{t/ml})$$

f) **Entretoise**

$$G_8 = b \times h \times L \times \gamma_b$$

Avec :

b : largeur de l'entretoise. $b = 0,40 \text{ m}$

h : hauteur d'entretoise. $h = 1,00 \text{ m}$

L : longueur de l'entretoise. $L = 1,5 - 0,47 = 1,03 \text{ m}$

$$G_8 = 0,40 \times 1,00 \times 1,03 \times 2,5 \times 4 \times 2$$

$$\Rightarrow G_8 = 8,24 \quad (\text{t/ml})$$

La charge totale par mètre linéaire est

$$G_t = \sum G_i$$

$$G_t = (8,22 + 5,95 + 1,32 + 0,568 + 1,25 + 0,2 + 0,12)$$

$$\Rightarrow G_t = 17,63 \quad (\text{t/ml})$$

La charge permanente totale par travée

$$G = G_t \times L$$

$$G = 17,63 \times 33,4 = 588,84 + G_8 = 597,08 \text{ t}$$

$$\Rightarrow G = 597,08 \quad (\text{t})$$

IV.2.3 Calcul des surcharges routières

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharges routières).

D'après le **fascicule 61 titre II**, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs.

Avec :

Classe de pont = c'est un pont de première 1^{ère} classe

Largeur chargeable = 7,5 m

Nombre de voie = 2 voie

IV.2.3.1 La surcharge de type A (L)

C'est une charge uniforme appliquée sur une ou plusieurs voies. L'évaluation de la charge A en (kg/m²) se fait selon la formule établie aux **articles 4.1 et 4.2** du **fascicule 61-Titre II**, est donnée en fonction de la longueur surchargée L_c par la formule suivante :

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

Avec :

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{(L+12)} \quad (t/m^2)$$

L = 33,4 m

$$\Rightarrow A(L) = 1,023 \quad (t/m^2)$$

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A (L) donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient **a₁** décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont :

Tableau IV-V : Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients a ₁				
		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1	1	0,90	0,75	0,70
	Deuxième	1	0,90	/	/	/
	Troisième	0,90	0,80	/	/	/

D'après le tableau ci-dessus $\Rightarrow a_1=1$.

Un autre coefficient multiplicateur **a₂** permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

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

- V : La largeur d'une voie = 3,75m
- V₀ : dépend de la classe

Tableau IV-VI : Valeur de V₀

Classe du pont	V ₀ (m)
1 ^{er} classe	3,50
2 ^{em} classe	3,00
3 ^{em} classe	2,75

D'après le tableau ci-dessus $V_0 = 3,50$ m

$$a_2 = \frac{3,50}{3,75}$$

$$\Rightarrow a_2 = 0,933$$

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

$$A(l) = 1 \times 0,933 \times 1,023$$

$$\Rightarrow A(l) = 0,954 \quad (\text{t/m}^2)$$

$$A(l) \times L_c = 0,954 \times 7,5$$

$$\Rightarrow A(l) \times L_c = 7,155 \quad (\text{t/ml})$$

IV.2.3.2 Système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système B_c
- Sous système B_t
- Sous système B_r

Les surcharges du système **B** sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- L : la longueur de la travée = 33.4m
- G : poids totale des surcharges permanentes
- S : poids max des surcharges

IV.2.3.3 Système B_c

Les surcharges B_c se composent d'un ensemble de camion types. On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte des voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients B_c du tableau IV-VII.

Tableau IV-VII : Coefficient de B_c

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{er} Classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2 ^{eme} Classe	1,20	1,00	/	/	/
	3 ^{eme} Classe	1,00	0,80	/	/	/

D'après le tableau suivant $B_c=1.10$

$$S = S_1 \times B_c$$

$$S_1 = (30 \times 2) \times 2$$

$$\Rightarrow S_1 = 120 \quad (t)$$

$$S = 120 \times 1,10$$

$$\Rightarrow S = 132 \quad (t)$$

Les surcharges du système B_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ . Pour notre cas : $\delta = 1,081$.

$$B_c = S \times \delta$$

$$B_c = 132 \times 1,081$$

$$\Rightarrow B_c = 142,692 \quad (t)$$

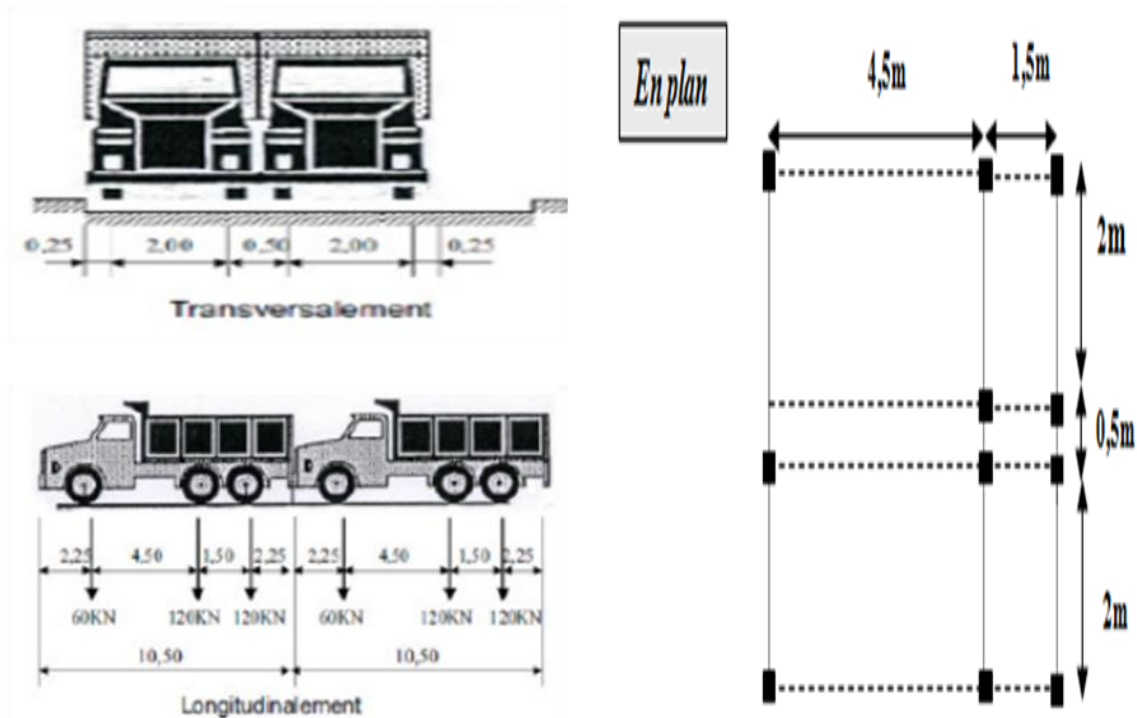


Figure IV-VIII : Dispositions du système B_c

IV.2.3.4 Système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivants :

- Masse portée par chaque essieu : 16 t
- Distance des deux essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m

La surface d'impact de chaque roue portant (8 t) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,25 m. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

Il en résulte que pour le calcul des poutres maîtresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur carrossable, égale à 1,00 m s'il s'agit d'un dispositif de retenue et de 0,50 m s'il s'agit d'une bordure.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients B_t suivants :

Tableau IV-VIII : Coefficient B_t

Classe de pont	1	2
Coefficient B_t	1,00	0,90

D'après le tableau suivant $B_t=1.00$

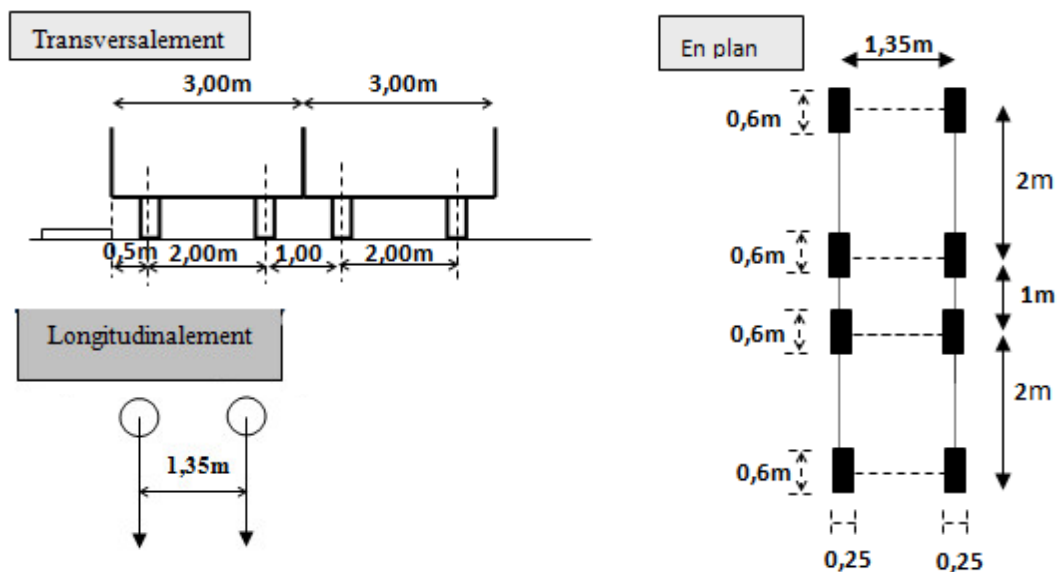


Figure IV-IX : Les dimensions du système B_t

$$S_1 = 32 \times 2$$

$$\Rightarrow S_1 = 64 \quad (t)$$

$$S = 64 \times 1$$

$$\Rightarrow S_2 = 64 \quad (t)$$

Les surcharges du système B_t sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ . Pour notre cas : $\delta = 1,067$.

$$B_t = 64 \times 1,067$$

$$\Rightarrow B_t = 68,288 \quad (t)$$

IV.2.3.5 Système B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r pèse 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.60m et le coté longitudinale 0.30 m.

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

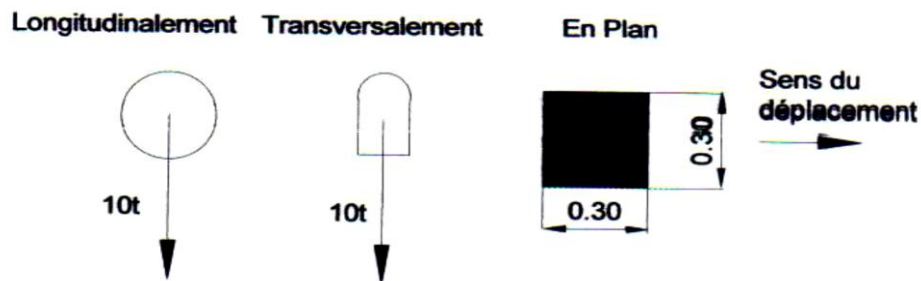


Figure IV-X : Disposition du système B_r

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

Les surcharges du système B_r sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ . Pour notre cas : $\delta = 1,054$.

$$B_r = S \times \delta$$

$$B_r = 10 \times 1,054$$

$$\Rightarrow B_r = 10,54 \quad (t)$$

IV.2.3.6 Système militaire Mc 120

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

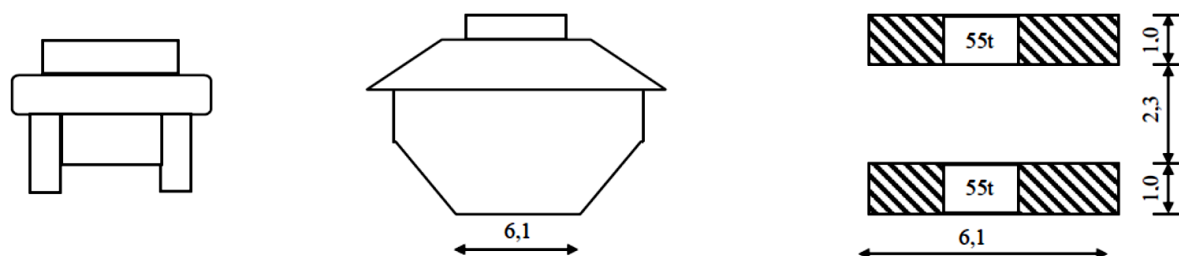


Figure IV-XI : Disposition du système militaire Mc 120

- Poids totale $S = 110$ t
- Longueur d'une chenille = 6.10 m
- Largeur d'une chenille = 1.00m

Les surcharges du système **Mc120** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ . Pour notre cas : $\delta = 1,0768$.

$$Mc120 = 110 \times 1,0768$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{Mc120 = 118,45} \quad (\mathbf{t})$$

IV.2.3.6.1 Charge exceptionnelle D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.

Le convoi de type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé uniformément répartie sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

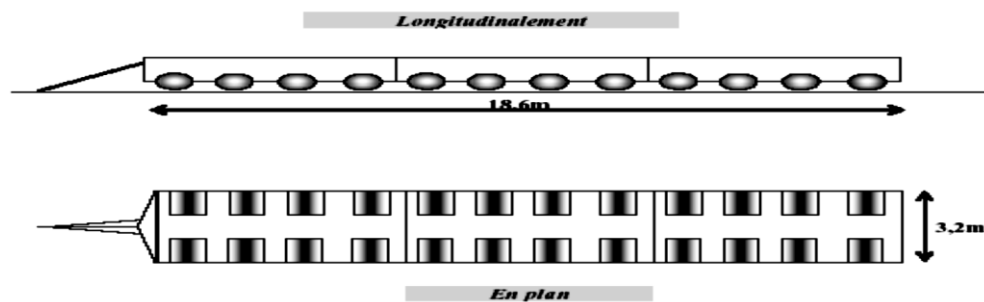


Figure IV-XII : Disposition du exceptionnelle D240

$$P = 240 \text{ t}$$

$$P = 240 / 18,6$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{p = 12,9} \quad (\mathbf{t/ml})$$

IV.2.3.7 Surcharge de trottoir

On applique sur le trottoir

- Une charge uniforme de $150 \text{ Kg/m}^2 = 0,15 \text{ t/m}^2$
- Largeur du trottoir est 1,25m

Pour 01 trottoir chargé

$$P = 0,15 \times 1,25$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{P = 0,1875} \quad (\mathbf{t/ml})$$

Pour 02 trottoirs chargés

$$P = 2 \times 0,1875$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{P = 0,375} \quad \quad \quad \mathbf{(t/ml)}$$

IV.2.3.8 Effort de freinage

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis.

Les charges de système A(L) et B_c sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Effort de freinage à A(L)**

$$\mathbf{H_{fA(L)} = \frac{S \times A(L)}{20}}$$

Avec :

- S : surface surchargée

$$S = 7,5 \times 33,4$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{S = 250,50} \quad \quad \quad \mathbf{(m^2)}$$

$$\mathbf{H_{fA(L)} = \frac{1,023 \times 250,50}{20}}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{H_{fA(L)} = 12,81}$$

- **Effort de freinage du B_c**

Chaque camion B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids propre. Parmi le camion B_c un seul est supposé freiner, d'après le Document Technique Réglementaire D.T.R :

$$\Rightarrow \quad \mathbf{H_{fBC} = 30} \quad \quad \quad \mathbf{(t)}.$$

Chapitre V

Répartition longitudinale et transversal des efforts dans les poutres

Introduction

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

V.1 Calcul des éléments de réductions dus aux charges

V.1.1 Poutre seule

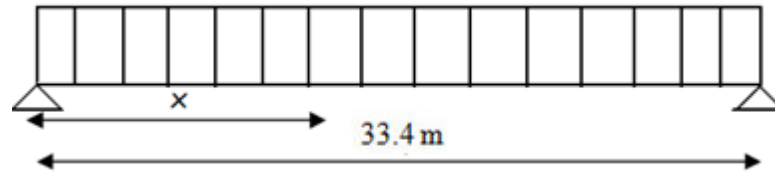


Figure V-I : Répartition longitudinale sur la Poutre

Avec :

$$G = 1,37 \quad (\text{t/ml})$$

Calcul les réactions des forces :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

- Par rapport a A

$$R_A = q_a$$

$$R_A = \frac{G \times L}{2} = \frac{1,37 \times 33,4}{2}$$

$$R_A = 22,88 \quad (\text{t})$$

- Par rapport à B

$$R_B = q_a$$

$$R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{1,37 \times 33,4}{2}$$

$$R_B = 22,88 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$\mathbf{R_A = R_B = 22,88} \quad (\text{t})$$

Calcul les réactions des efforts tranchant et le moment :

$$Tx = R_A - G \times x$$

$$Mx = R_A \times x - G \frac{x^2}{2}$$

- $x = 0,25 L$

$$\sum R_y = 0$$

$$Tx = R_A - G \times x$$

$$Tx = 22,88 - 11,44$$

$$Tx = 11,44 \quad (t)$$

$$\sum Mx = 0$$

$$Mx = R_A \times x - G \frac{x^2}{2}$$

$$Mx = (22,88 \times 8,35) - (1,37 \times \frac{8,35^2}{2})$$

$$Mx = 143,28 \quad (t.m)$$

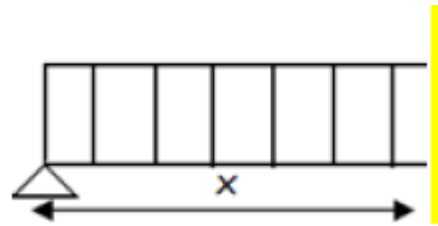


Figure V-II : Réaction à 0,25 L

- $x = 0,5 L$

$$\sum R_y = 0$$

$$Tx = R_A - G \times x$$

$$Tx = 22,88 - 22,88$$

$$Tx = 0 \quad (t)$$

$$\sum Mx = 0$$

$$Mx = R_A \times x - G \frac{x^2}{2}$$

$$Mx = (22,88 \times 16,70) - (1,37 \times \frac{16,70^2}{2})$$

$$Mx = 191,06 \quad (t.m)$$

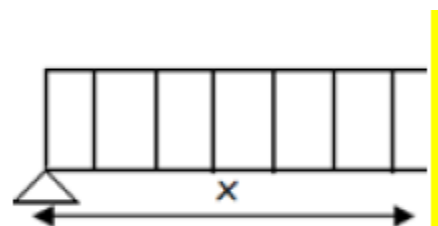


Figure V-III : Réaction à 0,50 L

Tableau V-I : M, T, R de la poutre

Sections (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0,00 L	0	22,88	22,88
0,25 L	143,28	11,44	0
0,50 L	191,06	0	0

V.1.2 Dalle

Avec :

$$G = 0,99 \quad (\text{t/ml})$$
$$R_A = R_B = 16,53 \quad (\text{t})$$

Tableau V-II : M, T, R de la dalle

Sections (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0,00 L	0	16,53	16,53
0,25 L	103,51	8,26	0
0,50 L	138,02	0	0

V.1.3 Superstructure

$CCP = \text{poids de revêtements} + 2 \times (\text{poids de trottoir} + \text{glissière de sécurité} + \text{garde corps})$

$$CCP = 3,45/6 = 0,57 \quad (\text{t/ml})$$

Tableau V-III : M, T, R de la superstructure

Sections (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0,00 L	0	9,52	9,52
0,25 L	60,37	4,80	0
0,50 L	79,47	0	0

V.1.4 Tableau récapitulatif des M, T, R

Tableau V-IV : récapitulatif M, T, R

Sections (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0,00 L	0	48,93	48,93
0,25 L	307,16	24,50	0
0,50 L	408,55	0	0

V.2 Moment fléchissant

V.2.1 Moment fléchissant à $x = 0,50 L$

a) Surcharge A(L)

- Une voie chargée

On a :

$$L = 33,4 \text{ m}$$

$$A(L) = 1,023 \times 3,75$$

$$A(L) = 3,84 \quad (\text{t})$$

$$M_{max} = A(L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{max} = 3,84 \times \frac{33,4^2}{8}$$

$$M_{max} = 535,47 \quad (\text{t.m})$$

- **Deux voies chargées**

On a :

$$A(L) = 1,023 \times 7,5$$

$$A(L) = 7,67 \quad (\text{t})$$

$$M_{max} = A(L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{max} = 7,67 \times \frac{33,4^2}{8}$$

$$M_{max} = 1069,54 \quad (\text{t.m})$$

b) Surcharge des trottoirs

- **Un trottoir chargé**

On a :

$$S_t = 0,1875 \quad (\text{t/ml})$$

$$L = 33,40 \text{ m}$$

$$M_{max} = S_t \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{max} = 0,1875 \times \frac{33,4^2}{8}$$

$$M_{max} = 26,14 \quad (\text{t.m})$$

- **Deux trottoirs chargés**

On a :

$$S_t = 0,375 \text{ (t/ml)}$$

$$L = 33,4 \text{ (m)}$$

$$M_{max} = S_t \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{max} = 0,375 \times \frac{33,4^2}{8}$$

$$M_{max} = 52,29 \quad (\text{t.m})$$

c) **Système B**

• **Théorème de barrée**

Le moment fléchissant est maximum au droit essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

• **Système Bc**

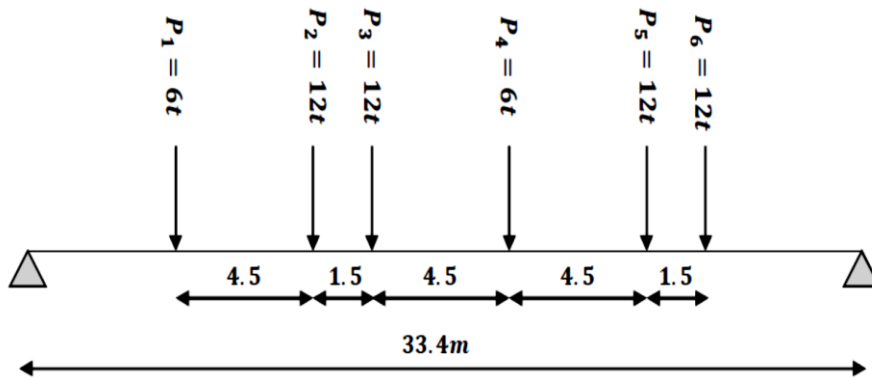


Figure V-IV : système « Bc » disposition de deux camions sur la chaussée

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi **R = 60 t**.

◦ **Une voie chargée**

$$X_{r/A} = [(12 \times 1,5) + (6 \times 6) + (12 \times 10,5) + (12 \times 12) + (6 \times 16,5)]/60$$

$$X_{r/A} = 7,05 \text{ m}$$

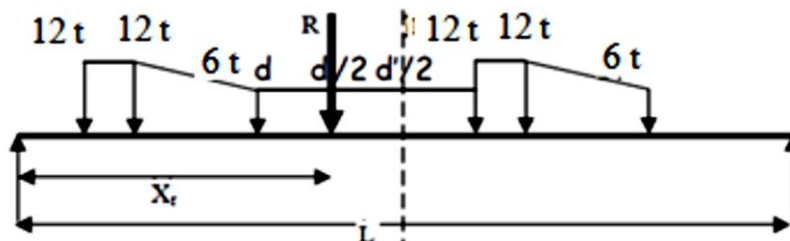


Figure V-V : Système BC (Une voie chargée) à x=0.5l

$$d' = 10,5 - 7,05 = 3,45 \text{ m}$$

$$d'/2 = 1,725 \text{ m}$$

$$d = 4,5 - 3,45 = 1,05 \text{ m}$$

$$M_{max} \left(\frac{L + d'}{2} \right) = \frac{R}{L} \times \left(\frac{L + d'}{2} \right)^2 - \sum F_{ig} \times d_g$$

F_{ig} : force gauche

d_g : distance gauche

$$\sum F_{ig} \times d_g = 12 \times 10,5 + 12 \times 9 + 6 \times 4,5$$

$$\sum F_{ig} \times d_g = 261 \quad (\text{t.m})$$

$$\frac{R}{L} \times \left(\frac{L + d'}{2} \right)^2 = \frac{60}{33,4} \times \left(\frac{33,4 + 3,45}{2} \right)^2$$

$$\frac{R}{L} \times \left(\frac{L + d'}{2} \right)^2 = 609,85 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max} \left(\frac{L + d'}{2} \right) = 609,85 - 261$$

$$M_{max} \left(\frac{L + d'}{2} \right) = 348,58 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max p} = M_{max} \left(\frac{L + d'}{2} \right) \times \delta \times B_c$$

$$M_{max p} = 348,58 \times 1,2 \times 1,081$$

$$M_{max p} = 452,52 \quad (\text{t.m})$$

◦ Deux voies chargées

$$M_{max p} = [M_{max} \left(\frac{L + d'}{2} \right) \times \delta \times B_c] \times 2$$

$$M_{max p} = (348,58 \times 1,1 \times 1,081) \times 2$$

$$M_{max p} = 828,99 \quad (\text{t.m})$$

• **Système B_t**

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

◦ **Un seul Tandem**

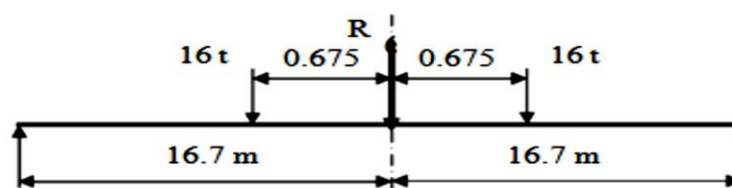


Figure V-VI: Système B_t (Un seul Tandem) à x=0.5l

$$R = 32 \text{ t}$$

$$M_{max} \left(\frac{R + L}{4} \right) = \left(\frac{32 + 33,4}{4} \right)$$

$$M_{max} \left(\frac{R+L}{4} \right) = 267,2 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max p} = M_{max} \left(\frac{R + L}{2} \right) \times \delta \times B_t$$

$$M_{max p} = 267,2 \times 1,067 \times 1$$

$$M_{max p} = 285,10 \quad (\text{t.m})$$

◦ Deux Tandems

$$M_{max p} = [M_{max} \left(\frac{R + L}{2} \right) \times \delta \times B_t] \times 2$$

$$M_{max p} = [267,2 \times 1,067 \times 1] \times 2$$

$$M_{max p} = 570,20 \quad (\text{t.m})$$

• Système B_r

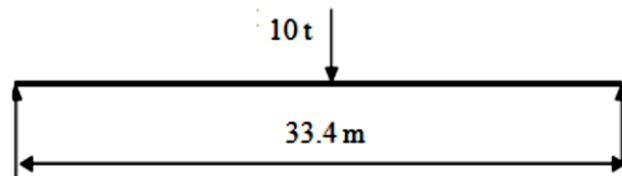


Figure V-VII : Système B_r à x=0.5l

$$P = 10 \text{ t}$$

$$M = \left(\frac{P \times L}{4} \right) = \left(\frac{32 \times 33,4}{4} \right)$$

$$M_{max} \left(\frac{R+L}{4} \right) = 83,5 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max p} = M \times \delta$$

$$M_{max p} = 83,5 \times 1,054$$

$$M_{max p} = 88 \quad (\text{t.m})$$

d) Système M_c 120

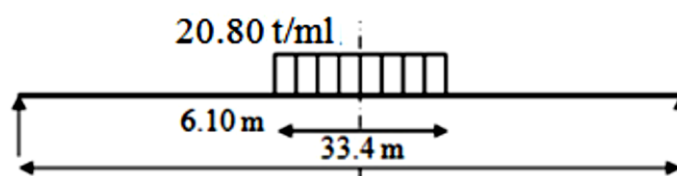


Figure V-VIII: Système MC 120

$$M_{max} = \left(R \times \frac{L}{2} \right) - q \times \frac{(3,05)^2}{2}$$

$$M_{max} = 63,40 \times 16,7 - 20,80 \times \frac{(3,05)^2}{2}$$

$$M_{max} = 962,03 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max p} = M_{max} \times \delta$$

$$M_{max p} = 962,03 \times 1,076$$

$$M_{max p} = 1035,14 \quad (\text{t.m})$$

e) Charge exceptionnelle D240

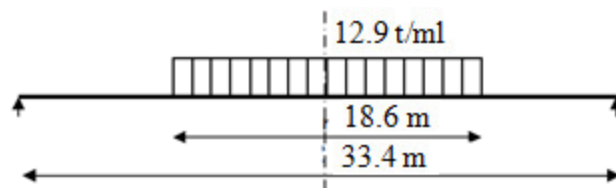


Figure V-IX: Charge exceptionnelle D240

$$M_{max} = \left(R \times \frac{L}{2} \right) - q \times \frac{(9,3)^2}{2}$$

$$M_{max} = (120 \times 16,7) - (12,9 \times 42,485)$$

$$M_{max} = 1455,9 \quad (\text{t.m})$$

Moment fléchissant à $x = 0,25 L$

a) Surcharge A (L)

- Une voie chargée

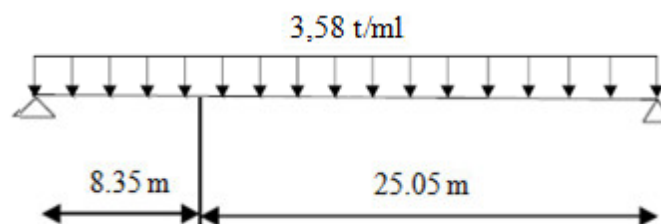


Figure V-X : Surcharge A (L) une voie chargée à $x=0.25l$

On a :

$$L = 33,4 \text{ m}$$

$$A(L) = 3,58 \text{ t/ml}$$

$$M_{max} = \left(\frac{3}{4} \right) \times A(L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{3}{4}\right) \times 3,58 \times \frac{(33,4)^2}{8}$$

$$M_{\max} = 347,41 \quad (\text{t.m})$$

- Deux voies chargées

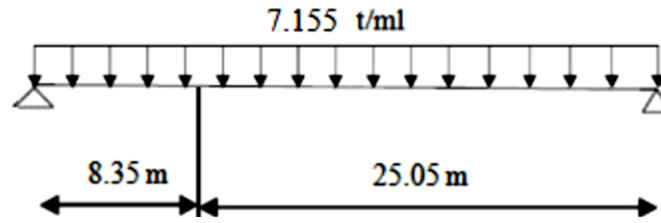


Figure V-XI : Surcharge A (L) deux voies chargées

On a :

$$A(L) = 7,155 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{3}{4}\right) \times A(L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{3}{4}\right) \times 7,155 \times \frac{33,4^2}{8}$$

$$M_{\max} = 748,30 \quad (\text{t.m})$$

b) Surcharge des trottoirs

- Un trottoir chargé

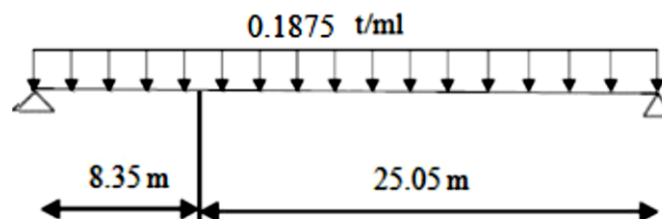


Figure V-XII : Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé)

On à:

$$S_t = 0,1875 \text{ t/ml}$$

$$L = 33,4 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{3}{4}\right) \times S_t \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{3}{4}\right) \times 0,1875 \times \frac{33,4^2}{8}$$

$$M_{\max} = 19,61 \quad (\text{t.m})$$

- Deux trottoirs chargés

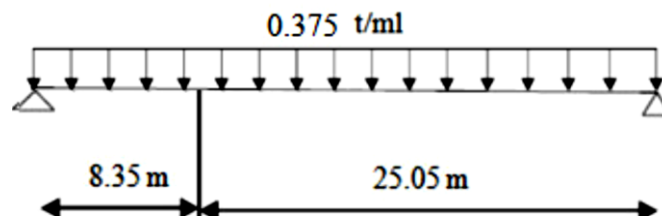


Figure V-XIII : Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés)

On a:

$$S_t = 0,375 \text{ t/ml}$$

$$L = 33,4 \text{ m}$$

$$M_{max} = \left(\frac{3}{4}\right) \times S_t \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{max} = \left(\frac{3}{4}\right) \times 0,375 \times \frac{33,4^2}{8}$$

$$M_{max} = 39,21 \quad (\text{t.m})$$

c) Système B

- Système B_c

La résultante du convoi

$$R = 60 \text{ t.}$$

- Une voie chargée

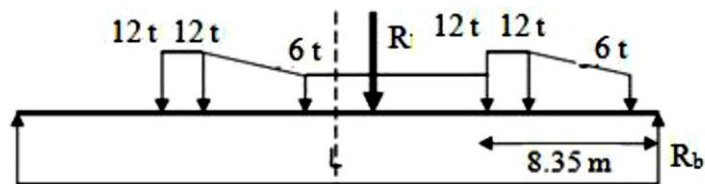


Figure V-XIV : Système B_c à x=0.25l

$$R_b = 38.80 \text{ t}$$

$$M_{max} = R_b \times 8,35 - (12 \times 1,5) - (6 \times 6)$$

$$M_{max} = 269,98 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max p} = M_{max} \times \delta \times B_c$$

$$M_{max p} = 269,98 \times 1,2 \times 1,081$$

$$M_{max p} = 350,22 \quad (\text{t.m})$$

- Deux voies chargées

$$M_{max p} = [M_{max} \times \delta \times B_c] \times 2$$

$$M_{max p} = [269,98 \times 1,1 \times 1,081] \times 2$$

$$M_{max p} = 642,06 \quad (\text{t.m})$$

- Système B_t

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

- Un seul Tandem

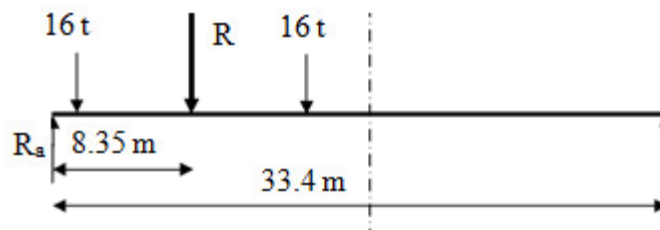


Figure V-XV : Système B_t à x=0.251

$$R_a = 24 \text{ t}$$

$$M_{max} = \frac{R \times L}{4}$$

$$M_{max} = 200,40 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max p} = M_{max} \times \delta \times B_t$$

$$M_{max p} = 200,4 \times 1,0671 \times 1$$

$$M_{max p} = 213,82 \quad (\text{t.m})$$

- Deux Tandems

$$M_{max p} = [M_{max} \times \delta \times B_t] \times 2$$

$$M_{max p} = [200,4 \times 1,067 \times 1,2] \times 2$$

$$M_{max p} = 427,65 \quad (\text{t.m})$$

- **Système B_r**

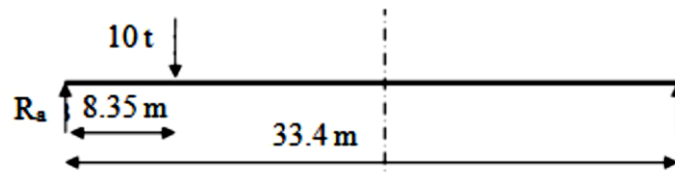


Figure V-XVI : Système B_r à x=0.25l

$$R_a = 7,5 \text{ t}$$

$$M = \frac{R \times L}{4} = 62,625 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max} = M \times \delta$$

$$M_{max p} = 62,625 \times 1,054$$

$$M_{max p} = 66,01 \quad (\text{t.m})$$

- d) **Système M_c 120**

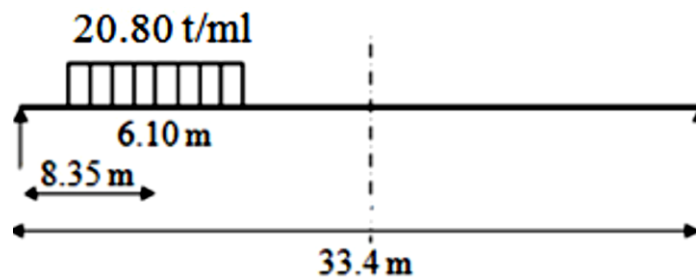


Figure V-XVII : Système MC 120 à x=0.25l

$$R_a = 110,97 \text{ t}$$

$$M_{max} = \left(R_a \times \frac{L}{4} \right) - q \times \frac{(3,05)^2}{2}$$

$$M_{max} = (110,97 \times 8,35) - 20,80 \times \frac{9,3025}{2}$$

$$M_{max} = 842,76 \quad (\text{t.m})$$

$$M_{max p} = M_{max} \times \delta$$

$$M_{max p} = 842,76 \times 1,076$$

$$\Rightarrow M_{max p} = 906,81 \quad (\text{t.m})$$

e) Charge exceptionnelle D240

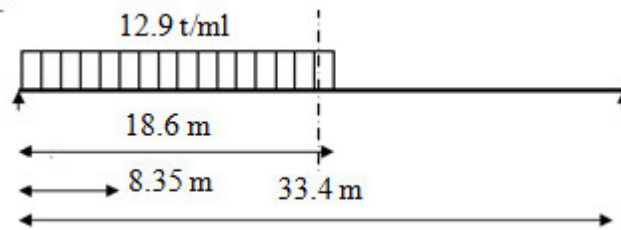


Figure V-XVIII : Charge exceptionnelle D240 à $x=0.25l$

$$R_a = 173,13 \text{ t}$$

$$M_{max} = \left(R_a \times \frac{L}{4} \right) - q \times \frac{(L)^2}{32}$$

$$M_{max} = (173,13 \times 8,35) - 12,9 \times \frac{(33,4)^2}{32}$$

$$M_{max} = 995,92 \quad (\text{t.m})$$

V.2.2 Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

Tableau V-V : Récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0,25 L$		Pour $x = 0,5 L$	
		M_{max} (t.m)	M_0 (t.m)	M_{max} (t.m)	M_0 (t.m)
Surcharge A(L)	01 voie chargée	347,41	57,90	499,21	83,20
	02 voies chargées	748,30	124,71	997,72	166,28
Trottoirs	01 trottoir	19,61	3,27	26,14	4,36
	02 trottoirs	39,21	6,54	52,28	8,71
Surcharge B_c	01 file	350,22	58,37	452,52	75,42
	02 files	642,06	107,01	828,99	138,16
Surcharge B_t	01 tandem	213,83	35,64	285,10	47,52
	02 tandems	427,65	71,275	570,20	95,03
Surcharge B_r		61,01	11,00	88,00	14,66
Convoi M_c 120		906,81	151,13	1035,14	172,52
Convoi D240		995,92	165,98	1455,90	242,65

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A F.E. L. U

$$M_{max} = 1,35 \times (G + D_{240})$$

$$\Rightarrow 1,35 \times (435,67 + 242,65)$$

$$M_{max} = 915,73 \quad (\text{t.m})$$

- A l'E. L. S

$$M_{max} = G + D_{240}$$

$$\Rightarrow 435,67 + 242,65$$

$$M_{max} = 678,32 \quad (\text{t.m})$$

V.3 EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES

V.3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0,00$ L

a) Surcharge A(L)

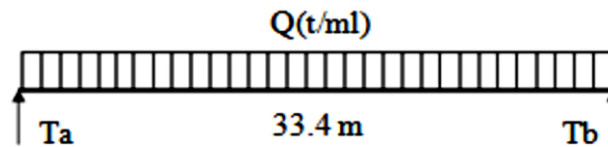


Figure V-XIX : Surcharge A (L) une voie chargée

$$T_{max} = R_a = R_b = L \times \frac{q}{2}$$

- Une voie chargée

$$A(L) = 3,58 \text{ (t/ml)}$$

$$T_{max} = 59,74 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$T_0 = \frac{59,74}{6}$$

$$T_0 = 9,96 \quad (\text{t})$$

- Deux voies chargées

$$A(L) = 6,92 \text{ (t/ml)}$$

$$T_{max} = 119,49 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$T_0 = \frac{119,49}{6}$$

$$T_0 = 19,91 \quad (\text{t})$$

b) Surcharge sur trottoirs

- Un trottoir chargé

$$P_1 = 0,1875 \text{ (t/ml)}$$

$$T_{max} = 3,13 \quad \text{(t)}$$

D'où :

$$T_0 = \frac{3,13}{6}$$

$$T_0 = 0,52 \quad \text{(t)}$$

- Deux trottoirs chargés

$$P_2 = 0,375 \text{ (t/ml)}$$

$$T_{max} = 6,26 \quad \text{(t)}$$

D'où :

$$T_0 = \frac{6,26}{6}$$

$$T_0 = 1,04 \quad \text{(t)}$$

c) Surcharge du type B_c

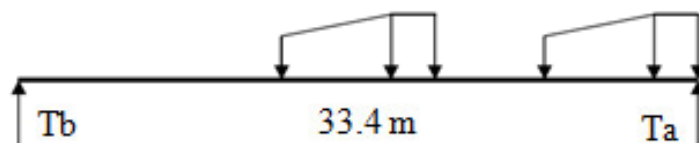


Figure V-XX : Surcharge B_c à x=0.01

$$T_a = \frac{1}{33,4} [(6 \times 16,9) + (12 \times 21,4) + (12 \times 22,9) + (6 \times 27,4) + (12 \times 31,9) + (12 \times 33,4)]$$

$$T_a = 47,33 \quad \text{(t)}$$

- Une file

$$T_{max} = 47,33 \times 1,2 \times 1,081$$

$$T_{max} = 61,40 \quad \text{(t)}$$

D'où :

$$T_0 = \frac{61,40}{6}$$

$$T_0 = 10,23 \quad (t)$$

- **Deux files**

$$T_{max} = (47,33 \times 1,1 \times 1,081) \times 2$$

$$T_{max} = 112,56 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{112,56}{6}$$

$$T_0 = 18,76 \quad (t)$$

d) Surcharge du type Bt

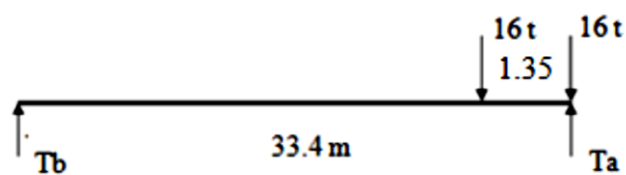


Figure V-XXI : Surcharge Bt à $x=0.01$

$$T_a = \frac{1}{33,4} [(16 \times 32,05) + (16 \times 33,4)]$$

$$T_a = 31,35 \quad (t)$$

- **Un tandem**

$$T_{max} = (31,35 \times 1 \times 1,067)$$

$$T_{max} = 33,37 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{33,37}{6}$$

$$T_0 = 5,56 \quad (t)$$

- **Deux tandems**

$$T_{max} = (31,35 \times 1 \times 1,067) \times 2$$

$$T_{max} = 66,90 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{66,90}{6}$$

$$T_0 = 11,15 \quad (t)$$

e) Surcharge du type Br

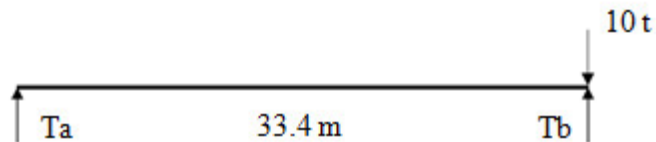


Figure V-XXII : Surcharge Br à $x=0.0l$

$$T_{max} = 10 \times 1,054$$

$$T_{max} = 10,54 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{10,54}{6}$$

$$T_0 = 1,76 \quad (t)$$

f) Surcharge du type Mc120

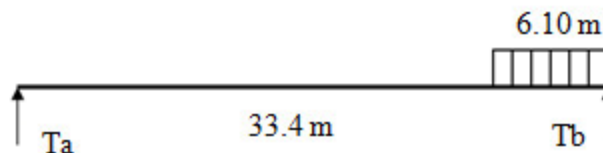


Figure V-XXIII : Surcharge Mc120 d à $x=0.0l$

$$T_a = \frac{1}{33,4} [110 \times (33,4 - 3,05)]$$

$$T_a = 99,95 \quad (t)$$

$$T_{max} = 99,95 \times 1,076$$

$$T_{max} = 107,54 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{107,54}{6}$$

$$T_0 = 17,92 \quad (t)$$

g) Convoi exceptionnel D240

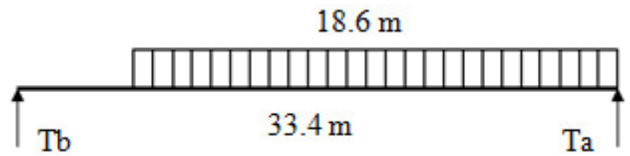


Figure V-XXIV : Convoi exceptionnel D240 à x=0.01

$$T_{\max} = \frac{1}{33,4} [240 \times (33,4 - 9,30)]$$

$$T_{\max} = 173,17 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$T_0 = \frac{173,17}{6}$$

$$T_0 = 28,86 \quad (\text{t})$$

V.3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges : Pour x = 0.25 L

a) Surcharge A(L)

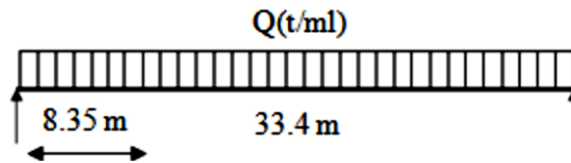


Figure V-XXV : Surcharge A(L) à x=0.25l

$$T_{\max} = R_a = R_b = L \times \frac{q}{2}$$

- **Une voie chargée**

$$A(L) = 3,58 \quad (\text{t/ml})$$

$$T_{\max} = 29,87 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$T_0 = \frac{29,87}{6}$$

$$T_0 = 4,98 \quad (\text{t})$$

- **Deux voies chargées**

$$A(L) = 6,92 \quad (\text{t/ml})$$

$$T_{\max} = 59,75 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$T_0 = \frac{59,75}{6}$$

$$T_0 = 9,95 \quad (\text{t})$$

b) Surcharge sur trottoirs

• **Un trottoir chargé**

$$P_1 = 0,1875 \text{ (t/ml)}$$

$$T_{max} = 1,565 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$T_0 = \frac{1,565}{6}$$

$$T_0 = 0,26 \quad (\text{t})$$

• **Deux trottoirs chargés**

$$P_2 = 0,375 \text{ (t/ml)}$$

$$T_{max} = 3,13 \quad (\text{t})$$

D'où :

$$T_0 = \frac{3,13}{6}$$

$$T_0 = 0,52 \quad (\text{t})$$

c) Surcharge du type B_c

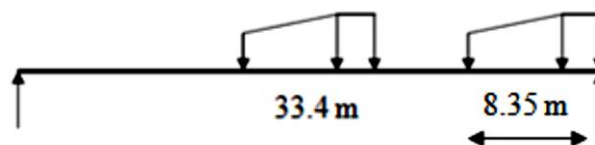


Figure V-XXVI : Surcharge B_c à x=0.25l

$$T_a = \frac{1}{33,4} [(6 \times 8,35) + (12 \times 12,85) + (12 \times 14,35) + (6 \times 18,85) + (12 \times 23,35) + (12 \times 24,85)]$$

$$T_a = 31,98 \quad (\text{t})$$

- Une file

$$T_{max} = 31,98 \times 1,2 \times 1,081$$

$$T_{max} = 41,48 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{41,48}{6}$$

$$T_0 = 6,91 \quad (t)$$

- Deux files

$$T_{max} = (31,98 \times 1,1 \times 1,081) \times 2$$

$$T_{max} = 76,05 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{76,05}{6}$$

$$T_0 = 12,67 \quad (t)$$

h) Surcharge du type B_t

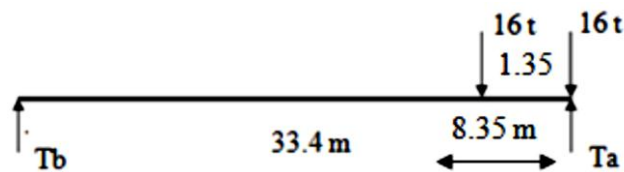


Figure V-XXVII : Surcharge B_t à x=0.25l

$$T_a = \frac{1}{33,4} [(16 \times 25,05) + (16 \times 23,7)]$$

$$T_a = 23,35 \quad (t)$$

- Un tandem

$$T_{max} = (23,35 \times 1 \times 1,067)$$

$$T_{max} = 24,92 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{24,92}{6}$$

$$T_0 = 4,15 \quad (t)$$

- **Deux tandems**

$$T_{max} = (23,35 \times 1 \times 1,067) \times 2$$

$$T_{max} = 49,82 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{49,82}{6}$$

$$T_0 = 8,30 \quad (t)$$

i) Surcharge du type B_r

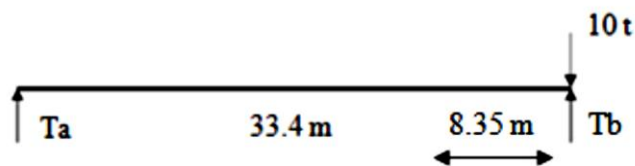


Figure V-XXVIII : Surcharge B_r à x=0.25l

$$T_a = \frac{1}{33,4} \times [10 \times 25,05]$$

$$T_a = 7,50 \quad (t)$$

$$T_{max} = 7,50 \times 1,054$$

$$T_{max} = 7,90 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{7,90}{6}$$

$$T_0 = 1,32 \quad (t)$$

j) Surcharge du type Mc120

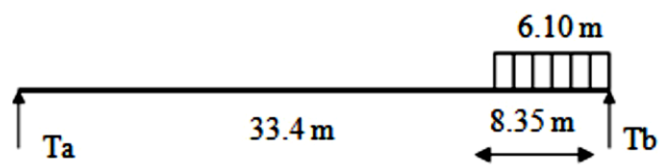


Figure V-XXIX : Surcharge Mc120 à x=0.25l

$$T_a = \frac{1}{33,4} [110 \times 22]$$

$$T_a = 72,45 \quad (t)$$

$$T_{max} = 72,45 \times 1,076$$

$$T_{max} = 77,96 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{77,96}{6}$$

$$T_0 = 12,99 \quad (t)$$

k) Convoi exceptionnel D240

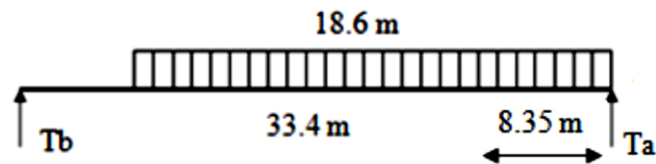


Figure V-XXX : Convoi exceptionnel D240 à x=0.25l

$$T_{max} = \frac{1}{33,4} [240 \times 15,75]$$

$$T_{max} = 113,17 \quad (t)$$

D'où :

$$T_0 = \frac{113,17}{6}$$

$$T_0 = 18,86 \quad (t)$$

V.3.3 Tableau récapitulatif des efforts tranchant

Tableau V-VI : Récapitulatif des efforts tranchant

Désignation		Pour x = 0,00 L		Pour x = 0,25 L	
		T _{max} (t.m)	T ₀ (t.m)	T _{max} (t.m)	T ₀ (t.m)
Surcharge A(L)	01 voie chargée	59,74	9,96	29,87	4,98
	02 voies chargées	119,45	19,91	59,75	9,95
Trottoirs	01 trottoir	3,13	0,52	1,56	0,26
	02 trottoirs	6,26	1,04	3,13	0,52
Surcharge B _c	01 file	61,40	10,23	41,48	6,91
	02 files	112,56	18,76	76,05	12,67
Surcharge B _t	01 tandem	33,45	5,57	24,92	4,15
	02 tandems	66,90	11,15	49,82	8,30
Surcharge B _r		10,54	1,76	7,91	1,32
Convoi M _c 120		107,54	17,92	77,96	12,96
Convoi D ₂₄₀		173,17	28,86	113,17	18,86

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A P'E.L.U

$$T_{max} = 1,35 \times (G + D_{240})$$

$$\Rightarrow 1,35 \times (52,28 + 28,86)$$

$$T_{max} = 109,54 \quad (t)$$

- A P'E.L.S

$$T_{max} = G + D_{240}$$

$$\Rightarrow 52,28 + 28,86$$

$$T_{max} = 81,14 \quad (t)$$

V.4 Transversal

La répartition transversale des charges est faite par deux méthodes qui sont :

V.4.1 La méthode de GUYON-MASSONNET

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

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

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e = b$, $e = 3 \frac{b}{4}$; $e = \frac{b}{2}$, $e = \frac{b}{4}$, $e = 0$) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ($y = \mp b$, $y = \mp 3 \times \frac{b}{4}$; $y = \mp \frac{b}{2}$, $y = \mp \frac{b}{4}$, $y = 0$). On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales (κ_α , ε_α , μ_α) et les sollicitations (moments fléchissant , efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

V.4.2 La méthode numérique

La structure est modélisée de manière à prendre en compte tous les efforts auxquels elle est soumise. Le modèle de calcul du tablier adopté est un modèle mixte avec des éléments barres (poutres) et plaques (hourdis). On utilisera le logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis : Robot Structural Analyse 2010.

Robot Structural Analyse 2010 peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

Il permet aussi d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses Linéaires ou non-linéaires.

ROBOT 2010 est un logiciel adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

V.4.2.1 Les étapes de modélisation

La modélisation en 3D de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

- a. Déclaration des préférences de l'affaire (unités et format, matériaux, norme de conception...);
- b. La déclaration des lignes de constructions ;
- c. La déclaration des nœuds ;
- d. Relier les nœuds par des éléments rectilignes (Barre) ;
- e. Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton) ;
- f. Définition et affectation des différentes sections ;
- g. Définition et affectation des différentes charges et surcharges ;
- h. Définition des différentes combinaisons de charges ;
- i. Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure (Appuis simple, appuis double, encastrement) ;
- j. Analyse sous les différentes combinaisons de charges.

L'exploitation des résultats obtenus

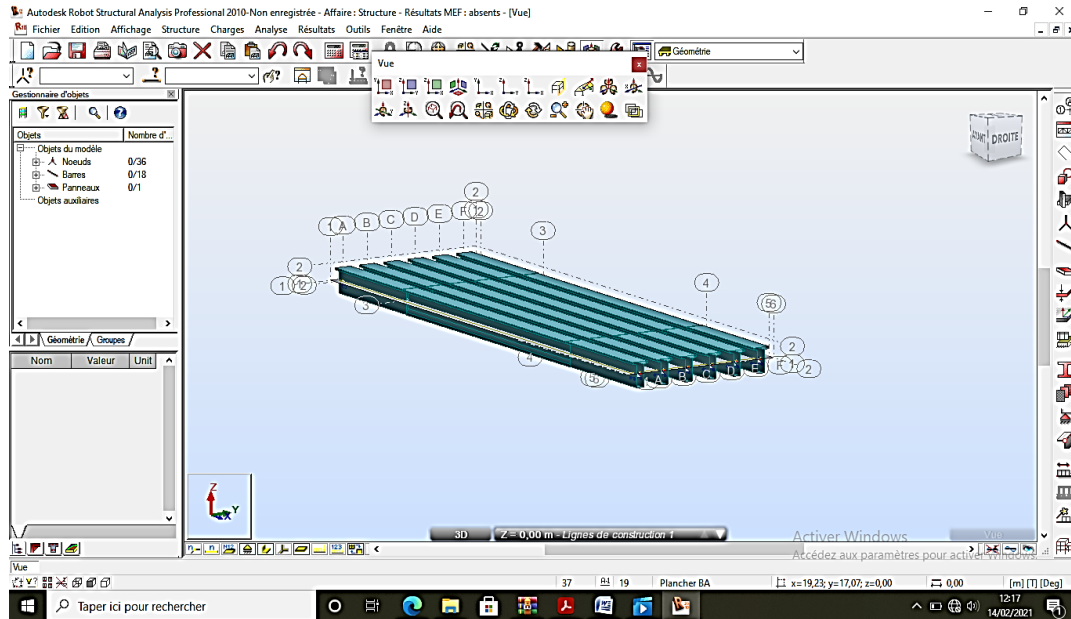


Figure V-XXXI : Modèle de calcul de la structure

V.4.3 Valeur des moments fléchissant réel

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les Combinaisons d'actions selon BBEL.

V.4.3.1 Modalisation de tablier

Le tablier a été modalisé comme étant un grillage de six éléments poutre d'une dimension $L=33,4\text{m}$ et de $e=2\text{ m}$. Les poutres sont liées par une dalle mince (élément plaque) de largeur $10,00\text{m}$ de l'épaisseur de 25cm .

Les schémas de modalisation sont les suivants :

A) Les charges permanentes

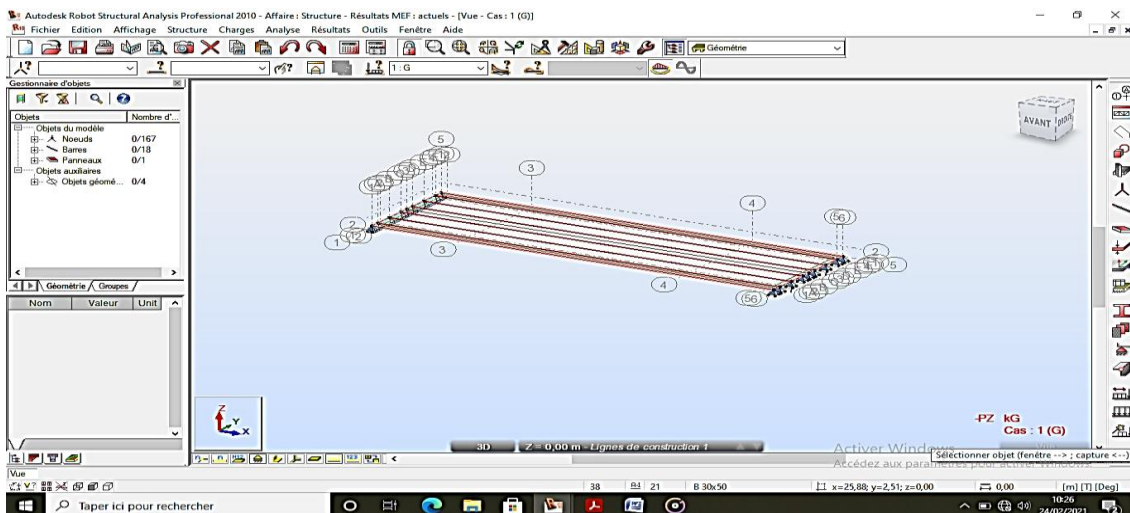
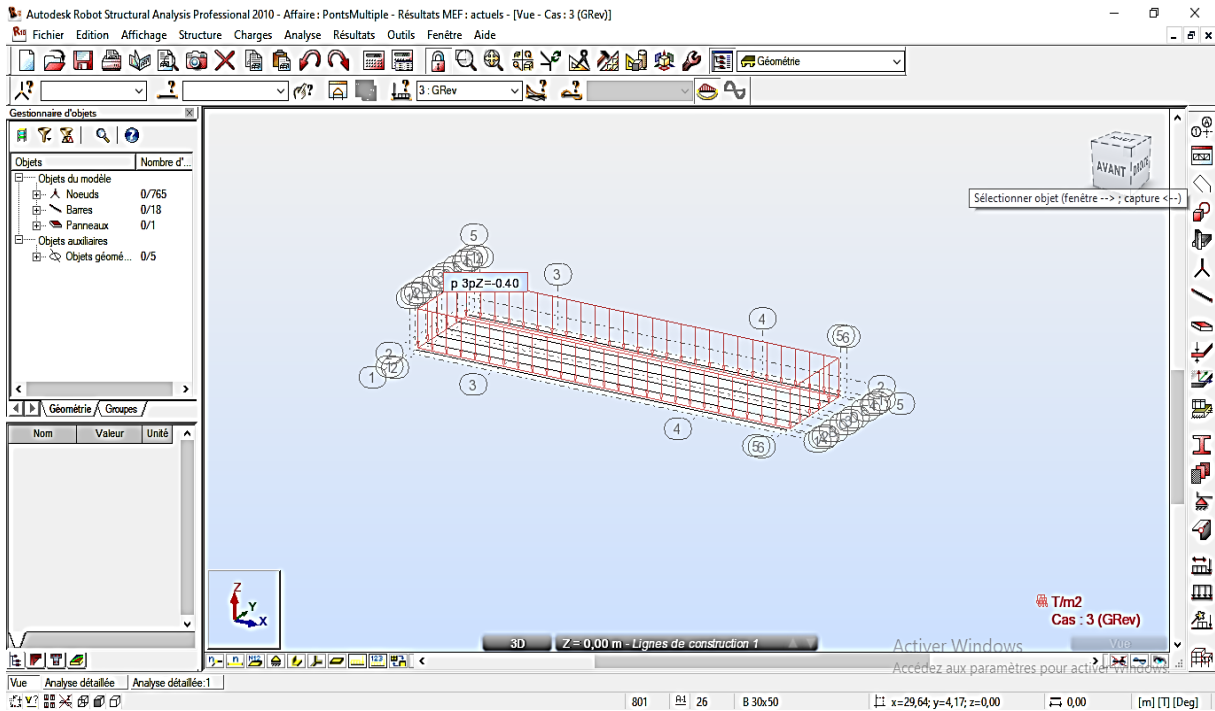
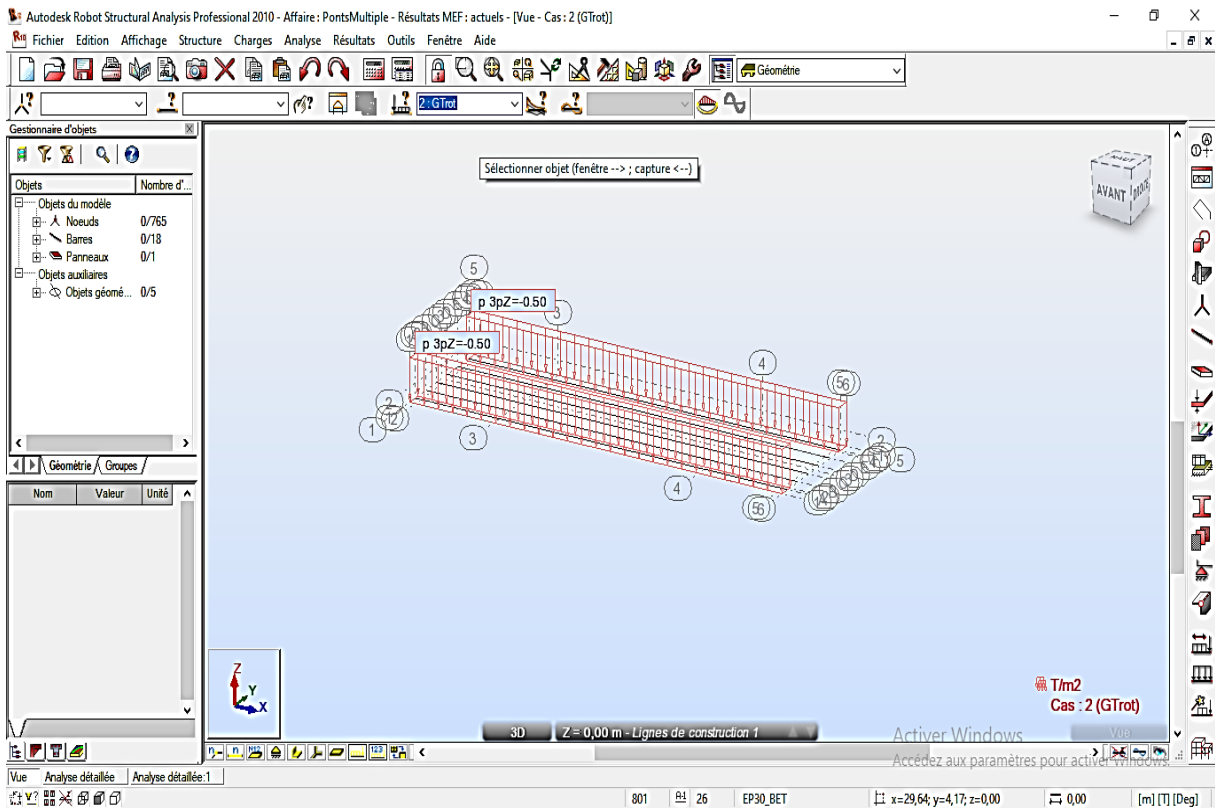


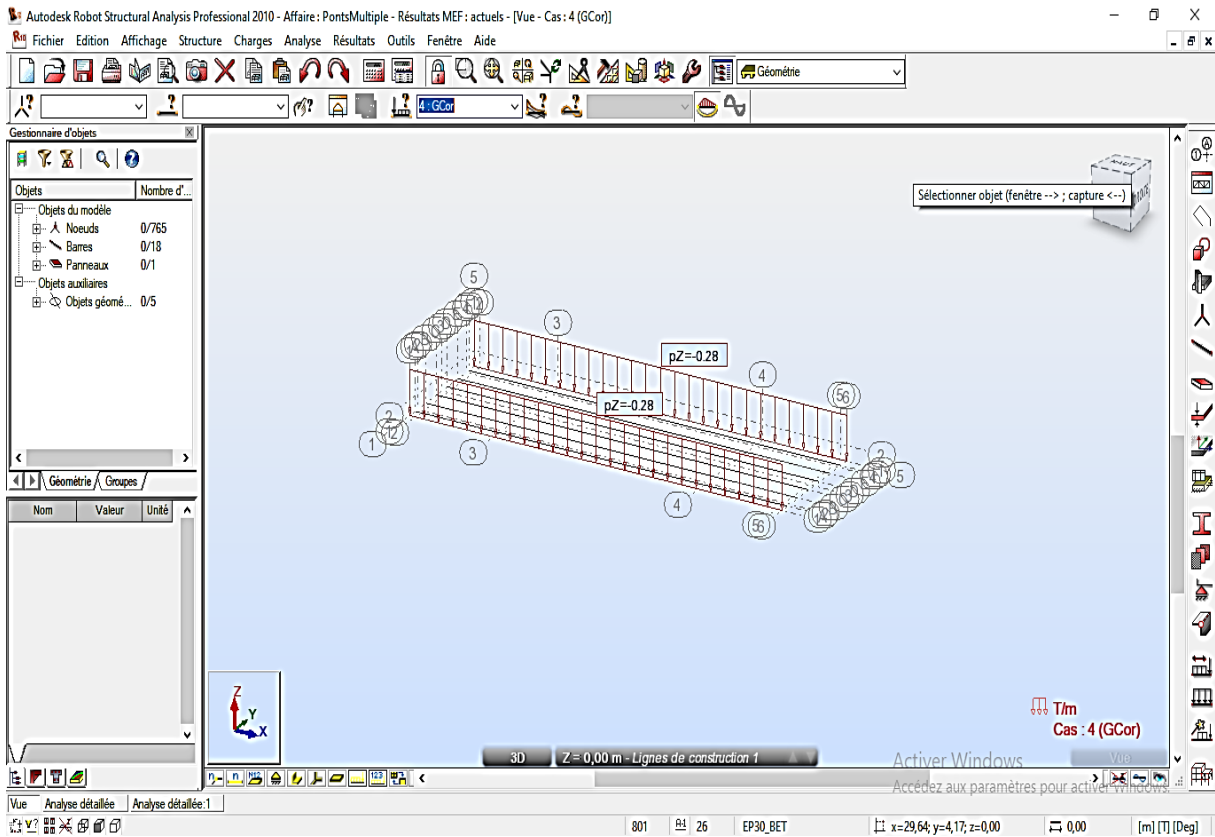
Figure V-XXXII : poids propre



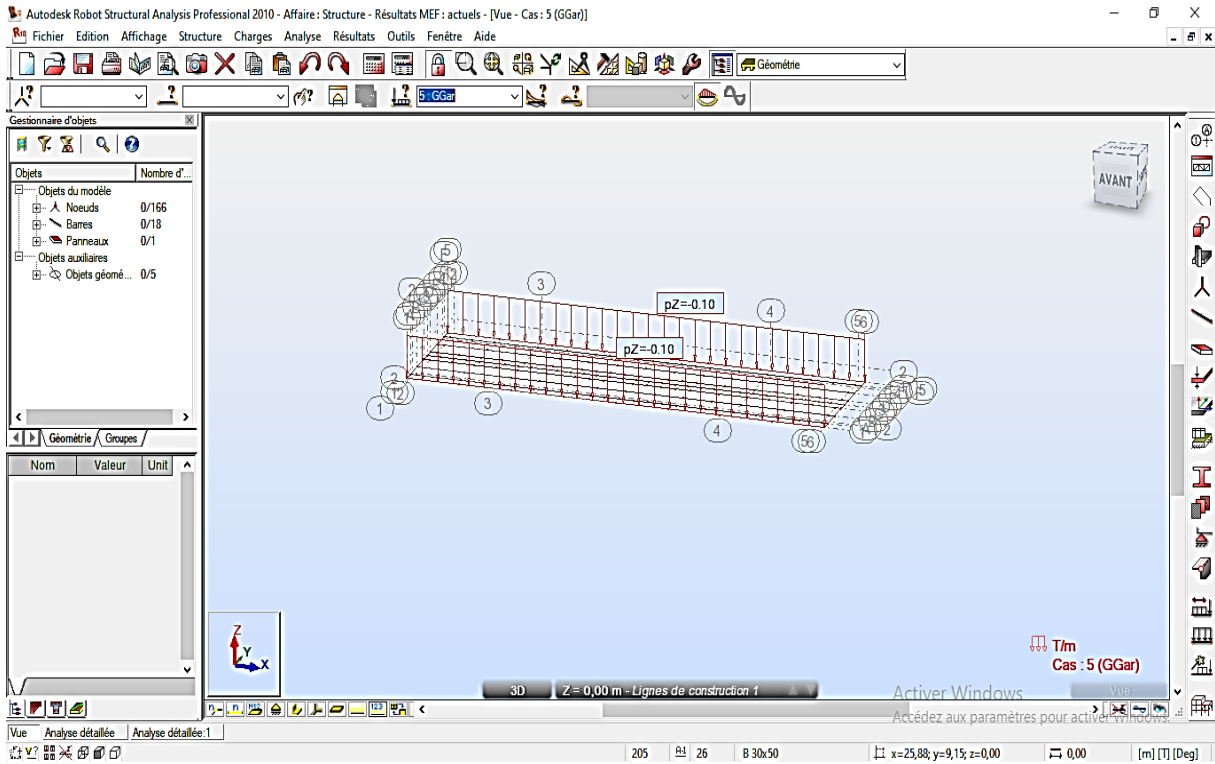
V-XXXIII : poids de revêtement



V-XXXIV : Poids de trottoir

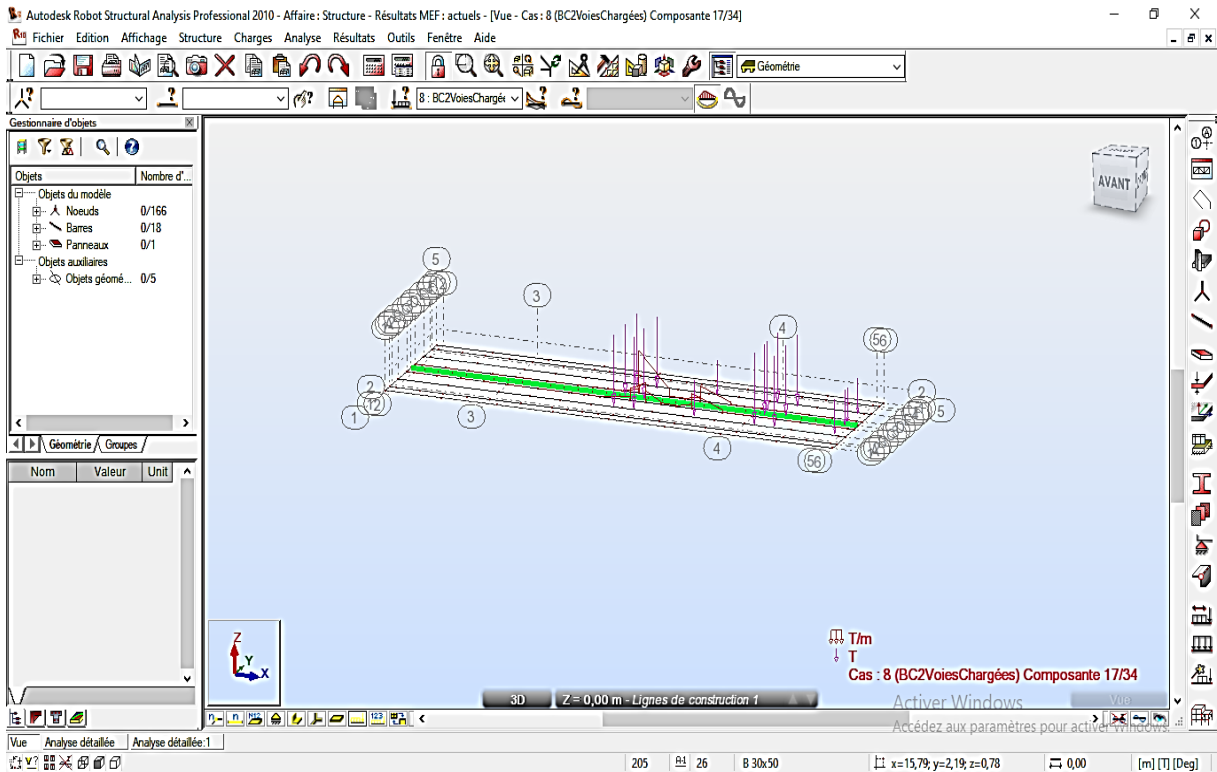


V-XXXV : Poids de la corniche

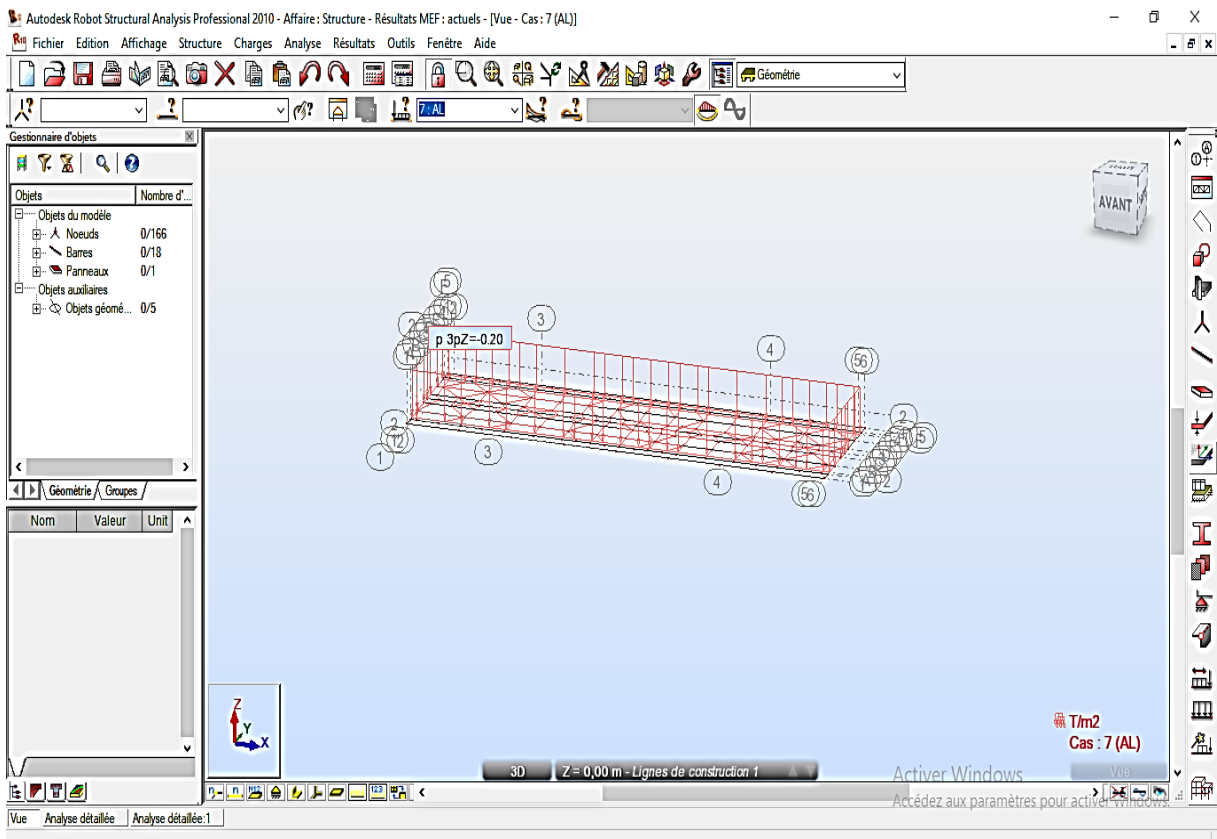


V-XXXVI : Poids de Gard corps

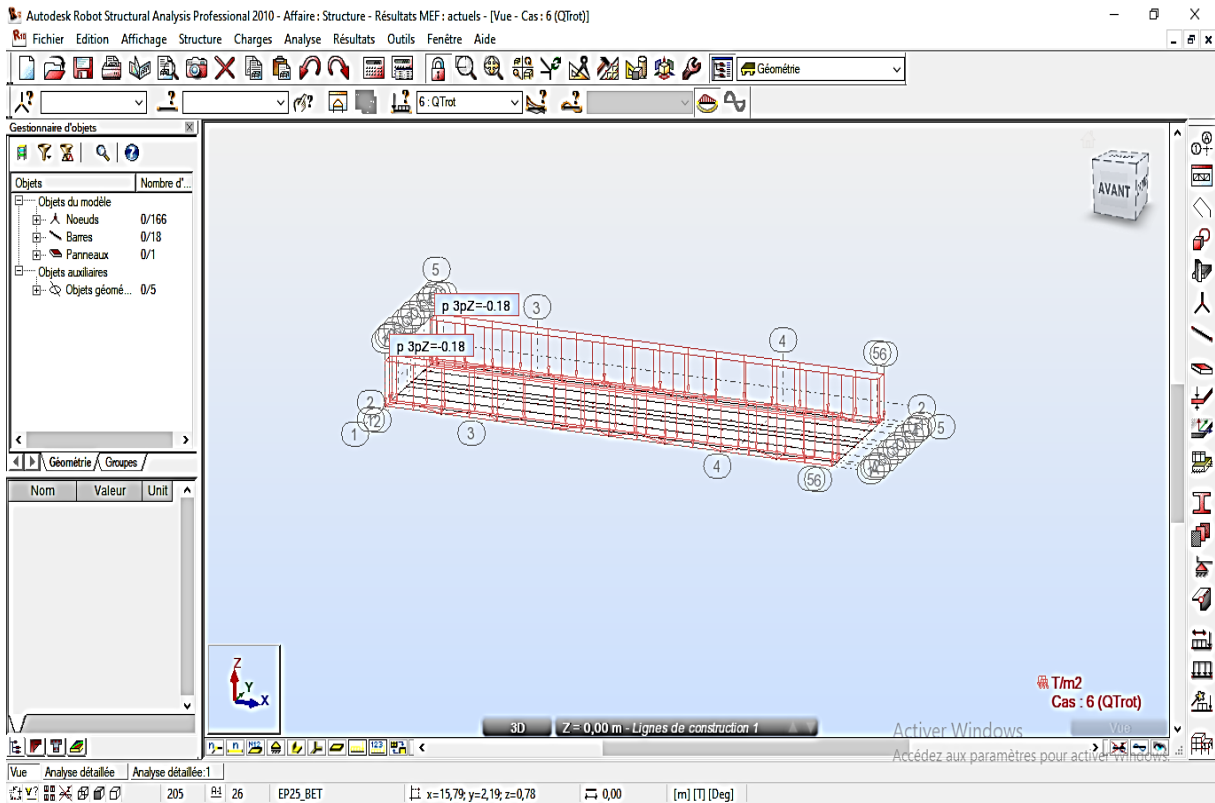
B) Surcharges concentrées



V-XXXVII : Surcharge Bc



V-XXXVIII : Surcharge A(L)



V-XXXIX : Surcharge $Q_{trottoir}$

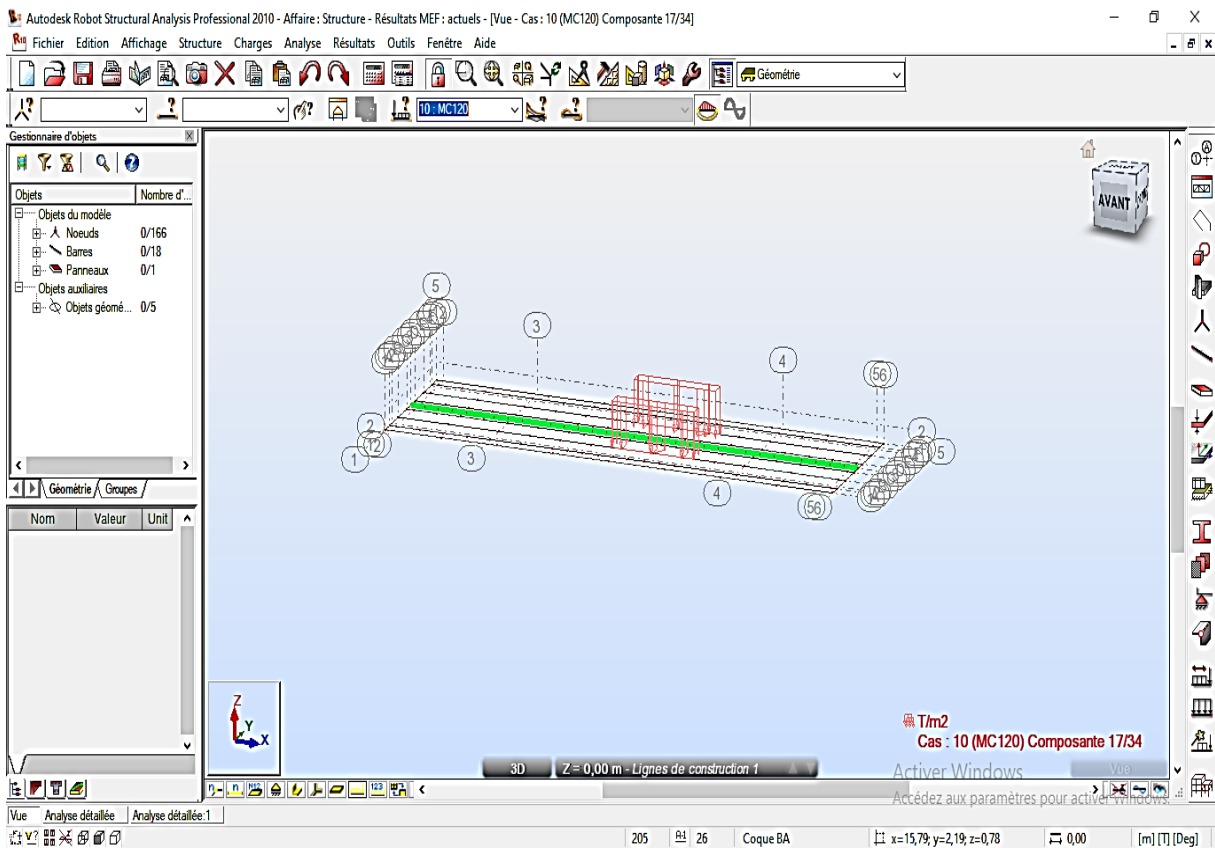
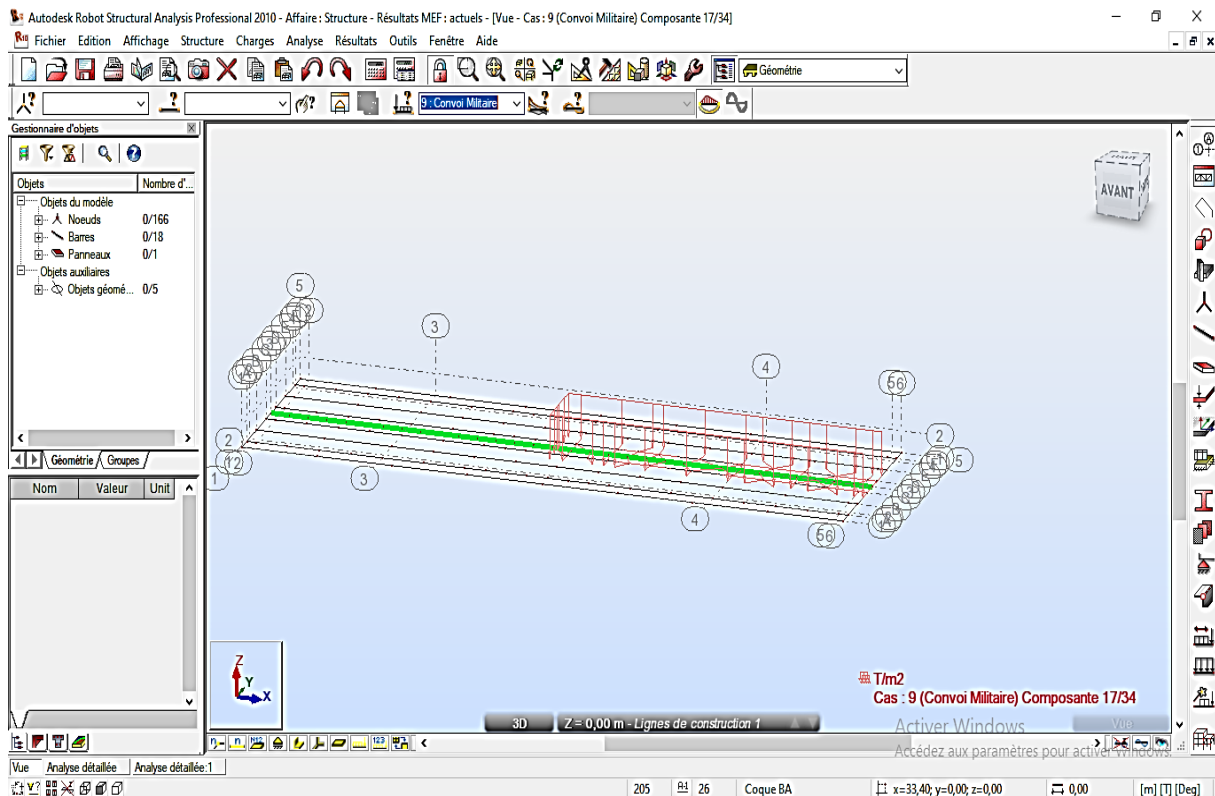


Figure V-XL : Surcharge Mc120



V-XLI : Surcharge D240

Tableau V-VII : Résultats obtenus des moments max au poids propre et à des surcharges d'exploitation

	Poids propre G (t.m)	Surcharge d'exploitation			
		$A(l)$ (t.m)	B_c (t.m)	$M_c 120$ (t.m)	D_{240} (t.m)
Section d'about	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Section médian	341,19	33,33	77,70	120,97	146,43

Tableau V-VIII : Moment fléchissant max dans les poutres à ELU en (t.m)

$ELU A(l) = 1,35 \times G + 1,6 \times (A(l) + Q_{trrott})$	693,58 (t.m)
$ELU B_c = 1,35 \times G + 1,6 \times (A(l) + B_c)$	797,10 (t.m)
$ELU M_c 120 = 1,35 \times G + 1,35 \times M_{c120}$	782,18 (t.m)
$ELU D_{240} = 1,35 \times G + 1,35 \times D_{240}$	815,24 (t.m)

Tableau V-IX : Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (t.m)

$ELS A(l) = 1,00 \times G + 1,2 \times (A(l) + Q_{trrott})$	514,43 (t.m)
$ELS B_c = 1,00 \times G + 1,2 \times (A(l) + B_c)$	566,26 (t.m)
$ELS M_c 120 = 1,00 \times G + 1,00 \times M_{c120}$	579,39 (t.m)
$ELS D_{240} = 1,00 \times G + 1,00 \times D_{240}$	603,88 (t.m)

$$M_{\max_{ELU}} = 815,24 \text{ (t.m)}$$

$$M_{\max_{ELS}} = 603,88 \text{ (t.m)}$$

Chapitre VI

Etude de la précontrainte

Introduction

Les ponts à poutres sous chaussées qui utilisent des poutres préfabriquées précontraintes (poutres précontraintes par pré tension, encore appelées poutres précontraintes par adhérence) Constituent une solution classique pour le franchissement de travées comprises entre 10 et 30m. La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets. Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories

VI.1 Principe et définition de la précontrainte

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. Pour éviter que ce matériau soit trop tendu dans les portés qui sont comprises entre 20 et 125 m. on comprime le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de telle façon à assurer le bon fonctionnement de l'élément porteur, ce béton s'appelle le béton précontraint.

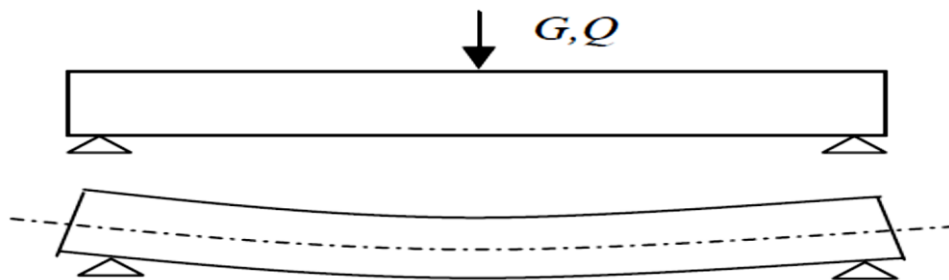


Tableau VI-I : Principe de la précontrainte

VI.2 Technique de réalisation de la précontrainte

Nous avons deux technique de réalisation de la précontrainte, par pré-tension et par post-tension. La technique la plus utilisé et la plus pratique est celle par post – tension qui a été utilisée dans ce projet.

VI.2.1 Pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

Etapas générales de réalisation :

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte.

- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

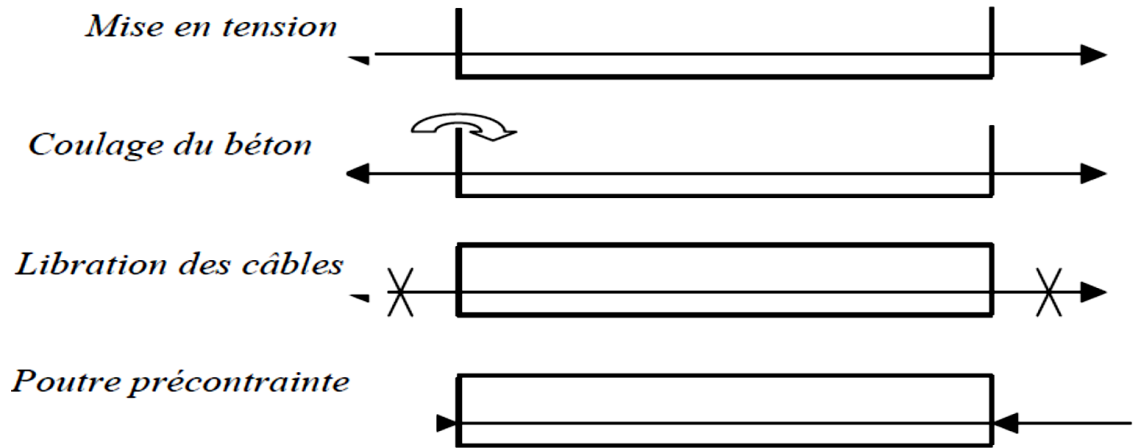


Figure VI-I : Précontrainte par pré-tension

VI.2.2 Post-tension

Consiste à disposer les câbles de Précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos. Etapes générales de réalisation :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

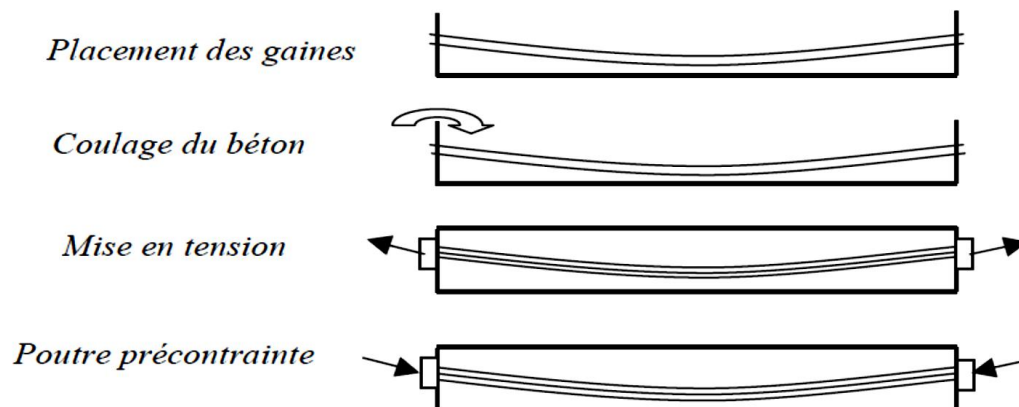


Figure VI-II : Précontrainte par post-tension

VI.3 Dimensionnement de la précontrainte

1) Le calcul de la précontrainte

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P1 et P2 selon que la section est sous critique (cas au le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ou sur critique (cas au le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est la maximum P1 et P2.

Tableau VI-II : Les caractéristiques de la poutre à mi travée

	Unités	Résultat
Section : B	cm	5108,00
$cdg = \frac{\mu\Delta}{B} = V$	cm	84,16
$V' = h - V$	cm	64,84
$IG = I\Delta - Bv^2$	cm	1,38 x 10 ⁷
$\frac{IG}{V}$	cm	1,64 x 10 ⁷
$\frac{IG}{V'}$	cm	2,13 x 10 ⁵
$\rho = \frac{i^2}{(V \times V')} = \frac{IG/B}{(V \times V')}$	/	0,49
$C = \rho \times V$	cm	41,23
$C = \rho \times V'$	cm	31,77
$d' = H_t - 0,9 \times H_t$	cm	15,00
M _{max} (moment maximum a l'ELS)	t.m	678,32
M _{min} (moment maximum sous G a l'ELU)	t.m	437,30
$M_Q = M_{max} - M_{min}$	t.m	241,02

a) Section sous critique

Généralement, pour les poutres des ponts on prend la classe II pour vérifier leur résistance.

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{S}{h} \times [(\bar{\sigma}_{ti} \times V) + (\bar{\sigma}_{ts} \times V')]$$

Avec :

$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

$$\Delta M = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$$

M_{max} : Moment du à la charge permanente plus la surcharge.

M_{min} = M_G : Moment du à la charge permanente.

M_Q : Moment du à la surcharge.

ρ : Rendement géométrique.

S : Section de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

$$P_1 = \frac{2,41}{0,49 \times 1,50} + \frac{0,5108}{1,50} \times [((-2,7) \times 0,64) + ((-4,05) \times 0,84)]$$

$$P_1 = 3,28 + 0,34 \times (-1,728 - 3,402)$$

$$\Rightarrow P_1 = 1,53 \quad (\text{MN})$$

b) **Section sur critique**

$$P_2 = \frac{M_{max} + (\rho \times S \times V \times \bar{\sigma}_{ti})}{(\rho \times V) + V' - d'}$$

Avec :

d' : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure.

$$P_2 = \frac{6,78 + (0,49 \times 0,5108 \times 0,64 \times (-2,7))}{(0,49 \times 0,64) + 0,84 - 0,15}$$

$$\Rightarrow P_2 = 6,35 \quad (\text{MN})$$

On a :

$$P = \max(P_1 ; P_2) ;$$

$$P = \max(1,53 ; 6,35)$$

On prend :

$$\Rightarrow P_{sur} = 6,35 \quad (\text{MN})$$

Donc la section est sur critique.

❖ **L'excentricité (e_0)**

$$e_0 = -(V' - d')$$

Avec :

d' : Enrobage.

$$e_0 = -0,64 + 0,15$$

$$\Rightarrow e_0 = -0,49 \quad (\text{m})$$

VI.4 Détermination du nombre de câbles

Fixons à priori l'intensité des pertes (ΔP) à **25%** de la tension initial P_0 , en tenant compte de ces pertes, la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P}{0,98 - 1,2 \times \frac{\Delta P}{P_0}}$$

Avec :

$$\Delta P = 0,75 \times P_0$$

$$P_0 = \frac{\Delta P}{0,75}$$

$$P_0 = \frac{6,35}{0,75}$$

$$\Rightarrow P_0 = 8,47 \quad (\text{MN})$$

Avec :

P : Précontrainte développées pour un câble ; $P = \sigma_{P_0} \times A_p$

A_p : Section des câbles ;

σ_{P_0} : Contrainte à l'origine ; $\sigma_{P_0} = \min(0,8 \times f_{prg}; 0,9 \times f_{peg})$

f_{prg} : Contrainte garantie à l'élastique ;

f_{peg} : Contrainte garantie à la ruine.

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15 de type FREYSSINET :

- Section nominal du câble $A_p = 139 \times 12 = 1668 \times 10^{-6} \quad (\text{m}^2)$.
- $f_{prg} = 1770 \quad (\text{MPa})$.
- $f_{peg} = 1583 \quad (\text{MPa})$.
- $\sigma_{P_0} = \min \begin{cases} 0,8 \times f_{prg} = 0,8 \times 1770 = 1416 \\ 0,9 \times f_{peg} = 0,9 \times 1583 = 1424,7 \end{cases}$

$$\Rightarrow \sigma_{P_0} = 1416 \quad (\text{MPa})$$

- $P = 1416 \times (1668 \times 10^{-6})$

$$\Rightarrow P = 2,36 \quad (\text{MN})$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

$$n = \frac{P_0}{P} = \frac{8,47}{2,36} = 3,59$$

On prend le nombre des câbles est égale à 4.

- **La nouvelle valeur de la précontrainte**

$$P_0 = n \times P \qquad P_0 = 4 \times 2,36 \qquad P_0 = 9,44 \qquad (\text{MPa}).$$

Tableau VI-III : Récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte $P_{max} = P_{sur}$	L'excentricité e_0	Nombre de Câble n	Précontrainte initiale P_0 (MPa)
6,35	-0,49	4 (12T15)	9,44

1. Vérification à l'ELS

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1,02 \times P_0 - (0,80 \times 0,25) \times \Delta P$$

$$P_1 = 9,63 - 1,27$$

$$\Rightarrow P_1 = 8,36 \quad (\text{MN})$$

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - (1,20 \times 0,25) \times \Delta P$$

$$P_2 = 9,25 - 1,905$$

$$\Rightarrow P_2 = 7,35 \quad (\text{MN})$$

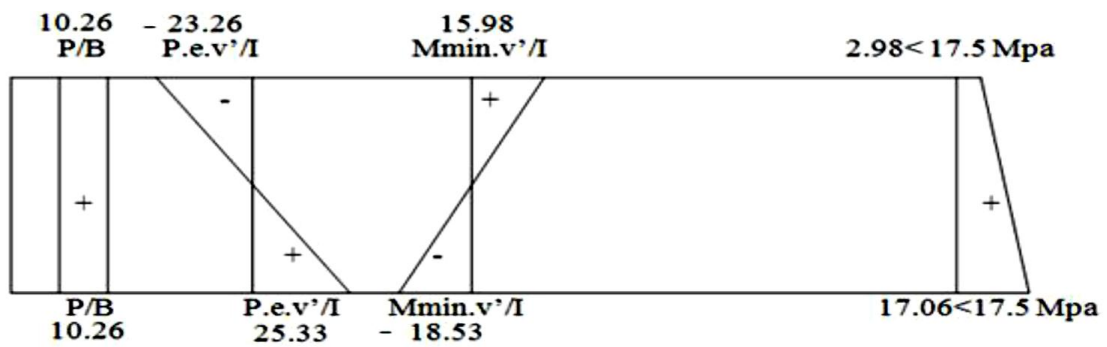
Vérification sous combinaison

- Quasi-permanente : $P + G$
- Fréquente : $P + G + 0,72 \times Q$
- Rare : $P + G + 1,20 \times Q$

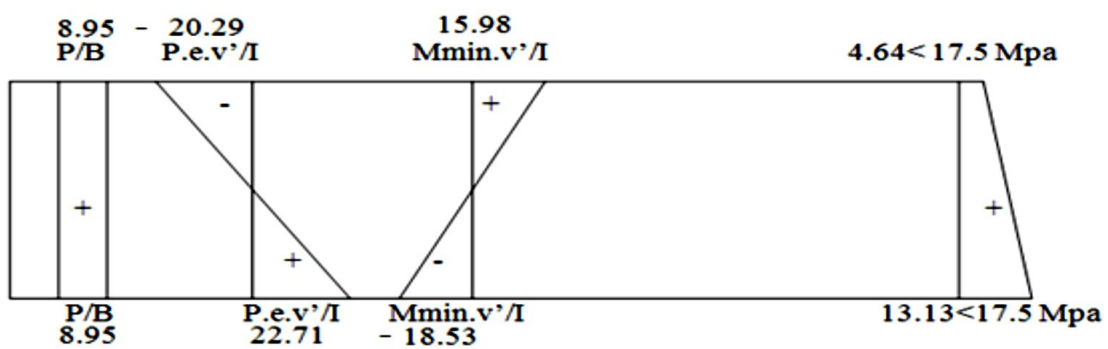
a) Combinaison Quasi-permanente

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} > \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} < \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

❖ Sous $P_1 = 8,36$ (MN)



❖ Sous $P_2 = 7,35$ (MN)

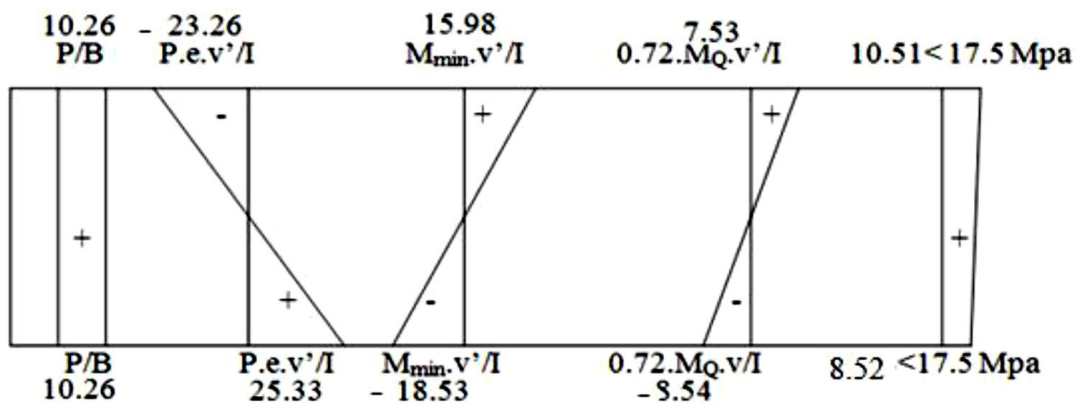


b) Combinaison Fréquente

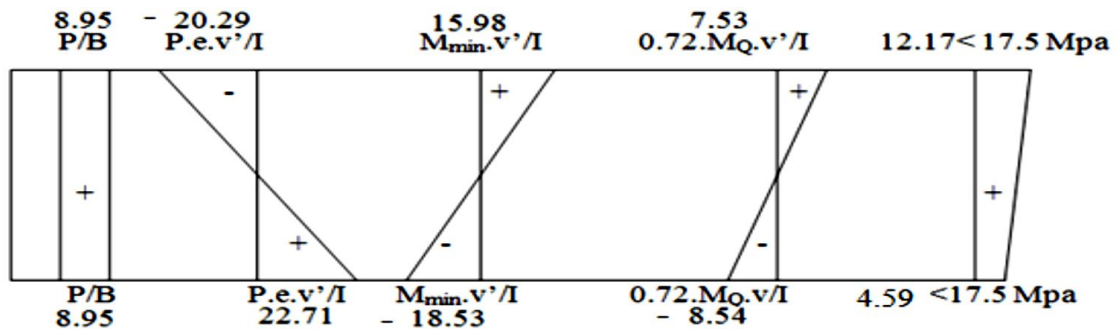
Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} + \frac{0,72 \times M_Q \times V}{I} > \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} - \frac{0,72 \times M_Q \times V'}{I} < \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

❖ Sous $P_1 = 8,36$ (MN)



❖ Sous $P_2 = 7,35$ (MN)

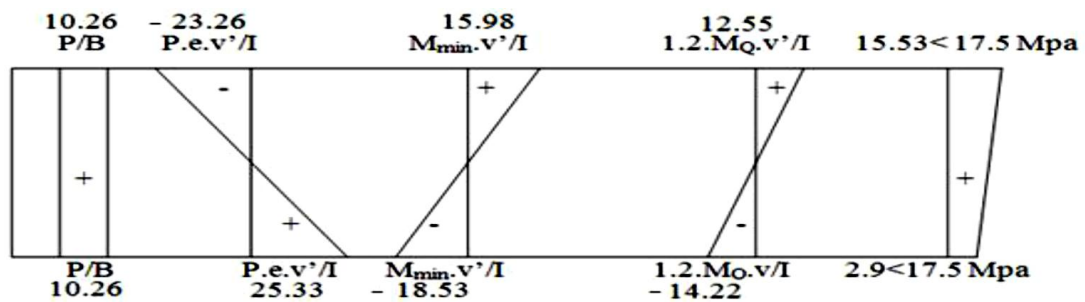


c) Combinaison Rare

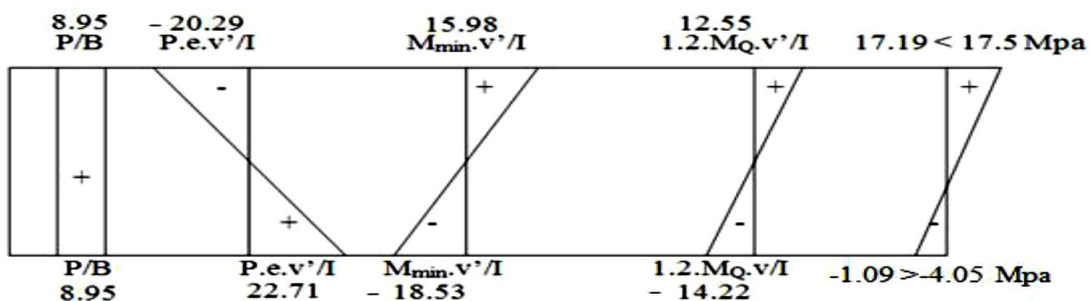
Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{\min} \times V}{I} + \frac{1,2 \times M_Q \times V}{I} > \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I} - \frac{M_{\min} \times V'}{I} - \frac{1,2 \times M_Q \times V'}{I} < \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

❖ Sous $P_1 = 8,36$ (MN)



❖ Sous $P_2 = 7,35$ (MN)



Conclusion :

Toutes les conditions sont respectées sous cette combinaison.

VI.4.1 Vérification à l'E.L.U

La vérification à l'ELU se fait pour une section médiane, nous avons pris pour le calcul une section équivalente.

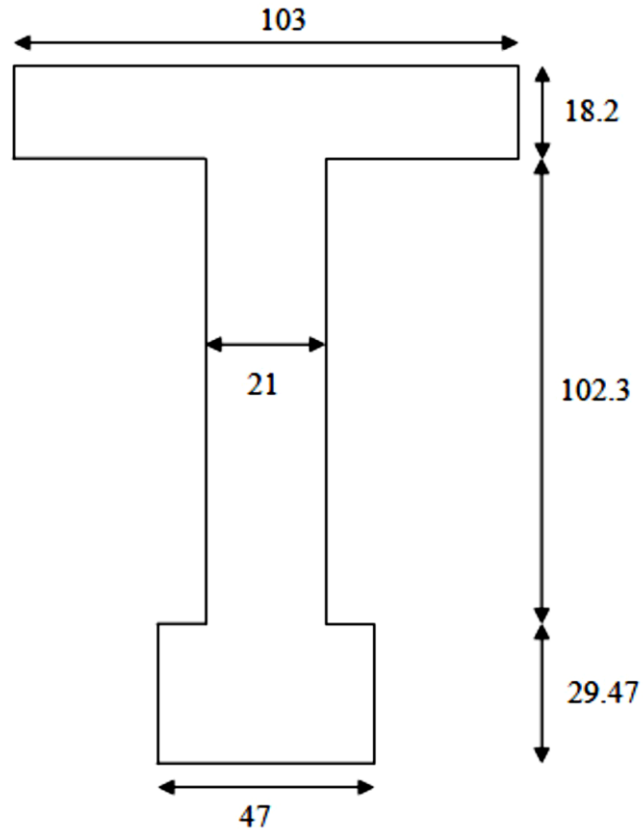


Figure VI-III : Section équivalente

a) Moment ultime

$$M_u = 9,1573 \quad (\text{MN.m})$$

b) La contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

σ_{bc} : Contrainte du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité utilisée, pour le béton = 1,5.

$\theta = 1$; pour une durée de charge de 24h.

$$\sigma_{bc} = 19,83 \quad (\text{MPa})$$

c) Calcul du moment résistant

$$M_t = 0,8 \times b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{0,8 \times h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,8 \times 1,75 \times 0,435 \times 19,83 \times \left(1,575 - \frac{0,8 \times 0,435}{2} \right)$$

$$M_t = 16,91 \quad (\text{MN.m})$$

$$M_t = 16,91 > M_u = 9,1573$$

Donc :

L'axe neutre est dans la table.

Dans ce cas ;

On considère que : $M_n = M_u$

La section de la poutre, une section rectangulaire (b x h)

d) Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

Avec :

d : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieure.

b : La largeur de la section fictive.

$$\mu_u = \frac{9,1573}{1,75 \times (1,575)^2 \times 19,83}$$

$$\mu_u = 0,106$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u} \right)$$

$$\alpha = 0,14$$

$$\Delta \varepsilon_3 = \varepsilon_b \frac{1 - \alpha}{\alpha}$$

ε_b : Raccourcissement du béton ($\varepsilon_b = 3.5\%$).

$$\Delta \varepsilon_3 = 21,33 \% > 10 \%, \text{ limitons } \Delta \varepsilon_3 = 10 \%$$

e) Détermination de σ_1 et ε_1

$$\sigma_1 = \frac{P_m}{A_p}$$

Avec :

P_m : Précontrainte moyenne.

A_p : Section totale des aciers actifs.

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2}$$

$$P_m = \frac{8,36 + 7,35}{2}$$

$$P_m = 7,855 \quad (\text{MN})$$

$$\sigma_1 = \frac{7,855}{4 \times 1068 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_1 = 1086,63 \quad (\text{MPa})$$

$$\sigma_1 = 1086,63 \text{ (MPa)} < \sigma_{p_0} = 1416 \text{ (MPa)} \quad \Rightarrow \quad \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1086,63}{1,90 \times 10^5}$$

$$\varepsilon_1 = 5,72 \text{ ‰.}$$

f) Détermination de σ_2 et ε_2

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma = \sigma_1 + 5 \times \sigma_c$$

σ_c : Contrainte du béton au niveau du câble.

$$\sigma_c = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m \times e^2}{I} - \frac{M_{min} \times e}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{7,855}{0,5108} + \frac{7,855 \times (0,49)^2}{0,138} - \frac{4,373 \times (0,49)}{0,138}$$

$$\sigma_c = 13,51 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_2 = 1086,63 + (5 \times 13,51)$$

$$\sigma_2 = 1154,18 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma_2 = 1154,18 \text{ (MPa)} < \sigma_{p_0} = 1416 \text{ (MPa)} \quad \Rightarrow \quad \text{Domaine élastique.}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1154,18}{1,90 \times 10^5}$$

$$\varepsilon_2 = 6,074 \text{ ‰.}$$

d) Détermination de σ_3 et ε_3

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3$$

$$\varepsilon_3 = 6,074 + 10$$

$$\varepsilon_3 = 16,074 \text{ ‰.}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p}$$

D'où :

$$\sigma_3 = \varepsilon_3 \times E_p$$

$$\sigma_3 = 3173 \quad (\text{MPa}).$$

e) Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire

$$A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3}$$

Avec :

$$F_b = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}$$

$$F_b = 0,8 \times 1,40 \times 1,75 \times 1,575 \times 19,83$$

$$F_b = 6,12 \quad (\text{MN})$$

$$A_p = 4 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$A_p = 6,67 \times 10^{-3} \quad (\text{m}^2)$$

Donc :

$$A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3} \quad \Rightarrow \quad 6,67 \times 10^{-3} \geq 1,93 \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.4.2 Tracée des câbles de la précontrainte

a) Equations des câbles

On choisit un repère (x, y), dont l'axe (x) passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe (y) passe par le milieu de la poutre.

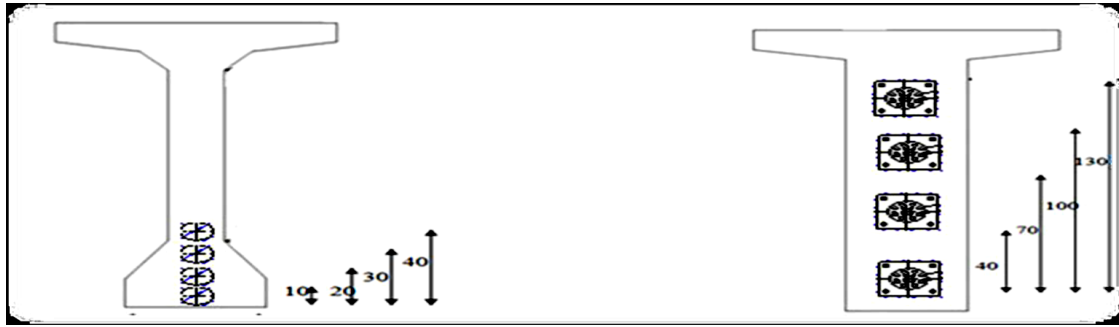


Figure VI-IV : Disposition des câbles

L'équation des câbles serait alors de la forme : $y = ax^2 + b$

$$1^{\text{ère}} \text{ câble : } \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow y = b = 0,1 \\ x = \frac{L}{2} = 16,70 \text{ (m)} & \Rightarrow y = 0,4 = a \times (16,70)^2 + 0,1 \Rightarrow a = 0,00108 \end{cases}$$

- L'équation du câble n°01 $\Rightarrow y_1 = 0,00108 \times x^2 + 0,1$

De même les équations des autres câbles seraient donc :

- Câble n°02 $\Rightarrow y_1 = 0,00179 \times x^2 + 0,2$

- Câble n°03 $\Rightarrow y_1 = 0,00251 \times x^2 + 0,3$

- Câble n°04 $\Rightarrow y_1 = 0,00323 \times x^2 + 0,4$

Tableau VI-IV : Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure

	$x = 0$ m	$x = 4,18$ m	$x = 8,35$ m	$x = 12,53$ m	$x = 16,70$ m
Câble n°01	0,10	0,120	0,175	0,270	0,40
Câble n°02	0,20	0,230	0,320	0,480	0,70
Câble n°03	0,30	0,340	0,475	0,694	1,00
Câble n°04	0,40	0,456	0,625	0,907	1,30

b. Les pertes de la précontrainte

Pour éviter toute rupture de la poutre au cours du temps, nous sommes obligés d'estimer les différentes pertes qui peuvent exister.

c. Les pertes instantanées

Dans le cas de la post tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

a) Les pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x » sa nouvelle valeur par la relation :

$$\sigma_{pfr}(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha_1 + \rho x)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_{pfr}(x)$$

Avec :

σ_{p0} : La tension à l'origine ;

e : La base de logarithmes népériens ;

f : Coefficient de frottement en courbe rd⁻¹ ;

α_1 : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;

ρ : Coefficient de frottement en ligne (m⁻¹) ;

x : La distance de la section considérée (m).

Pour cette vérification on prend le câble moyen (câble n°03).

$$y = 00,00251 \times x^2 + 0,3$$

$$\alpha_1 = 0,0050 x$$

D'après le B. P. E. L :

$$\rho = 0,002 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$f = 0,20$$

Tableau VI-V : Perte due aux frottements

	$x = 0$	$x = 8,35$	$x = 16,7$	$x = 25,05$	$x = 33,4$
α_1	0	0,04175	0,0835	0,12525	0,167
$f\alpha_1 + \rho x$	0	0,02505	0,0501	0,07515	0,1002
$\sigma_{pfr}(x)$	1416	1380,97	1346,81	1313,49	1280,99
$\Delta\sigma_{frott}$	0	35,03	69,19	102,51	135,01

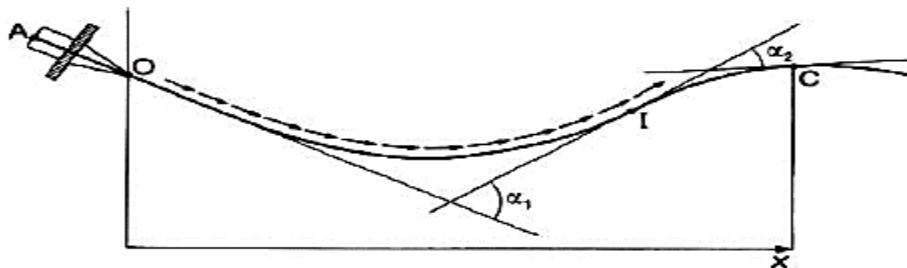


Figure VI-V : Angle de déviation

b) Les pertes de tension par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Si :

$$\begin{cases} d \leq \frac{L}{2} & \text{il faut tirer le câble par les deux extrémités.} \\ d > \frac{L}{2} & \text{il faut tirer le câble par une seule extrémité.} \end{cases}$$

La distance de glissement « d »

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}}$$

Avec :

g : L'intensité du recul d'ancrage = 6 mm ;

E_p : Module d'élasticité de l'acier ;

$$g \times E_p = 0,006 \times 1,90 \times 10^5 = 1140 \quad (\text{MN/m})$$

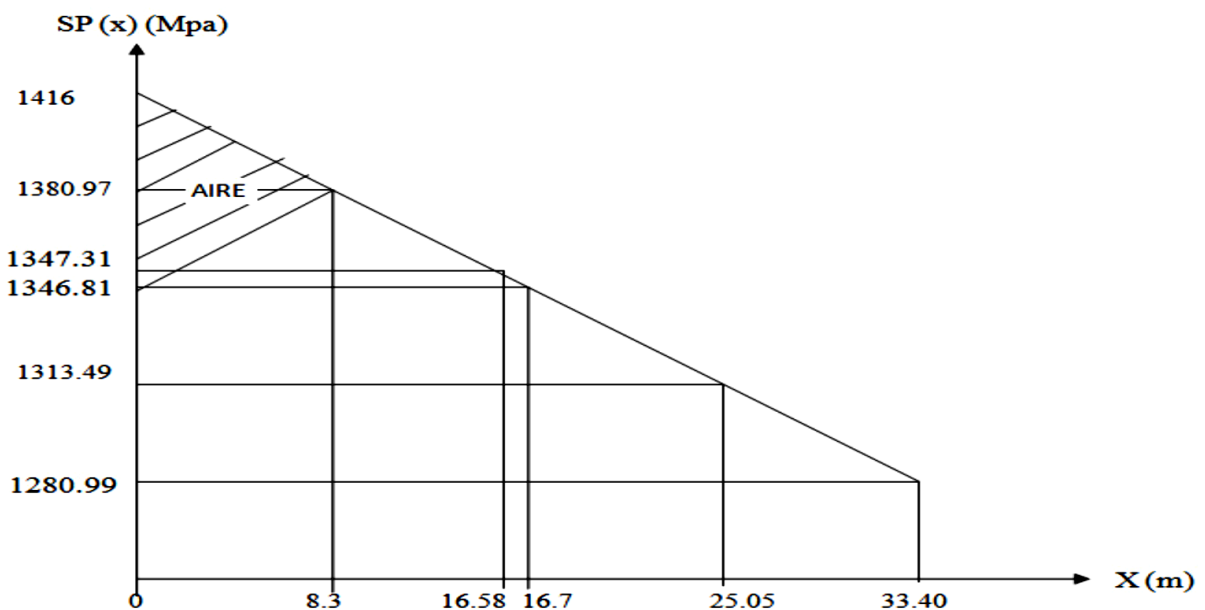


Figure VI-VI : Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble

Pour :

$$\begin{cases} x = \frac{L}{4} = 8,35 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 292,50 \\ x = \frac{L}{2} = 16,7 \text{ m} \Rightarrow A_2 = 1155,47 \end{cases}$$

$$A_1 \leq g \times E_p \leq A_2 \Rightarrow \text{l'effet de recul d'ancrage se fait sentir entre } \frac{L}{4} \text{ et } \frac{L}{2} .$$

$$\Rightarrow 8,35 \leq d \leq 16,7 .$$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_P \times L_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}} = \sqrt{\frac{1140 \times 16,7}{1416 - 1346,81}}$$

$$\Rightarrow d = 16,58 \quad (\text{m})$$

$$d = 16,58 \leq \frac{L}{2} = 16,7 \quad \Rightarrow \quad \text{On tire les câbles des deux extrémités.}$$

$$\frac{\sigma_{P_0} - \sigma_P(d)}{\sigma_{P_0} - \sigma_P(16,7)} = \frac{d}{16,7}$$

$$\sigma_{P_0} - \sigma_P(d) \times 16,7 = \sigma_{P_0} - \sigma_P(16,7) \times d$$

$$\sigma_P(d) = \frac{-d \times (\sigma_{P_0} - \sigma_P(16,7))}{16,7} + \sigma_{P_0}$$

$$\sigma_P(d) = \frac{-16,7 \times (1416 - 1343,8)}{16,7} + 1416$$

$$\Rightarrow \quad \sigma_P(d) = 1347,31$$

Tableau VI-VI : Perte dues au glissement

$x(\text{m})$	0	8,35	16,58	16,70	16,82	25,05	33,40
$\Delta\sigma_g = \Delta\sigma_{fr} - \sigma_g$	137,38	67,32	0	0	0	67,32	137,38

Caractéristiques géométriques des sections

$$\circ \quad X = 0,00 L$$

Tableau VI-VII : Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.00L

Désignation	$B \text{ (cm}^2\text{)}$	$Z \text{ (cm)}$	$S_{\Delta} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{\Delta} \text{ (cm}^4\text{)}$
Section brute	7174,40	/	$5,72 \times 10^5$	/	$5,78 \times 10^7$
Gaines	100,48	85	$8,54 \times 10^3$	401,92	$7,26 \times 10^5$
Section nette	7071,34	/	$5,63 \times 10^5$	/	$5,70 \times 10^7$

$$V = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

$$\Rightarrow V = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{563444,70}{7071,34}$$

$$\Rightarrow V = 79,68 \quad (\text{cm})$$

$$V' = h - V$$

$$\Rightarrow V' = 150 - 79,68$$

$$\Rightarrow V' = 70,32 \quad (\text{cm})$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - (B \times V^2)$$

$$\Rightarrow I_{GN} = 57043459,45 - (7071,34 \times 79,68^2)$$

$$\Rightarrow I_{GN} = 1,21 \times 10^7 \quad (\text{cm}^4)$$

$$B_{\text{gain}} = 2 \times \frac{(8)^2}{4}$$

$$I_{0_{\text{gain}}} = 2 \times \frac{(8)^4}{64}$$

$$\rho = \frac{I_G}{(V \times V' \times B)}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{12148211,95}{79,68 \times 70,32 \times 7071,34}$$

$$\Rightarrow \rho = 0,3066$$

$$\rho = 30,66 \%$$

◦ **X = 0,25 L**

Tableau VI-VIII : Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.25L

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	4852,60	/	4,08 x 10 ⁵	/	4,50 x 10 ⁷
Gaines	200,96	60,06	1,21 x 10 ⁴	803,84	7,26 x 10 ⁵
Section nette	4651,25	/	3,96 x 10 ⁵	/	4,43 x 10 ⁷

$$V = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

$$\Rightarrow V = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{396348,26}{4651,25}$$

$$\Rightarrow V = 85,21 \text{ (cm)}$$

$$V' = h - V$$

$$\Rightarrow V' = 150 - 85,21$$

$$\Rightarrow V' = 64,79 \text{ (cm)}$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - (B \times V^2)$$

$$\Rightarrow I_{GN} = 44290584,33 - (4651,25 \times 85,21^2)$$

$$\Rightarrow I_{GN} = 1,05 \times 10^7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\rho = \frac{I_G}{(V \times V' \times B)}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{10519048,33}{85,21 \times 64,79 \times 4651,25}$$

$$\Rightarrow \rho = 0,41$$

$$\rho = 41 \%$$

◦ **X = 0,50 L**

Tableau VI-IX : Caractéristiques géométriques des sections à X = 0.50 L

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	4852,60	/	4,08 x 10 ⁵	/	4,50 x 10 ⁷
Gaines	200,96	60,06	7666	803,84	2,96 x 10 ⁵
Section nette	4651,25	/	4,00 x 10 ⁵	/	4,47 x 10 ⁷

$$V = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

$$\Rightarrow V = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{400751,92}{4651,25}$$

$$\Rightarrow V = 86,16 \quad (\text{cm})$$

$$V' = h - V$$

$$\Rightarrow V' = 150 - 86,16$$

$$\Rightarrow V' = 63,84 \quad (\text{cm})$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - (B \times V^2)$$

$$\Rightarrow I_{GN} = 44720239,77 - (4651,25 \times 86,16^2)$$

$$\Rightarrow I_{GN} = 1,02 \times 10^7 \quad (\text{cm}^4)$$

$$\rho = \frac{I_G}{(V \times V' \times B)}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{10191473,30}{86,16 \times 63,84 \times 4651,25}$$

$$\rho = 0,40 = 40 \%$$

c) Pertes dues aux raccourcissements instantanés du béton

$$\sigma_{rac} = \frac{N - 1}{2 \times N} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b$$

$$\sigma_{rac} = \frac{3}{8} \times \frac{1,9 \times 10^5}{11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}} \times \sigma_b$$

$$\sigma_{rac} = \frac{3}{5} \times 5,34 \times \sigma_b$$

$$\sigma_{rac} = 2,00 \times \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_p^2}{I} - \frac{M_G \times e_p}{I}$$

$$P = A_p \times (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{ins})$$

◦ Détermination de l'excentricité « e_p »

Pour les calculs on utilise les sections nettes :

$$e_p = V - Z$$

Tableau VI-X : Section nette de la poutre

x	$S (m^2)$	$V (m)$	$V' (m)$	$I (m^4)$	$e_p (m)$
0	0,707134	0,8077	0,6923	0,1091	-0,042
$L/4$	0,465164	0,8521	64,79	0,1051	0,2515
$L/2$	0,465164	0,8615	0,6385	0,1054	0,4782
$3L/4$	0,465164	0,8521	64,79	0,1051	0,2515
L	0,707134	0,8077	0,6923	0,1091	-0,042

$$M_g = \begin{cases} \frac{0,75 \times g \times L^2}{8} \text{ pour } x = \frac{L}{4} \text{ et } x = \frac{3L}{4} \\ \frac{g \times L^2}{8} \text{ pour } x = \frac{L}{2} \\ 0 \text{ pour } x = 0 \text{ et } x = L \end{cases}$$

Avec :

$$g = 25 \times 10^{-3} \times \text{section nette} .$$

Tableau VI-XI : Les valeurs des moments M_g selon la longueur de la poutre

x	0	8,35	16,70	25,05	33,40
M_g	0	1,22	1,62	1,22	0

Tableau VI-XII : Les pertes dues au raccourcissement élastique

x	0	8,35	16,70	25,05	33,40
P	8,53	8,76	8,89	8,76	8,53
σ_b	12,20	21,16	31,44	21,16	12,20
σ_{rac}	24,40	42,37	62,88	42,37	24,40

Tableau VI-XIII : Les pertes instantanées

x	0	8,35	16,70	25,05	33,40
$\Delta\sigma_{fr}$	0	35,03	69,19	35,03	0
$\Delta\sigma_g$	137,38	67,32	0	67,32	137,38
$\Delta\sigma_{rac}$	24,40	42,37	62,88	42,37	24,40
$\Delta\sigma_i$	161,78	144,72	132,07	144,72	161,78

i. Les Pertes différées

Elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton au cours du temps et comprennent :

a) Pertes par retrait du béton

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \times [1 - r(j)] \times E_p$$

Avec :

ε_r : Le raccourcissement d'une poutre, la valeur est prise par le B. P. E. L en fonction du climat.

$$\varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4} .$$

$$r(j) = \frac{j}{1 + 9 \times r_m}$$

Avec :

j : Age de béton à la date de la mise en tension ;

r_m : Rayon moyen de la pièce en cm.

- **Détermination de r_m**

$$r_m = \frac{\text{section brute}}{\text{perimetre}}$$

$$r_m = \frac{5108}{496,2}$$

$$\Rightarrow r_m = 10,29 \text{ (cm)}$$

$$r_{(28)} = \frac{28}{1+9 \times 10,20}$$

$$\Rightarrow r_{(28)} = 0,30$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2,5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,30] \times 1,9 \times 10^5$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{ret} = 33,25 \quad \text{(Mpa)}$$

b) Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- A la relaxation normale « RN » ;
- Très basse relaxation « TBR ».

Compte tenu de faible différence des couts existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible fait choisir en général « **TBR** ».

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en pourcentage.

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

σ_{pi} : La tension initial de l'acier c.-à-d. après perte instantané ;

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_i$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

μ_0 : Un coefficient pris égal à **0.43**.

Tableau VI-XIV : Perte due à la relaxation des aciers

	0	8,35	16,70	25,05	33,40
σ_{pi}	1254,22	1271,28	1284,01	1271,12	1246,60
μ	0,709	0,718	0,725	0,718	0,704
$\Delta\sigma_{rel}$	52,49	54,92	56,81	54,91	51,23

c) Pertes dus aux fluages du béton

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps ; on constate que la déformation totale augmente et atteindre trois fois la déformation instantanée.

Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques brutes ; après injection de la coulisse c.-à-d. poutre + hourdis.

Tableau VI-XV : Section nette de la poutre + dalle

x	$S (m^2)$	$V (m)$	$V' (m)$	$I (m^4)$	$e_p (m)$
0	1,1483	1,081	0,669	0,2313	0,231
8,35	0,865	1,186	0,564	0,1846	0,586
16,70	0,865	1,191	0,559	0,1846	0,811
25,05	0,865	1,186	0,564	0,1846	0,586
33,40	1,1483	1,081	0,669	0,2313	0,231

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

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fluage} = 13,35 \times \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_p^2}{I} - \frac{M_G \times e_p}{I}$$

Exemple :

$x = 0$ Et $M_G = 0$

$$P = A_p(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma)$$

Avec :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc} \\ \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax} + \Delta\sigma_{flu} \end{cases}$$

$$P = 0,006672 \times \left(1416 - 161,78 - 33,25 - \left(\frac{5}{6} \times 52,49 \right) - \Delta\sigma_{flu} \right)$$

$$P = 7,852 - 0,006672 \times \Delta\sigma_{flu}$$

$$\sigma_b = \frac{7,855 - 0,089\sigma_b}{1,1483} + \frac{(7,855 - 0,089\sigma_b) \times 0,231^2}{0,2313}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 8,412 \quad (\text{MPa})$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fluage} = 112,31 \quad (\text{Mpa})$$

Tableau VI-XVI : Récapitulatif des pertes (MPa)

	0	L/4	L/2	3L/4	L
$\Delta\sigma_{ret}$	33,25	33,25	33,25	33,25	33,25
$\Delta\sigma_{relax}$	52,49	54,92	56,81	54,91	51,23
$\Delta\sigma_{flu}$	112,31	211,88	289,27	211,26	112,26
$\sum pd$	198,05	300,05	379,33	300,02	196,74
Pertes instantanées totale	161,78	144,72	132,07	144,72	161,78
Pertes différées total	198,05	300,05	379,33	300,02	196,74
Pertes total	359,83	444,77	511,40	444,74	352,52
Pertes (%)	17,03	21,04	24,20	21,04	16,69

$$Perte\ moyen = \sum \frac{\Delta\sigma_i}{i} = 20,00 \%$$

Donc la valeur moyenne des pertes calculées : 20.02% < 25% qui est la valeur des pertes proposé au début du calcul de la précontrainte.

Si on prend 20.02% des pertes retranchant de la force de précontrainte, la force devient plus grande, donc avec cette valeur des pertes en restant toujours dans le domaine des contraintes admissibles.

d. Vérification de la flexion à mi – travée

i. Calcul à E.L.S

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

- Phase 1 : a la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B. P. E. L donne : $P_{max} = 1,02 \times P_0 - 0,8 \times \Delta P_i$
- Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et déferées.

◦ A la mise en tension

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette.

◦ La détermination de l'excentricité « e_P »

Tableau VI-XVII : La détermination de l'excentricité

x	$S (m^2)$	$V (m)$	$V' (m)$	$I (m^4)$	$e_P (m)$
0	0,707134	0,8077	0,6923	0,1091	-0,042
8,35	0,465146	0,8521	0,6479	0,1051	0,2515
16,70	0,465146	0,8615	0,6385	0,1054	0,4782
25,05	0,465146	0,8521	0,6479	0,1051	0,2515
33,40	0,707134	0,8077	0,6923	0,1091	-0,042

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_1}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4,05 \quad (Mpa) \dots \dots \text{ fibre supérieure} \\ \frac{P_1}{B} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17,5 \quad (Mpa) \dots \dots \text{ fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Avec :

$$P_1 = 0,5 \times (1,02 \times P_0 - 0,8 \times \Delta P_i)$$

A la mise en tension en considère 50% de précontraintes.

$$P_0 = 9,45 \quad (MPa).$$

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{P_0}} \times P_0$$

Tableau VI-XVIII : Détermination des contraintes à la mise en tension

$x (m)$	0	8,35	16,70	25,05	33,40
$\Delta \sigma_i$	161,78	144,72	132,07	144,72	161,78
$\Delta P_i (Mpa)$	1,079	0,96	0,88	0,96	1,13
$P_1 (MN)$	4,38	4,43	4,48	4,43	4,37
$M_{min} (MN.m)$	0	1,22	1,62	1,22	0
$\sigma_s (Mpa)$	7,61	10,38	7,50	10,38	7,61
$\sigma_i (Mpa)$	5,02	8,87	5,76	8,87	5,02

Alors :

Les conditions sont vérifiées.

◦ En service

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Tableau VI-XIX : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

x	$S (m^2)$	$V (m)$	$V' (m)$	$I (m^4)$	$e_P (m)$
0	1,1483	1,081	0,669	0,2313	0,231
8,35	0,865	1,186	0,564	0,1846	0,586
16,70	0,865	1,191	0,559	0,1846	0,811
25,05	0,865	1,186	0,564	0,1846	0,586
33,40	1,1483	1,081	0,669	0,2313	0,231

Le **B. P. E. L** donne :

$$P_{min} = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta_p$$

On considère les pertes instantanées et différées.

$$\begin{cases} \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4,05 & (Mpa) \dots \text{ fibre supérieure} \\ \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \times e \times V}{I} - \frac{M_{min} \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17,5 & (Mpa) \dots \text{ fibre inférieure} \end{cases}$$

Avec :

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta_p$$

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{P_0}} \times P_0$$

Tableau VI-XX : Détermination des contraintes

x (m)	0	8,35	16,70	25,05	33,40
$\Delta \sigma_i$	359.83	444.77	511.4	444.74	352.52
ΔP_i (Mpa)	2.40	2.98	3.42	2.97	2.44
P_1 (MN)	6.38	5.69	5.16	5.69	6.33
M_{min} (MN.m)	0	1.8	2.38	1.8	0
σ_s (Mpa)	-1.33	-1.54	16.98	-1.54	-1.33
σ_i (Mpa)	9.81	13.08	12.99	13.08	9.81

Conclusion

Les contraintes en E.L.S sont inférieures aux contraintes admissibles, donc les sollicitations agissent restant dans le domaine de sécurité.

Chapitre VII

Etude de la culée

Les éléments constituant la culée ont un rôle bien précis ; il convient alors de les étudier séparément soit l'étude du :

- Mur garde grève ;
- La dalle de transition ;
- Le corbeau d'appui ;
- Le mur en retour ;
- Le mur frontal.

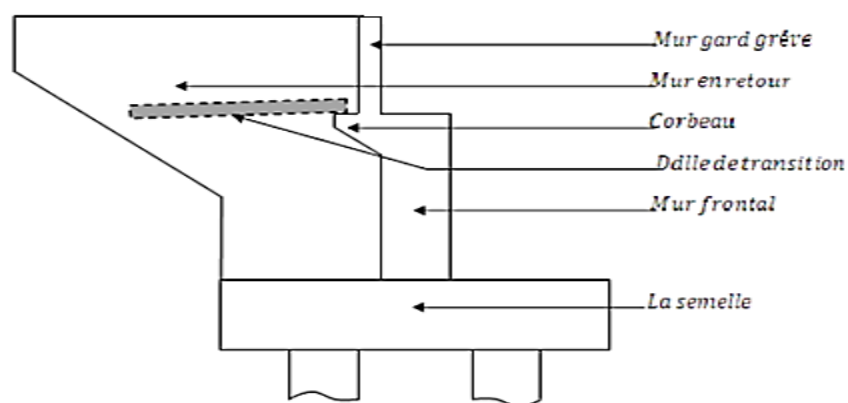


Figure VII-III : Les éléments constituant la culée

VII.1.2 Descente des charges de la culée

Tableau VII-I : Descente des charges culée

Désignation	B (m)	H (m)	L (m)
Mur garde grève	0,30	1,95	10,88
Mur de frontal	1,20	10,00	10,88
Dés d'appuis	0,60	0,10	0,50
Plots parasismique	0,50	0,60	0,89
Semelle	6,00	1,50	12,11
Mur en retour	2,96	11,95	0,50
Remblai gauche	2,40	0,40	12,11
Remblai droit	2,96	11,95	12,11
Dalle de transition	4,00	0,30	11,00
Mur en aile	1,50	5,66	6,50
Corbeau	0,30	0,90	9,88

VII.2 Pré dimensionnement de la culée

VII.2.1 Mur garde-grève

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces sur la face arrière en contact avec les terres, poussée des terres freinage... et aussi à son poids propre.

Force horizontales : l'effet maximum est obtenue par la combinaison des forces qui agissent à l'arrière, ce qui exclut la prise en compte d'une poussée des joints de chaussée.

- La hauteur du mur garde grève : $h = 1,95 \text{ m}$.
- Epaisseur du mur : $e = \max\left(0,30 \text{ m} ; \frac{h}{8}\right) = \max(0,30; 0,24) = 0,30 \text{ m}$.
- On prend $e = 30 \text{ cm}$; le sera calculé en le supposant encastrier dans le mur frontal.

VII.2.2 Evaluation des efforts sollicitant la culée

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

VII.2.3 Calcul de coefficient de poussée

- Dans les conditions normales

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Dans les conditions sismiques

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \times \cos(\alpha + \beta)}} \times \cos^2 \alpha\right)^2} \times K \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

- Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$;
- Angle d'inclinaison du talus : $\alpha = 0^\circ$;
- Angle d'inclinaison de la culée : $\beta = 0^\circ$;
- Angle de frottement de remblai-culée : $\delta = 0^\circ$;

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale ; $\theta = \arctg \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_v} \right)$

Selon RPOA on a $K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_v)}$

Avec

K : coefficient caractérisant le séisme ;

$\varepsilon_H = 0,1$: Coefficient sismique horizontale ;

$\varepsilon_v = 0,07$: Coefficient sismique verticale.

Tableau VII-II : Coefficient de poussée

Action de séisme	Notation	ε_H	ε_v	K	θ	λ_{ah}
Condition normale (non séismique)	Cas n°01	0	0	1	0	0,333
Verticale + Horizontale	Cas n°02	0,10	0,07	1,039	5,313	0,42
Horizontale	Cas n°03	0,10	0	1,005	5,71	0,395
Verticale + Horizontale	Cas n°04	0,10	-0,07	0,969	6,107	0,374

VII.2.3.1 Poussée des surcharges de remblai

L'intensité $q = 1 \text{ (t/m}^2\text{)}$, Qu'on majore par 20% :

$$P = q \times S$$

Avec :

S : Surface de contact ;

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une Largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ (t/m}^3\text{)}$; Poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_s : désigne le moment stabilisant ;

M_r : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-III : Valeurs des moments dus à la poussée des terres.

Sollicitation Désignation	$P (t)$	ε_H $\times P (t)$	$(1 \mp \varepsilon_v)$ $\times P (t)$	$H (m)$	$V (m)$	$M_r (FH V)$	M_s
Mur garde grève	15,91	0,00	15,91	0,54	12,48	0,00	8,59
	15,91	1,59	17,02			19,84	9,19
	15,91	1,59	15,91			19,84	8,36
	15,91	1,59	14,80			19,84	7,80
Corbeau	6,67	0,00	6,67	0,94	10,46	0,00	6,27
	6,67	0,67	7,14			7,00	6,71
	6,67	0,67	6,67			7,00	6,27
	6,67	0,67	6,20			7,00	5,83
Mur en retour	88,43	0,00	88,43	2,08	7,48	0,00	183,93
	88,43	8,84	94,62			66,12	196,80
	88,43	8,84	88,43			66,12	183,93
	88,43	8,84	82,24			66,12	171,06
Mur frontal	326,40	0,00	326,40	0,00	6,50	0,00	0,00
	326,40	32,64	349,25			218,66	0,00
	326,40	32,64	326,40			218,66	0,00
	326,40	32,64	303,55			218,66	0,00
Dalle de transition	33,00	0,00	33,00	0,95	10,46	0,00	31,35
	33,00	3,30	35,63			34,52	33,85
	33,00	3,30	33,00			34,52	31,35
	33,00	3,30	30,69			34,52	29,15
Mur en aile	34,91	0,00	34,91	3,73	10,78	0,00	130,21
	34,91	3,49	37,35			37,62	139,31
	34,91	3,49	34,91			37,62	130,21
	34,91	3,49	32,47			37,62	121,11
Remblais arrière	771,04	0,00	771,04	2,08	7,48	0,00	1603,76
	771,04	77,10	825,01			576,71	1716,02
	771,04	77,10	771,04			576,71	1603,76
	771,04	77,10	717,07			576,71	1491,50
Mur en retour	88,43	0,00	88,43	2,08	7,48	0,00	183,93
	88,43	8,84	94,62			66,12	196,81
	88,43	8,84	88,43			66,12	183,93
	88,43	8,84	82,24			66,12	171,06
Semelle	272,48	0,00	272,48	0,00	0,75	0,00	0,00
	272,48	27,25	291,55			20,44	0,00
	272,48	27,25	272,48			20,44	0,00
	272,48	27,25	253,41			20,44	0,00
Poids des terres sur la dalle de transition	109,35	0,00	109,35	6,50	6,10	0,00	710,76
	109,35	10,93	117,00			66,67	760,50
	109,35	10,93	109,35			66,67	710,76
	109,35	10,93	101,70			66,67	661,05
Poids des terres sur la semelle	134,13	0,00	134,13	4,72	3,3	0,00	633,09
	134,13	13,41	143,52			44,25	677,41
	134,13	13,41	134,13			44,25	633,09
	134,13	13,41	124,74			44,25	588,77

Poids des surcharges		38,88	0,00	38,88	6,50	8,70	0,00	252,72
		38,88	3,88	41,60			33,75	270,74
		38,88	3,88	38,88			33,75	252,72
		38,88	3,88	36,15			33,75	234,97
Poussée des terres	Mur garde grève + Mur frontal	87,53	87,53	/	/	3,38	298,52	/
		111,4	111,4	/	/		376,53	/
		104,77	104,77	/	/		354,12	/
		99,20	99,20	/	/		335,30	/
	Semelle	7,55	7,55	/	/	0,50	3,77	/
		9,52	9,52	/	/		4,76	/
		8,95	8,95	/	/		4,47	/
		8,48	8,48	/	/		4,24	/
Poussée des surcharges	Mur garde grève + Mur frontal	18,32	18,32	/	/	4,33	79,32	/
		23,10	23,10	/	/		100,02	/
		21,73	21,73	/	/		94,09	/
		20,57	20,57	/	/		89,06	/
	Semelle	4,85	4,85	/	/	0,75	3,63	/
		6,12	6,12	/	/		4,60	/
		5,75	5,75	/	/		4,31	/
		5,45	5,45	/	/		4,08	/
Totaux	N°01	119,04	718,78		/		358,20	3126,91
	N°02	222,00	769,05		/		898,00	3345,60
	N°03	213,05	718,78		/		869,10	3126,91
	N°04	205,55	668,43		/		844,80	3255,35

NB : puisque on a une fondation profonde, la vérification au glissement est inutile car les déplacements horizontaux sont nuls.

VII.3 Evaluation des efforts

a) Poussée des terres

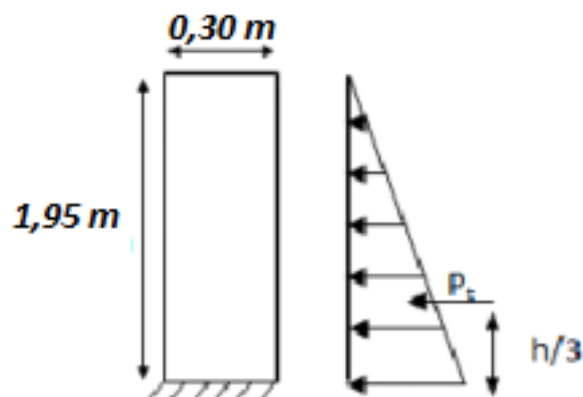


Figure VII-IV : Poussée des terres

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \times P_t \times h = \frac{1}{6} \times K_a \times \gamma \times h^3$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée des terres tel que ;

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,406$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; Poids volumique des terres ;

$h = 1,95 \text{ m}$: Hauteur du mur garde-grève ;

$\varphi = 25^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

Donc :

$$P_t = \frac{1}{2} \times 0,406 \times 1,8 \times (1,95)^2$$

$$P_t = 1,39 \quad \text{t/ml.}$$

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0,406 \times 1,8 \times (1,95)^3$$

$$M_t = 0,90 \quad \text{t.m/ml.} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{t_u} = 1,21 \text{ t.m/ml} \\ M_{t_{ser}} = 0,90 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

a) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève

D'après les documents « SETRA », l'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camion accédés, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde-grève.

Les rectangles sont de dimensions $(0,25 \times 0,75) \text{ m}^2$.

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

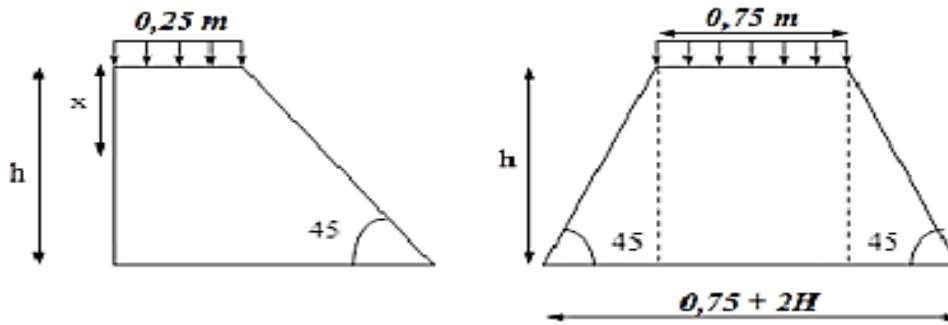


Figure VII-V : Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde-grève aura pour expression la formule :

$$M_p = \frac{12 \times K}{0,75 + 2 \times h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)} \times dx$$

$$M_p = \frac{12 \times K}{0,75 + 2 \times h} \times \left[\left((h + 0,25) \times \ln\left(\frac{h + 0,25}{0,25}\right) \right) - h \right]$$

Avec :

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 & \text{à l'ELS} \\ 1,6 & \text{à l'ELU} \end{cases} \quad \text{coefficient de pondération.}$$

$b_c = 1,1$ Coefficient de pondération du système B_c ;

$\delta = 1$ Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0,406$.

Pour notre cas $h = 1,95$ m on trouve :

$$K = 0,406 \times 1,1 \times 1 \times 1,2$$

$$K = 0,5359$$

$$M_p = \frac{12 \times 0,5359}{0,75 + 2 \times 1,95} \times \left[\left((1,95 + 0,25) \times \ln\left(\frac{1,95 + 0,25}{0,25}\right) \right) - 1,95 \right]$$

$$M_p = 1,38 \times [(2,2) \times \ln(8,8) - 1,95]$$

$$M_p = 3,91 \text{ t.m/ml.}$$

$$\frac{M_p}{K} = 7,30 \text{ t.m/ml}$$

$$M_p = 7,30 \times K \quad \text{Avec : } \begin{cases} M_{p_u} = 5,22 \text{ t.m/ml} \\ M_{p_{ser}} = 3,91 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

b) Force de freinage d'un essieu B_c

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 6 tonnes.

Le moment dû au freinage est donné par la formule :

$$M_f = \frac{6 \times h}{0,25 + 2 \times h} \times \gamma$$

$$M_f = \frac{6 \times 1,95}{0,25 + 2 \times 1,95} \times \gamma$$

$$M_f = 2,82 \times \gamma \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{f_u} = 4,51 \text{ t.m/ml} \\ M_{f_{ser}} = 3,38 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

Finalement le moment total à l'encastrement :

$$M = M_t + M_p + M_f$$

$$M_u = 1,21 + 5,22 + 4,51$$

$$M_u = 10,94 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 0,90 + 3,91 + 3,38$$

$$M_{ser} = 8,19 \text{ t.m/ml}$$

VII.3.1 Corbeau d'appui

Son rôle est d'assurer le support de la dalle de transition.

a) Evaluation des charges et surcharges

Réaction due à la dalle de transition :

$$R_1 = qL/2 = 0,3 \times 4 \times 2,5/2 = 1,5 \text{ (t/ml)}.$$

Réaction des poids des terres :

$$R_2 = qL/2 = 1,82 \times 4 \times 1,8/2 = 6,56 \text{ (t/ml)}.$$

Réaction due au revêtement :

$$R_3 = qL/2 = 0,08 \times 4 \times 2,2/2 = 0,35 \text{ (t/ml)}.$$

Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_4 = qL/2 = 0,9 \times 0,30 \times 2,5/2 = 0,34 \text{ (t/ml)}.$$

Réaction due aux surcharges sur remblai

$$R_5 = qL/2 = 4 \times 1,2/2 = 2,4 \text{ (t/ml)}.$$

$$\text{Réactions : } \begin{cases} R_{ELU} = 1,35 \times (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 \times R_5 = 15,65 \text{ (t/ml)}. \\ R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 \times R_5 = 11,63 \text{ (t/ml)}. \end{cases}$$

$$\text{Moments : } \begin{cases} M_{ELU} = [1,35 \times (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 \times R_5] \times 0,25 = 3,91 \text{ (t.m/ml)}. \\ M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 \times R_5] \times 0,25 = 2,90 \text{ (t.m/ml)}. \end{cases}$$

VII.3.2 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, et reposant sur le corbeau et sur le remblai.

Son rôle est d'atténuer le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée, et d'éviter les percussions sur le mur garde grève causées par les véhicules lourds.

a) Evaluation des charges et surcharges

Surcharge répartie :

$$q = 1 \times 1,2 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

- Surcharge : l'effet le plus défavorable sera produit par le convoi B_t d'après (SETRA) sur une bande de 1 m
- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ (t/m}^2\text{)}$.
- Poids de remblai : $g_2 = 1,8 \times 1,82 \times 1 = 3,27 \text{ (t/m}^2\text{)}$.
- Poids propre de revêtement : $g_3 = 2,2 \times 0,8 \times 1 = 0,176 \text{ (t/m}^2\text{)}$.
- Poids totale : $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,75 + 3,27 + 0,176 = 4,19 \text{ (t/m}^2\text{)}$.

Le schéma statique est représenté comme suit :

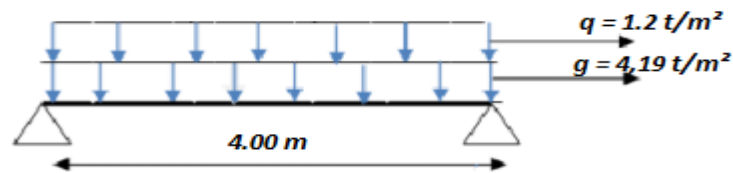


Figure VII-VI : charges et surcharges appliquée sur la dalle de transition

Tableau VII-IV : valeurs de M et T

	Charge (t/m ²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente G	4,19	8,38	8,38
Surcharge Q	1,2	2,4	2,4

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{ELU} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 15,15 \text{ (t.m/ml)}. \\ T_{ELU} = 1,35 \times T_G + 1,6 \times T_Q = 15,15 \text{ (t/ml)}. \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{ELU} = 15,15 \text{ (t.m/ml).}}$$

$$\mathbf{T_{ELU} = 15,15 \text{ (t/ml).}}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{ELS} = M_G + 1,2 \times M_Q = 11,26 \text{ (t.m/ml)}. \\ T_{ELS} = T_G + 1,2 \times T_Q = 11,26 \text{ (t/ml)}. \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{ELS} = 11,26 \text{ (t.m/ml).}}$$

$$\mathbf{T_{ELS} = 11,26 \text{ (t/ml).}}$$

VII.4 Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas de chargements. La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

La culée est un élément sensible à la conception, parce que le pont doit être stable donc les appuis doivent être stables. La culée est un élément qui assure la stabilité du pont.

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

a) Les sollicitations verticales

- Poids des éléments constitutifs ;
- Les surcharges ;

b) Les sollicitations horizontales

- Poussée de la terre ;
- La surcharge : $q = 1 \text{ (t/m}^2\text{)}$, elle est due au poids du remblai sur la dalle de transition. (D`après le fascicule 61. Titre 2).

- **C.N** : On doit vérifier que :

$$E_{max} = \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ (m)} > e = \frac{B}{2} - X'$$

Avec :

$$X' = \frac{(\sum M_s - \sum M_R)}{\sum(1 \mp \varepsilon_v) \times P}$$

B : la largeur de la semelle.

- **C.S** :

$$E_{max} = \frac{B}{4} = \frac{5,6}{4} = 1,4 \text{ (m)} > e = \frac{B}{2} - X'$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VII-V : Valeurs de vérification de la stabilité.

Cas	$\sum (1 \mp \varepsilon_v) \times P$	$\sum M_R$	$\sum M_s$	X'	E_{max}	e	vérification
1	718,78	385,24	3216,91	3,81	1	0,81	Vérifié
2	769,05	898,02	3345,6	3,18	1,6	0,18	Vérifié
3	718,78	869,1	3126,91	3,14	1,6	0,14	Vérifié
4	668,43	844,8	3255,35	3,6	1,6	0,6	Vérifie

Chapitre VIII

Entretien des ponts

INTRODUCTION

La dégradation des ponts c'est un état qui influe directement sa fonctionnalité, ses caractéristiques géométriques, sont aspect d'art, une influence qui nécessitera une intervention rapide sur l'ouvrage afin d'améliorer et maintenir ses aspects.

Les méthodes et techniques de réparations sont très élaborées et de plus en plus variées, leur utilisation demande un savoir-faire et une maîtrise sans failles des moyens de plus en plus sophistiqués. Le choix d'une technique de réparations est fonction de sa faisabilité, des délais nécessaires, des couts directs (démolition, réparation et travaux provisoires) et des couts indirects (déviations de la circulation, incidence, ...etc.).

Pourquoi la réparation ?

Au départ, l'état général des ouvrages d'art se révèle bon « *un pont récemment construit est en bon état* » mais décroît régulièrement par insuffisance d'entretien, en générale l'ouvrage laissé à l'abandon finit par être en mauvais état, Par le déficit d'entretien de patrimoine, le processus de dégradation des ouvrages s'est accéléré plus que le service et la sécurité de certains d'entre eux est devenue douteux. Leur coût de rénovation va augmenter avec le retardement d'intervention, ce qui aura pour conséquence de générations aux futures des dépenses qu'elles ne pourront pas être supportables. Les ouvrages d'art, pour la plupart déjà anciens et conçus selon des normes anciennes aujourd'hui sont dépassées, ne souffrent pas seulement d'un important déficit d'entretien, mais également d'une usure conséquente liée à un trafic de plus en plus lourd, de plus en plus dense et à une forte progression des agressions chimiques. A terme, sans intervention conséquente, des limitations de charges pourraient être introduites et des fermetures d'axes routiers pourraient purement et simplement être rendues nécessaires par le manque de sécurité par rapport aux normes en vigueur. Contrairement à d'autres, cette demande de crédit ne concerne pas des opérations d'entretien constructif, chargé de remédier à un manque d'entretien courant, mais doit permettre des opérations d'assainissement et de renforcement d'ouvrages, situations qui se présentent nécessairement à un moment ou à un autre dans la vie de telles infrastructures.

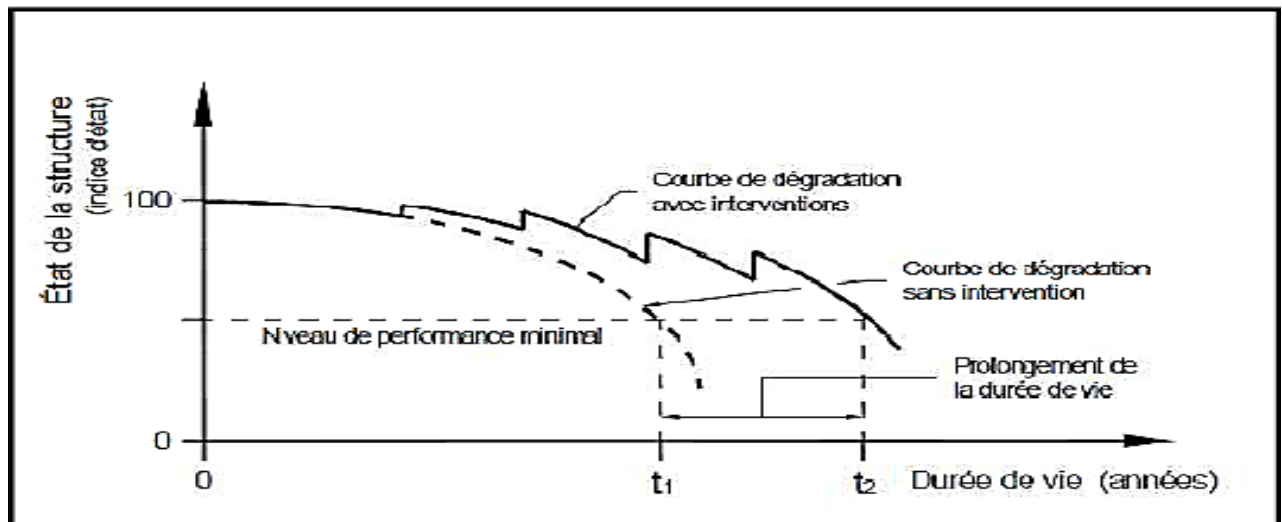


Figure VIII-I : Courbes de dégradation d'une structure

Donc en générales on applique des réparations pour les raisons suivantes :

- Restaurer et augmenter la force ;
- Restaurer et augmenter la rigidité ;
- Améliorer les performances fonctionnelles ;
- Fournissent l'étanchéité ;
- Améliorer la durabilité ;
- Empêcher le développement d'un environnement corrosif à l'armature.

VIII.1 Déférents Types d'entretien

On distingue trois types d'entretien :

a) Entretien courant

Travaux ne demandant pas une qualification quelconque du personnel, ni un équipement spécifique. Il pourra être réalisé par le personnel de la subdivision au moyen de leur outillage habituel.

Ces travaux consistent habituellement en des opérations de :

- Nettoyage des sommiers d'appuis, nettoyage des appareilles d'appuis (lubrification aussi des appareils d'appuis métalliques) de chaussée, des joints de chaussée, avaloirs, gargouilles, déboisement et enlèvement de végétation, ...etc.
- Protection des remblais contre l'érosion (gabionnage, pierre), protection des fondations contre l'affouillement par gabionnage, peinture localisée sur éléments de tablier métallique, ...etc.

- Remplacement d'élément détérioré des couvertures de trottoirs, platelage métallique de passerelle, de glissières de sécurité, lampadaires, ...etc.
- Réparation de désordres superficiels, d'origines non structurelles telles que rejointoiement, éclats de béton, réparation localisée de système d'évacuation d'eau, ...etc.

b) Entretien spécialisé

C'est l'ensemble des opérations d'entretien nécessitant :

- Des moyens d'accès particuliers : échafaudages, nacelles, ...etc.
- Des engins et moyens de levage : pelles, vérins hydrauliques, ...etc.
- L'emploi de produits de réparation spécifiques : mortiers préparés, résines, produits divers de réparation, peinture de protection, ...etc.
- L'emploi de moyens de mise en œuvre appropriés : machine pour injection de coulis et mortiers, machine pour béton projeté, finisher, compacteurs, ...etc.

Ce genre d'opérations d'entretien, qui mettent en œuvre des moyens particuliers et parfois spécifiques, est réalisé généralement par des entreprises spécialisées.

VIII.2 Choix des méthodes et matériaux de réparation

C'est l'étape la plus difficile et qui exige une connaissance approfondie ainsi un très bon jugement de l'ingénieur entre les variétés de méthodes d'intervention, des matériaux et des pratiques reconnues. Donc on peut définir cette étape comme une décision multicritère, dans laquelle on vise le choix et la combinaison entre les méthodes et les matériaux jugée techniquement faisable pour atteindre efficacement le but poursuivi par les opérations de réparations avec le moindre coût.

VIII.2.1 Critères de choix des méthodes de réparation

Ce sont l'ensemble des facteurs influant notre choix et favorisant une méthode et un matériau.

Par rapport à les autres, on peut distinguer :

- Le coût de réparations ainsi tous les frais complémentaires d'entretien de réparations ;
- Type des dégradations : si les dégâts sont relativement peu nombreux et isolés, des réparations partielles sont à préconiser. Si les dégâts sont étendus, il faut envisager de reprendre l'ouvrage dans son ensemble ;
- La sécurité structurale, avant, pendant et après la réparation ;

- La disponibilité des matériaux de réparation et les capacités des entrepreneurs dans l'utilisation des matériaux spéciale ou les procédures exceptionnelles avec succès ;
- Les conditions d'exploitation de l'ouvrage donc il faut s'assurer que les réparations, pendant leur exécution ne gêneront pas sérieusement l'utilisation de l'ouvrage ;
- L'importance de l'ouvrage, durée de vie souhaitée pour les réparations, les conditions d'exploitation de l'ouvrage ;
- Les contraintes de chantier telles que les difficultés d'accès, l'absence des surfaces nécessaires pour l'application des méthodes de réparation, les conditions climatiques défavorable ;
- Les changements apportés par les réparations sur l'aspect esthétique, ou sur le comportement des éléments (l'accroissement de section d'un élément ce qui implique une augmentation de la rigidité, modifie la distribution des efforts et des moments, ...)
- La combinaison la plus économique des méthodes et des matériaux jugés techniquement faisable.

VIII.2.2 Les matériaux de réparation

a) Bétons Conventionnels

Les réparations profondes en béton conventionnel sont généralement utilisées lorsque la surface à réparer est plus grande que 1000 cm² et la profondeur dépasse 150 mm ou lorsque la profondeur de la réparation dépasse de 25 mm le niveau inférieur des aciers d'armature.

Il s'agit d'un matériau de réparation très économique.

- Il est préférable d'amener la surface du vieux béton à l'état avant d'appliquer le nouveau béton (pré-saturation de plusieurs heures) ;
- Un bon mûrissement est essentiel pour assurer une bonne durabilité et pour minimiser la fissuration due au retrait de séchage.
- Le périmètre de la zone à réparer doit être scié sur une profondeur d'au moins 25 mm.
- Les bétons conventionnels peuvent être utilisés avec plusieurs types de techniques de mise en place : utilisation de coffrages conventionnels, projection par voie humide, projection par voie sèche, et pompage.
- Il est important d'utiliser un béton de réparation durable dont les propriétés physico-chimiques (module élastique, coefficient de dilatation thermique) sont similaires à celles du béton existant.

b) Les latex

Le terme latex, qui désignait à l'origine le liquide sécrété par certains végétaux, se rapporte maintenant à une vaste famille d'émulsions de polymères synthétiques mise en solution dans l'eau. Les latex (composés de monomères et non de polymères) se distinguent en cela des autres résines, que l'on incorpore au béton à l'état frais et dont on provoque la polymérisation à l'intérieur de la matrice. Cette différence fondamentale explique la grande simplicité de mise en œuvre du mortier ou du béton de latex : il suffit d'ajouter le latex au mélange frais.

c) Les mortiers latex

Les mortiers de latex contiennent généralement entre 10 et 20% de latex par rapport à la masse de ciment. Les latex confèrent au mortier une adhérence importante sur des supports même lisses, une amélioration de la plasticité permettant une réduction de la quantité d'eau de gâchage, une amélioration de l'imperméabilité, une diminution du module d'élasticité et une augmentation de la résistance à la traction. Les mortiers au latex se révèlent donc d'excellents matériaux pour réparer les structures.

d) Résine époxy

Ce sont des composés organiques qui à l'aide de durcissements appropriés, constituent des produits mécaniquement et chimiquement résistants, et dotés d'excellentes propriétés d'adhérence. On peut les utiliser pour faire adhérer du béton à des surfaces, ou pour ressouder des portions d'une section de béton en service fissurées ou détachées. Une fois durci, le composé ne se ramollit pas, ne coule pas et ne suint pas – du moins dans les conditions d'emploi ordinaires.

e) Collage des fissures ou de portions de béton

Théoriquement si une zone de béton s'est détachée de la masse de l'ouvrage, il est possible de la recoller en enduisant les deux surfaces en contactes du composé adhésif ; et en les assemblant en suite. Dans la pratique, cette méthode est généralement trop onéreuse, et on remplace d'habitude la partie épaufrée par du béton neuf en utilisant un composé de collage à base de résine.

f) Réparation des surfaces épaufrées

On peut utiliser la résine pour faire adhérer une réparation de béton de ciment Portland, ou même utiliser cette résine comme liant du béton servant à la réparation.

Quand on a besoin d'un faible volume de matériau ; quand il s'agit de réparer des sections de faible épaisseur, ou quand l'ouvrage doit être remis en service avant que le béton ait eu le temps de durcir, on ne peut pas faire appel au béton de ciment classique et il faut utiliser les composés organiques comme liant. Dans les autres cas, il est moins onéreux de faire appel au béton classique et de le coller à l'ouvrage existant avec un enduit de résine adhésive.

VIII.2.3 Les matériaux composites

Un matériau composite peut être défini d'une manière générale comme l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux, l'assemblage final ayant des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs. On appelle maintenant de façon courante "matériaux composites" des arrangements de fibres, les *renforts* qui sont noyés dans une *matrice* dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible, assure la cohésion et l'orientation des fibres, elle permet également de transmettre les sollicitations auxquelles sont soumises les pièces. D'une manière générale un matériau composite se constitue par :

VIII.2.4 Les Charges

On désigne sous le nom général de charge toute substance inerte, minérale ou végétale qui, ajoutée à un polymère de base, permet de modifier de manière sensible les propriétés mécaniques, électriques ou thermiques, d'améliorer l'aspect de surface ou bien, simplement, de réduire le prix de revient du matériau transformé.

D'une manière générale, les substances utilisables comme charges des matières plastiques devront d'abord satisfaire à un certain nombre d'exigences :

- Compatibilité avec la résine de base ;
- Mouillabilité ;
- Uniformité de qualité et de granulométrie ;
- Faible action abrasive ;
- Bas prix de revient.

VIII.2.5 Les Matériaux De Renfort

C'est le renfort qui constitue l'armature ou le squelette et qui assure la tenue mécanique (résistance à la traction et rigidité). Il est par définition, de nature filamentaire (fibre minérale ou organique) allant de la particule allongée à la fibre continue, La fibre de renfort apporte donc toujours la tenue mécanique de la structure composite (tandis que la matrice apporte la forme et la tenue chimique) et peut représenter un taux massique de 20 à 80%.

Tableau VIII-I : Caractéristiques des fibres de renfort.

Renfort	Diamètre de filament	Masse volumique Kg/m ³	Module d'élasticité longitudinale (MPa)	Module de cisaillement (MPa)	Confusion de poisson	Contrainte de rupture (traction) MPa	Allongement à rupture %	Coefficient de dilatation thermique °C ⁻¹
Verre E	16	2600	74000	30000	0,25	2500	3,5	0,5*10 ⁻⁵
Verre R	10	2300	86000		0,20	3200	0,4	0,3*10 ⁻⁵
Carbone HM	6,5	1800	390000	20000	0,35	2500	0,6	0,08*10 ⁻⁵
Carbone HR	07	1750	230000	50000	0,30	3200	1,3	0,02*10 ⁻⁵
Kevlar 49	12	1450	130000	12000	0,40	2900	2,3	0,2*10 ⁻⁵
Bore	100	2600	400000			3400	0,8	0,4*10 ⁻⁵
Silicate d'alumine	10	2600	200000			3000	1,5	
polyéthylène		960	100000			3000		

VIII.2.6 La Matrice

La matrice a pour rôle de lier les fibres renforts, répartir les contraintes subies, On utilise actuellement surtout des résines thermodurcissables (TD) que l'on associe à des fibres longues, mais l'emploi de polymères thermoplastiques (TP) renforcés de fibres courtes se développe fortement.

VIII.3 Les Méthodes de Réparation

VIII.3.1.1 Remplacement Du Béton Altéré

Lorsque la détérioration du béton est importante, le remplacement du béton altéré par du nouveau béton est nécessaire. Lors de l'enlèvement des matériaux détériorés, il faut s'assurer de ne rien laisser qui pourrait empêcher l'accrochage du nouveau matériau à l'ancien. Afin de délimiter les zones à enlever, on pratique des traits de scie de 25 à 50 mm de profondeur tout autour de celle-ci et on procède ensuite à sa démolition. Parmi les nombreuses techniques d'enlèvement des matériaux, on retrouve : le brossage, le repiquage, le sablage, l'hydro-démolitions le décapage et le lavage.

Après l'enlèvement des matériaux, il faut nettoyer soigneusement le substrat. Le nettoyage se fait à l'aide d'un jet de sable suivi d'un jet à l'eau et à l'air propulsé. Pour finir, le surplus d'eau restant à la surface du béton est éliminé en utilisant un jet à l'air.

Les armatures qui se retrouvent à découvert sont inspectées, nettoyées et remplacées si nécessaire. Le nettoyage des armatures consiste à enlever la rouille et à les recouvrir de couches de peinture époxydique pour les protéger.

Afin d'assurer une bonne adhérence avec le nouveau et l'ancien matériau, un agent de collage doit être appliqué après avoir complété la préparation et le nettoyage de la surface à réparer et juste avant la mise en place du nouveau matériau. Les mortiers à base de ciment portland et les coulis sont souvent utilisés. Les produits à base de latex ou des résines époxydes sont la situation demande un temps de cure rapide.

VIII.3.1.2 Adjonction d'armatures complémentaires

Des armatures complémentaires sont à prévoir lorsqu'il s'agit de remplacer des aciers corrodés ou coupés accidentellement. Cette solution peut également être envisagée lorsqu'il s'agit de renforcer une structure. Dans tous les cas, les armatures existantes conservées doivent faire l'objet de soins de manière à éviter la poursuite de leur dégradation. Un étaieement et un déchargement de l'ouvrage à réparer peuvent éventuellement être nécessaires. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration, et participer à la résistance des sections renforcées. Il faut donc porter une attention particulière à la disposition et à l'ancrage de ces armatures.

Les armatures complémentaires peuvent s'inscrire dans la géométrie de l'élément (par exemple, en les disposant dans des engravures dimensionnées en fonction du diamètre de l'acier et des caractéristiques du produit d'enrobage), ou en surépaisseur (le treillis soudé constitue alors souvent une bonne solution).

La protection des armatures en surépaisseur est assurée par un béton coulé, ou projeté. Dans tous les cas, un enrobage minimal égal au diamètre des barres est nécessaire.

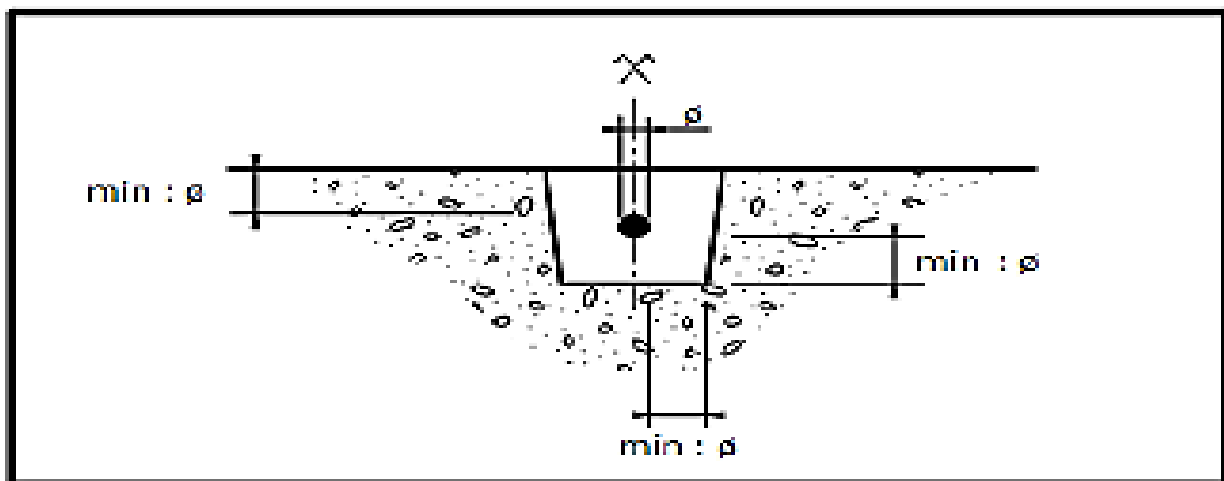


Figure VIII-II: Armatures supplémentaires en engravure.

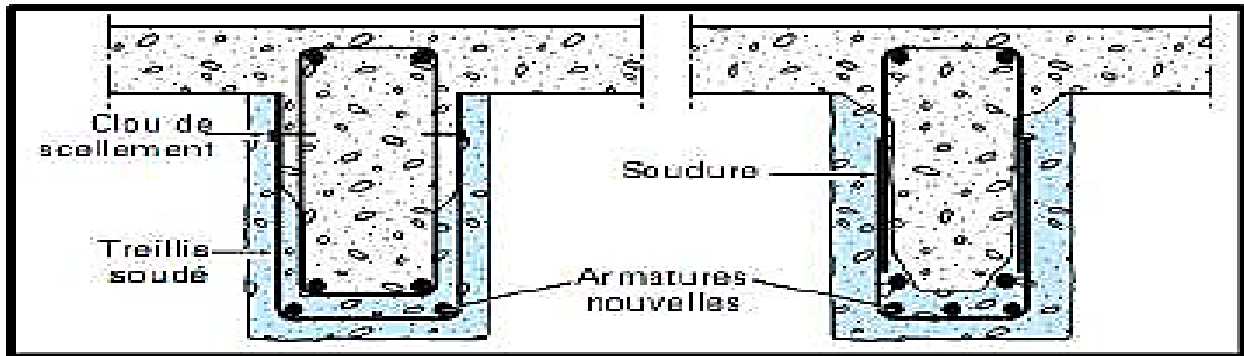


Figure VIII-III : Armatures supplémentaires en surépaisseur de poutre.

VIII.3.1.3 Renforcements et réparation par Matériaux de composite

Toute mise en œuvre de matériaux composites sur une structure endommagée nécessite d'abord un ragréage de la surface à réparer. Celle-ci doit être plane et propre. Dans la plupart des cas, une injection de fissure et un traitement de surface par sablage sont réalisés.

VIII.3.2 Mise en œuvre par enroulement filamentaire

La fibre est produite sous forme de fibres continues de très grande longueur. Elle est déposée et enroulée régulièrement autour d'un mandrin. La longueur de fibres continues peut varier de 600 m à 5 km (soit 0,8 g au mètre linéaire).

Pour renforcer directement une structure à partir d'une bobine de fibre de carbone, il est nécessaire de pouvoir tourner autour. Ce procédé de renforcement est donc naturellement limité aux colonnes ou aux pylônes.

Le principal avantage de ce procédé est l'automatisation complète du système de pose, Son principal inconvénient est le fait qu'une pose manuelle est nécessaire pour renforcer les extrémités des piles et des colonnes et que cette méthode demande en outre du temps et des manipulations importantes pour installer le matériel. Cette méthode a surtout été développé eau Japon, et elle est aujourd'hui utilisée à travers le monde.

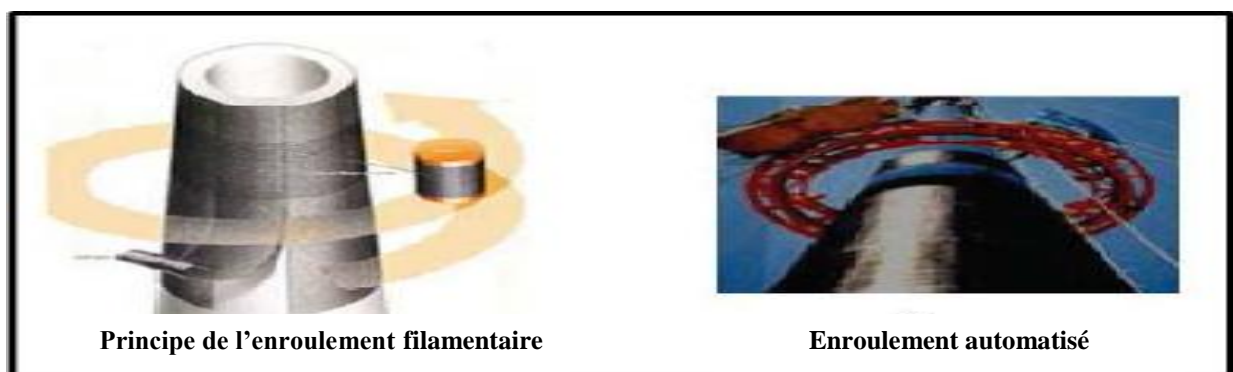


Figure VIII-IV : Les principes de l'enroulement

VIII.3.3 Mise en œuvre par stratification directe de tissus secs

Le renforcement de structures à partir d'un tissu sec se fait directement par la pose de ce dernier sur une couche de résine qui recouvre l'élément à renforcer et qui sert de liant. Après reprofilages, une couche de résine de fermeture permet de parfaire l'imprégnation.

Les pressions nécessaires appliquées pour cette méthode de renforcement sont faibles par rapport à d'autres méthodes de renforcement.

Le principal avantage du renforcement par tissus secs est la manipulation très facile sur chantier avec une absence totale de matériel lourd à déplacer. Cette technique permet notamment un suivi parfait de la forme du support ainsi que la maîtrise de l'épaisseur du film de résine, en utilisant des polymères qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe, en respectant les étapes suivantes :

- Préparation de la surface, application de la couche primaire.
- Application d'une première couche de polymère époxyde.
- Application d'une première couche de tissus secs.
- Application d'une seconde couche de polymère époxyde, protection, finition.

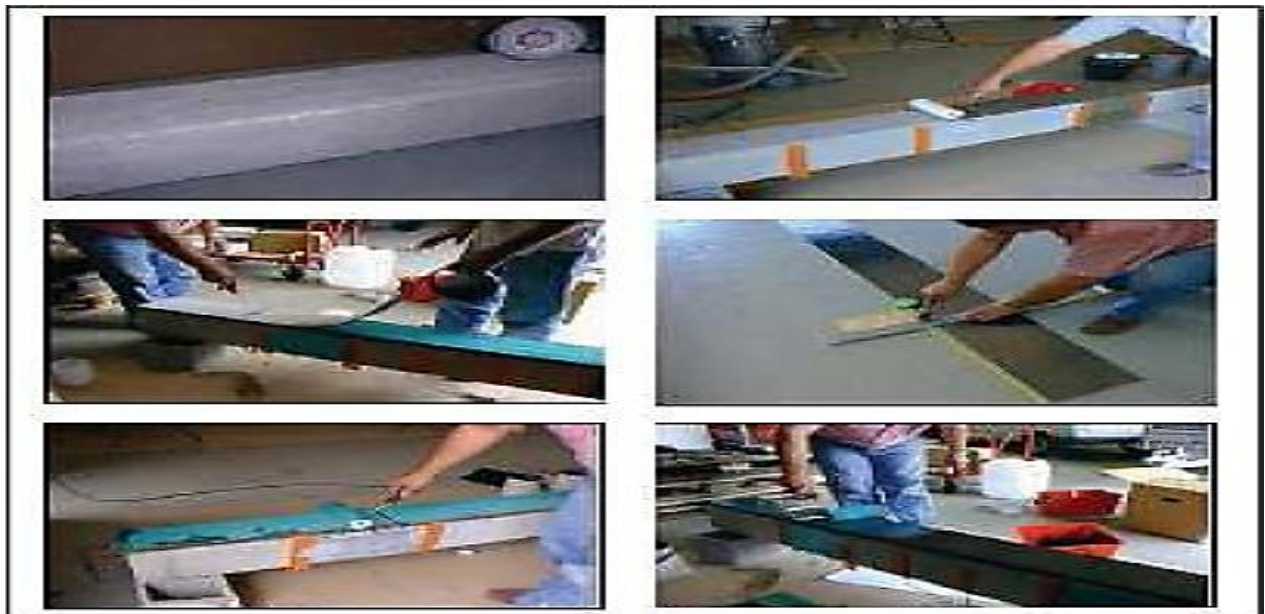


Figure VIII-V : Mise En Œuvre Par Stratification Directe.

Ce procédé présente l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée, mais le renforcement acquiert toute sa résistance au bout d'une semaine et le contrôle de la qualité de l'application doit être soigné suivant les conditions de mise en œuvre. Ce procédé a trouvé de nombreuses applications en Europe, au Japon et aux Etats-Unis. Les principaux paramètres qui doivent être suivis sont les températures et l'humidité du support. L'ensemble de ces paramètres contribue à la modification des propriétés mécaniques du composite en place.

VIII.3.3.1 Le collage de plaques composites

Les plaques composites sont des produits finis présentés sous forme de bandes ou de joncs, plus ou moins rigides suivant les épaisseurs et les diamètres. La section des bandes les plus courantes est 100 x 1 mm, leur longueur, suivant la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres.

Cette technique, comme celle du plat collé métallique, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de colle, en raison de la rigidité des aciers et des composites. L'application de ces renforcements sur des surfaces ayant des défauts de planéité ou sur des surfaces courbes ou non développables reste très limitée. Le procédé de collage est le suivant :

- Nettoyage à l'acétone de la face de collage de la plaque
- Traitement de surface à réparer par sablage.
- Traitement par eau sous pression et meulage.
- Nettoyage de la surface par un dépoussiérage.
- Le polymère époxy est appliqué sur la plaque de composite.
- La plaque est ensuite pressée sur la surface, l'excédent de colle est enlevé.
- Une pression à l'aide d'un sac à vide est appliquée jusqu'à complète polymérisation du polymère.



Figure VIII-VI : Procède Par Collage De Plaques (SIKA, 1996).

VIII.3.3.2 Le Renforcement Au Moyen Des Profiles Métalliques

L'association des profilés métalliques aux structures en béton armé permet d'augmenter la capacité portante de la structure. La réalisation ainsi d'une structure mixte acier-béton dont il faut assurer la compatibilité entre ces deux matériaux est indispensable et nécessaire.

Cette compatibilité entre les deux matériaux est liée directement à la qualité de l'interface (acier-béton) pour bien transmettre les efforts internes. L'intérêt de cette méthode est la rapidité de réalisation in-situ, les pièces métalliques sont préfabriquées en atelier, et leur

montage s'effectue à l'aide de cheville ou tiges ancrées. L'assemblage sur site des éléments décomposés en tronçons facilite ainsi leur transport et mise en place.

L'inconvénient majeur de cette méthode de renforcement tient à la précision qui est requise lors du mesurage de la structure existante, si les éléments fournis se positionnent correctement au montage.

Il est recommandé d'envisager des possibilités d'ajustement et de positionnement des pièces métalliques pré-forées vis-à-vis de forages dans le béton, lors du montage, contrairement aux constructions métalliques nouvelles.



Figure VIII-VII: Renforcement De Poteaux Au Moyen De Profiles Métallique.

VIII.4 Béton Projeté

Il existe deux techniques de projections du béton, dont la différence principale réside dans la chronologie des opérations élémentaires.

VIII.4.1 Procédé par voie humide

Le procédé par voie humide implique qu'un béton ou un mortier soit pompé de façon conventionnelle dans un boyau et projeté à haute vitesse contre une surface réceptrice en utilisant de l'air comprimé ajouté à la lance.

Le procédé par voie humide est surtout utilisé lorsque les volumes à produire sont importants. Le contrôle de la qualité est plus simple avec ce procédé, puisqu'en utilisant un béton conventionnel, le dosage des constituants du mélange est connu.



Figure VIII-VIII : Projection Par Voie Humide.

VIII.4.2 Procédé par voie sèche

Le procédé par voie sèche est le plus utilisé pour les réparations. Les matériaux secs, c'est-à-dire le ciment et les granulats, sont incorporés directement dans une canalisation, où ils sont transportés par l'air comprimé jusqu'à la lance. L'eau sous pression est introduite dans le mélange à la lance par l'entremise d'une bague perforée, cette bague permet le mélange de l'eau avec les matériaux.

Le malaxage de l'eau et des matériaux secs se produit dans la lance et au contact de la surface. Le procédé par voie sèche a l'avantage de pouvoir être arrêté et reparti à tout moment durant les travaux. En effet, comme le contact du ciment et de l'eau ne se fait qu'à la lance, il n'y a aucune prise possible dans l'appareillage si la production du béton est interrompue. Des résistances élevées peuvent être facilement obtenues avec ce procédé puisqu'il permet d'atteindre de faibles rapports eau/liant.

Le désavantage du procédé sec est que le dosage de l'eau dans le mélange se fait directement à la lance, par le lancier, ce qui complique le contrôle de la qualité.

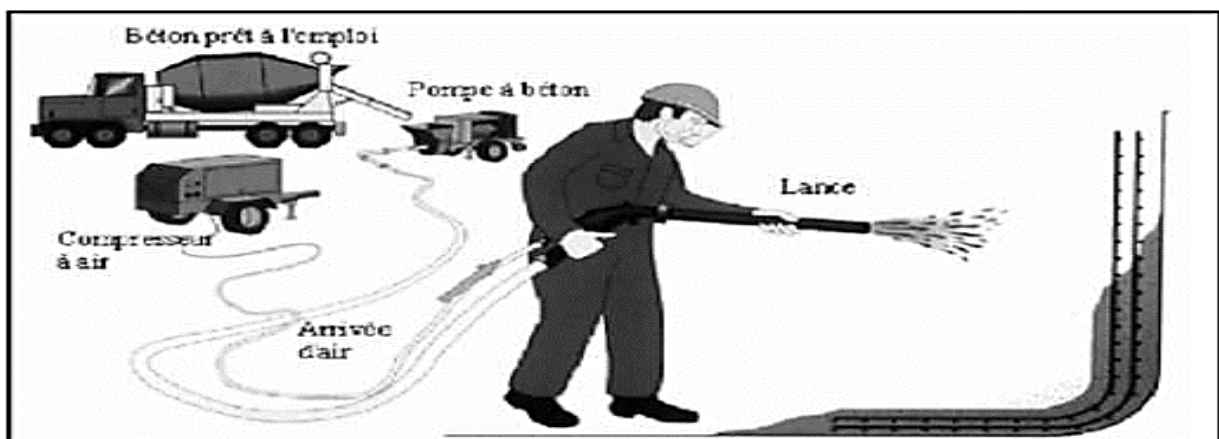


Figure VIII-IX : Projection Par Voie Sèche.

VIII.5 La Précontrainte Additionnelle

La précontrainte additionnelle est souvent la solution souhaitable quand une partie importante d'un membre doit être renforcé ou lorsque les fissures qui se sont formées doivent être fermées.

Cette technique utilise des torons de précontrainte ou des barres utilisées pour l'application des contraintes de compression, l'ancrage adéquat fournis par des éléments mis à l'extérieur de l'élément. Cette procédure se diffère suivant le tracé de précontrainte utilisé qui peut être rectiligne ou polygonal.

VIII.5.1 Tracé rectiligne

Un câblage rectiligne est plus pratique et aussi facile à le mettre en œuvre et les pertes d'effort par effet de frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrages, et sont de faibles estimations.

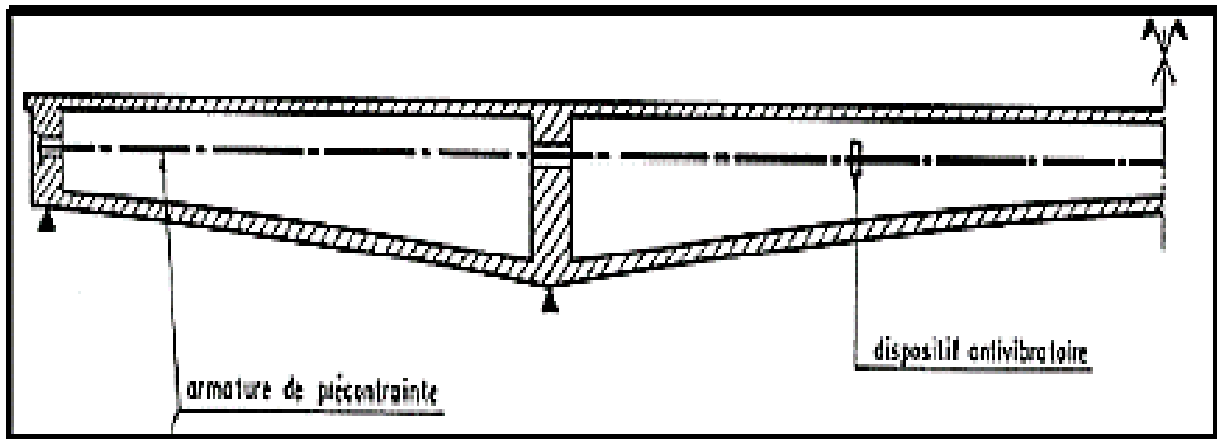


Figure VIII-X : Traces Rectiligne.

VIII.5.2 Tracé polygonal

Par contre le tracé polygonal qui consiste à dévier les câbles, de façon à optimiser l'effet du précontraint tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Les pertes par frottement sont un peu plus fortes que dans le cas d'un tracé rectiligne, tout en restant modérées, et la mise en œuvre est plus compliquée, à cause de la confection des déviateurs, mais c'est la conception la plus courante car la plus efficace.

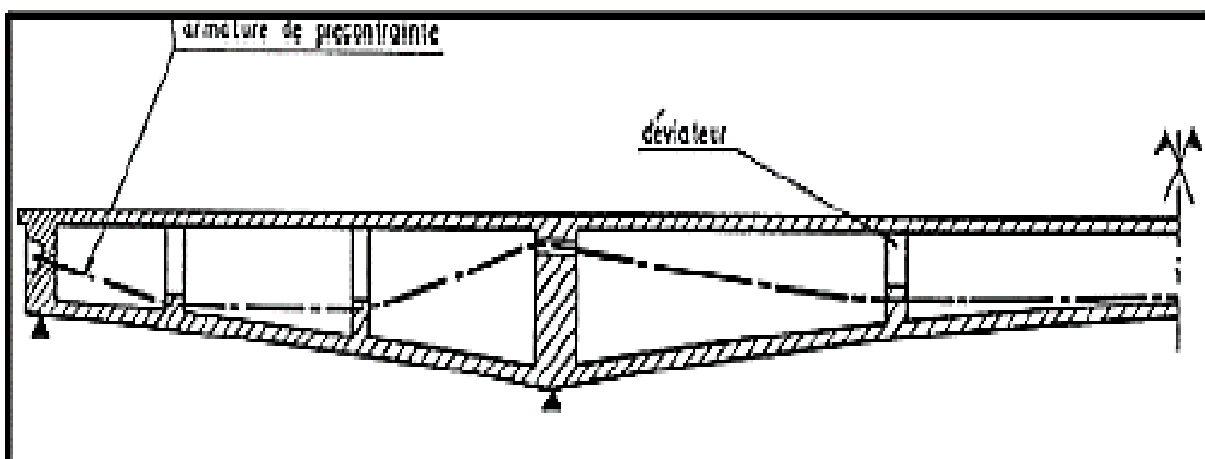


Figure VIII-XI : Traces Polygonal.

VIII.6 Les Traitements Des Ouvrages

VIII.6.1 Ré-alcalinisation Du Béton Carbonate

La technique de réaction est basée sur le même principe que la technique d'extraction des ions chlore : elle consiste aussi à appliquer un courant électrique continu entre une anode temporaire placée sur la surface du béton et l'acier. La méthode de ré-alcalinisation est appliquée lorsque le problème de corrosion est provoqué par la carbonatation du béton d'enrobage. L'objectif de cette technique est de redonner au béton carbonaté la valeur de pH qui permet la repassivation des aciers.

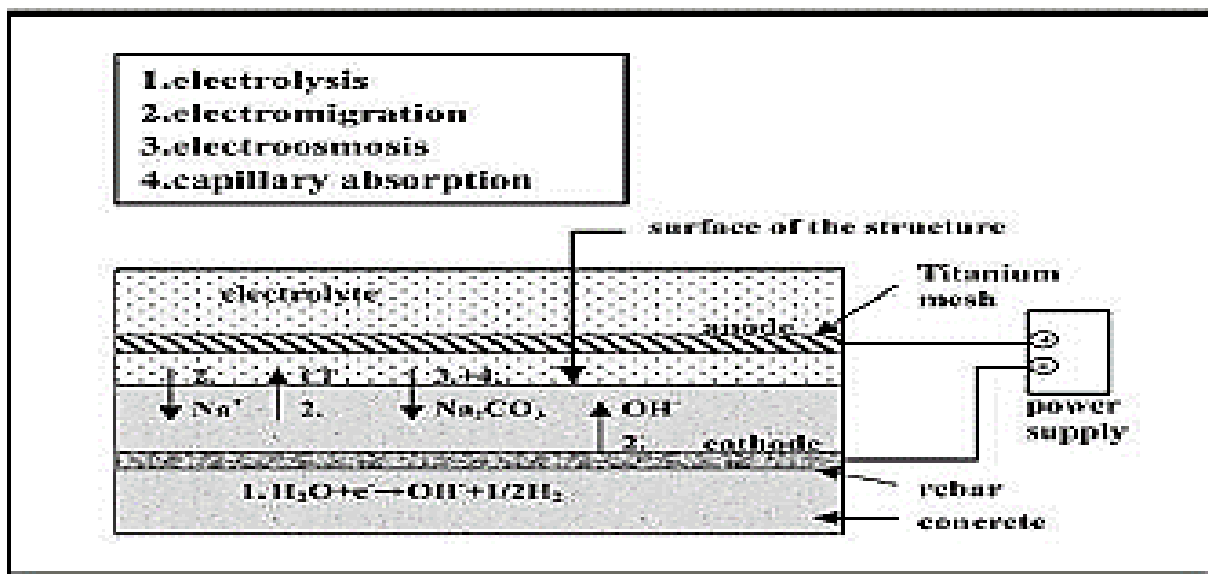


Figure VIII-XII : Illustration Du Processus Electrochimique De Relatinisation.

Pour effectuer cette technique, une solution basique ou alcaline est appliquée sur le parement de façon à pénétrer à l'intérieur du béton. La formation des OH- à la surface de l'acier augmente aussi le pH dans cette zone.

Un électrolyte à base de carbonate de sodium est largement utilisé lors d'une application de cette technique. La pénétration de cet électrolyte à l'intérieur du béton peut être faite par diffusion, absorption capillaire et électro-osmose.

VIII.6.2 Extraction Electrochimique Des Ions Chlores

La première application d'extraction électrochimique des ions chlore a eu lieu en 1973.

Le « *Kansas Département Of Transportation (KDOT)* » a extrait les ions chlore en utilisant une anode de cuivre. Ensuite cette technique a été appliquée pour traiter un pont contaminé par les chlorures en utilisant une densité du courant très élevée de 23 à 28 A/m² pendant 24 heures.

a) Principe de méthode

La technique d'extraction électrochimique des ions chlore, ou déchloruration, consiste à faire passer un courant électrique continu entre une anode placée sur la surface du béton et l'acier (Cathode). Ce courant provoque le déplacement des ions chlore chargés négativement vers l'anode extérieure. Lorsque les ions chlore arrivent à la surface du béton, ils passent dans l'électrolyte et peuvent donc être enlevées définitivement du béton. Le niveau actuel de courant appliqué lors d'un traitement d'extraction est de 1 à 5 A/m².

Cette technique, contrairement à la protection cathodique, est temporaire avec une période d'application de 4 à 5 semaines.

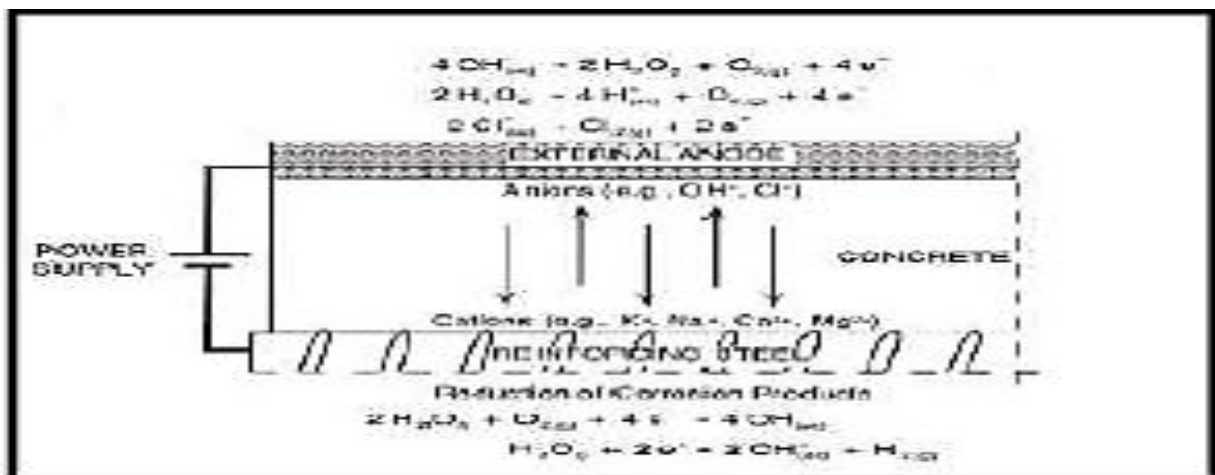


Figure VIII-XIII : Schéma D'application D'un Traitement d'ECE.

Les points positifs de l'application de cette technique sont :

- Abaissement de potentielle thermodynamique de l'acier.
- Augmentation de la teneur en ions hydroxyle et en conséquence augmentation du pH autour de l'armature
- Diminution de la teneur en ions chlore près de l'acier.

VIII.6.3 La Protection Cathodique

a) Principe

Cette méthode de protection consiste à abaisser en tout point de l'armature, le potentiel (potentiel de structure) de ce métal jusqu'à une valeur dite potentiel de protection, qui est telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable. L'abaissement de potentiel est obtenu en imposant le passage d'un courant électrique qui va de l'enrobage vers l'armature. Ce potentiel ne doit pas être trop négatif, sinon l'eau interstitielle du béton pourrait se décomposer

par électrolyse. De l'hydrogène pourrait alors se former et fragilise les aciers à haut résistance, tels que les armatures de précontrainte.

La polarisation est presque systématiquement obtenue grâce à une alimentation à basse tension, en courant continu ou plus souvent redressé, dont le pôle négatif est relié à l'armature et le pôle positif a une anode placée à la surface du béton d'enrobage.

VIII.6.4 Procédés de protection cathodique

Divers procédés sont utilisés pour appliquer une protection cathodique des aciers dans les bétons aériens. Seuls les deux types les plus courants sont cités ici.

Le premier type de procédé utilise comme anodes des revêtements conducteurs (peinture conductrice, métallisation du béton à l'aide de zinc) mis sur le parement de béton.

Le second type concerne des anodes qui sont placées à la surface du béton puis enrobées de béton souvent projeté il s'agit le plus souvent de treillis de titan traité (dit : « activé »), qui est maintenu sur le béton par des fixations isolantes, espacées de 0.60m environ.

Tableau VIII-II : Exemples Internationales Sur Les Actions De Réhabilitation Des Ponts

<i>Cas</i>	Membre	Domage	Problème - Causes	Mesures de réhabilitation
<i>Danemark</i>	Poutre	-Eclatement de la partie inférieure de la poutre latérale préfabriquée. -Corrosion des boulons des ancrages soutenant la poutre latérale. -Délamination	-Attaque par sels/Chlorures -Gel/Dégel -Mauvais drainage	Remplacement de l'ancienne poutre latérale préfabriquée par une poutre latérale coulée en place
<i>Norvège</i>	Pile	-Fissures dans le béton -Corrosion des armatures dans la zone d'éclaboussures	-Attaque par sels/Chlorures	Déchargement de la pile, élimination de la couche d'enrobage en béton par hydro démolition, mise en place de nouvelles armatures et remplacement de la couche d'enrobage en béton
<i>Royaume Uni</i>	Appuis et Fondation	Fissures et corrosion des armatures dans le béton Délamination	-Attaque par sels/Chlorures Mauvaise exécution	Réparation de surface avec du béton de polymère et couche de protection avec peinture résistante aux chlorures

<i>Japon</i>	Tablier	Fissures dans le béton	Alcali-réaction	Injection d'époxy, étanchéité
	Piles	Fissures dans le béton, Corrosion des armatures		Renforcement par tôles collées
<i>Japon</i>	Dalle du tablier	Fissures dans le béton /corrosion des armatures	Attaque par sels/chlorures, Mauvais drainage, Mauvaise exécution (défaut d'enrobage)	Remplacement du béton détérioré par hydro-démolition et nouveau mortier polymère coulé en place
<i>Italie</i>	Poutre	Dégradation importante du Béton avec corrosion considérable des aciers	Attaque par sels/chlorure, Gel/Dégel, Attaque sulvatique, Carbonatation	Réparation de surface, injection d'époxy, étanchéité, et armatures additionnelles
	Appuis et fondation			Etanchéité, chemisage et renforcement par FRP
	Appareil d'appui	Fonction insuffisante		Remplacement de l'appareil d'appui
<i>Mexique</i>	Dalle du Tablier	Fissures dans le béton	Attaque par sels/chlorures Carbonatation sur chargement	Injection d'Epoxy
	Appuis et fondation	Fissures dans le béton, Corrosion des armatures	Mauvaise exécution	Injection d'Epoxy

Conclusion

La réparation des ouvrages est devenue aujourd'hui une nécessité économique et un impératif technique dans la gestion des patrimoines. Elle implique des entreprises spécialisées qui cumulent une grande expérience, une maîtrise des moyens matériels et jouissants de compétences humaines de qualité.

Elle permet à moindre cout de réhabiliter des ouvrages et assurer ainsi leur état de service initial ce qui nous permet de nous économiser par ne pas recourir à la construction nouvelle.

Conclusion générale

Nous avons un pont à poutres multiples en béton précontraint (poste-tension), situé au PK49+200 du projet de l'étude pour la réalisation d'une voie express reliant **AIN EL HAMMAM** et **DRAA EL MIZAN** de la wilaya de TIZI-OUZOU.

Au cours d'étude de ce pont, l'ensemble des éléments principaux ont été vérifiés conformément aux règles en vigueur.

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale.

Après évaluations des efforts longitudinaux dus aux charges et surcharges, et après la répartition des efforts transversales au moyen de la méthode numérique, nous avons déduit poutre la plus sollicitée.

Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à une famille de câbles, est formée de quatre câbles ancrés à l'about.

L'estimation des pertes de tension prise initialement (41%) a été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 41%.

Les contraintes à l'ELS sont inférieures aux contraintes admissibles, donc, les sollicitations agissent restant dans le domaine de sécurité.

Arrivé à terme, nous dirons que notre projet de fin d'étude nous a permis d'exploiter un ensemble de connaissance acquises durant notre formation, en plus de l'encadrement et de la documentation qui étaient à notre disposition, ces connaissances nous ont conduit à assimiler l'étude de cet ouvrage.

Ainsi, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable.

Bibliographie

➤ **Ouvrage**

- Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II). Catalogue Freyssinet ;
- Conception des ponts : A. BERNARD – GELY & J.A CALGARO. " Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006) ;
- Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- Fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971) ;
- Guide de conception de la SETRA : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension ;
- Le béton précontraint aux états limites : Henry THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000) ;
- Règles B.P.E.L 91, EYROLLES, (Edition 1993) ;

➤ **Thèse**

- Les différentes Thèses UMMTO et ENTP

➤ **Sites internet**

- [www. Setra. Fr](http://www.Setra.Fr) ;
- [www. Freyssinet. com.](http://www.Freyssinet.com)

➤ **Logiciels**

- Microsoft Word2007, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2007, pour tout ce qui est calcul.
- AutoCAD2010, pour les dessins.
- Robots Analyse structural
- Outil Capture, pour le traitement des photos.