

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole **N**ationale **S**upérieure
des **T**ravaux **P**ublics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**ETUDE D'UN VIADUC EN BETON
PRECONTRAIT PAR ENCORBELLEMENTS
SUCCESSIFS SUR LA PENETRANTE DE
RELIZANE AUTOROUTE EST-OUEST**

Proposé par : SAETI

Encadrer par :

Mr. YOUNSI Mohammed Mahdi

Présenté par :

**BOUCHAFA Djamal
SAIDANI Douadi**

Promotion 2012

Remerciements :

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu le très miséricordieux qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens, encouragements et leurs patiences.

Nous tenons à remercier Mr.YOUNSI Mohammed Mahdi pour sa disponibilité.

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et spécialement Mr.FEDGHOUCHE et Mr.BOUTAMINE.

Nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.



Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à:

■ Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

■ A mon grand père et ma grande mère

■ A mon meilleur ami : mon frère Abderrezak et sa femme Aïda

■ Mes chères sœurs Salihia Leila Maïssa et Khiaoula

■ A Mes Oncles et Mes Tantes surtout Aziz

■ A mon encadreur **Mr.** Med Mahdi Yonsi

■ A Mon binôme Djamel et sa famille

■ A tous mes collègues agréables de l'ENSTP ;

Foudil, Maatouk, Azzedine, Mustapha, Mahmoud, Lyes, Nabil, Mohand, Omar, Sofiane, Mounir, Salim, Cherif, Rafik, Ghani, Hamou, Bilal, Yazid, Djamel, Bachir...

Sans oublier : Sofiane et Mouloud et Hamid et faïçal

■ A Mes amis Tarek, Nabil, Sofiane

■ Nous Tenons A Remercié Tous Les Enseignants Et Les Travailleurs De L'ENSTP Sans Exception

■ A toutes la **promotion 2012**

■ Tous mes collèges sans exception.

■ A vous...merci

DOUADI

DÉDICACE :

Je remercie الله le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

Je dédie ce modeste travail :

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir.

à ma Mère

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis.

à mon Père

À ma sœur Djamila et son mari Moussa.

À mon frère abdelkader et sa femme Samah

À mes sœurs, Rabiaa, Fadhila.

À mes frères Abdenour, Abdelkrim, Abdeslam et Foudhil

À mon encadreur YOUNSI Mohammed Mahdi

À mon souriant et accueillant binôme Douadi et sa famille.

À tous mes collègues agréables de l'ENSTP ;

*Nabil, Mohand, Omar, Sofiane, Billal, Mounir, Salim, Cherif, Rafik, Foudhil
Azzedine, Maatouk, Mustapha, Mahmoud, Lyes, Ghani*

Sans oublier : Sofiane et Mouloud

À tous ceux qui m'aiment, ceux qui leurs noms ne sont pas mentionnés, car ils sont dans mon cœur.

Djamal

SOMMAIRE :

I- Introduction générale.....	1
--------------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation générale.

I- Introduction	2
I-1 Les différentes catégories de ponts	2
I-2 Les évolutions	4
I-3 Différentes parties d'un pont	5
II- démarche de conception d'un pont.....	5
II -1- définition de la brèche	6
II -2 possibilités d'implantation des appuis	7
II-3 principe d'implantation des appuis.....	7
II-4 analyse des possibilités d'implantation des appuis	8
II-5 Répartition des travées dans les ponts en encorbellement	9
III- Présentation de l'ouvrage.....	10
III -1- Données géométriques	11
III -2- Données géotechniques	11
III -3- Données topographiques.....	12
III -4- Données sismologiques	12
III -5- Données climatiques.....	12

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux.

I- Béton :.....	13
I-1- Dosage.....	13
I-2- Densité	13
I-3- La résistance à la compression	13
I-4- La résistance à la traction.....	13
I-5- Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R.....	14
I-6- Contrainte limite de service.....	14
I-7- Déformation longitudinale du béton	14
I-8- Déformation transversale du béton	14
II- Les aciers actifs	15
II-1- Caractéristiques des câbles.....	15
II-2- La valeur max de la tension à l'origine	15
II-3- Gaines	15
II-4- Frottements.....	15
III- Les aciers passifs.....	16

Chapitre III : Pré-dimensionnement et caractéristiques de l'ouvrage.

I- La conception	17
I-1- Notion historique de la construction par encorbellement	17
I-2- Principe de la construction par encorbellement	18
I-3 Les méthodes de construction par encorbellement.....	19
I-4- Avantage du procédé et domaine d'application.....	20

II- Pré dimensionnement.....	21
II-1-portee de l'ouvrage.....	21
II -2- choix du type de caisson.....	21
VI- Pré-dimensionnement des voussoirs.....	22
VI-1- Profil en long	22
VI-2-Section transversale.....	25
VI-3- Caractéristiques géométriques des voussoirs	27
VI-4- Caractéristiques mécaniques des voussoirs	28
Chapitre IV : Charges et surcharges.	
I- Les charges permanentes (CP)	30
II- Les charges complémentaires permanentes (CCP)	30
II-1- Revêtement et chape.....	30
II-2- Poids propre des trottoirs et corniche	30
II-3- Le garde-corps	31
II-4- Glissières de sécurité de pont	31
III- Les surcharges routières.....	31
III-1- Système de charge A	32
III-2- Système de charges B	33
III-3- La surcharge militaire M.....	37
IV- Combinaisons des charges.....	41
IV-1- Les coefficients de majoration.....	41
IV-2- Les combinaisons	41
Chapitre V : Etude de fléau.	
I- Introduction	43
II- Charges appliquées à la console en cours de la construction.....	46
II-1- Le poids propre du tablier G.....	46
II-2- Les surcharges de chantier	46
II-3- Equipage mobile.....	46
II-4- Le vent	46
II-5- Actions accidentelles	46
III- Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau	46
III-1- Effets dus au poids propre	46
III-2- Effets des surcharges réparties de chantier Q	47
III-3- Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile.....	47
III-4- Effets de Surcharge répartie du vent	48
III-5- Effets des charges sur le fléau	48
III-6- Les combinaisons de charges	49
III-7- Détermination des moments	36
III-8- Conclusion	36

Chapitre VI : Etude de la précontrainte.

I- Généralités	51
I-1- Les câbles de fléau	51
I-2- Les câbles de continuité	51
II- Etude de la précontrainte de fléau	51
II-1- Calcul de l'effort de précontrainte	51
II-2- Détermination du nombre de câbles	52
II-3- Répartition des câbles dans chaque voussoir	53
II-4- Description des câbles.....	55
II-5- Etude du tracé des câbles	55
II- Etude de la précontrainte de continuité	62
II-1- Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée	62
III- Calcul des pertes de tension de précontrainte	64
III-1- Pertes instantanées	65
III-2- Pertes de tension différées	70
III-3- Conclusion	73
IV- Vérification des contraintes	74
IV-1- Phase de construction	74
IV-2- Phase d'exploitation	76

Chapitre VII : Etude transversale.

I- Introduction	77
II- Définition des charges.....	78
II-1- Les charges permanentes	78
II-2- Les surcharges d'exploitation	78
III- Détermination des efforts.....	79
III-1- Section sur culée.....	80
III-2- Section sur pile.....	81
IV- Les efforts max et min	82
IV-1- Section sur culée	82
IV-2- Section sur pile	82
V- Ferrailage des voussoirs.....	83
VI- Effet de torsion	85
VI-1- Voussoir sur culée	85
VI-2- Voussoir sur pile	86

Chapitre VIII : Efforts tranchants.

I- Introduction	87
II- Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte	87
II-1- Effet isostatique	87
II-2- Effet hyperstatique	88
II-3- Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL)	88
III- Vérification de l'effort tranchant	89
III-1- Calcul de l'effort tranchant	89
III-2- Calcul de la contrainte de cisaillement	89

III-3- A l'état limite de service	90
VI- Conclusion	91

Chapitre IX : Equipements du tablier.

I- Appareil d'appui	92
I-1- Les appareils d'appuis en élastomère fretté	92
I-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	93
I-3- Vérification de l'appareil d'appui.....	95
I-4- Dimensionnement des frettes.....	96
II- Les dés d'appuis	97
II-1- Les dimensions de dés d'appuis	97
II-2- Ferrailage des dés d'appuis	98
III- Joint de chaussée.....	98
III-1- Définition.....	98
III-2- Calcul du souffle des joints	99
IV- L'évacuation des eaux	101

Chapitre X : Etude sismique de la pile

I- Introduction	103
II-calcul les raideurs des appuis.....	103
II-1- appareil d'appui.....	103
II-2-La rigidité des piles.....	103
III- Calcul des efforts sismiques.....	105
III-1-dans le sens longitudinale (méthode monomodale).....	105
III-2- dans le sens transversale (méthode spectrale).....	107

Chapitre XI : Etude de la pile.

I- Généralités	108
II- Choix du type de pile	108
III- Les fondations	109
III-1- Choix du type de fondation	109
III-2- Nombre de files de pieux.....	109
III-3- La semelle	109
IV- Etude et ferrailage de la pile	110
IV-1- Evaluation des efforts agissant sur la pile	110
IV-2- ferrailage de la pile	112
IV-3- Vérification de la stabilité au flambement de la pile.....	113
V- Etude et ferrailage de la semelle	114
V-1- Détermination du nombre des pieux	114
V-2- Détermination du nombre des pieux	115
V-3- Ferrailage de la semelle	116
VI- Etude et ferrailage des pieux	118
VI-1- Actions sur les pieux	118

VI-2- Calcul des pieux par la formule de WARNER	119
VI-3- Ferrailage des pieux	120
Chapitre XII : Etude de la culée	
I- Introduction	123
II- Choix de la morphologie	123
III- Pré-dimensionnement de la culée	124
III-1-MUR frontal.....	124
III-2- Mur de garde grève	124
III-3- Dalle de transition.....	124
III-4- Murs latéraux.....	124
III-5- Murs en retour.....	124
III-6- Corbeau	125
III-7-Sommier d'appui	125
III-8- La semelle.....	125
IV- Ferrailage de la culée.....	126
IV-1- Le mur garde grève	126
IV-2- La dalle de transition	130
IV-3- Corbeau d'appui de la dalle de transition	133
IV-4- Le mur latéral	134
IV-5- Le mur en retour.....	135
IV-6- e mur frontal.....	141
V- Etude et ferrailage de la semelle	143
V-1- Caractéristiques de la semelle.....	143
V-2- Sollicitations dans le pieu	143
V-3- Détermination du nombre des pieux	143
V-4- Effort revenant à chaque pieu	143
V-5- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)	145
VI- Etude et ferrailage des pieux	148
VI-1- Actions sur les pieux	148
VI-2- Calcul des pieux par la formule de WARNER	149
VI-3- Ferrailage des pieux	150

Liste des figures

Fig. I- 1. Ponts en maçonneries.....	2
Fig. I- 2. Pont suspendus.....	2
Fig. I- 3. Pont à haubans.	3
Fig. I- 4. Longueur de la brèche.....	5
Fig. I- 5. L'implantation des appuis.....	7
Fig. I- 6. Les contraintes d'exécution	8
Fig. I- 7. Répartition des travées dans le cas des fléaux tous identiques	9
Fig. I- 8. Répartition des travées dans le cas des fléaux tous de longueur différents	9
Fig. I- 9. Vue Google earth de la situation de l'ouvrage	11
Fig. III- 1. Schéma de principe de la construction par encorbellement.....	18
Fig. III- 2. Voussoirs culée en place.....	19
Fig. III- 3. La variation de la hauteur	23
Fig. III- 4. La variation d'épaisseur de l'hourdis inférieur.....	23
Fig. III- 5. La variation de l'inertie	24
Fig. III- 6. La variation de la section transversale.....	24
Fig. III- 7. La section transversale.....	25
Fig. III- 8. Section transversale du voussoir sur pile.....	27
Fig. III- 9. Section transversale du voussoir à la clé	28
Fig. III- 10. Voussoir sur pile (Caractéristiques mécaniques).....	29
Fig. IV- 1. Coupe transversale du trottoir de droite avec corniche.....	30
Fig. IV- 2. Glissière de sécurité	31
Fig. VI- 3. Cas de charges de A(L).....	32
Fig. IV- 4. Dimensions de surcharge B_c	34
Fig. IV- 5. Dimensions de surcharge B_t	22
Fig. IV- 6. Dimensions de surcharge M_{c120}	38
Fig. IV- 7. Dimensions de surcharge D_{240}	39
Fig. V- 1. Les phases de construction du tablier.....	45
Fig. V- 2. Poids propre du demi-fléau	47
Fig. V- 3. Surcharges réparties de chantier	47
Fig. V- 4. Surcharges concentrées	47
Fig. V- 5. Surcharges du vent	48

Fig.VI- 1. Disposition des câbles de fléau	55
Fig.VI- 2. Câblage en élévation	56
Fig.VI- 3. Tracé de câbles en élévation	58
Fig.VI- 4. Câblage en plan.....	59
Fig.VI- 5. Tracé de câbles en plan	61
Fig. VI- 6. Diagramme des moments dus à la température	62
Fig. VI- 7. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage	67
Fig. VII- 1. Section transversale du voussoir sur pile	77
Fig. VII- 2. Section transversale du voussoir sur culée	77
Fig. VII- 3. Modèle numérique du voussoir sur culée.....	79
Fig. VII- 3. Modèle numérique du voussoir sur pile	79
Fig.VIII- 1. Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.....	87
Fig.VIII- 2. Effet RESAL.....	88
Fig. IX- 1. Appareil d'appuis en élastomère fretté	93
Fig. IX- 2. Dimensions	94
Fig. IX- 3. Définition géométrique d'un appareil d'appui	96
Fig. IX- 4. Déformation d'appareil d'appuis	97
Fig. IX- 5. Dimensions de dés d'appuis.....	97
Fig. IX- 6. Joint de chaussée.....	98
Fig. IX- 7. Rotation d'extrémité sous chargement.....	99
Fig. IX- 8. Joint du type Wd (souffle moyen)	100
Fig. X- 1. La rigidité des piles	103
Fig. XI- 1. Vue en plans de la pile	108
Fig. XI- 2. Coupe longitudinale	110
Fig. XI- 3. Efforts et diagramme du moment sur pile.....	111
Fig. XI- 4. Ferrailage de section de la pile	114
Fig. XI- 5. La semelle	116
Fig. XI- 5. Ferrailage du pieu (2D).	121
Fig. XI- 6. Ferrailage du pieu (3D).....	122

Fig. XII- 1. Corbeau arrière	125
Fig. XII- 2. Vue en élévation de la culée	125
Fig. XII- 3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	128
Fig. XII- 4. Ferrailage du MGG (Vue en plan)	130
Fig. XII- 5. Charges sur la dalle de transition	131
Fig. XII-6. Ferrailage du corbeau	134
Fig. XII- 7. Ferrailage du mur latéral	136
Fig. XII- 8. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	138
Fig. XII- 9. Ferrailage du en retour (Vue en plan)	140
Fig. XII- 10. Vue en plan de la semelle	144
Fig. XII- 11. La semelle.....	145
Fig. XII- 12. Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)	147
Fig. XII- 13. Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).....	147
Fig. XII- 14. Ferrailage de la semelle (vue en élévation).....	148
Fig. XII- 15. Ferrailage du pieu (2D)	151
Fig. XII- 16. Ferrailage du pieu (3D)	152

Liste des tableaux :

Tableau. III- 1. Domaine d'application des différents types de ponts.....	20
Tableau. III- 2. Les caractéristiques mécaniques des voussoirs	29
Tableau. IV- 1. Valeur de coefficient a_1	33
Tableau. IV- 2. Valeurs de la charge $A(L)$	33
Tableau. IV- 3. Valeur du coefficient bc	34
Tableau. IV- 4. Valeurs du coefficient δ	35
Tableau. IV- 5. Valeurs du coefficient bt	36
Tableau. IV- 6. Valeurs du coefficient δ	37
Tableau. IV- 7. Valeurs du coefficient δ	38
Tableau. IV- 8. Valeurs des coefficients de majoration.....	41
Tableau. IV- 9. Les combinaisons des charges.....	42
Tableau. V- 1. Effets des charges sur la console.....	48
Tableau. V- 2. Combinaison des moments obtenus.....	49
Tableau. VI-1. Caractéristique du câble T15s	53
Tableau. VI-2. Câbles de fléau.	54
Tableau. VI-3. Câbles de fléau gauche par âme.	54
Tableau. VI-4. Tracé en élévation des câbles de fléau.	57
Tableau. VI-5. Tracé en plan des câbles de fléau.	60
Tableau. VI-6. Câbles de continuité.	64
Tableau. VI-7. Câbles de continuité par voussoir.....	64
Tableau. VI- 8. Valeurs de f et ϕ	65
Tableau. VI- 9. Pertes dues aux frottements.	66
Tableau. VI- 10. Pertes dues au recul à l'ancrage.....	68
Tableau. VI- 11. Pertes de tension par fluage.....	71
Tableau. VI- 12. Pertes dues à la relaxation des aciers.....	72
Tableau. VI- 13. Vérification des contraintes de demi-fléau gauche.....	75
Tableau. VI- 14. Vérification des contraintes de continuité.	76
Tableau. VII- 1. Moments de la table supérieure.	80
Tableau. VII- 2. Moments de la table inférieure.	80
Tableau. VII- 3. Moments de l'âme droite.	80
Tableau. VII- 4. Moments de l'âme gauche.....	80
Tableau. VII- 5. Moments de la table supérieure.	81
Tableau. VII- 6. Moments de la table inférieure.	81
Tableau. VII- 7. Moments de l'âme droite.	81
Tableau. VII- 8. Moments de l'âme gauche.....	81
Tableau. VII- 9. Moments max en voussoir sur culée.....	82
Tableau. VII- 10. Moments max en voussoir sur pile.	82
Tableau. VII- 11. Ferrailage du voussoir sur culée.	84
Tableau. VII- 12. Ferrailage du voussoir sur pile.....	84
Tableau. VIII-1. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.	90

Tableau. IX- 1. Réaction d'appuis sous différentes combinaison.	93
Tableau. IX- 2. Différents modèles des joints Wd.....	101
Tableau. IX- 3. Caractéristiques physiques des joints Wd.	101
Tableau. X- 1. Les rigidités des piles.....	105
Tableau. X- 2. Les rigidités des appuis.....	105
Tableau. X- 3. Les rigidités des appuis.....	90
Tableau. XI- 1. Les sollicitations maximales sur la pile.....	112
Tableau. XI- 2. Valeurs des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$	119
Tableau. XI- 3. Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.....	120
Tableau. XII- 1. Coefficients de poussée des terres.....	126
Tableau. XII- 2. Moments des poussées des terres.	127
Tableau. XII- 3. Moments d'une charge locale située en arrière du mur.....	128
Tableau. XII- 4. Moments et effort tranchant dans la dalle de transition.	131
Tableau. XII- 5. Coefficients de poussée des terres.....	134
Tableau. XII- 6. Moments des poussées des terres.	135
Tableau. XII- 7. Coefficients de poussée des terres.....	137
Tableau. XII- 8. Moments des poussées des terres.	137
Tableau. XII- 9. Moments de la charge locale située en arrière du mur	138
Tableau. XII- 10. Efforts globaux sur la semelle.	143
Tableau. XII- 11. Valeurs des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$	150
Tableau. XII- 12. Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.	150

I- Introduction générale :

Le trafic routier en Algérie ne cesse d'augmenter d'année en année, ce qui a amené les pouvoirs publics à renforcer le réseau routier national en réalisant de nouveaux projets et ou de renforcer l'existant. Dans cette dynamique, l'autoroute est-ouest a été réalisée, reliant ainsi l'est algérien à l'ouest tout en passant par plusieurs wilayas.

Toutefois les wilayas se trouvant hors du tracé de l'autoroute est-ouest ont bénéficié de nouveaux projets permettant leur liaison à cette dernière, des pénétrantes ont été alors réalisées et d'autres sont projetées.

Dans certains cas et en fonction de la topographie des terrains traversés et des obstacles se trouvant sur l'itinéraire du projet, la réalisation de ces pénétrantes ne peut se faire sans la réalisation d'ouvrage d'art, des ponts par exemple, c'est le cas de la pénétrante reliant la wilaya de Relizane à l'autoroute est-ouest où un pont est à réaliser du Pk 29+160 au Pk 29+640, et c'est d'ailleurs l'objet de notre projet de fin d'étude qui s'intitule « Etude d'un viaduc en béton précontraint par encorbellements successifs sur la pénétrante de Relizane-autoroute est-ouest ».

Dans ce qui suit nous nous tâcherons de développer en détails ce thème.

Chapitre I:

Présentation
générale.

I- Introduction :

D'une façon générale ; un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon sa fonction on distingue : pont route, pont rail et pont canal.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en sites terrestres.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement, influents sur sa conception.

I-1 Les différentes catégories de ponts :

Il existe de nombreux types de ponts en fonction de leur utilisation et de leur époque de construction, et pour cela nous distinguons :

I-1-1 Ponts en bois :

Ont vu de ces caractéristique mécanique le bois permet des assemblages et permettaient le passage de chariots charges, C'est principalement grâce au chemin de fer que la construction de ponts en bois prend un nouvel essor .En effet, il s'agit de construire ces ponts rapidement, ce que les technique de maçonnerie ne permettent pas. Mais ils ne résistaient pas aux intempéries.

Le système le plus simple consistait évidemment à confectionner des travées assez courtes, avec des troncs d'arbres en guise de poutres, liés entre eux et recouverts par un plateau. Les piles pouvaient également être en bois, constituées de pieux battus dans le fond de la rivière et formant ce que l'on appelle une palée, ou en pierre .ils étaient réservés au Franchissement d'obstacles naturel les cours d'eau.

L'ingénieur Isambard Kingdom Brunel est à l'origine de 64 viaducs en bois pour le chemin de fer. Le premier, conçu couvert à l'origine, est celui que Timothy Palmer (l'un des premiers constructeurs professionnels d'Amérique) construit en 1805 à Philadelphie sur la rivière Schuylkill.

I-1-2 Ponts en maçonneries :

Dans les ponts en maçonneries, les voutes sont constituées de pierres taillées et assemblées de telle sorte que les joints soient à peu près perpendiculaires à l'intrados et soient en permanence comprimées. La stabilité des différents éléments (pierres) du pont est assurée par la forme voutée qui leur confère une très grande résistance et permet la sollicitation de l'ouvrage en compression. D'ailleurs les avantages de ce type de construction sont les principes même des ponts poussés actuels.

La pierre et la maçonnerie ont été utilisées pour des ouvrages important et durable depuis la plus haute antiquité jusqu'au début du XX siècle, et même jusqu'à tout récemment Chine, pendant la révolution canterelle.



Fig. I-1 : Ponts en maçonneries.

I-1-3 Ponts métalliques :

La naissance des ponts métalliques est due à la découverte et l'évolution des matériaux (acier, fonte,...). La fonte fut le premier matériau employé pour la construction de pont dès la fin du XVII siècle en Angleterre, ce matériau a une très faible résistance à la traction, donc nous adoptons seulement la construction des ponts en arc travaillant en compression.

L'amélioration des techniques de fabrication et l'utilisation de l'acier qui développe de grandes résistances à la traction comme en compression, et les techniques d'assemblage (soudure, rivetage, boulonnage) n'ont cessé d'accroître leurs domaines d'emplois.

Nous citons à titre d'exemple le pont d'Astoria à L'Etats-Unis

I-1-4 Pont suspendus :

Les premiers ponts suspendus en vue le jour en 1826. Ces types de pont ont une portée supérieure à celle des autres types de ponts, elle peut dépasser 1km. Le tablier (c'est-à-dire la partie horizontale) est accroché à la des câble soutenus par des tours, qui sont fixés au sol à chaque extrémité du pont, et nous avons comme exemple le pont de Golden Gâte de San Francisco aux Etats-Unis (suspendu à 67m au-dessus de la mer construit de 1933 à 1937)



Fig. I-2 : Pont suspendus.

I-1-5 Pont à haubans :

Sont de type de pont suspendus dont le tablier est accroché par des câbles obliques fixés sur des pylônes et non au sol, et nous avons comme exemple le pont de la Grèce



Fig. I-3 : Pont à haubans.

I-1-6 Pont construit par encorbellement :

La construction des ponts en béton précontraint par encorbellement successif a considérablement contribué, ces dernières années dans le monde. Dans la réalisation d'ouvrage franchissant des brèches larges et profondes en présence de certaines conditions sur site.

Ce type de pont s'est développé très rapidement, et actuellement, il a pratiquement le monopole pour les portées allant de 60 à 150 mètres.

Les avantages de ce type d'ouvrage sont essentiellement comme suit :
D'abord, la suppression du cintre. Ainsi, on s'affranchit des crues, des contingences de la brèche, on ne coupe pas la circulation sur les voies franchies. Il s'accommode très bien au piles de grandes hauteurs, dont la construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants. Aussi, a-t-il concurrencé, jusqu'à pratiquement les éliminer, les grands arcs en béton.

I-2 Les évolutions :

Les évolutions sont essentiellement liées à l'amélioration des matériaux qui les composent et aux progrès des techniques de construction.

Les grands bonds en avant sont dus :

- à l'utilisation de la fonte, du fer puis de l'acier bien plus performant.
- à l'invention du béton armé.
- à l'invention du béton précontraint.
- au développement de techniques de construction audacieuses mariant le béton et l'acier !

Ainsi, les portées sont passées de quelques dizaines de mètres pour les ponts romains à plusieurs centaines récemment voire plusieurs milliers aujourd'hui !

I-3 Différentes parties d'un pont :

Un pont se compose des parties suivantes :

I-3-1- Le tablier : élément résistant portant la voie ;

I-3-2- Les appuis : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.

Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charge d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.)

I-3-3- les fondations : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du Pont.

II démarche de conception d'un pont :

Après avoir recensé l'ensemble des données relatives à un projet, l'ingénieur recherche à définir des solutions de franchissement de la brèche qui satisfassent à l'ensemble de ces données ou contraintes.

Pour cela, il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui permet de mettre en évidence les contraintes principales qui ressortent de cette analyse.

La définition de la solution résulte de critères plus ou moins techniques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures de tabliers à la brèche, le mode de construction, le parti architectural ou des dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

L'estimation du cout des ouvrages est nécessaire pour permettre, en plus des autres critères, d'arrêter un choix pour la solution qui respecte au mieux les différentes contraintes du projet.

II-1 définition de la brèche :

L'analyse des données conduit à définir la brèche à franchir.

Une brèche est la raison même de l'existence de l'ouvrage. Elle résulte de la topographie du site, de la ligne rouge du projet et des caractéristiques des obstacles à franchir, ce qui conduit à une longueur minimale de l'ouvrage.

Ces obstacles peuvent être issus :

- De contrainte naturelle : un cours d'eau, un thalweg, la présence d'un sol compressible impropre à la construction d'un remblai.

L'exemple des figures ci-dessous montre ce type de contraintes.

- De contraintes fonctionnelle : un gabarit de voie routière ou ferrée, une sur largeur de visibilité, les données liées au maintien d'une communication adaptée à la faune sauvage,
- De contraintes d'environnement (contraintes d'emprises, contraintes hydraulique,..), architecturales ou d'exploitation (dédouement routier à terme,...).

L'exemple de la figure ci-dessous montre ce type de contraintes.



Fig. I-4 : longueur de la brèche.

II-2 possibilités d'implantation des appuis :

Les appuis d'un pont assurent la liaison mécanique entre le tablier et le sol d'appuis.

Ils se composent des piles, culées ou péroits en élévation, et de leur fondations associées.

Leur conception est tributaire, par nature, de la qualité des sols d'appuis mais peut également être influencée par les conditions de liaison au tablier (encastrement par exemple).

II-3 principe d'implantation des appuis :

L'étude de l'implantation possible des appuis d'un ouvrage précède obligatoirement la définition des types de structure (tabliers) envisageables. Elle ne peut efficacement commencer qu'après la visite du site.

Le choix définition de l'implantation des appuis résulte d'une analyse multicritères visant à comparer, pour chacune des solutions d'implantations d'appuis envisagées, et en respect du programme défini par le maître d'ouvrage, le mode, les difficultés, l'impact sur le milieu physique et naturel, et le coût de réalisation des appuis mais aussi de la structure du tablier qu'ils se destinent à porter.

En pratique, l'implantation des appuis d'un ouvrage est un processus itératif, qui commence, après analyse des contraintes de projet, par la détermination de la brèche à franchir qui donne la position des appuis d'extrémité.

Elle se poursuit par la recherche des zones possibles d'implantation des appuis intermédiaires qui définit naturellement les portées de l'ouvrage et permet d'envisager les différents types de structure possibles pour le tablier.

Cette démarche balaie l'ensemble des données de projet précédemment décrites, en particulier :

- La configuration des lieux : topographie, hydrographie, urbanisation, voiries et réseaux, etc.
- Les données techniques : géologie / géomorphologie /géotechnique, hydraulique (niveaux d'écoulement, morpho dynamisme, transport solide).
- Les données fonctionnelles et leur évolution future.
- Les réseaux existants.
- Les délais et contraintes de réalisation.

Etc.....

Les portées d'ouvrage ainsi déduites des possibilités d'implantation des appuis ne permettent pas toujours d'aboutir à une proposition d'ouvrage satisfaisante en raison, par exemple :

- D'épaisseurs de structure incompatibles avec les gabarits à respecter.
- Des proportions entre les différentes travées qui en résultent (esthétique).
- Des portées de rive trop longue et coûteuses, ou trop courte pouvant occasionner des soulèvements de tablier sur culées (balancement).
- Etc.

Lorsque c'est le cas, ces raisons conduisent à revenir sur le schéma initial et à revoir la position des appuis intermédiaire jusqu'à la définition de solutions acceptables, tant pour les appuis que pour la structure de tablier.

Pour satisfaire l'ensemble de ces critères, il peut parfois être nécessaire de redéfinir la position des appuis d'extrémité.

En conclusion, l'implantation définitive des appuis résulte d'une recherche itérative convergeant vers des solutions techniquement, esthétiquement et économiquement satisfaisante, qui respectent le milieu naturel.

II-4 analyse des possibilités d'implantation des appuis :

De nombreux facteurs influents sur l'implantation des appuis, ils concernent en particulier :

- La topographie du site.
- La géologie /géomorphologie /géotechnique.
- L'hydrologie, l'hydraulique, le morpho-dynamisme.
- Les réseaux, l'urbanisation, les servitudes diverses.
- La forme des appuis prévus.
- L'analyse technico-économique.
- L'évolution à terme des caractéristiques des voies franchies



Fig. I-5. L'implantation des appuis.

Les facteurs pouvant constituer un gêne à l'implantation d'appuis sont de divers types qui on peut citer :

II-4-1 Présence d'obstacles

Le recensement des données de projet doit permettre de faire l'inventaire de l'ensemble des obstacles susceptibles de constituer soit une contrainte de projet pouvant interdire l'implantation d'un appui, soit une gêne lors de sa construction .

Certains obstacles pourront être :

- Provisoirement déplacés pour ne satisfaire que des conditions d'exécution, sans qu'ils constituent en eux mêmes une contrainte d'implantation d'appuis (canalisation réinstallée sur une semelle par exemple).
- Ou définitivement déplacés en vue d'obtenir une travée satisfaisante.

Dans le cas contraire, le projet doit s'en accommoder en évitant toutefois d'avoir recours à des dispositions audacieuses, dont la sophistication technique risquerait d'engendrer une exécution complexe, délicate, difficile ou hasardeuse et surtout coûteuse.

II-4-2 Contraintes d'exécution :

Dès le stade d'études d'avant-projet, l'ingénieur doit être en mesure d'évaluer les conséquences de ces choix d'implantation d'appuis et des techniques ou disposition de construction.

Outre la stabilité, il doit apprécier l'impact du projet sur l'environnement naturel de l'ouvrage et les conséquences fâcheuses qu'une défaillance pourrait avoir sur les constructions avoisinantes.

Cette évaluation doit concerner les effets parasites sur les terrains suite à la construction du nouvel ouvrage mais aussi et surtout aux problèmes que pourraient entraîner, tant pour l'ouvrage proprement dit que pour les constructions et leurs occupants, ou les réseaux, des travaux provisoires insuffisamment étudiés, comme :

- Un terrassement pouvant occasionner une instabilité de versant ou un glissement de terrain.
- Un pompage intempestif visant à rabattre la nappe et à faciliter la construction d'une fondation, pouvant occasionner des tassements nuisibles aux constructions.
- Un battage de palplanche, ou l'emploi d'explosifs à proximité de construction propageant des vibrations et pouvant occasionner des désordres.

Dans de tels cas, le conseil d'un spécialiste s'impose. Il doit en outre permettre de définir les travaux provisoires indirectement liés à l'ouvrage mais dont la réalisation peut entraîner des conséquences néfastes (piste de chantier à flanc de versant).



Fig. I-6: les contraintes d'exécution.

II-5 Répartition des travées dans les ponts en encorbellement :

Par le règlement SETRA on distingue deux possibilités pour la distribution des travers pour les ponts en encorbellement qui sont :

II-5-1 Cas d'un ouvrage composé de fléaux tous identiques :

Les ouvrages les plus simples comportent des travées principales toutes égales. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et amélioré les rendements. Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour cent de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées. Les ouvrages les plus courants comportent donc une série de travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 60 à 70 pour cent des portées principales.

L'exemple de la figure ci-dessous montre un ouvrage composé de fléaux tous identiques :

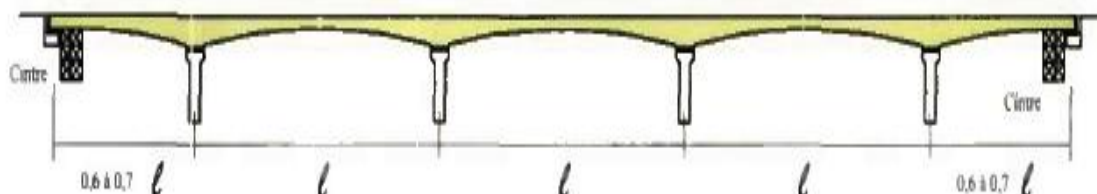


Fig. I-7: Répartition des travées dans le cas des fléaux tous identiques.

II-5-2 Cas d'un ouvrage composé de fléaux de longueurs différentes :

Les brèches à franchir comportent souvent des contraintes qui empêchent de projeter un ouvrage comme ceux que nous venons d'évoquer. Il faut alors construire des ouvrages comportant plusieurs types de fléaux. L'exemple de la figure ci-dessous montre un ouvrage comportant une ou plusieurs grandes travées, justifiées par un gabarit de navigation important, et une série de travées de portées plus réduites - donc plus économiques - franchissant des zones inondables mais non navigables.

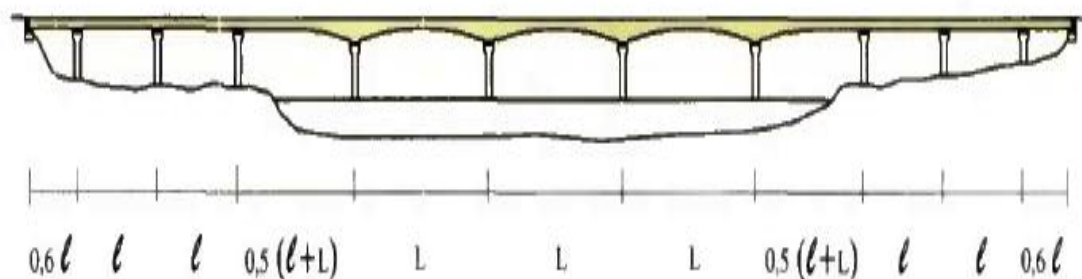


Fig. I-8: Répartition des travées dans le cas des fléaux tous de longueur différents.

III- Présentation de l'ouvrage:

Dans ces dernières années qui se sont écoulées, vu le développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules. Par conséquent, le réseau routier est devenu incapable de satisfaire la circulation automobile, d'où la nécessité d'élargir le réseau routier, et construire ainsi de multiples ouvrages d'art tels que les trémies et les ponts.

III-1- Données géométriques :

Notre projet a été proposé par la Société Algérienne d'Etude Infrastructure dans le cadre de projet de la pénétrante de Rélizane à l'autoroute est-ouest.

Notre projet porte sur un viaduc construit en béton précontraint par encorbellements successifs. Il permet de rejoindre la wilaya de Rélizane à l'autoroute est-ouest.

La longueur de cet ouvrage est de 480 m, il est compris entre le PK 29+160.00 et le PK 29+640,00 Il est conçu afin d'éviter les grands remblais exigés par la ligne rouge à cause du terrain vallonné de cette région. Il se compose de cinq (04) travées :

- Deux travées centrales de 150.00 m.
- Deux travées de rives de 90.00 m.

III -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.

III-1-2- Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le 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, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 0.50 % en partant du niveau 511.05 m au niveau de 513.25 m.

III -1-3- Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable : $L_r = 13.50\text{m}$
- Largeur chargeable : $L_c = 13.50\text{m}$
- Nombre de voies = 3voies de 3.5m. et une bande d'arrêt d'urgence de 2.00m
- La pente : 2,5%

On peut assurer la pente transversale en dénivellant la couche de roulement.

III -2- Données géotechniques :

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Pour notre cas ; l'étude géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante d'où la recommandation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

III -3- Données topographiques :

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



Fig. I-9. Vue Google earth de la situation de l'ouvrage.

III -4- Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de RELISANE est classée en zone II-a selon le RPOA2008.

III -5- Données climatiques :

III -5-1- La température :

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

III -5-2- 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)

III -5-3- Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 soit 0.125t/m^2 .

Chapitre II:

Caractéristiques
des matériaux.

I- Béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

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.

I-1- Dosage :

Le béton est dosé à 400 Kg/m³ de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

I-2- Densité :

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

I-3- La résistance 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 suivants :

- 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.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier} \\ 30 \text{ MPa pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera :

$$\begin{cases} j \geq 28 \text{ jours} & \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}. \\ j < 28 \text{ jours} & \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}. \end{cases}$$

I-4- La résistance à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour le tablier)} \\ f_{tj} &= 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06(30) = 2,4 \text{ MPa (pour les appuis).} \end{aligned}$$

f_{tj} , f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N / mm²).

I-5- Contrainte de calcul pour l'E.L.U.R :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

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

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

I-6- Contrainte limite de service :

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

I-7- Déformation longitudinale du béton E :

On considère un module de déformation « E_{ij} » défini par le BPEL comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$
- Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

I-8- Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où :

$$\nu = \frac{\Delta a}{a} + \frac{\Delta L}{L}$$

Avec : ν ; coefficient de poisson donné par : $\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré (E.L.S)
 $\nu = 0$ pour un béton fissuré (E.L.U)

a ; côte de l'élément considéré.

L ; longueur de l'élément considéré.

II- Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation.

La précontrainte initiale à prendre en considération dans les calculs est donnée par la formule suivante : $P_0 = \min (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$.

Où ; f_{peg} : limite élastique de l'acier de précontrainte.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

Le module d'élasticité longitudinale « E_p », appelé 'Module de Young' est pris égal 21000 MPa.

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **19T15s** (super) car ce type de câbles est réservé aux ouvrages de portées déterminantes supérieures ou égales à 130m.

II-1- Caractéristiques des câbles : Selon FREYSSINET

- Unité de précontrainte : 19 torons.
- Poids de 1T15s = 1,18 (kg/m)
- Section de 19T15s = 2850 (mm²)
- Force maximale au vérin = 241,3 (kN)

II-2- La valeur max de la tension à l'origine :

$$\sigma_0 < \min (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg}) \text{ avec ; } \begin{array}{l} - f_{peg} = 1660 \text{ (MPa)} \\ - f_{prg} = 1860 \text{ (MPa)} \end{array}$$

Alors :

$$\sigma_0 < \min (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

II-3- Gaines :

- Φ_{int} : 90 mm.
- Φ_{ext} : 97 mm.

II-4- Frottements :

- Déviation parasite : 0,003 m⁻¹.
- Coefficient de frottement : 0,1 rad.

III- Les aciers passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400

On a : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : coefficient de pondération pris égale à 1,15.

D'où :

$$\sigma_s = 400/1,15 = 347,8 \approx 348 \text{ (MPa)}.$$

Chapitre III:

Pré-dimensionnement
et caractéristiques
de l'ouvrage.

I- La conception :

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et leurs modes d'exécution.

Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un viaduc à tablier en béton précontraint construit par encorbellement successifs.

I-1- Notion historique de la construction par encorbellement :

L'idée de construire un ouvrage en porte-à-faux à partir de ses appuis n'est pas nouvelle et a germé très tôt dans l'esprit des constructeurs.

Les premiers ponts en encorbellement furent en effet édifiés en bois. César parle dans ses écrits d'ouvrages Gaulois construits avec des troncs d'arbres posés orthogonalement par rangées horizontales, entre les quelle étaient placés des blocs de rocher formant contrepoids. On trouve encore des ouvrages de ce type en Chine, aux Indes et au Tibet. On peut citer le projet d'un pont en bois de 550m de portée établit en 1811 par l'ingénieur américain THOMAS POPE. Il s'agissait d'un arc très surbaissé, encastré sur deux culées en maçonnerie à partir desquelles il était construit en encorbellement par assemblage d'éléments préfabriqués.

Avec l'avènement du pont métallique au début du XIXème siècle, on retrouve cette idée dans certains ponts construits par voussoirs avec haubanage provisoire ou définitif.

Elle fût également utilisée dans le domaine du béton armé : ce type d'ouvrage ne connut pas un grand développement vue l'encombrement des armatures et fissuration de l'extrados des consoles.

L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930) allait donner à la construction des ponts par encorbellement successifs une place de choix dans le domaine de portées allant de 70m à 250m.

C'est en 1950 que le docteur FUTERENRALDER qui a conçu le pont sur la LAHN inaugure véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

En Algérie le premier pont construit par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs est le pont de MASCARA constitué de 03 travées de 55m – 100m – 55m de portées.

I-2- Principe de la construction par encorbellement :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

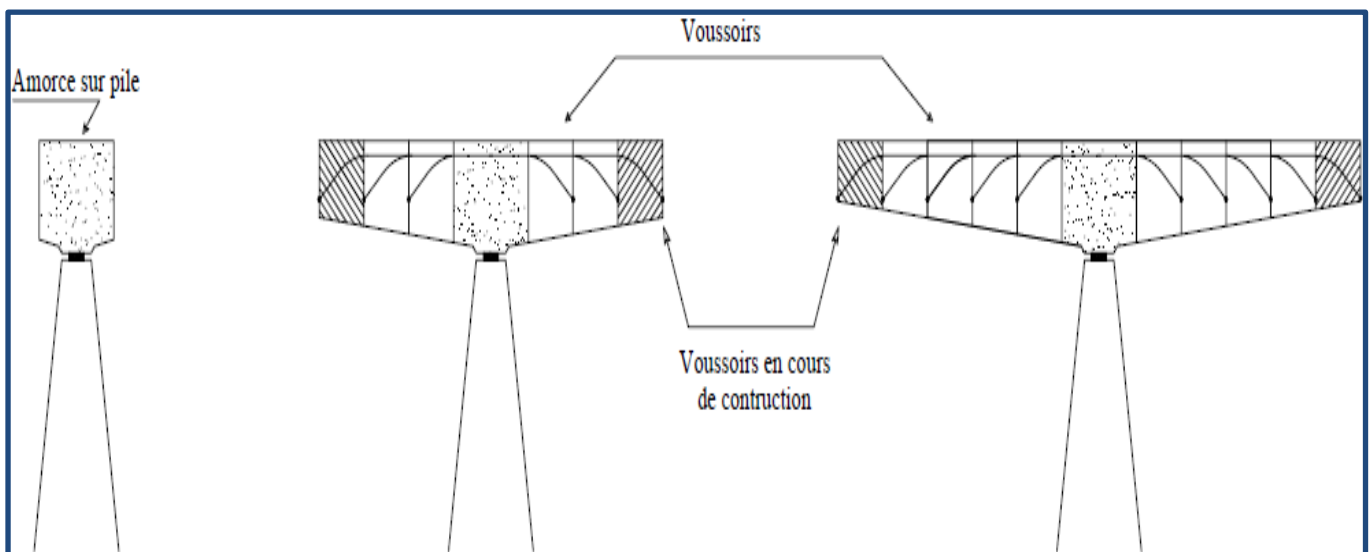


Fig. III-1. Schéma de principe de la construction par encorbellement

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place en moyen de dispositifs appropriés.

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson à deux âmes, de grande largeur, la poutre caisson à trois âmes semble théoriquement la mieux adaptée, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

I-3 Les méthodes de construction par encorbellement :

Les méthodes de construction par encorbellement sont variées, on peut citer quelques-unes :

I-3-1 Les voussoirs coulés en place :

Ce procédé consiste à couler le béton en place à partir du voussoir de tête de pile coulé en premier, en montant de chaque côté de ce voussoir de tête un équipage mobile permettant de couler successivement et symétriquement les autres voussoirs en porte à faux jusqu'à ils rencontrent le fléau voisin ou de la partie coulé sur cintre.



Fig. III-2.voussoirs culée en place.

I-3-2 Les voussoirs préfabriqués :

I-3-2-1- Encorbellement par utilisation des poutres de lancement :

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpentes métalliques, où les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement. C'est la méthode la plus répandue.

I-3-2-2- Encorbellement par utilisation d'un portique sur rail :

Les rails ne reposent pas directement sur les piles, elles glissent sur des poteaux formant un portique, leur objectif est le même que celui de la poutre de lancement.

I-4- Avantage du procédé et domaine d'application :

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux).
- Rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

Le domaine d'application : couvre couramment les portées de 60m à 150m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint :

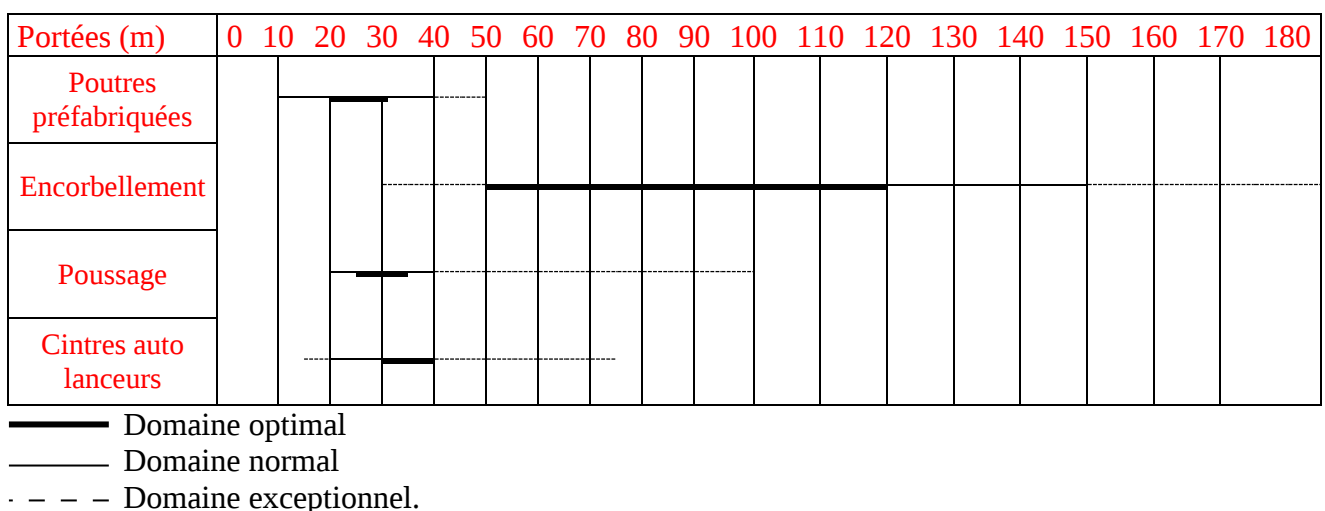


Tableau. III-1. Domaine d'application des différents types de ponts.

II- Pré dimensionnement :

II-1-portee de l'ouvrage:

La portée de l'ouvrage est de 480m suffisante pour franchir l'oued, le tablier est encastré sur 3 piles de hauteur légèrement différentes, de ce fait il est Constitué de 4 travées reparties de la façon suivant :

$$90m+150m+150m+90m=480m$$

$$L=100 \text{ m}$$

$$\beta L=90m \text{ avec : } \beta=0.6$$

II -2- choix du type de caisson:

Etant donné que la largeur de l'ouvrage dépasser 12m on avait le choix entre trois Solutions :

- un caisson à trois âmes
- un double caisson à deux âmes
- un caisson multicellulaire.

Seules les poutres caissons sont utilisées dans la construction par encorbellement, pour les raisons suivantes :

➤ Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées et très importants au voisinage des appuis, car le tablier travaille en console.

Donc il est nécessaire de prévoir un hourdis inférieur formant une table de compression.

- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les poutres sont, le plus souvent, de hauteur variable à fin de réduire le poids propre en adaptant la section résistante aux efforts appliqués.
- Les caissons ne comportent pas des entretoises intermédiaires, on dispose simplement une entretoise à l'intérieur des caissons au droit des appuis pour permettre une bonne diffusion des réactions d'appuis.

- $B \leq 13m$: domaine courant des caissons à deux âmes

- $13 \leq B \leq 17m$: un caisson à 3 âmes peut être envisagé

- $B > 17m$: selon les portées, envisagera soit :

- Un caisson à trois âmes
- Un double caisson à 2 âmes mais il faut une précontrainte transversale.

Plus rarement, un caisson multicellulaires

VI- Pré-dimensionnement des voussoirs:

VI-1- Profil en long :

Pour les ouvrages dont la portée dépasse les 60m, le poids propre du tablier représente une partie importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par

conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante de piles vers la clé.

VI-1-1- Hauteur du voussoir sur pile :

La hauteur h_p sur pile est généralement :

$$\frac{L}{18} \leq h_p \leq \frac{L}{16} \Rightarrow \frac{150}{18} \leq h_p \leq \frac{150}{16} \\ \Rightarrow 8.33\text{m} \leq h_p \leq 9.375\text{ m}$$

Tel que L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

On prend : **$h_p = 9.00\text{ m}$**

VI-1-2- Hauteur du voussoir à la clé :

La hauteur minimale est de 2.20m afin de permettre la circulation, à l'intérieur de la poutre caisson pour, l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

En pratique, la hauteur à mi- travée h_c demeure :

$$\frac{L}{35} \leq h_c \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{150}{60} \leq h_c \leq \frac{150}{30} \\ \Rightarrow 4.28\text{ m} \leq h_c \leq 5.00\text{ m}$$

On prend : **$h_c = 4.50\text{ m}$**

VI-1-3- Ligne d'intrados :

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir du voussoir sur pile, à l'exception du voisinage des culées, où ce dernier prend une forme rectiligne avec hauteur constante.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie des matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de « Résal », inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect satisfaisant.

VI-1-4- Lois de variation des différents paramètres :

L'extrados a une pente de 2.50 %

La variation de la hauteur $h(x)$:

L'intrados suit une variation parabolique (à partir du voussoir sur pile jusqu'à une distance de 15.00 m du côté de la culée où la hauteur est égale

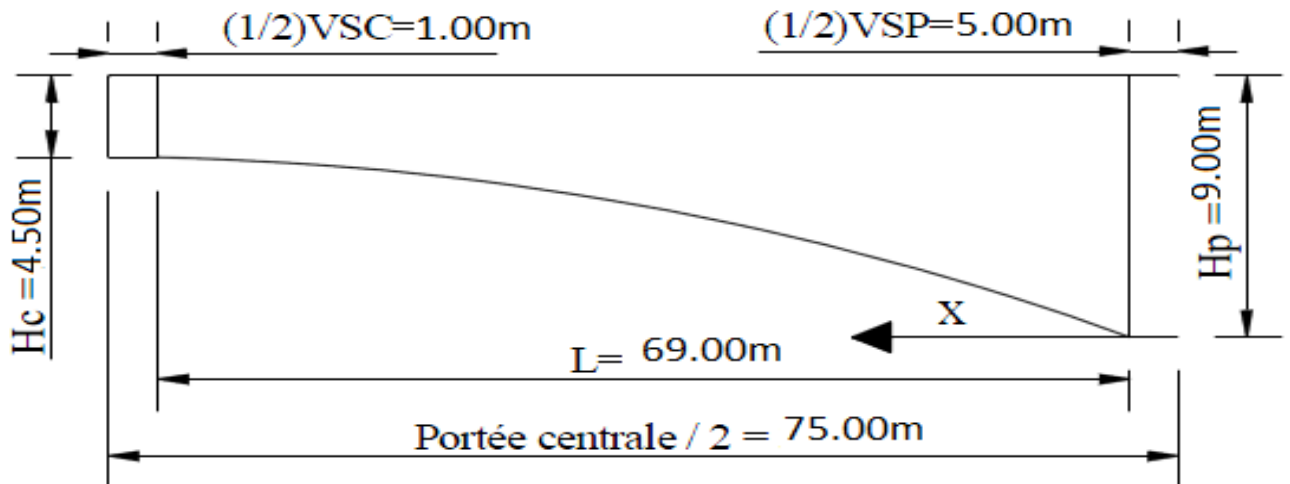


Fig. III-3. La variation de la hauteur.

La variation est donnée comme suit :

$$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

L'épaisseur de l'hourdis inférieur $e(x)$:

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de $h(x)$

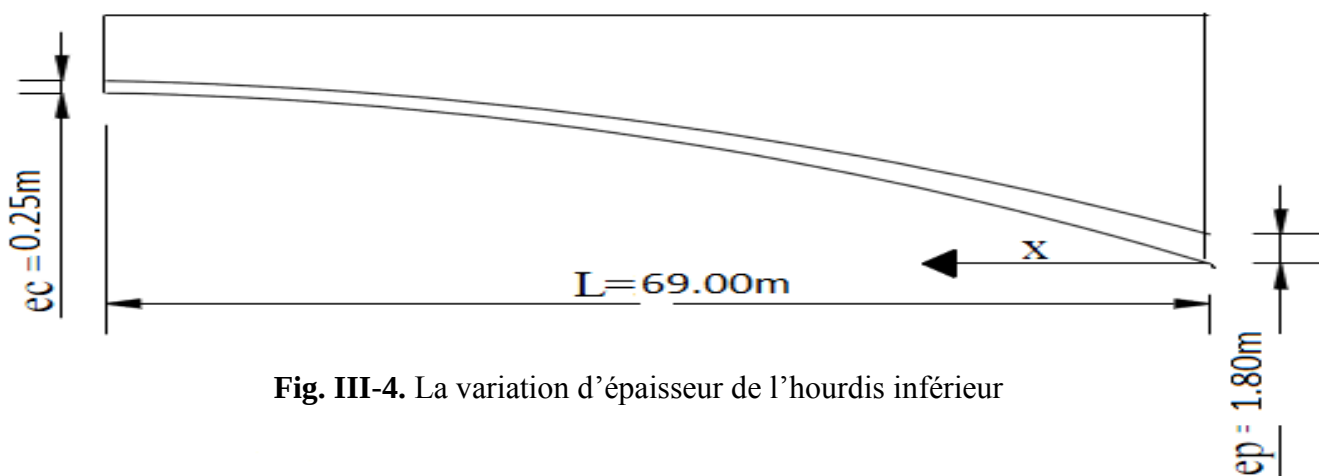


Fig. III-4. La variation d'épaisseur de l'hourdis inférieur

$$e(x) = e_p - 2 \times (e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

La variation de l'inertie :

La loi de variation d'inertie est en fonction de la hauteur qu'a été retenue

$$I = k \times h^{\frac{5}{2}}$$

$$I(x) = I_c \left[1 + k \left(\frac{x}{l} \right)^{\frac{5}{2}} \right]$$

Avec; $k = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$

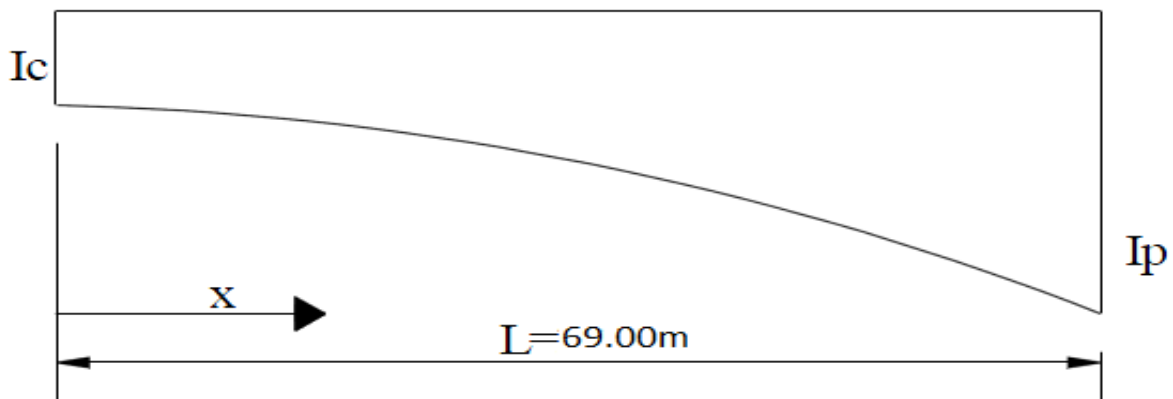


Fig. III-5. La variation de l'inertie.

La variation de la section :

$$S(x) = S_p - 2 \times (S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

S_p : La section au niveau de pile.

S_c : La section au niveau de culée.

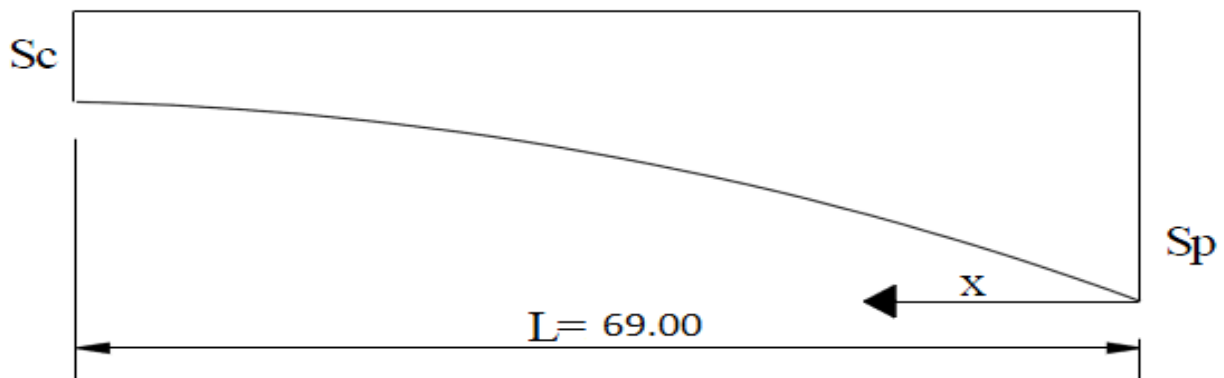


Fig.III-6. La variation de la section transversale

La variation du centre de gravité de la section du voussoir :

$$Y_G = Y_{G_c} \left[1 + \left(\frac{Y_{G_p}}{Y_{G_c}} - 1 \right) \times \left(1 - \frac{x}{l} \right)^2 \right]$$

Y_{G_p} : centre de gravité du voussoir sur culée.

Y_{G_c} : centre de gravité du voussoir sur pile.

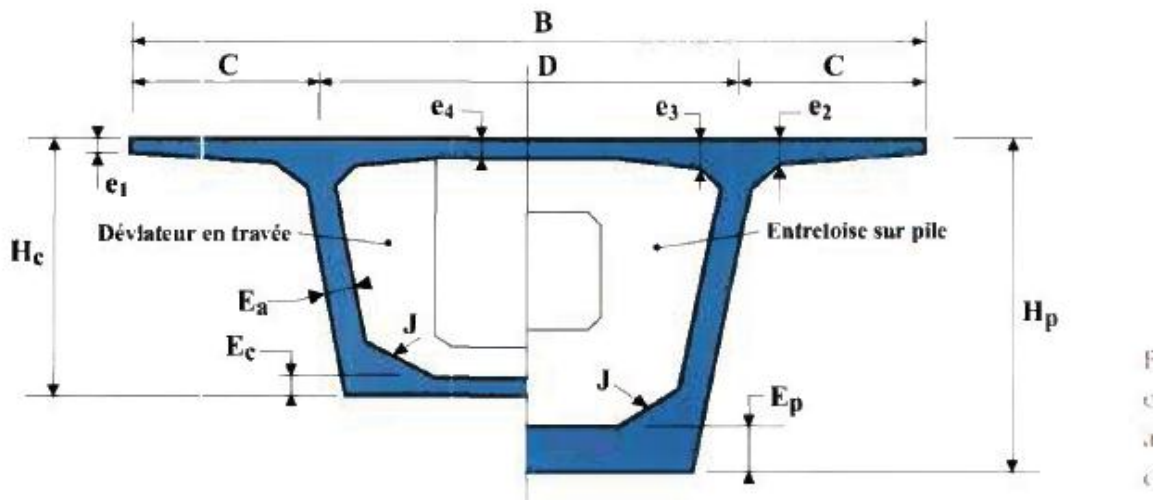
VI-2-Section transversale :

Fig. III-7. La section transversale

VI-2-1- Entraxe des âmes :

L'entraxe des âmes est égal à $B/2$; B étant la largeur du hourdis supérieur.

$$D \cong \frac{B}{2} = \frac{15.6}{2} \Rightarrow D = 7.80 \text{ m}$$

VI-2-2- Epaisseur des âmes :

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et elle permet la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte.

L'expression suivante permet de calculer l'épaisseur des âmes :

$$E_a = 0.26 + \frac{L(m)}{500} = 0.26 + \frac{150}{500}$$

$$E_a = 0.56 \text{ cm}$$

Les câbles de précontrainte choisis sont du type 12T15s, alors :

$$E_a \geq 44 \text{ cm}$$

Le découpage des voussoirs a donné 23 éléments longueur 3.00m de, il est donc nécessaire d'élargir l'âme afin qu'elle puisse loger les câbles. Soit alors ;

$$E_a = 60 \text{ cm}$$

Cette épaisseur reste constante entre le voussoir sur pile et le voussoir à la clé.

VI-2-3- Epaisseur du hourdis supérieur :

L'hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes.

$$e_4 \geq \frac{D}{30} \text{ cm} \Rightarrow e_4 \geq \frac{780}{30} \text{ cm}$$

D étant l'entraxe des âmes.

$$e_4 = 25 \text{ cm}$$

VI-2-4- Epaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur en travée est généralement fixée par la condition d'enrobage des câbles de solidarisation qui s'y trouvent placés.

Au voisinage des appuis intermédiaires, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charges de service sur la fibre inférieure.

On prend :

L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile :

$$\text{Soit : } E_{ip} = 2.5-3E_{ic} \Rightarrow E_{ip} = 2.5-3 \cdot 0.25 \Rightarrow E_{ip} = 180 \text{ cm}$$

Dans la partie centrale des travées, le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible (18 à 22 cm) pour limiter le poids propre du caisson. Pour les ouvrages larges, la flexion transversale est prépondérante, et l'épaisseur est plutôt de l'ordre de 25 cm.

On prend L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé : $E_{ic} = 25 \text{ cm}$.

VI-2-5- Goussets :

Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes. Leur angle varie entre 60° et 30°.

On prend un angle de 30°, avec un coté de 50cm, comme indiqué sur la **Fig. III-9**.

Les goussets du hourdis inférieur trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles de fléaux soit pour y disposer tout ou une partie des câbles de continuité.

On prend un angle de 45° et un coté de 35cm (**Fig. III-9.**)

VI-3- Caractéristiques géométriques des voussoirs :

VI-3-1- voussoir sur pile (vsp) :

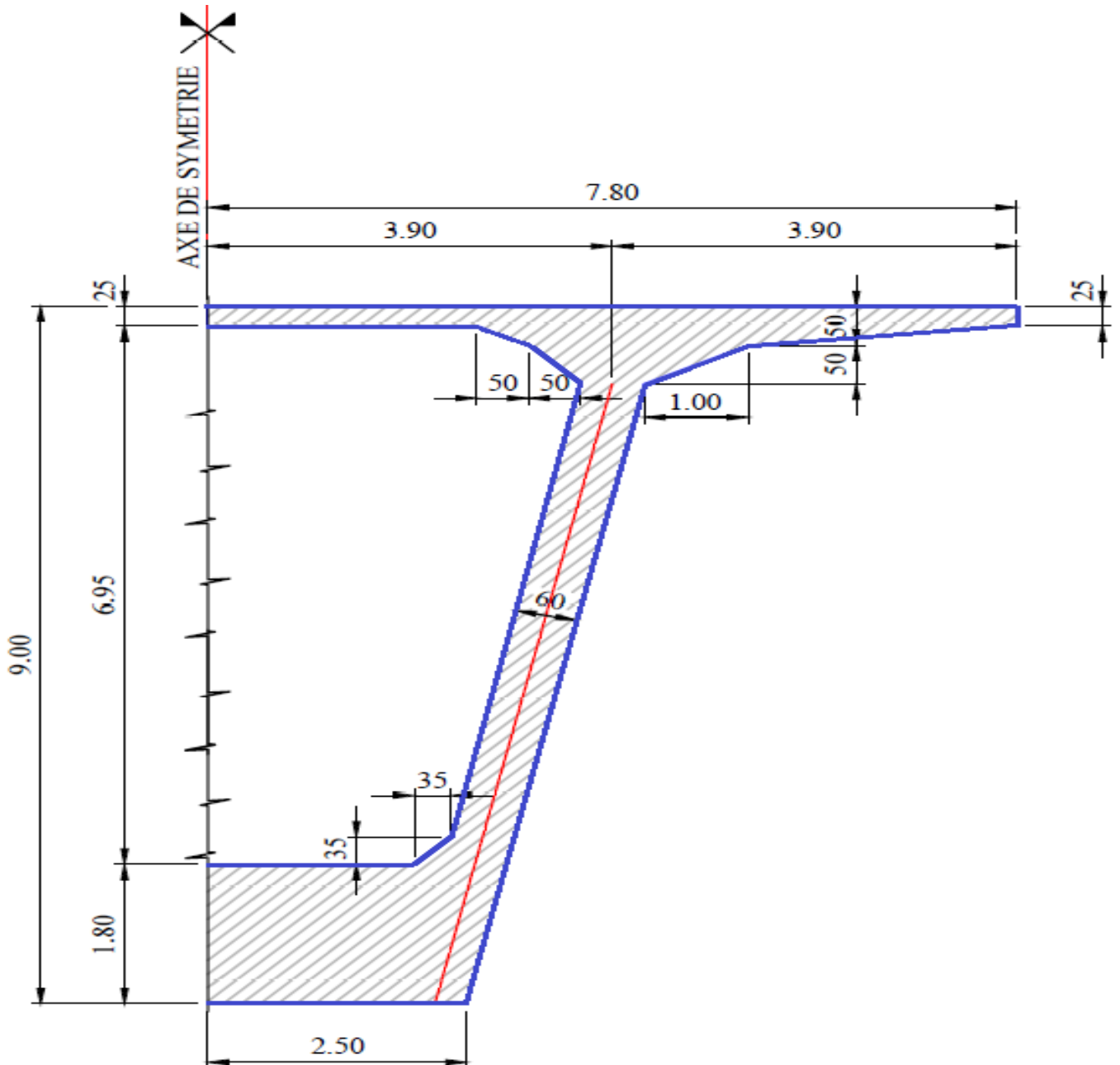
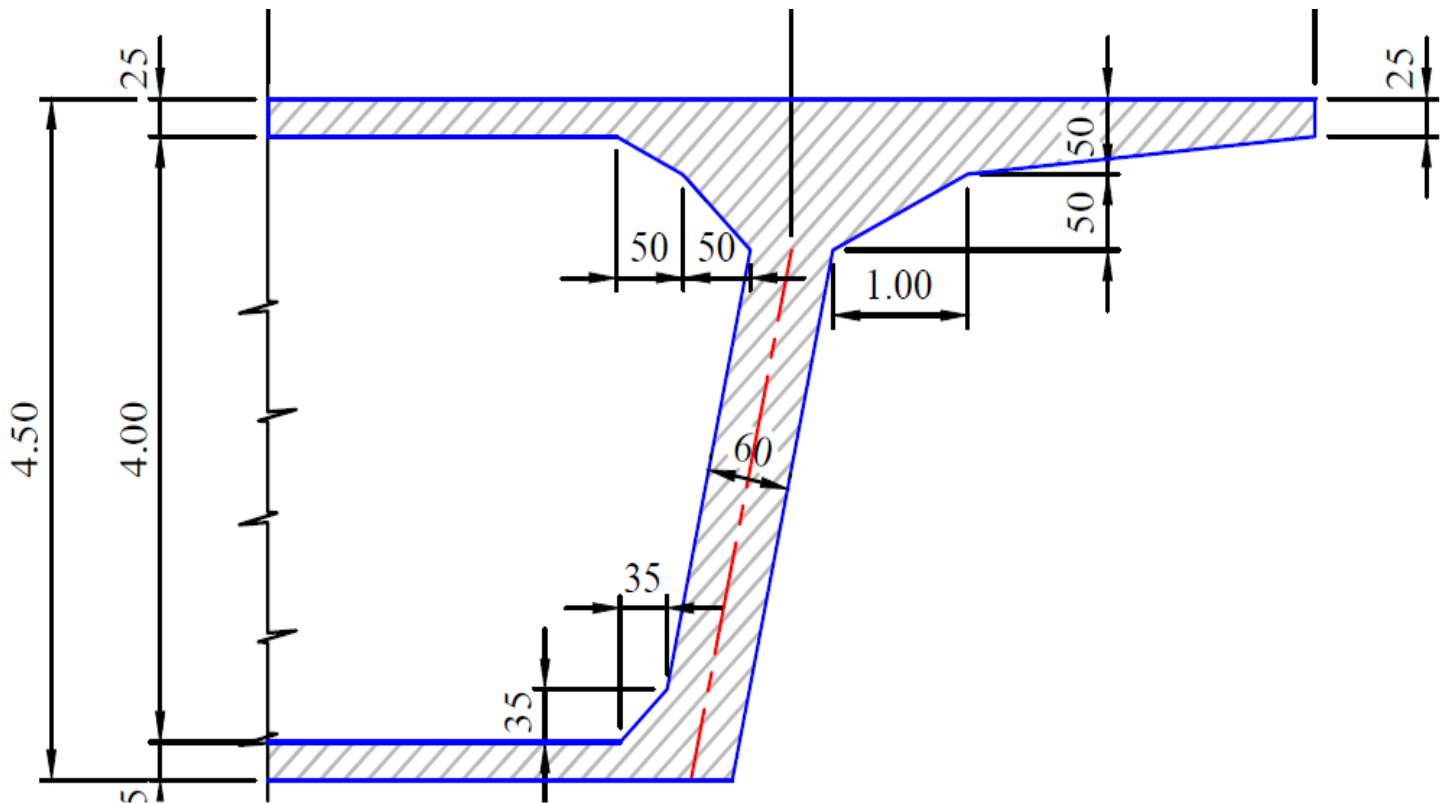


Fig. III-8. Section transversale du voussoir sur pile.

VI-3-1- Voussoir à la clé (VC) :**Fig. III-9.** Section transversale du voussoir à la clé**VI-4- Caractéristiques mécaniques des voussoirs :**

La figure ci-dessous montre une section de poutre – caisson symétrique à deux âmes dont les dimensions ont été choisies de façon à simplifier les calculs.

Les caractéristiques mécaniques sont les suivants :

- G :** Le centre de gravité de la section ;
- V :** La distance de **G** à la fibre supérieure ;
- V' :** La distance de **G** à la fibre inférieure ;
- h = v+v' :** La hauteur totale de la section ;
- B :** L'aire de la section ;
- I_y :** Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par **G**) ;
- I_z :** Son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par **G**) ;

Le rendement géométrique de la section : $\rho = \frac{I_y}{B.v.v'}$

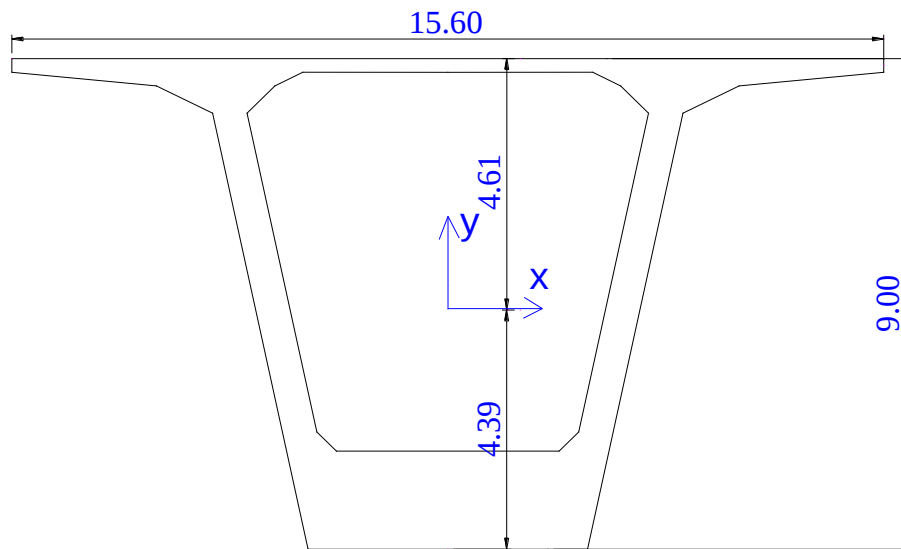


Fig. III-10. Voussoir sur pile (Caractéristiques mécaniques).

N° voussoir	x	H(m)	ei(m)	Aire(m ²)	volume(m ³)	poids(t)	Iy(m ⁴)	Iz(m ⁴)	v'	v	r
1/2vsp	0,000	9,000	1,800	24,533	122,665	306,663	278,758	251,195	4,415	4,585	0,561
v1	3,000	8,617	1,668	23,546	72,119	180,297	246,314	246,988	4,286	4,331	0,564
v2	6,000	8,251	1,542	22,603	69,224	173,061	217,534	243,007	4,164	4,088	0,565
v3	9,000	7,903	1,422	21,704	66,461	166,153	192,066	239,248	4,047	3,856	0,567
v4	12,000	7,571	1,308	20,849	63,830	159,575	169,584	235,704	3,935	3,636	0,569
v5	15,000	7,256	1,199	20,038	61,330	153,325	149,788	232,372	3,830	3,427	0,570
v6	18,000	6,958	1,097	19,270	58,962	147,405	132,402	229,246	3,730	3,229	0,571
v7	21,000	6,678	1,000	18,547	56,725	141,813	117,175	226,322	3,636	3,042	0,571
v8	24,000	6,414	0,909	17,867	54,620	136,550	103,874	223,595	3,547	2,867	0,572
v9	27,000	6,167	0,824	17,231	52,647	131,617	92,292	221,062	3,464	2,703	0,572
v10	30,000	5,938	0,745	16,639	50,805	127,012	82,238	218,720	3,387	2,550	0,572
v11	33,000	5,725	0,672	16,091	49,094	122,736	73,543	216,564	3,316	2,409	0,572
v12	36,000	5,529	0,605	15,586	47,515	118,789	66,052	214,592	3,250	2,279	0,572
v13	39,000	5,351	0,543	15,126	46,068	115,170	59,630	212,801	3,190	2,160	0,572
v14	42,000	5,189	0,487	14,709	44,752	111,881	54,156	211,189	3,136	2,053	0,572
v15	45,000	5,044	0,438	14,336	43,568	108,921	49,524	209,752	3,088	1,957	0,572
v16	48,000	4,917	0,394	14,007	42,516	106,290	45,642	208,489	3,045	1,872	0,572
v17	51,000	4,806	0,355	13,722	41,595	103,987	42,429	207,399	3,008	1,799	0,572
v18	54,000	4,713	0,323	13,481	40,805	102,014	39,820	206,479	2,976	1,736	0,572
v19	57,000	4,636	0,297	13,284	40,148	100,369	37,759	205,727	2,951	1,686	0,572
v20	60,000	4,577	0,276	13,130	39,621	99,053	36,201	205,144	2,931	1,646	0,572
v21	63,000	4,534	0,262	13,021	39,227	98,066	35,113	204,729	2,916	1,618	0,572
v22	66,000	4,509	0,253	12,955	38,963	97,409	34,469	204,479	2,908	1,601	0,572
v23	69,000	4,500	0,250	12,933	38,832	97,080	34,256	204,396	2,905	1,595	0,572

Tableau. III-2. Les caractéristiques mécaniques des voussoirs.

Chapitre IV:

Charges et surcharges.

Les actions agissantes sur l'ouvrage en phase de service sont les suivantes :

- Les charges permanentes (CP+CCP).
- Les charges routières (tirer du fascicule 61, titre II).
- Les charges sismiques.

I- Les charges permanentes (CP) :

C'est le poids propre des caissons, pour le cas de notre ouvrage ; la hauteur des caissons est variable paraboliquement, donc le poids propre des caissons est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$P(x) = \gamma_b \cdot V(x) = \gamma_b \int_0^L S(x) dx$$

Tel que: $S(x) = S_p - 2(S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$

II- Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

- Le revêtement et chape.
- Trottoirs et corniche.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.

II-1- Revêtement et chape :

II-1-1- Poids de la chape : $13,5 \times 0,01 \times 2,5 = 0,335 \text{ t/ml}$.

II-1-2- Poids du revêtement :

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur placée sur le tablier :

$$P_{\text{rev}} = e.l.G_{\text{BB}}$$

Avec: $l = 13,50 \text{ m}$,

$$G_{\text{BB}} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$P_{\text{rev}} = 0,08 \times 13,5 \times 2,2 = 2,376 \text{ t/ml} \quad P_{\text{rev}} = 2,376 \text{ t/ml}$$

II-2- Poids propre des trottoirs et corniche :

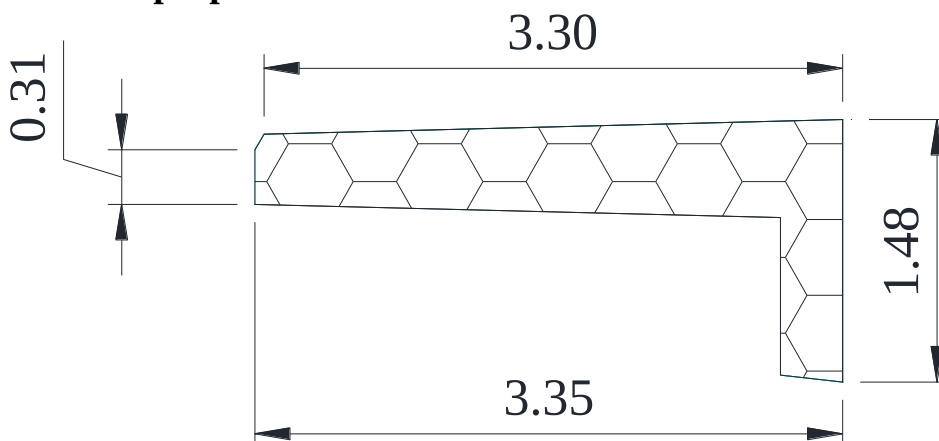


Fig. IV- 1. Coupe transversale du trottoir de droite avec corniche.

$$P_{(tr+corniche)} = \gamma_b \times (S_{trot+corn-droite} + S_{trot+corni-gauche}) = 2.5 \times (0.494 + 0.248) = 1.855 \text{ t/ml.}$$

$$P_{(tr+corniche)} = 1.855 \text{ t/ml.}$$

II-3- Le garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

Donc : $P_{gc} = 0,1 \text{ t/ml}$

II-4- Glissières de sécurité de pont :

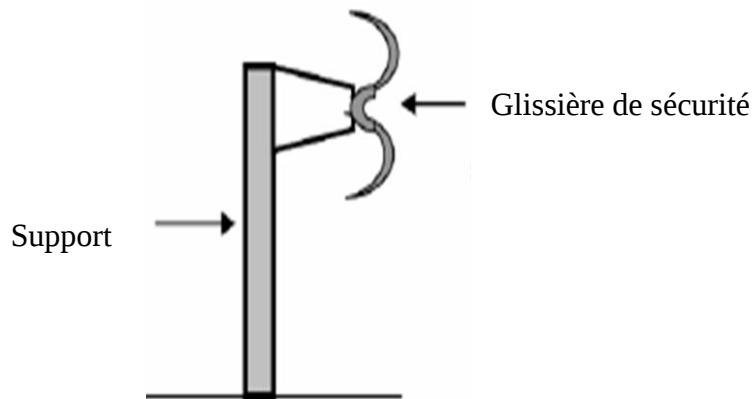


Fig. IV-2. Glissière de sécurité

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$$P_{gl} = 0,06 \text{ t/m.}$$

$$P(2gli) = 0,12 \text{ t/m}$$

Alors :

CCP = revêtement et la chape + corniche et Trottoirs + garde-corps + glissière de sécurité

$$CCP = (0.335 + 2.376) + 1.855 + 0.1 + 0.12$$

$$CCP = 4.786 \text{ t/ml.}$$

III- Les surcharges routières :

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

- La charge routière type : A (I)
- La charge routière type : B (B_c , B_t , B_r)
- La charge militaire M_c : (M_{c80} , M_{c120})
- Convoi exceptionnel : D_{240}
- Surcharges sur trottoirs : S_t
- Vent : w
- Température
- Force de freinage
- Séisme

Le fascicule mentionné ci-dessus classe les ponts routes en trois catégories ; en fonction de la largeur roulable et de leur destination :

- 1- Les ponts routes rangés en première classe sont :
 - Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m.
 - Tous les ponts supportant des bretelles d'accès de telles chaussées.
 - Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m qui sont désignés par les C.P.S.
- 2- Sont rangés en deuxième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus supportant des chaussées à 2 voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m valeurs limites exclues.
- 3- Sont rangés en troisième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.5m.

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable $L_r = 13.5\text{m}$. Donc c'est un pont de 1^{ère} classe.

N.B : En ce qui concerne la largeur chargeable (L_C), elle se déduit de la largeur roulable en relevant une bande de 0.5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière de sécurité ou barrière) lorsqu'il en existe.

Pour le cas de notre projet, on a :

Largeur droite $L_T = 15.60\text{m}$.

Largeur roulable $L_r = 13.5\text{ m}$.

Largeur chargeable $L_C = 13.5\text{ m}$.

III-1- Système de charge A :

Nous avons une multitude de cas de charges de A(L) (il y en a 11 en tout) :

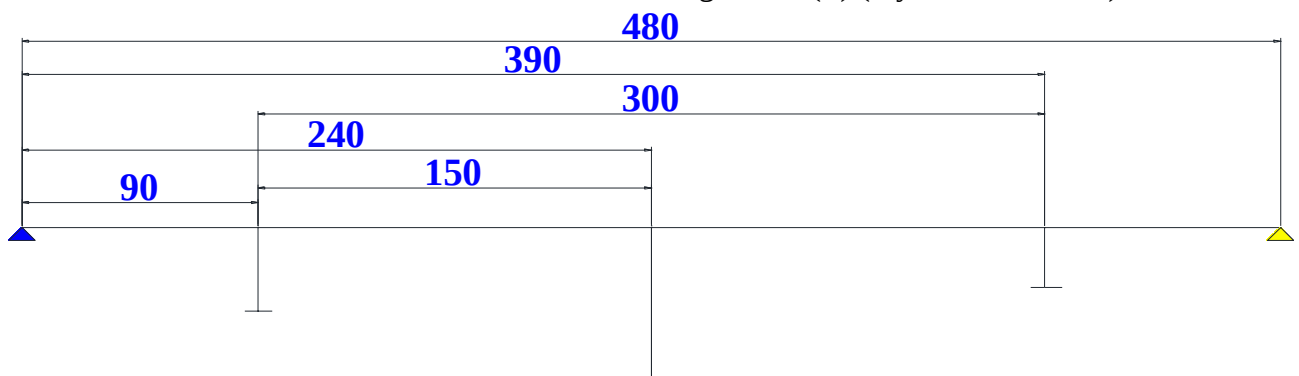


Fig. VI- 3. Cas de charges de A(L).

La charge A(l) est donnée par le fascicule 61 titre II, par la formule suivante :

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

Exemple de calcul : 1^{er} cas (pour une travée chargée ; $L=90\text{ m}$).

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{90 + 12} = 582,9411 \text{ Kg/m}^2$$

$$A(l) = 582,9411 \text{ kg/m}^2$$

$A(L) = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$. Avec ;

a_1 : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant (tiré du fascicule 61 titre II) :

Nombre de voies		1	2	3	4
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75
	Deuxième	1	0.9	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-

Tableau. IV- 1. Valeur de coefficient a_1

a_2 : est donné par la formule suivante : $a_2 = v_0/v$

V : étant la largeur d'une voie et v_0 ayant les valeurs suivantes :

3.5m pour les ponts de première classe.

3.0m pour les ponts de deuxième classe.

2.75m pour les ponts de troisième classe.

- Une voie chargée :

- $a_1 = 1, a_2 = 1$; $A(l) = 582.94 \times 1 \times 1 \times 3.5 = 2042.9 \text{ kg/ml}$

$A(L) = 2.0429 \text{ t/ml}$

- Deux voies chargées :

- $a_1 = 1, a_2 = 1$; $A(l) = 582.94 \times 1 \times 1 \times 7 = 4080.58 \text{ kg/ml}$

$A(L) = 4.0805 \text{ t/ml}$

- Tableau récapitulatif des valeurs de la charge $A(L)$ des différents cas :

	L(m)	A(l) (t/ml)	Une voie chargée	Deux voies chargées	trois voies chargées	Quatre voies chargées
1 ^{er} cas	90	0,583	2,04	4,081	5,509	4,191
2 ^{ème} cas	150	0,452	1,583	3,166	4,274	3,249
3 ^{ème} cas	240	0,373	1,305	2,61	3,524	2,681
4 ^{ème} cas	300	0,345	1,209	2,418	3,264	2,480
5 ^{ème} cas	390	0,32	1,118	2,237	3,02	2,300
6 ^{ème} cas	480	0,303	1,061	2,123	2,865	2,178

Tableau. IV- 2. Valeurs de la charge $A(L)$

III-2- Système de charges B :

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

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).

- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t) ».

- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

N.B : Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times L)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : Longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B_c maximale.

III-2-1- Surcharge B_c :

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

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

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

a) Disposition dans le sens transversal : Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

b) Disposition dans le sens longitudinal : Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

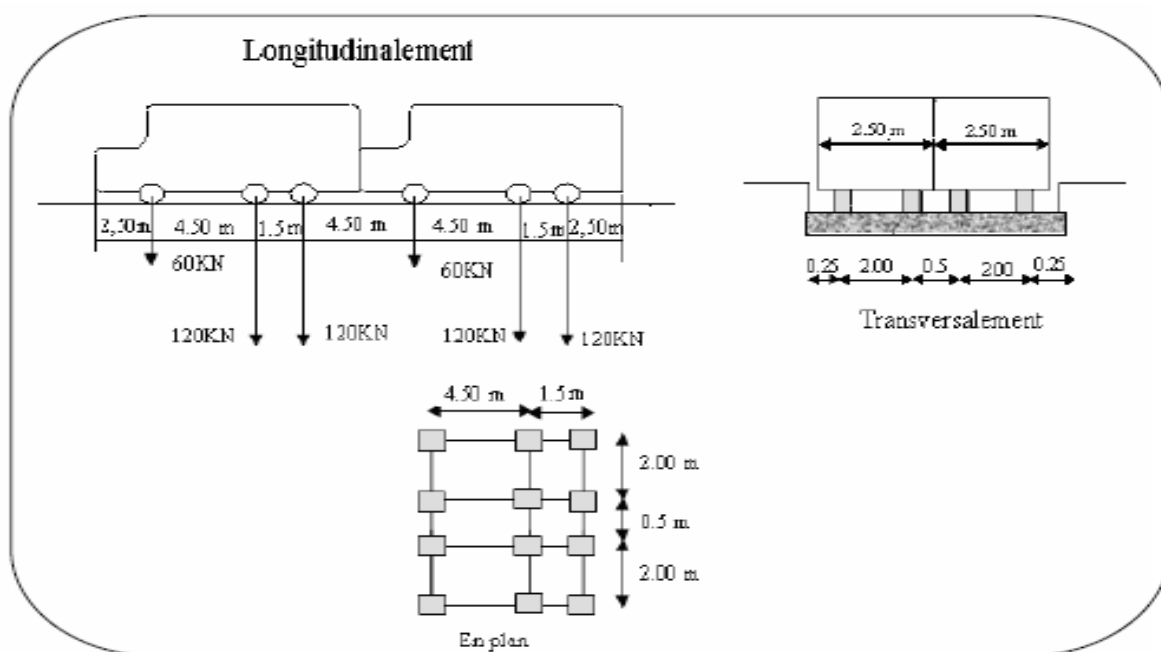


Fig. IV- 4. Dimensions de surcharge B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c donné par le tableau suivant (tiré du fascicule 61 titre II) :

Nombre de files considérés		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

Tableau. IV- 3. Valeur du coefficient b_c

c) Calcul du coefficient dynamique : La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication de la somme des poids des essieux par le coefficient bc tiré du tableau ci-dessus.

On a alors, pour notre cas :

$$b_{ec} = \begin{cases} 1,2 & \text{.....pour 1 file.} \\ 1,1 & \text{.....pour 2 files.} \end{cases}$$

Exemple : 1^{er} cas pour une travée chargée (L=m) :

G : poids propre de la travée :

$$G = (G' + G_{\text{cintre}} + G_{1/2\text{VSP}}) + \text{CCP}$$

$$G = 3930,60225 + 425,7 = 4356,30225 \text{ t}$$

- **1 file considérée :**

$$b_c = 1.2$$

$$S = 60 \times 1.2 = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 90)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{4356,30225}{72}}$$

$$\delta = 1,0235$$

- **2 files considérées :**

$$b_c = 1.1$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 90)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{4356,30225}{132}}$$

$$\delta = 1,027$$

Tableau récapitulatif des valeurs de la charge B_c des différents cas :

Travées chargées	L(m)	G (t)	bc 1file	bc 2files	bc 3files	bc 4files	S 1 file	S 2 files	S 3 files	S 4 files	δ 1 file	δ 2 files	δ 3 files	δ 4 files
1 ^{er} cas	90	4356,3	1.2	1.1	0,95	0,8	72	132	171	192	1,024	1,026	1,027	1,028
2 ^{ème} cas	150	7184,64	1.2	1.1	0,95	0,8	72	132	171	192	1,014	1,016	1,016	1,017
3 ^{ème} cas	240	11540,9	1.2	1.1	0,95	0,8	72	132	171	192	1,009	1,01	1,01	1,011
4 ^{ème} cas	300	14369,3	1.2	1.1	0,95	0,8	72	132	171	192	1,007	1,008	1,008	1,009
5 ^{ème} cas	390	18725,6	1.2	1.1	0,95	0,8	72	132	171	192	1,006	1,006	1,006	1,007
6 ^{ème} cas	480	23081,9	1.2	1.1	0,95	0,8	72	132	171	192	1,005	1,005	1,005	1,005

Tableau. IV- 4. Valeurs du coefficient δ

Remarque : Le coefficient de majoration dynamique à prendre en compte pour le système de charge B_c est $\delta = 1,028$

III-2-2- Système de charge B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous les deux à roues simples et répondent aux caractéristiques suivantes :

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

Le système est applicable seulement pour les ponts du 1^{ère} et 2^{ème} classe.

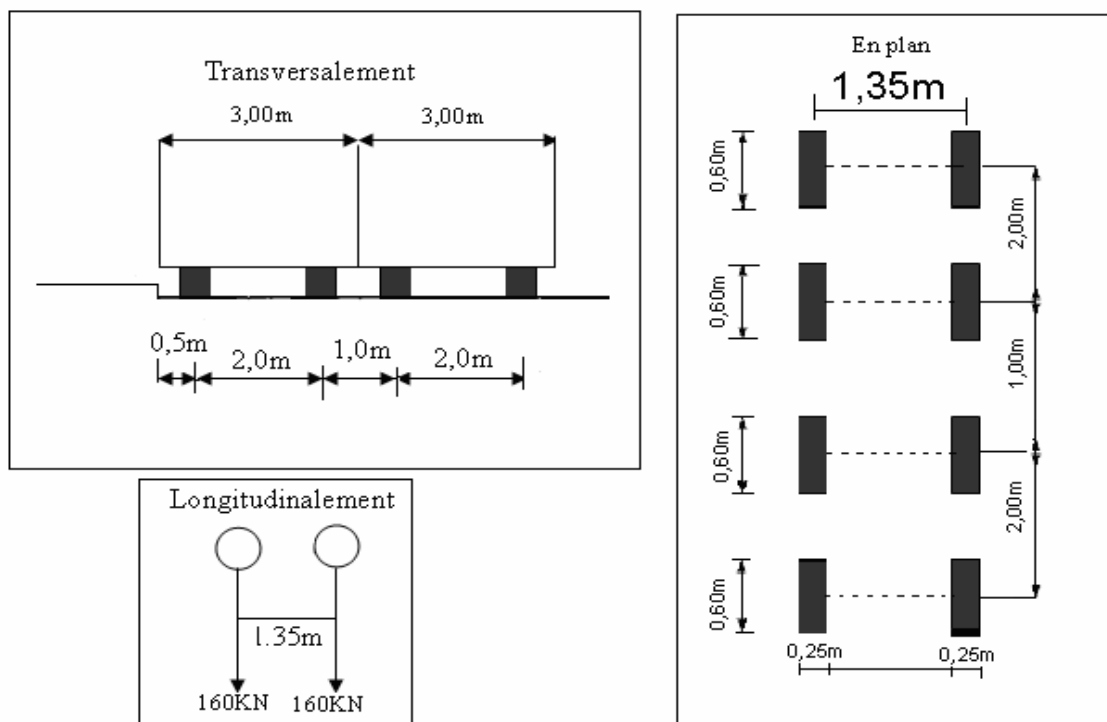


Fig. IV-5. Dimensions de surcharge B_t

Les charges du système B_t doivent être multipliées par le coefficient b_t en fonction de la classe du pont, le tableau suivant donne les valeurs du coefficient b_t (tiré du fasc.61 titre II) :

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1.0	0.9

Tableau. IV- 5. Valeurs du coefficient b_t

NB :

Les charges du système B_t sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique δ_{B_t}

Exemple : 1^{er} cas pour une travée chargée ($L = 90m$) :

$$G=4356,30225t$$

$$b_t=1 \text{ (pont de première classe)}$$

- **1 file considérée :**

$$S=32 \times 1=32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 90)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{4356,30225}{32}}$$

$$\delta = 1,02215$$

- **2 files considérées :**

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 90)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{4356,30225}{96}}$$

$$\delta = 1,02434$$

Tableau récapitulatif donne les valeurs de la charge B_t des différents cas :

Travées chargées	L(m)	G (t)	bt 1file	bt 2 files	bt 3 files	bt 4 files	S 1 file	S 2 files	S 3 files	S 4 files	δ 1 file	δ 2 files	δ 3 files	δ 4 files
1 ^{er} cas	90	4356,3	1	1	1	1	32	64	96	128	1,022	1,023	1,024	1,025
2 ^{ème} cas	150	7184,64	1	1	1	1	32	64	96	128	1,014	1,014	1,015	1,016
3 ^{ème} cas	240	11540,9	1	1	1	1	32	64	96	128	1,008	1,009	1,009	1,010
4 ^{ème} cas	300	14369,3	1	1	1	1	32	64	96	128	1,007	1,007	1,008	1,008
5 ^{ème} cas	390	18725,6	1	1	1	1	32	64	96	128	1,005	1,006	1,006	1,006
6 ^{ème} cas	480	23081,9	1	1	1	1	72	64	96	128	1,005	1,005	1,005	1,005

Tableau. IV- 6. Valeurs du coefficient δ

Remarque : le coefficient de majoration dynamique à prendre en compte pour le système de charge B_t c'est $\delta = 1.025$

III-3- La surcharge militaire M :

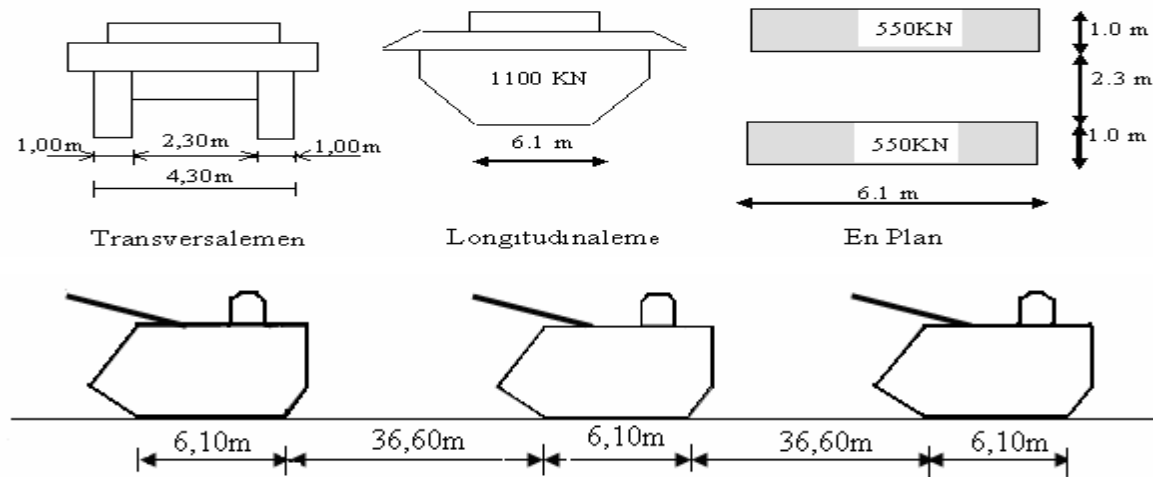
Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les convois militaires de classe M_{C80} ou M_{C120} , susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B.

III-3-1- La surcharge militaire (M_{C120}) :

Un véhicule de type M_{C120} comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale 110 t
 Longueur d'une chenille 6.10 m
 Largeur d'une chenille 1 m
 Distance entre axes des chenilles 3.30 m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Fig. IV- 6. Dimensions de surcharge M_{c120} **Exemple :**

- 1^{er} cas pour une travée chargée ($L=90m$) :

$$G = 4356.3025$$

$$S = n \times 110 = 2 \times 110 = 220 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 90)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{4356.3025}{110}}$$

$$\delta = 1.0284$$

- 2^{ème} cas pour une travée chargée ($L=79.3m$) :

$$G = 7184.64$$

$$S = n \times 110 = 1 \times 110 = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 150)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{7184.64}{110}}$$

$$\delta = 1.0219$$

Tableau récapitulatif des valeurs de la charge M_{c120} des différents cas :

L(m)	G (t)	n	S	δ
90	4356,3	2	220	1,029
150	7184,64	4	440	1,022
240	11540,9	6	660	1,017
300	14369,3	7	770	1,014
390	18725,6	9	990	1,013
480	23081,9	12	1320	1,013

Tableau. IV- 7. Valeurs du coefficient δ **NB :**

Les surcharges du système M_{c120} sont multipliées par le coefficient $\delta = 1,029$

III-4- Charges exceptionnelles D_{240} :

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules de type décrit ci-après susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B.

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12.9 t/ml.

- Le poids par mètre linéaire égal à 12.9 t/ml.
- Le poids par mètre carré égal à 4.032 t/m²

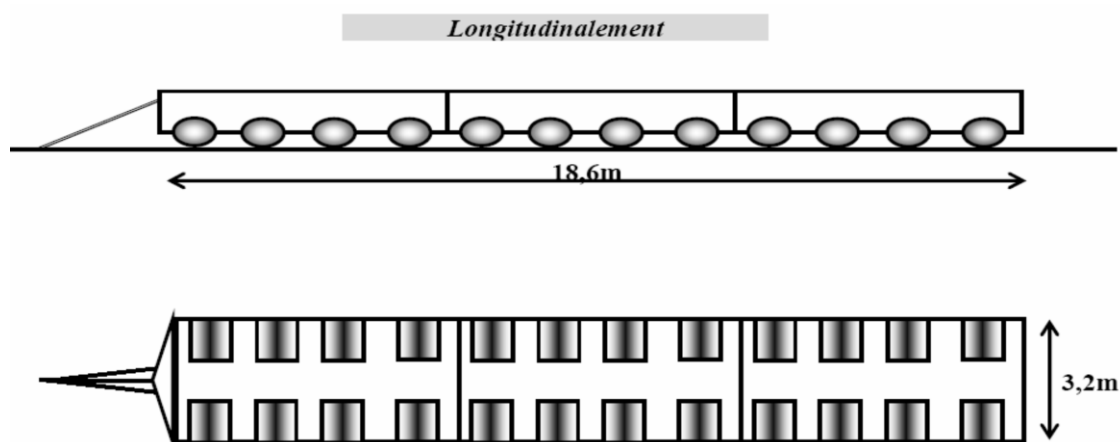


Fig. IV- 7. Dimensions de surcharge Mc_{120}

Remarque :

- Ce type de convoi est à prendre seul.
- La surcharge de ce convois est n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) de raison de ces derniers circulent avec une vitesse très petite.

IV- Autres surcharges :

IV-1- Surcharges sur les trottoirs :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul le trottoir de droite pourra être chargé :

- **Trottoir de droite** : $S = 2 \times 0.15 = 0.3$ t/ml

$$S = 0.3 \text{ t/ml}$$

IV-2- Le vent :

D'après le fascicule 61 titre II ; le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- 2 KN/m² lorsque l'ouvrage est en service.
- 1.25 KN/m² lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.
- 1.0 KN/m² lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut 1.25 KN/m² car la durée de réalisation du projet dépasse 1 mois.

IV-3- La température :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région RELIZANE $\Delta T = \pm 10^{\circ}\text{C}$.

IV-4- Forces de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, c'est un effort s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

IV-4-1- Effort de freinage correspondant à la charge A :

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le fascicule 61 titre II :

$$F = \frac{1}{20 + 0.0035 S} \cdot A(l)$$

S : la surface chargée en mètre carré ($S = (90 \times 13.5) = 1215\text{m}^2$)

A(l) = 5,509t/ml « le cas le plus défavorable »

$$F = \frac{1}{20 + (0.0035 \times 1215)} \cdot (5,509 \times 90)$$

$$\mathbf{F = 20.45 \text{ t}}$$

IV-4-2- Effort de freinage correspond au système de charge B_c :

Les forces de freinage produites par le système de charge B_c seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids 30t.

IV-5- Le séisme :

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 zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II-a : sismicité moyenne.

Zone II-b : sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

« Notre ouvrage est classé en zone **IIa** »

N.B : les efforts sismiques sont plus détaillés lors du calcul de l'ouvrage.

V- Combinaisons des charges :

V-1- Les coefficients de majoration :

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système B _c	1.6	1.2
Mc ₁₂₀	1.5	1
D ₂₄₀	1.5	1
gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharge sur les Trottoirs (ST)	1.6	1.2

Tableau. IV- 8. Valeurs des coefficients de majoration

Tel que :

G : les charges permanentes.

Q_r: charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

W : charge du vent.

ΔT : gradient thermique.

V-2- Les combinaisons :

Les combinaisons motionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives.

Action prépondérante	Combinaisons
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6(A(l) + S_T)$
	$1,35G + 1,6(B_C + S_T)$
	$1,35G + 1,5M_{C120}$
	$1,35G + 1,5D_{240}$
A L'E.L.S	$G + 1,2(A(l) + S_T)$
	$G + 1,2(B_C + S_T)$
	$G + M_{C120}$
	$G + D_{240}$
	$G + 1,2(A(l) + S_T) + 0,5 T$
	$G + 1,2(B_C + S_T) + 0,5 \Delta T$
	$G + M_{C120} + 0,5 \Delta T$
	$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$

Tableau. IV- 9. Les combinaisons des charges.

Chapitre V:

Etude de fléau

I- Introduction :

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; Celle-ci s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

I-1-Phasages de réalisations :

a. Morphologie générale :

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

b. Phases successives de la construction :

Dans les cas les plus courants, la construction par encorbellement s'effectue uniquement à partir des piles; En effet, la construction d'une console encastrée sur une culée nécessite de prévoir un contre-poids important pour constituer ce que l'on appelle une culée équilibrée.

Un tel dispositif augmente sensiblement le prix du mètre linéaire de tablier par rapport à ce que l'on obtient avec des fléaux dont les deux consoles se font équilibrer. La culée équilibrée doit donc être réservée à des cas particuliers, tels qu'impossibilité de construire une pile.

La première phase de construction va donc comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre à ce stade les fléaux sont encastrés (au moins provisoirement) sur les piles, de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Dans en plupart des cas, enfin; Les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutés sur cintre, puis assemblées au reste de la structure par mise en tension des câbles de continuité.

Pour un grand nombre de travée, les solutions possibles sont évidemment très nombreuse, signalons cependant, la solution logique qui consiste, après avoir achevé une travée de rive, à claver l'une après les autres les travées successives. Jusqu'à l'autre travée de rive dont l'exécution précède normalement le clavage de la travée adjacente; On peut aussi, bien entendu, effectuer les opérations à partir des fléaux des travées de rive, et terminer par le clavage de l'une des travées centrales.

-Les schémas en dessous expliquent les phases de construction :

PHASAGES DE CONSTRUCTION DU TABLIER

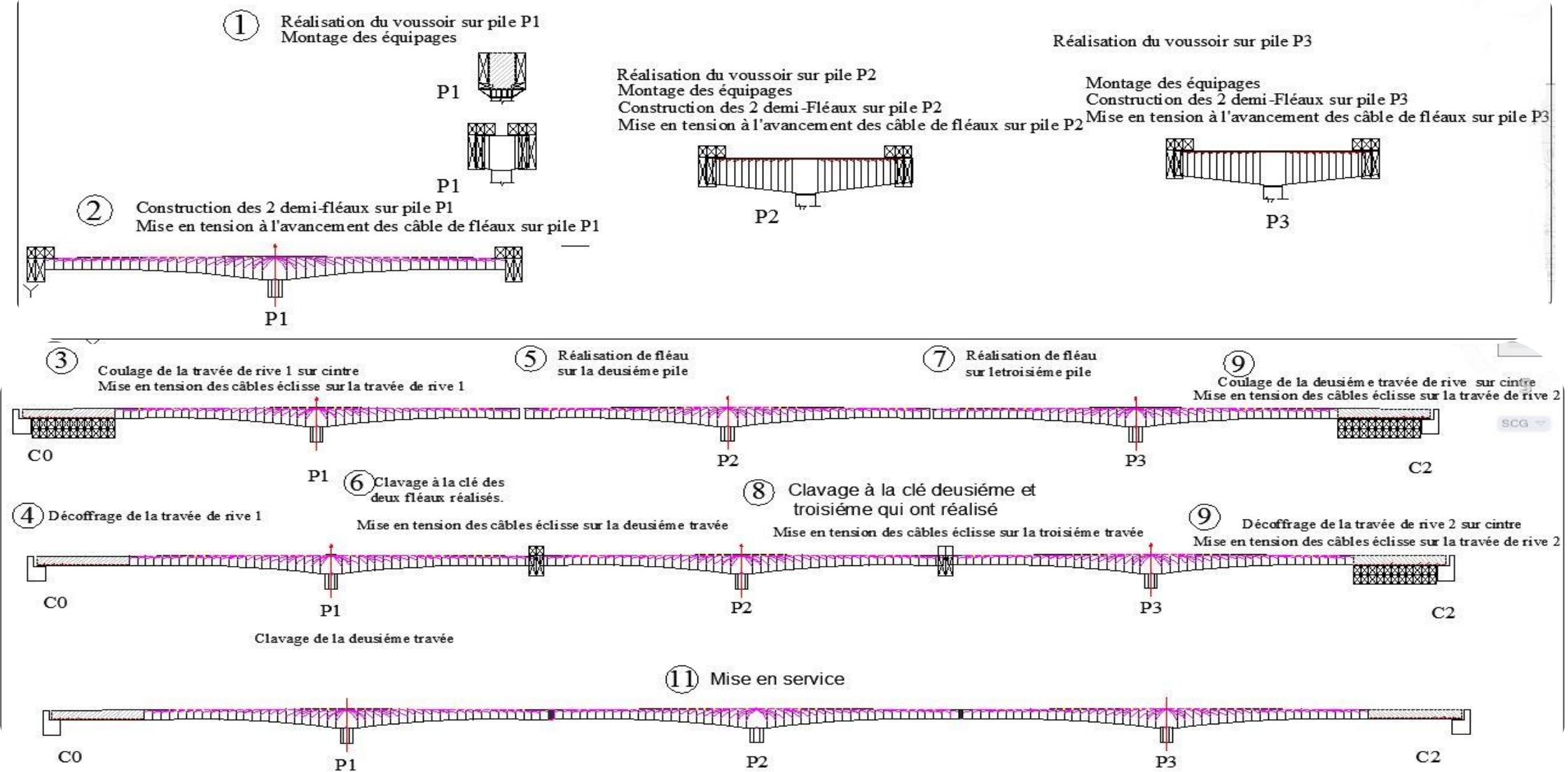


Fig. V-1. Les phases de construction du tablier

II Charges appliquées à la console en cours de la construction :

II-1- Le poids propre du tablier G:

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage, donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) avec la formule suivante :

$$G(x) = \gamma \cdot S(x) = \gamma \left[S_p - 2 \left(S_p - S_c \right) \frac{x}{L} + (S_p - S_c) \frac{x^2}{L^2} \right]$$

γ : poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³.

S_p : l'aire de la section sur pile.

S_c : l'aire de la section à la clé.

II-2- Les surcharge de chantier :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de 50 kg/m² et une surcharge concentrée de 12.80 tonnes (donnée par la relation 50+5b en KN) appliquée au bout de la console.

II-3- Equipage mobile :

On prend le poids de l'équipage mobile égal à 90 tonnes concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

II-4- Le vent :

Le fascicule 61 titre II prescrit une charge de 100 kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon 125 kg/m². Donc pour notre projet on prend 125 kg/m².

II-5- Actions accidentelles :

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à 3.

III- Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

III-1- Effets dus au poids propre :

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous.

III-1-1- Effort tranchant :

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(x) = \gamma b \left[Sp(L-x) - (Sp - Sc) \frac{L^2 - x^2}{L} + (Sp - Sc) \frac{L^3 - x^3}{3L^3} \right]$$

III-1-2- Moment fléchissant:

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \gamma b \left[-\frac{Sp(L-x)^2}{2} + (Sp - Sc)(L-x)^2 \frac{(2L+x)}{3L} - (Sp - Sc)(L-x)^2 \frac{(3L^2 + 2Lx + x^2)}{12L^2} \right]$$

L : étant la longueur du fléau considéré.

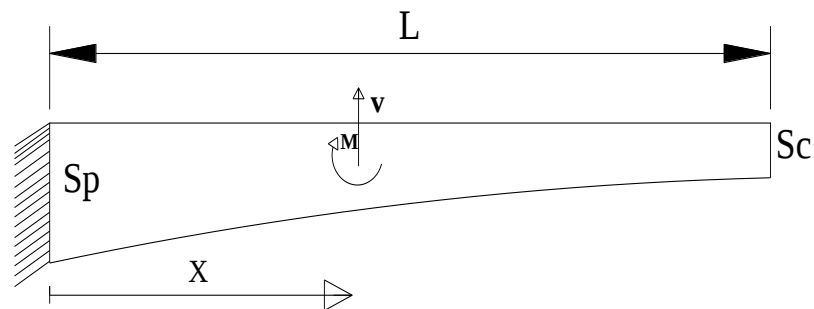


Fig. V-2. Poids propre du demi-fléau.

III-2- Effets des surcharges réparties de chantier Q_c :

On considère une surcharge de chantier répartie de $50\text{Kg/m}^2 = 0,05\text{ t/m}^2$.

Soit : $Q_c = 0,05 \times 15,60 = 0,78\text{ t/ml}$

Avec : L : Largeur du tablier ; $L = 15,60\text{ m}$

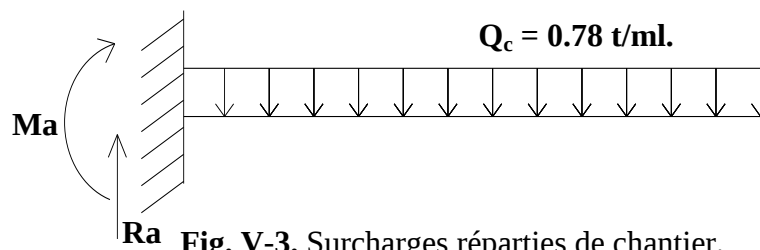


Fig. V-3. Surcharges réparties de chantier.

III-3- Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile :

$$Q_p = Q_{em} + Q_{\text{Surcharges de chantier}} = 12,80 + 90 = 102,80\text{ t}$$

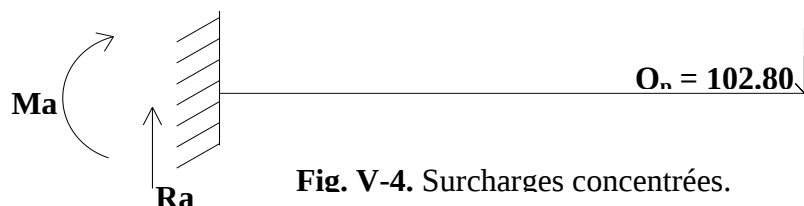


Fig. V-4. Surcharges concentrées.

III-4- Effets de Surcharge repartie du vent :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m^2 , soit 0.125 t/m^2 :

$$Q_v = 0,125 \times 15.60 = 195 \text{ t/ml.}$$

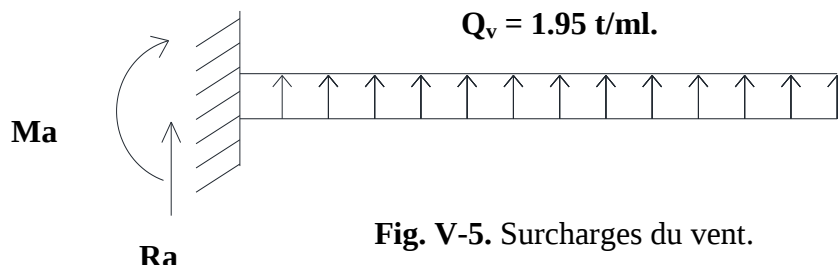


Fig. V-5. Surcharges du vent.

III-5- Effets des charges sur le fléau :

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.

Le tableau suivant récapitule les effets des charges de construction sur le fléau.

X	Poids propre (Qg)		Surcharges réparties (Qc)		Surcharges concentrées (Qp)		Surcharges du vent (Qv)	
	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
0	3149,375	-104507,8	57,72	-2135,64	-57,72	-7607,2	-144,3	5339,1
5	2897,943	-88473,27	53,82	-1856,79	-53,82	-7093,2	-134,6	4641,97
8	2717,673	-80051,69	51,48	-1698,84	-51,48	-6784,8	-128,7	4247,1
11	2544,639	-72159,99	49,14	-1547,91	-49,14	-6477,4	-122,9	3869,77
14	2378,513	-64776,95	46,8	-1404	-46,8	-6168	-117	3510
17	2218,966	-57882,33	44,46	-1267,11	-44,46	-5859,6	-111,2	3167,77
20	2065,668	-51456,91	42,12	-1137,24	-42,12	-5551,2	-105,3	2843,1
23	1918,29	-45482,41	39,78	-1014,39	-39,78	-5242,8	-99,45	2535,97
26	1776,504	-39941,57	37,44	-898,56	-37,44	-4934,4	-93,6	2246,4
29	1639,981	-34818,12	35,1	-789,75	-35,1	-4626	-87,75	1974,37
32	1508,392	-30096,75	32,76	-687,96	-32,76	-4317,6	-81,9	1719,9
35	1381,408	-25763,16	30,42	-593,19	-30,42	-4009,2	-76,05	1482,97
38	1258,7	-21804,03	28,08	-505,44	-28,08	-3700,8	-70,2	1263,6
41	1139,938	-18207,02	25,74	-424,71	-25,74	-3392,4	-64,35	1061,77
44	1024,795	-14960,78	23,4	-351	-23,4	-3084	-58,5	877,5
47	912,9416	-12054,95	21,06	-284,31	-21,06	-2775,6	-52,65	710,77
50	804,0481	-9480,168	18,72	-224,64	-18,72	-2467,2	-46,8	561,6
53	697,7859	-7228,034	16,38	-171,99	-16,38	-2158,8	-40,95	429,97
56	593,8262	-5291,15	14,04	-126,36	-14,04	-1850,4	-35,1	315,9
59	491,8401	-3663,103	11,7	-87,75	-11,7	-1542	-29,25	219,37
62	391,4985	-2338,466	9,36	-56,16	-9,36	-1233,6	-23,4	140,4
65	292,4727	-1312,797	7,02	-31,59	-7,02	-925,2	-17,55	78,97
68	194,4336	-582,6428	4,68	-14,04	-4,68	-616,8	-11,7	35,1
71	97,05232	-145,5374	2,34	-3,51	-2,34	-308,4	-5,85	8,78
74	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau. V-1. Effets des charges sur la console.

III-6- Les combinaisons de charges :

Le cas le plus défavorable est lors de coulage de l'avant dernier voussoir, et la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement($x=0$).

Selon SETRA on a deux types de combinaison à prendre:

Type A (fondamental) :

$$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w)$$

$$0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w)$$

Type B (accidentel) :

$$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + Fa + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}})$$

$$1.9 (G_{\max} + G_{\min}) + Fa + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}})$$

Avec : $G_{\max} = 1.03 * G$

$G_{\min} = 0.98 * G$

Récapitule les effets des combinaisons des charges

Cas courant :				Cas accidentel :				
X	$1,1(MG_{\max} + Mg_{\min})$	$1,25M (Q_p + Q_c + Q_v)$	$M_{\text{com}} \text{ (t.m)}$	X	$MG_{\max} + Mg_{\min}$	$1,02 * Fa$	$M(Q_p + Q_c + Fa)$	$M_{\text{com}} \text{ (t.m)}$
0	-117257,766	-5504,675	-122762,441	0	-102417,656	6653,354	-3089,486	-98853,788
5	-99267,005	-5385,025	-104652,030	5	-86703,801	6194,502	-2755,488	-83264,787
8	-89818,000	-5295,675	-95113,675	8	-78450,660	5919,191	-2564,449	-75095,919
11	-80963,512	-5194,425	-86157,937	11	-70716,793	5643,879	-2381,431	-67454,345
14	-72679,738	-5077,500	-77757,238	14	-63481,411	5368,568	-2203,432	-60316,275
17	-64943,980	-4948,675	-69892,655	17	-56724,688	5093,257	-2033,453	-53664,885
20	-57734,649	-4806,675	-62541,324	20	-50427,768	4817,946	-1870,494	-47480,317
23	-51031,262	-4651,525	-55682,787	23	-44572,760	4542,634	-1714,556	-41744,682
26	-44814,445	-4483,200	-49297,645	26	-39142,742	4267,323	-1565,637	-36441,056
29	-39065,929	-4301,725	-43367,654	29	-34121,757	3992,012	-1423,738	-31553,483
32	-33768,554	-4107,075	-37875,629	32	-29494,816	3716,700	-1288,860	-27066,975
35	-28906,266	-3899,275	-32805,541	35	-25247,897	3441,390	-1161,000	-22967,507
38	-24464,118	-3678,300	-28142,418	38	-21367,947	3166,079	-1040,161	-19242,029
41	-20428,271	-3444,175	-23872,446	41	-17842,875	2890,768	-926,342	-15878,450
44	-16785,993	-3196,875	-19982,868	44	-14661,563	2615,456	-819,544	-12865,650
47	-13525,658	-2936,425	-16462,083	47	-11813,855	2340,145	-719,765	-10193,474
50	-10636,749	-2662,800	-13299,549	50	-9290,565	2064,834	-627,006	-7852,737
53	-8109,854	-2376,025	-10485,879	53	-7083,473	1789,523	-541,267	-5835,218
56	-5936,671	-2076,075	-8012,746	56	-5185,327	1514,211	-462,549	-4133,665
59	-4110,002	-1762,975	-5872,977	59	-3589,841	1238,900	-390,850	-2741,791
62	-2623,758	-1436,700	-4060,458	62	-2291,696	963,589	-326,171	-1654,278
65	-1472,958	-1097,275	-2570,233	65	-1286,541	688,278	-268,512	-866,775
68	-653,725	-744,675	-1398,400	68	-570,990	412,966	-217,874	-375,897
71	-163,293	-378,913	-542,205	71	-142,627	137,655	-174,255	-179,226
74	0,000	0,000	0,000	74	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau. V-2. Combinaison des moments obtenus.

II-8- Conclusion :

D'après les résultats ci-dessous, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte est « $M = -122762,441 \text{ t.m}$ ».

Chapitre VI: Etude de la précontrainte:

I- Généralités :

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

I-1- Les câbles de fléau :

Les câbles de fléau sont dimensionnés :

- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges de chantier.
- En service, pour participer ; avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

I-2- Les câbles de continuité :

Les câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre en service les moments positifs.

II- Etude de la précontrainte de fléau :

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

II-1- Calcul de l'effort de précontrainte :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{\text{sup}} = - \frac{|M|}{I} v.$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|}{I} v'.$$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures.

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} \quad (\text{Compression})$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} \quad (\text{Traction}).$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\text{Fibres supérieures : } \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{|M|}{I} v = 0$$

$$\text{Fibres inférieures : } \frac{P}{S} - \frac{P e v}{I} + \frac{|M|}{I} v' = 0$$

Avec :
 P : effort de précontrainte.
 M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
 V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.
 V' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.
 e : distance de P au CDG de la section.
 S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura:

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir V_i .

Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir V_{i+1} , avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Pour calculer l'effort « P », on doit fixer le « e ».

II-2- Détermination du nombre de câbles :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0.8 P_0}$$

Avec : P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble **de 1 T15s** peut créer.

Avec: $P_0 = \sigma_{p_0} \times S$

Où : $\sigma_{p_0} = \text{Min} (0.8 F_{\text{prg}}, 0.9 F_{\text{peg}}) = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$.

Et ; $F_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$ pour un câble de 1 T15 s.

$F_{\text{peg}} = 1660 \text{ Mpa}$ pour un câble de 1 T15 s.

Type de torons	mm	T15S
Diamètre	mm ²	15,700
Section Ap	N/mm ²	150,000
Résistance à la traction fpk	N/mm ²	1860,000
Limite d'écoulement fp0.1k	%	1660,000
Allongement sous charge maximale ϵ_{uk}		$\geq 3,5$
Striction	kN/mm ²	[%] ≥ 30
Module d'élasticité Ep		195,000
Ténacité	Essai de pliage (fil central)	$n \geq 4$
	Essai de traction déviée	$k1 \geq 0,72$
Résistance à la fatigue	$\sigma_0 = 0,7 \text{ fpk}$ $\Delta\sigma_{\pi, \varphi\alpha\tau.} = 200 \text{ N/mm}^2$ 2,106 alternances	
Relaxation	à 1 000 heures, 20 °C, 0,7 fpk $\leq 2,5 \%$	

Tableau. VI-1. Caractéristiques du câble T15s

La tension à l'origine est donnée selon le BPEL91 par la formule suivante :

Donc : $P_0 = 1488 \times 2850 \times 10^{-6} = 4,2408 \text{ MN}$

$$\rightarrow P_0 = 424.08 \text{ t}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques:

- Section: $S = 24.533 \text{ m}^2$
- Inertie: $I = 278.758 \text{ m}^4$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 4.585 \text{ m}$
- $e = V - d$, On prend l'enrobage $d = 0.15 \text{ m} \Rightarrow e = 4.585 - 0.15 = 4.435 \text{ m}$
- Grâce à la symétrie des deux fléaux; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.
- Le moment à l'encastrement est : $M - 122762,441 \Rightarrow P = -17757,340 \text{ t}$
- On trouve $N \geq 52,341$

II-3- Répartition des câbles dans chaque voussoir :

- La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

x	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	v	P (t)	N	N
axe vsp	-122762,441	278,758	24,533	4,435	4,585	17757,340	52,341	56,000
1/2vsp	-104652,029	278,758	24,533	4,435	4,585	15137,705	44,619	56,000
v1	-95113,675	246,314	23,546	4,181	4,331	14419,232	42,502	52,000
v2	-86157,937	217,534	22,603	3,938	4,088	13692,943	40,361	48,000
v3	-77757,238	192,066	21,704	3,706	3,856	12957,454	38,193	46,000
v4	-69892,655	169,584	20,849	3,486	3,636	12212,777	35,998	44,000
v5	-62541,324	149,788	20,038	3,277	3,427	11458,397	33,774	40,000
v6	-55682,787	132,402	19,270	3,079	3,229	10694,367	31,522	38,000
v7	-49297,645	117,175	18,547	2,892	3,042	9921,205	29,243	36,000
v8	-43367,654	103,874	17,867	2,717	2,867	9140,022	26,941	34,000
v9	-37875,629	92,292	17,231	2,553	2,703	8352,645	24,620	32,000
v10	-32805,541	82,238	16,639	2,400	2,550	7561,764	22,289	30,000
v11	-28142,418	73,543	16,091	2,259	2,409	6771,046	19,958	28,000
v12	-23872,446	66,052	15,586	2,129	2,279	5985,274	17,642	24,000
v13	-19982,868	59,630	15,126	2,010	2,160	5210,397	15,358	22,000
v14	-16462,083	54,156	14,709	1,903	2,053	4453,577	13,127	20,000
v15	-13299,549	49,524	14,336	1,807	1,957	3723,118	10,974	18,000
v16	-10485,879	45,642	14,007	1,722	1,872	3028,338	8,926	16,000
v17	-8012,746	42,429	13,722	1,649	1,799	2379,297	7,013	14,000
v18	-5872,977	39,820	13,481	1,586	1,736	1786,465	5,266	12,000
v19	-4060,458	37,759	13,284	1,536	1,686	1260,255	3,715	10,000
v20	-2570,233	36,201	13,130	1,496	1,646	810,540	2,389	8,000
v21	-1398,400	35,113	13,021	1,468	1,618	446,107	1,315	6,000
v22	-542,205	34,469	12,955	1,451	1,601	174,181	0,513	4,000
v23	0,000	34,256	12,933	1,445	1,595	0,000	0,000	2,000

Tableau. VI-2. Câbles de fléau.

N° de Voussoir	vsp	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	Total
Nombre de câbles arrêtés par voussoir	4	4	2	2	4	2	2	2	2	2	2	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	56
Nombre de câbles arrêtés par âme	2	2	1	1	2	1	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	28

Tableau. VI-3. Câbles de fléau gauche par âme.

II-4- Description des câbles :

Les câbles de fléau sont logés dans l'hourdis supérieur de voussoirs. Ils sont ancrés dans l'âme au niveau du CDG.

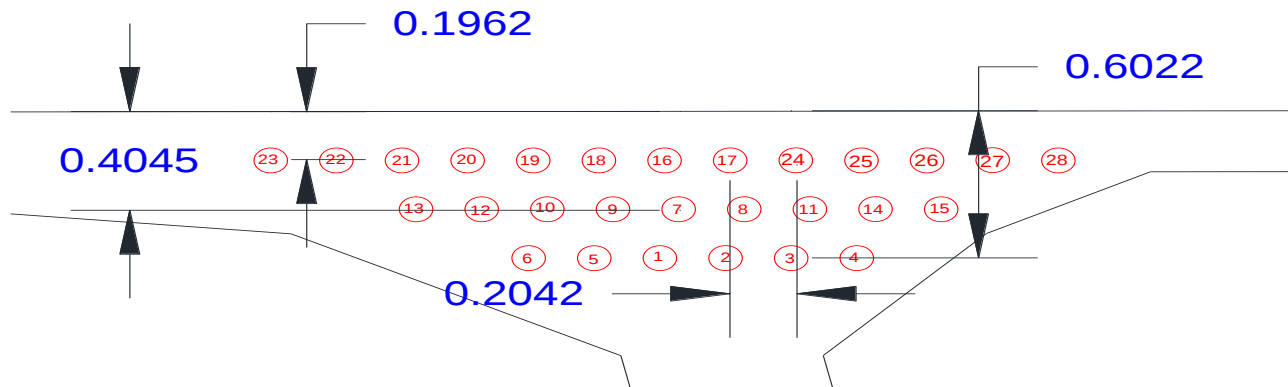


Fig.VI- 1. Disposition des câbles de fléau

II-5- Etude du tracé des câbles :

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le grand principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

II-5-1- Etude de tracé en élévation :

Afin de réduire les contraintes de cisaillement, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes. Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25m de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{L^2}$$

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R = \frac{x^2}{2Y}$$

$R_{\min} = 6 \text{ m}$ pour 19 T1

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

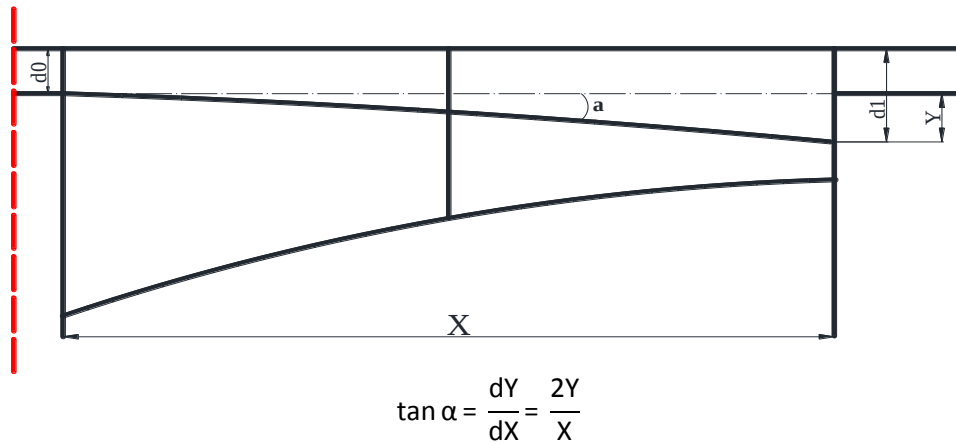


Fig.VI- 2. Câblage en élévation.

- **Exemple** : calcul du tracé en élévation pour le voussoir N° 01 :

Dans ce voussoir, on a arrêté Quatre câbles soit deux par âme, donc on aura $d_1 = V - 0.25$ pour l'un, et $d_1 = V + 0.25$ pour l'autre. Donc en total, ce sera une distance de 50cm entre les axes des deux câbles)

$$\begin{cases} X = 5.00\text{m.} \\ V = 4,585\text{m} \\ d_0 = 0,602\text{m.} \end{cases}$$

$$d_1 = V - 0.25 = 4.335 \text{ m}$$

$$y = d_1 - d_0 = 4.335 - 0.602 = 3.733 \text{ m}$$

$$R = \frac{5^2}{(2 \times 3.733)} = 3.348\text{m}$$

$$R = 3.348\text{m} < R_{\min}$$

$$\text{Donc il faut que; } R = \frac{x^2}{2y} \geq 6 \text{ m} \Rightarrow \frac{5^2}{2y} \geq 6\text{m} \Rightarrow y \leq \frac{5^2}{12} = 2.083\text{m}$$

$$\text{On prend } y = 2.083\text{m}$$

$$\text{Alors : } d_1 = y + d_0 = 2.083 + 0.602 = 2.688\text{m.}$$

$$R = 5^2 / (2 \times 2.083) = 6.001\text{m.}$$

$$\tan \alpha = 4/5 \Rightarrow \alpha = 39.80$$

Alors, l'équation de la parabole devient :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{l^2} \Rightarrow d(x) = 0.602 + 0.083 X^2$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

N° de vouss	N° de câble	x (m)	V (m)	d1	d0	Y (m)	R (m)	Tgα °	Eq. de la courbure (m)
1/2VSP	1	5	4,585	2,685	0,602	2,083	6,001	39,8	0,602 + 0,083 x ²
	2	5	4,585	2,185	0,602	1,583	7,895	32,22	0,602 + 0,063 x ²
1	3	8	4,331	4,081	0,602	3,479	9,197	41,02	0,602 + 0,054 x ²
	4	8	4,331	4,581	0,602	3,979	8,042	44,85	0,602 + 0,062 x ²
2	5	6	4,088	4,338	0,602	3,000	6,000	45	0,602 + 0,104 x ²
3	6	6	3,856	3,602	0,602	3,000	6,000	45	0,602 + 0,083 x ²
4	7	6	3,636	3,401	0,401	3,000	6,000	45	0,401 + 0,083 x ²
	8	6	3,636	2,901	0,401	2,500	7,200	39,8	0,401 + 0,069 x ²
5	9	6	3,427	3,401	0,401	3,000	6,000	45	0,401 + 0,083
6	10	6	3,229	3,229	0,401	2,827	6,366	43,23	0,401 + 0,079 x ²
7	11	6	3,042	3,042	0,401	2,641	6,816	41,33	0,401 + 0,073 x ²
8	12	6	2,867	2,867	0,401	2,466	7,300	39,45	0,401 + 0,068 x ²
9	13	6	2,703	2,703	0,401	2,302	7,820	37,48	0,401 + 0,064 x ²
10	14	6	2,550	2,300	0,401	1,899	9,478	32,21	0,401 + 0,053 x ²
	15	6	2,550	2,800	0,401	2,399	7,503	38,65	0,401 + 0,067 x ²
11	16	6	2,409	2,409	0,202	2,207	8,157	36,13	0,202 + 0,061 x ²
12	17	6	2,279	2,279	0,202	2,077	8,668	34,6	0,202 + 0,058 x ²
13	18	6	2,160	2,160	0,202	1,958	9,193	33,02	0,202 + 0,054 x ²
14	19	6	2,053	2,053	0,202	1,851	9,727	31,8	0,202 + 0,051 x ²
15	20	6	1,957	1,957	0,202	1,754	10,260	30,33	0,202 + 0,049 x ²
16	21	6	1,872	1,872	0,202	1,670	10,781	29,06	0,202 + 0,046 x ²
17	22	6	1,799	1,799	0,202	1,596	11,277	28,01	0,202 + 0,044 x ²
18	23	6	1,736	1,736	0,202	1,534	11,734	27,02	0,202 + 0,043 x ²
19	24	6	1,686	1,686	0,202	1,483	12,136	26,1	0,202 + 0,041 x ²
20	25	6	1,646	1,646	0,202	1,444	12,469	25,64	0,202 + 0,040 x ²
21	26	6	1,618	1,618	0,202	1,415	12,718	25,22	0,202 + 0,039 x ³
22	27	6	1,601	1,601	0,202	1,398	12,872	24,98	0,202 + 0,039 x ⁴
23	28	6	1,595	1,595	0,202	1,393	12,925	24,7	0,202 + 0,039 x ⁵

Tableau. VI- 4. Tracé en élévation des câbles de fléau.

Ce dessin représente une en élévation des câbles de fléau :

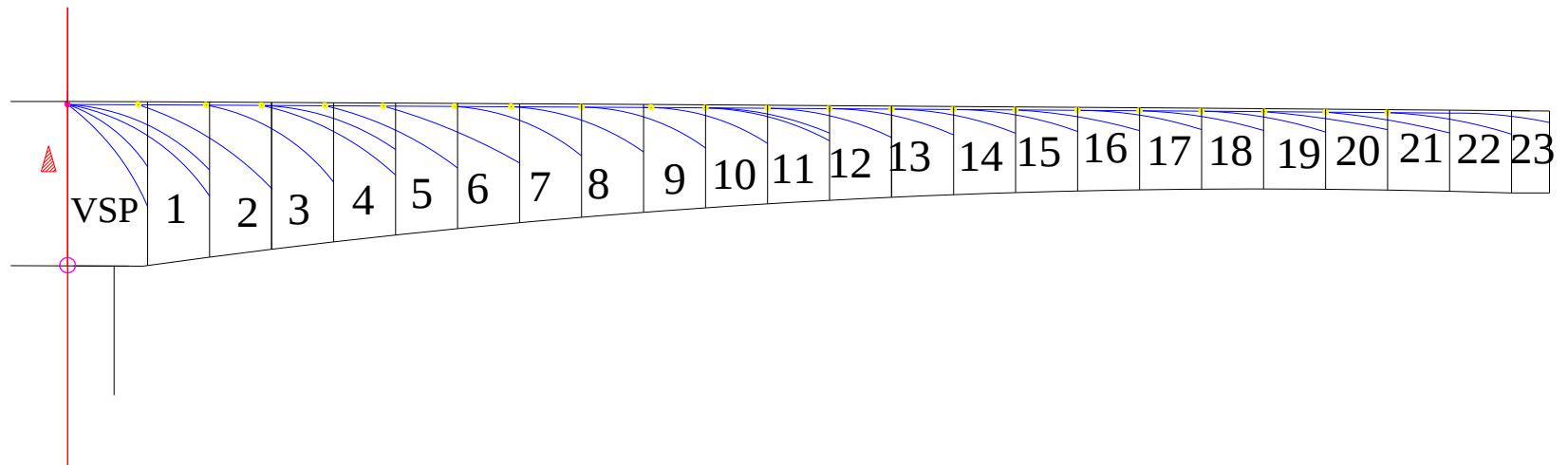


Fig.VI- 3. Tracé de câbles en élévation.

II-5-2- Etude de tracé en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis, pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur du voussoir qui se trouve avant les deux voussoirs qui sont lieu d'une déviation de câbles en élévation, après, ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur ancrage.

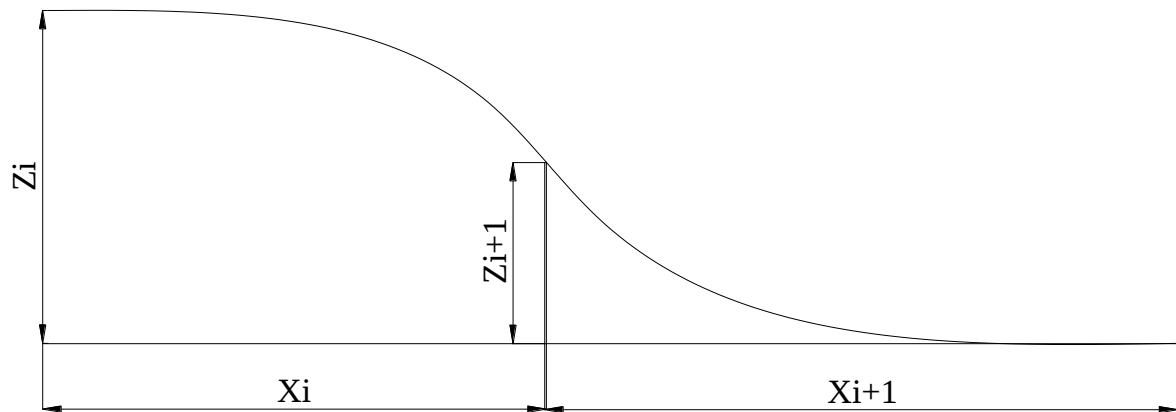


Fig.VI- 4. Câblage en plan.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a x^2 + b x + c$$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{(X_i)^2}{2 (Z_i - Z_{i+1})} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})^2}{2 (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2 (Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2 Z_{i+1}}{x_{i+1}}$$

Avec :

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

N.B : Les câbles 1 et 2 ne subissent aucune déviation en plan, le calcul du reste de câbles est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif du tracé des câbles :

N° de vouss	N° de câble	L	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i (m)	R _i (m)	R _{i+1} (m)	β _i °	β _{i+1} °	1er équa	tion	2eme équa	tion
1/2VSP	1	5	-0,1	-0,05	2,5	-62,50	-250,00	-2,29	-0,91	-0,10 +	-0,008 x ²	-0,05 -	-0,002 x ²
	2	5	0,1	0,05	2,5	62,50	250,00	2,29	0,91	0,10 +	0,008 x ²	0,05 -	0,002 x ²
1	3	3	0,3	0,15	1,5	7,50	30,00	11,30	7,57	0,30 +	0,067 x ²	0,15 -	0,017 x ²
	4	3	0,5	0,38	1,5	9,00	12,00	9,41	18,43	0,50 +	0,056 x ²	0,38 -	0,042 x ²
2	5	3	-0,3	-0,15	1,5	-7,50	-30,00	-11,30	-18,41	-0,30 +	-0,067 x ²	-0,15 -	-0,017 x ²
3	6	3	-0,5	-0,38	1,5	-9,00	-12,00	-9,41	-18,41	-0,50 +	-0,056 x ²	-0,38 -	-0,042 x ²
4	7	3	0,0	0,00	1,5	/	/	0,00	0,00	0,00 +	0,000 x ²	0,00 -	0,000 x ²
	8	3	0,2	0,10	1,5	11,25	45,00	7,51	5,09	0,20 +	0,044 x ²	0,10 -	0,011 x ²
5	9	3	-0,2	-0,10	1,5	-11,25	-45,00	-7,51	-5,09	-0,20 +	-0,044 x ²	-0,10 -	-0,011 x ²
6	10	3	-0,4	-0,30	1,5	-11,25	-15,00	-7,51	-14,95	-0,40 +	-0,044 x ²	-0,30 -	-0,033 x ²
7	11	3	0,4	0,30	1,5	11,25	15,00	7,51	14,95	0,40 +	0,044 x ²	0,30 -	0,033 x ²
8	12	3	-0,6	-0,45	1,5	-7,50	-10,00	-11,30	-21,80	-0,60 +	-0,067 x ²	-0,45 -	-0,050 x ²
9	13	3	0,8	0,64	1,5	7,03	7,03	12,02	29,63	0,80 +	0,071 x ²	0,64 -	0,071 x ²
10	14	3	0,6	0,45	1,5	7,50	10,00	11,30	21,80	0,60 +	0,067 x ²	0,45 -	0,050 x ²
	15	3	0,8	0,64	1,5	7,03	7,03	12,02	29,64	0,8 +	0,071 x ²	0,64 -	0,071 x ²
11	16	3	0,0	0,00	1,5	/	/	0,00	0,00	0 +	0,000 x ²	0,00 -	0,000 x ²
12	17	3	0,2	0,10	1,5	11,25	45,00	7,51	5,08	0,2 +	0,044 x ²	0,10 -	0,011 x ²
13	18	3	-0,2	-0,10	1,5	-11,25	-45,00	-7,51	-5,08	-0,2 +	-0,044 x ²	-0,10 -	-0,011 x ²
14	19	3	-0,4	-0,30	1,5	-11,25	-15,00	-7,51	-14,93	-0,4 +	-0,044 x ²	-0,30 -	-0,033 x ²
15	20	3	-0,6	-0,45	1,5	-7,50	-10,00	-11,30	-21,80	-0,6 +	-0,067 x ²	-0,45 -	-0,050 x ²
16	21	3	-0,8	-0,64	1,5	-7,03	-7,03	-12,02	-29,64	-0,8 +	-0,071 x ²	-0,64 -	-0,071 x ²
17	22	3	-1,0	-0,85	1,5	-7,50	-5,29	-11,30	-37,07	-1 +	-0,067 x ²	-0,85 -	-0,094 x ²
18	23	3	-1,2	-1,02	1,5	-6,25	-4,41	-13,49	-42,20	-1,2 +	-0,080 x ²	-1,02 -	-0,113 x ²
19	24	3	0,4	0,24	1,5	7,03	18,75	12,02	12,04	0,4 +	0,071 x ²	0,24 -	0,027 x ²
20	25	3	0,6	0,45	1,5	7,50	10,00	11,30	21,80	0,6 +	0,067 x ²	0,45 -	0,050 x ²
21	26	3	0,8	0,64	1,5	7,03	7,03	12,02	29,64	0,8 +	0,071 x ²	0,64 -	0,071 x ²
22	27	3	1,0	0,82	1,5	6,25	5,49	13,49	36,09	1 +	0,080 x ²	0,82 -	0,091 x ²
23	28	3	1,2	1,03	1,5	6,70	4,36	12,61	42,53	1,2 +	0,075 x ²	1,03 -	0,115 x ²

Tableau. VI- 5. Tracé en plan des câbles de fléau.

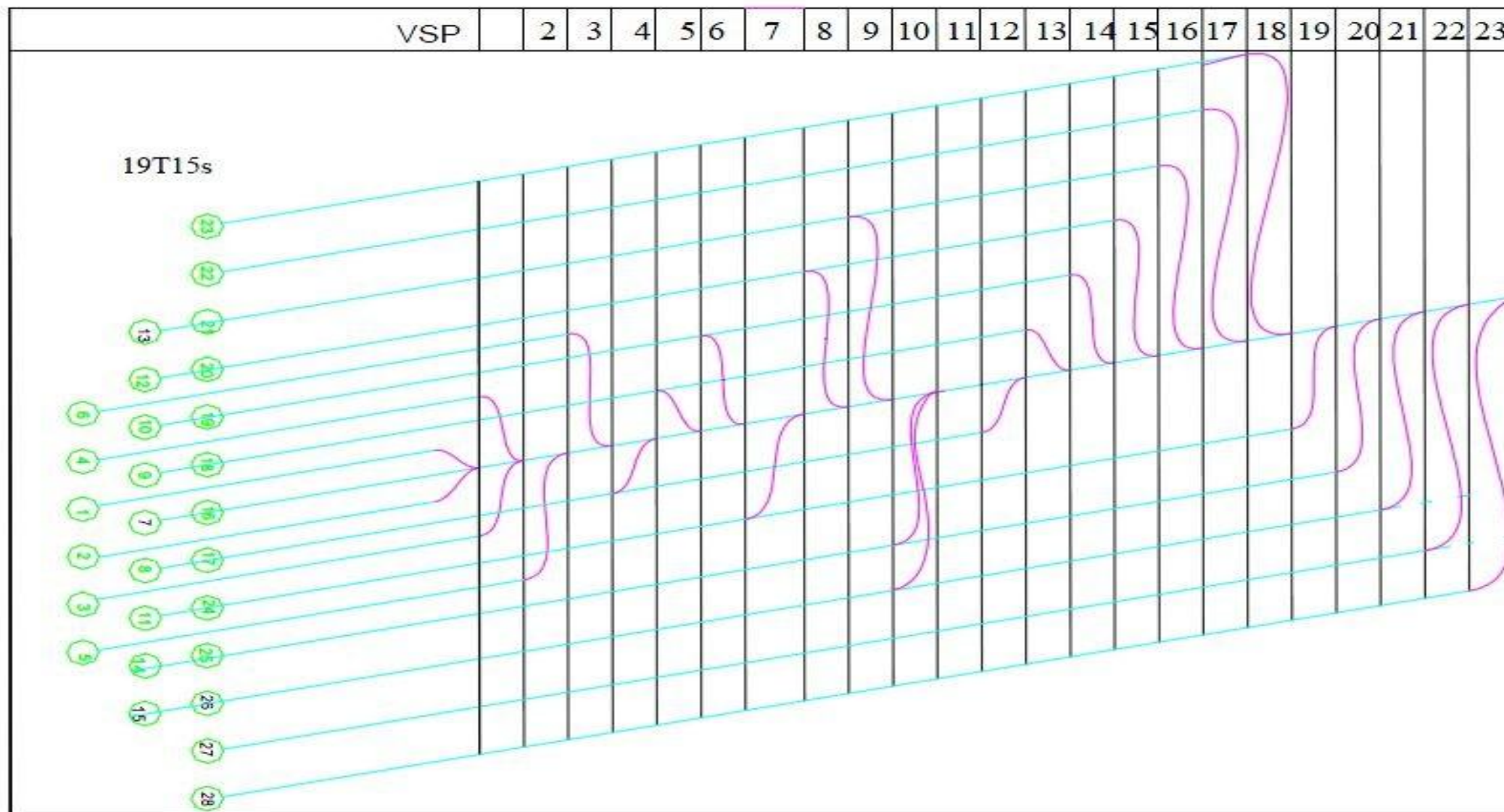


Fig.VI- 5. Tracé de câbles en plan.

II- Etude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

II-1- Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison : $PP + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5 \Delta T + FL$.

Avec : PP ; poids propres du tablier.
 A(L) ; surcharge routière dominante.
 ST ; surcharges du trottoir.
 ΔT ; gradient thermique (10°).
 FL ; effet du fluage.

A noter que les moments maximaux dus à la surcharge routière A(L) sont provoqués par le chargement :

- Le chargement des travées 2, donne les moments max en ces mêmes travées.

II-1-1- Effet thermique :

Le calcul automatique du moment dû à l'effet de la température a donné le diagramme suivant.

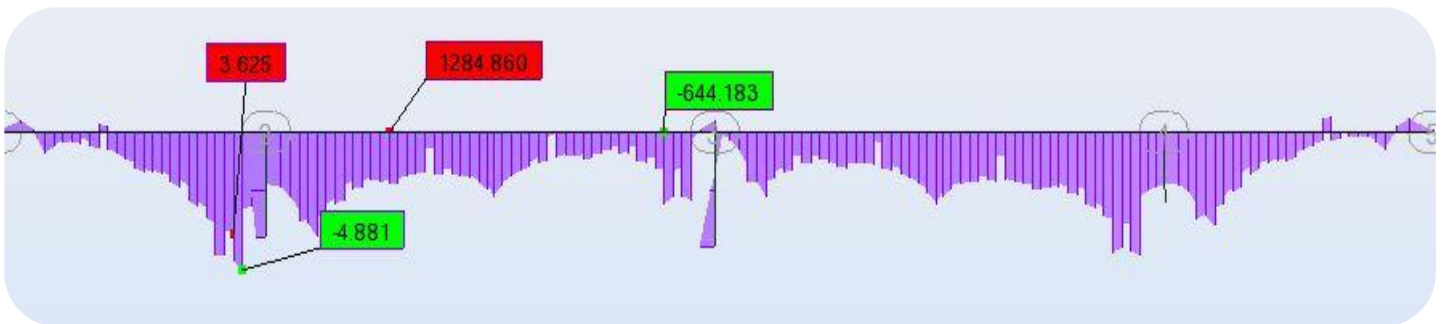


Fig. VI- 6. Diagramme des moments dus à la température.

II-1-2- Effet du fluage :

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$M_{FL} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$; Avec : I_0 ; inertie du voussoir de clavage.
 V_i ; distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.

σ^* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1.5MPa pour les voussoirs coulés en place. Et pour notre ouvrage $\sigma^* = 1.50\text{MPa}$.

Le moment du fluage a la même allure que la température.

N.B : Des tableaux récapitulatifs, en annexe, donnent des détails concernant le moment du fluage et sa sommation avec le moment du au reste de la combinaison (PP + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5 ΔT) en chaque abscisse X du pont.

II-1-3- Calcul de l'effort de précontrainte :

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$P_i = \frac{\frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \cdot V'_i}{I_i}}$$

Cette formule est une égalité entre la contrainte due à l'effort de précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures. Où:

$$\sigma_{p, \text{ inf}} = \frac{P_i}{S_i} + \frac{P_i \cdot e_i \cdot V'_i}{I_i}$$

$$\sigma_{M, \text{ inf}} = \frac{M_i \cdot V'_i}{I_i}$$

Tel que :

P : Effort de la précontrainte.

M : Le moment fléchissant du à la combinaison ci-dessus.

V' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inferieure.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

S : l'aire de la section.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

On établira un exemple de calcul concernant le moment à l'abscisse x = 4.00m :

$$M = 10150,535 \text{ t.m;}$$

$$S = 12,935 \text{ m}^2;$$

$$I = 34,256 \text{ m}^4;$$

$$V' = 2,905 \text{ m;}$$

$$d = 0.15 \text{ m;}$$

$$e = V' - d = 2.755 \text{ m}$$

$$P = \frac{\left(\frac{10150,535 \times 2,905}{34,256} \right)}{\left(\frac{1}{12,935} \right) + \left(\frac{2.755 \times 2.905}{34,256} \right)} = 1835.309 \text{ t}$$

$$N = \frac{P}{0.8P_0} = \frac{2768,260}{0.8 \times 424.08} = 8.00$$

N = 8 câbles

Les deux tableaux suivants illustrent les résultats obtenus pour chaque voussoir de la première travée de notre ouvrage :

Voussoirs	X (m)	Mf (t.m)	S (m2)	I (m4)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble	Nombre de câble retenus
	0,000	0,000	12,935	34,256	2,905	2,755	0,000	0,000	0,000
1,000	4,000	10150,535	12,935	34,256	2,905	2,755	2768,260	7,403	8,000
2,000	8,000	15347,375	12,935	34,256	2,905	2,755	4185,545	11,194	12,000
3,000	12,000	18847,905	12,935	34,256	2,905	2,755	5140,211	13,747	14,000
4,000	16,000	20649,035	12,935	34,256	2,905	2,755	5631,751	15,061	16,000
5,000	19,000	21171,770	12,933	34,469	2,908	2,758	5762,071	15,410	16,000
6,000	22,000	21341,572	12,955	35,113	2,916	2,766	5774,711	15,444	16,000
7,000	25,000	21153,302	13,021	36,201	2,931	2,781	5672,191	15,170	16,000
8,000	28,000	20604,948	13,130	37,759	2,951	2,801	5457,979	14,597	16,000
9,000	31,000	19693,974	13,284	39,820	2,976	2,826	5137,415	13,739	14,000
10,000	34,000	18416,114	13,481	42,429	3,008	2,858	4717,150	12,615	14,000
11,000	37,000	16776,804	13,722	45,642	3,045	2,895	4207,728	11,253	12,000
12,000	40,000	14763,828	14,007	49,524	3,088	2,938	3616,231	9,671	10,000
13,000	43,000	12386,470	14,336	54,156	3,136	2,986	2955,758	7,905	8,000
14,000	46,000	9621,562	14,709	59,630	3,190	3,040	2231,852	5,969	6,000
15,000	49,000	6453,729	15,126	66,052	3,250	3,100	1452,301	3,884	4,000
16,000	52,000	2888,716	15,586	73,543	3,316	3,166	629,506	1,684	4,000

Tableau. VI-6. Câbles de continuité.

Voussoirs	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Nombre de câbles retenus	8	12	14	16	16	16	16	16	14	14	12	10	8	6	4	4

Tableau. VI-7. Câbles de continuité par voussoir.

N.B : les résultats pour les autres travées sont illustrés aux annexes.

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles n calculé précédemment, qui engendrent l'effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections.

III- Calcul des pertes de tension de précontrainte :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des

câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage

béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeurs maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} .

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg})$$

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.

F_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité.

III-1- Pertes instantanées :

III-1-1- Pertes de frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} [1 - (e^{-(f\theta + \phi x)})]$$

f : Coefficient de frottement en courbe,

ϕ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur,

σ_{p0} : Tension à l'origine,

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,

θ : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x , indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace. : $\theta = \beta + \alpha$.

e : La base des logarithmes népériens.

Le tableau suivant donne les valeurs de f et ϕ selon le BPEL :

Cas	Nature des armatures	f		ϕ
		$3 \leq R \leq 6$ (en m)	$R \geq 6$ (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$(22 - R)/100$	0.16	0.002
	Torons	$(24 - R)/100$	0.18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$(24 - R)/100$	0.18	0.003
	Torons	$(26 - R)/100$	0.2	

Tableau. VI- 8. Valeurs de f et ϕ .

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes pour chaque câble :

N° vouss	N° câble	X (m)	α en plan (rad)	α en élévation (rad)	α (rad)	$e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$ (Mpa)
1/2VSP	1,000	5,000	-0,056	0,695	0,639	0,867	197,958
	2,000	5,000	0,056	0,562	0,618	0,871	192,633
1	3,000	8,000	0,329	0,716	1,045	0,792	309,341
	4,000	11,000	0,486	0,783	1,269	0,751	370,944
2	5,000	14,000	-0,519	0,785	0,267	0,909	135,357
3	6,000	17,000	-0,486	0,785	0,300	0,895	156,291
4	7,000	20,000	0,000	0,785	0,785	0,805	290,360
	8,000	23,000	0,220	0,695	0,914	0,777	331,336
5	9,000	26,000	-0,220	0,785	0,566	0,826	258,856
6	10,000	29,000	-0,392	0,755	0,363	0,853	219,377
7	11,000	32,000	0,392	0,721	1,113	0,727	406,051
8	12,000	35,000	-0,578	0,689	0,111	0,881	177,685
9	13,000	38,000	0,727	0,654	1,381	0,677	480,771
10	14,000	41,000	0,578	0,562	1,140	0,704	440,451
	15,000	44,000	0,727	0,675	1,402	0,662	502,788
11	16,000	47,000	0,000	0,631	0,631	0,766	348,812
12	17,000	50,000	0,220	0,604	0,824	0,730	401,773
13	18,000	53,000	-0,220	0,576	0,357	0,794	306,107
14	19,000	56,000	-0,392	0,555	0,163	0,818	270,542
15	20,000	59,000	-0,578	0,529	-0,048	0,846	229,265
16	21,000	62,000	-0,727	0,507	-0,220	0,868	197,007
17	22,000	65,000	-0,844	0,489	-0,355	0,883	173,425
18	23,000	68,000	-0,972	0,472	-0,500	0,901	146,885
19	24,000	71,000	0,420	0,456	0,876	0,678	478,638
20	25,000	74,000	0,578	0,448	1,025	0,652	517,179
21	26,000	77,000	0,727	0,440	1,167	0,628	552,823
22	27,000	80,000	0,865	0,436	1,301	0,606	585,714
23	28,000	83,000	0,962	0,431	1,393	0,590	610,138
$\Sigma \Delta \sigma_{p0}$							9288,505

Tableau. VI- 9. Pertes dues aux frottements.

Donc la somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 9288,505 \text{ MPa}$.

III-1-2- Pertes dues au recul à l'ancrage :

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

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

$\sigma_{p0'}$: contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_0$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = \frac{1}{E_p} \int \Delta\sigma_0 dx$

E_p : module d'élasticité des aciers = 190000MPa selon BPEL91.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La qualité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur d , dans la mesure où l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha}{l}$ sur la longueur d , on trouve :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}k}} \Rightarrow \begin{cases} d > x \text{ les pertes existent.} \\ d < x \text{ les pertes nulles.} \end{cases}$$

Tel que : $K = \frac{\alpha}{l} + \phi$
 $g = 6\text{mm}$.

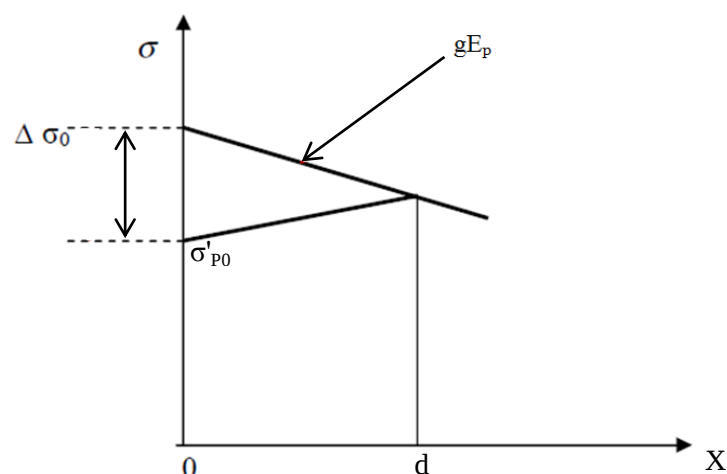


Fig. VI- 7. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante: $\Delta\sigma_0 = 2dK$
 Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant:

N° vouss	N° câble	X (m)	α (rad)	l (m)	K	d (m)	Δ_{p0} (Mpa)
1/2VSP	1	5	0,639	6,000	0,024	5,616	0,273
	2	5	0,618	6,000	0,024	5,697	0,269
1	3	8	1,045	9,000	0,026	5,405	0,284
	4	11	1,269	9,000	0,031	4,956	0,309
2	5	14	0,267	13,000	0,007	10,384	0,148
3	6	17	0,300	17,000	0,007	10,834	0,141
4	7	20	0,785	21,000	0,010	8,550	0,179
	8	23	0,914	21,000	0,012	8,089	0,189
5	9	26	0,566	25,000	0,008	10,090	0,152
6	10	29	0,363	29,000	0,006	11,802	0,130
7	11	32	1,113	33,000	0,010	8,866	0,173
8	12	35	0,111	37,000	0,004	14,590	0,105
9	13	38	1,381	41,000	0,010	8,870	0,173
10	14	41	1,140	45,000	0,008	9,746	0,157
	15	44	1,402	45,000	0,009	9,111	0,168
11	16	47	0,631	49,000	0,006	11,724	0,131
12	17	50	0,824	53,000	0,006	11,200	0,137
13	18	53	0,357	57,000	0,004	13,424	0,114
14	19	56	0,163	61,000	0,004	14,721	0,104
15	20	59	-0,048	65,000	0,003	16,392	0,093
16	21	62	-0,220	69,000	0,002	18,008	0,085
17	22	65	-0,355	73,000	0,002	19,445	0,079
18	23	68	-0,500	77,000	0,002	21,226	0,072
19	24	71	0,876	81,000	0,005	12,183	0,126
20	25	74	1,025	85,000	0,005	11,898	0,129
21	26	77	1,167	89,000	0,006	11,673	0,131
22	27	80	1,301	93,000	0,006	11,495	0,133
23	28	83	1,393	97,000	0,006	11,421	0,134
$\Sigma\Delta\sigma_0$ (MPa)							2,981

Tableau. VI- 10. Pertes dues au recul à l'ancrage.

Les pertes dus aux reculs à l'ancrage sont égales à 2,981MPa.

III-1-3- Pertes par raccourcissement du béton :

Supposons qu'une pièce soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuant câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la pièce et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Selon le BPEL, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \sum \frac{k \Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

σ_{bj} : la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet des diverses action permanentes appliquées au jour j.

En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue, on la prend égale à $6k\sigma_b$, tel que σ_b désignant la contrainte finale de béton.

$$k = \frac{(n - 1)}{2n}$$

n : nombre de câbles.

Application : n = 56 câbles.

$$E_p = 6 \times \frac{56 - 1}{2 \times 56} \times 35 = 103.125 \text{ MPa}$$

Alors, la somme des pertes instantanées est égale à :

$$9288,505 + 2,981 + 103.125 = 9394.610 \text{ MPa.}$$

n	K	σ_b (Mpa)	E_p (Mpa)
56	0,491071429	35	103,125

Pertes instantanées (Mpa)	9394,610
----------------------------------	-----------------

III-2- Pertes de tension différées :

III-2-1- Pertes de tension dues au retrait du béton :

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r \cdot E_p$$

ε_r : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide 2.10^{-4} (BPEL).
 E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$ pour les torons).

Alors : $\Delta\sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4} = 38 \text{ MPa}$

E_p	ξ_r	$\Delta\sigma_r \text{ (Mpa)}$
190000	0,0002	38

III-2-2- Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le BPEL :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_M + \sigma_\infty)$$

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_∞ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

$$\sigma_\infty \leq 1.5 \sigma_M$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_M$$

$$\sigma_M = \frac{P}{S} + \frac{P}{I} e^2 - \frac{M}{I} e$$

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble :

N° vouss	N° cable	X (m)	P(t)	S(m2)	I(m4)	e(m)	M(t,m)	σ_M (Mpa)	E_p/E_{ij}	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
1/2VSP	1	5	17757,340	24,533	278,758	4,435	122762,441	0,237	6,000	1,421
	2	5	17757,340	24,533	278,758	4,435	122762,441	0,237	6,000	1,421
1	3	8	15137,705	23,546	246,314	4,181	104652,029	0,592	6,000	3,552
	4	11	15137,705	23,546	246,314	4,181	104652,029	1,027	6,000	6,163
2	5	14	14419,232	22,603	217,534	3,938	95113,675	1,061	6,000	6,368
3	6	17	13692,943	21,704	192,066	3,706	86157,937	1,097	6,000	6,582
4	7	20	12957,454	20,849	169,584	3,486	77757,238	1,132	6,000	6,794
	8	23	12212,777	20,849	169,584	3,486	69892,655	1,753	6,000	10,516
5	9	26	11458,397	20,038	149,788	3,277	62541,324	1,751	6,000	10,504
6	10	29	10694,367	19,270	132,402	3,079	55682,787	1,743	6,000	10,455
7	11	32	9921,205	18,547	117,175	2,892	49297,645	1,727	6,000	10,365
8	12	35	9140,022	17,867	103,874	2,717	43367,654	1,704	6,000	10,225
9	13	38	8352,645	17,231	92,292	2,553	37875,629	1,672	6,000	10,029
10	14	41	7561,764	16,639	82,238	2,400	32805,541	1,628	6,000	9,770
	15	44	7561,764	16,091	82,238	2,400	32805,541	3,030	6,000	18,177
11	16	47	6771,046	16,091	73,543	2,259	28142,418	2,768	6,000	16,611
12	17	50	5985,274	15,586	66,052	2,129	23872,446	2,641	6,000	15,848
13	18	53	5210,397	15,126	59,630	2,010	19982,868	2,492	6,000	14,954
14	19	56	4453,577	14,709	54,156	1,903	16462,083	2,321	6,000	13,927
15	20	59	3723,118	14,336	49,524	1,807	13299,549	2,128	6,000	12,768
16	21	62	3028,338	14,007	45,642	1,722	10485,879	1,914	6,000	11,482
17	22	65	2379,297	13,722	42,429	1,649	8012,746	1,680	6,000	10,082
18	23	68	1786,465	13,481	39,820	1,586	5872,977	1,430	6,000	8,582
19	24	71	1260,255	13,284	37,759	1,536	4060,458	1,167	6,000	7,002
20	25	74	810,540	13,130	36,201	1,496	2570,233	0,894	6,000	5,366
21	26	77	446,107	13,021	35,113	1,468	1398,400	0,616	6,000	3,698
22	27	80	174,181	12,955	34,469	1,451	542,205	0,241	6,000	1,445
23	28	83	0,000	12,933	34,256	1,445	0,000	0,000	6,000	0,000
$\Sigma\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)										112,345

Tableau. VI- 11. Pertes de tension par fluage.

Les pertes dues au fluage sont égales à : 112,345MPa.

III-2-3- Perte par relaxation des câbles

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

μ_0 : coefficient pris égal à :

- 0.43 pour les aciers TBR.
- 0.3 pour les aciers RN.
- 0.35 pour les autres aciers.

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1488$ MPa

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

N° vouss	N° cable	X (m)	$\Delta\sigma_{inst}$ (Mpa)	σ_0 (Mpa)	σ_{pi} (x) (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (x) (MPa)
1/2VSP	1	5	360,207	1488	1127,793	55,475
	2	5	354,878	1488	1133,122	56,346
1	3	8	471,600	1488	1016,400	38,582
	4	11	533,229	1488	954,771	30,311
2	5	14	297,480	1488	1190,520	66,088
3	6	17	318,408	1488	1169,592	62,459
4	7	20	452,515	1488	1035,485	41,299
	8	23	493,502	1488	994,498	35,555
5	9	26	420,984	1488	1067,016	45,948
6	10	29	381,483	1488	1106,517	52,055
7	11	32	568,200	1488	919,800	25,958
8	12	35	339,766	1488	1148,234	58,846
9	13	38	642,920	1488	845,080	17,484
10	14	41	602,584	1488	885,416	21,919
	15	44	664,932	1488	823,068	15,202
11	16	47	510,919	1488	977,081	33,217
12	17	50	563,886	1488	924,114	26,482
13	18	53	468,197	1488	1019,803	39,061
14	19	56	432,622	1488	1055,378	44,209
15	20	59	391,335	1488	1096,665	50,502
16	21	62	359,068	1488	1128,932	55,660
17	22	65	335,480	1488	1152,520	59,564
18	23	68	308,933	1488	1179,067	64,091
19	24	71	640,740	1488	847,260	17,716
20	25	74	679,284	1488	808,716	13,767
21	26	77	714,930	1488	773,070	10,383
22	27	80	747,823	1488	740,177	7,487
23	28	83	772,248	1488	715,752	5,477
$\Sigma\Delta\sigma_p$ (MPa)						1051,145

Tableau. VI- 12. Pertes dues à la relaxation des aciers.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : 1051,145MPa.

III-2-4- Pertes différées totales :

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Alors :

$$\Delta\sigma_d = 38 + 112,345 + \frac{5}{6} 1051,145 = 1026.299 \text{ MPa}$$

III-3- Conclusion:

La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées égale à :

$$9394.610 + 1026.299 = 10420.909 \text{ Mpa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$100 \times \frac{10420.909}{28 \times 1488} = 25.02 \%$$

Pertes différées (Mpa)	1026,299
Pertes totales (Mpa)	10420,909
Pertes en %	12,506

Donc, on gardera le nombre de câbles précédent **56 câbles 19T15s**.

IV- Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

IV-1- Phase de construction : Dans cette phase on doit vérifier que

$$\sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{M}{I} v = \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{Inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} + \frac{M}{I} v' \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application des charges.

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

v' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte admissible de traction

$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte admissible de compression.

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 21 \text{ MPa}$

Et : $(\bar{\sigma}_{\text{bt}} = 0, \text{ car on est en classe I})$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{\text{Inf}} \leq 21 \text{ MPa.}$ et $\sigma_{\text{Sup}} = 0 \text{ MPa.}$

Ce tableau résulte les contraintes dans le demi-fléau :

x	M (t.m)	S (m2)	e (m)	v	v'	I (m4)	P (t)	$\sigma_{sup}(Mpa)$	$\sigma_{inf}(Mpa)$
axe vsp	122762,441	24,533	4,435	4,585	4,415	278,758	17757,340	14,476	0,269
1/2vsp	104652,029	24,533	4,435	4,585	4,286	278,758	15137,705	12,341	0,402
v1	95113,675	23,546	4,181	4,331	4,164	246,314	14419,232	12,248	0,237
v2	86157,937	22,603	3,938	4,088	4,047	217,534	13692,943	12,116	0,061
v3	77757,238	21,704	3,706	3,856	3,935	192,066	12957,454	11,940	-0,123
v4	69892,655	20,849	3,486	3,636	3,830	169,584	12212,777	11,715	-0,313
v5	62541,324	20,038	3,277	3,427	3,730	149,788	11458,397	11,437	-0,506
v6	55682,787	19,270	3,079	3,229	3,636	132,402	10694,367	11,099	-0,699
v7	49297,645	18,547	2,892	3,042	3,547	117,175	9921,205	10,699	-0,888
v8	43367,654	17,867	2,717	2,867	3,464	103,874	9140,022	10,231	-1,066
v9	37875,629	17,231	2,553	2,703	3,387	92,292	8352,645	9,695	-1,227
v10	32805,541	16,639	2,400	2,550	3,316	82,238	7561,764	9,089	-1,364
v11	28142,418	16,091	2,259	2,409	3,250	73,543	6771,046	8,416	-1,469
v12	23872,446	15,586	2,129	2,279	3,190	66,052	5985,274	7,680	-1,535
v13	19982,868	15,126	2,010	2,160	3,136	59,630	5210,397	6,889	-1,556
v14	16462,083	14,709	1,903	2,053	3,088	54,156	4453,577	6,056	-1,526
v15	13299,549	14,336	1,807	1,957	3,045	49,524	3723,118	5,194	-1,444
v16	10485,879	14,007	1,722	1,872	3,008	45,642	3028,338	4,324	-1,311
v17	8012,746	13,722	1,649	1,799	2,976	42,429	2379,297	3,468	-1,135
v18	5872,977	13,481	1,586	1,736	2,951	39,820	1786,465	2,650	-0,927
v19	4060,458	13,284	1,536	1,686	2,931	37,759	1260,255	1,897	-0,701
v20	2570,233	13,130	1,496	1,646	2,916	36,201	810,540	1,235	-0,476
v21	1398,400	13,021	1,468	1,618	2,908	35,113	446,107	0,685	-0,273
v22	542,205	12,955	1,451	1,601	2,905	34,469	174,181	0,269	-0,110
v23	0,000	12,933	1,445	1,595	2,905	34,256	0,000	0,000	0,000

Tableau. VI- 13. Vérification des contraintes de demi-fléau gauche.

Remarque : On remarque, d'après le tableau précédent que les contrainte en construction sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité

IV-2- Phase exploitation:

$$\sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v}{I} + \frac{M}{I} v \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{\text{Inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v'}{I} - \frac{M}{I} v' = \bar{\sigma}_{bt}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{\text{Sup}} \leq 21 \text{ MPa}$. et $\sigma_{\text{Inf}} = 0 \text{ MPa}$.

Ce tableau illustre les contraintes de continuité de la 1^{ère} travée. (Les résultats des autres travées sont précisés en annexes).

x	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	v	v'	P (t)	$\sigma_{\text{sup}}(\text{Mpa})$	$\sigma_{\text{inf}}(\text{Mpa})$
0	0,000	34,256	12,935	2,755	1,595	2,905	0,000	0,000	0,000
4	6929,170	34,256	12,935	2,755	1,595	2,905	1889,727	2,263	0,000
8	12126,010	34,256	12,935	2,755	1,595	2,905	3307,012	3,960	0,000
12	15626,540	34,256	12,935	2,755	1,595	2,905	4261,679	5,103	0,000
16	17427,670	34,256	12,935	2,755	1,595	2,905	4753,166	5,692	0,000
19	17961,780	34,469	12,933	2,758	1,601	2,908	4888,446	5,861	0,000
22	18165,230	35,113	12,955	2,766	1,618	2,916	4915,240	5,899	0,000
25	18031,500	36,201	13,021	2,781	1,646	2,931	4835,090	5,799	0,000
28	17556,430	37,759	13,130	2,801	1,686	2,951	4650,467	5,566	0,000
31	16734,770	39,820	13,284	2,826	1,740	2,976	4365,470	5,208	0,000
34	15559,210	42,429	13,481	2,858	1,799	3,008	3985,376	4,725	0,000
37	14032,040	45,642	13,722	2,895	1,872	3,045	3519,324	4,141	0,000
40	12137,990	49,524	14,007	2,938	1,957	3,088	2973,062	3,468	0,000
43	9883,540	54,156	14,336	2,986	2,053	3,136	2358,489	2,722	0,000
46	7243,060	59,630	14,709	3,040	2,160	3,190	1680,126	1,916	0,000
49	4199,110	66,052	15,126	3,100	2,279	3,250	944,938	1,063	0,000
52	755,770	73,543	15,586	3,166	2,409	3,316	164,696	0,182	0,000

Tableau. VI- 14. Vérification des contraintes de continuité.

D'après les tableaux 12 et 13, on constate que les contraintes à la phase de construction, ainsi qu'à la phase d'exploitation, sont vérifiées. Alors notre ouvrage travaille en sécurité.

Chapitre VII:

Etude transversale

I- Introduction :

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

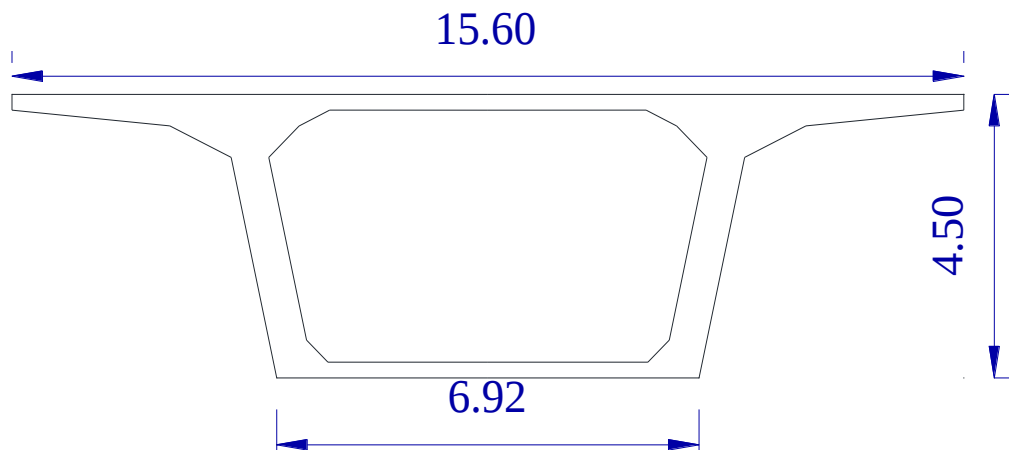


Fig. VII- 1. Section transversale du voussoir sur culée.

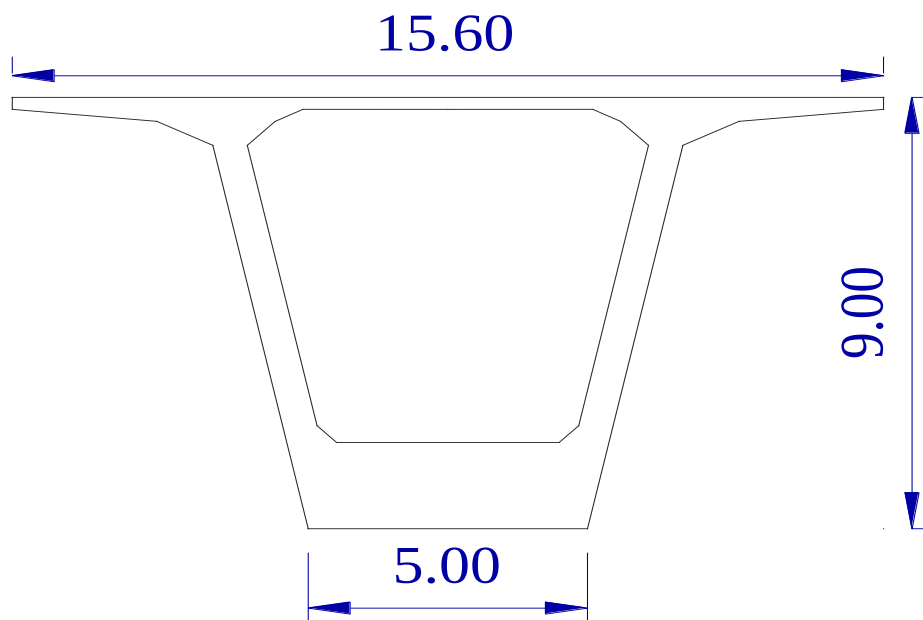


Fig. VII- 2. Section transversale du voussoir sur pile.

II- Définition des charges :

II-1- Les charges permanentes :

II-1-1- Le poids propre du tablier :

Le voussoir sur pile : $q_1 = 24.533 \times 2.5 \times 1 = 61.33 \text{ T/ml}$.

Le voussoir su culée : $q_2 = 12.933 \times 2.5 \times 1 = 32.33 \text{ T/ml}$.

II-1-1-Revêtement et chape :

$P_{rev} = (0.01 \times 1 \times 2.5) + (0.08 \times 1 \times 2.2) = 0.201 \text{ T/ml}$.

II-1-3- Poids propre des trottoirs et corniche :

$P_{trot} = 0.25 \times 2.5 \times 1 = 0.625 \text{ T/ml}$.

II-1-4- Le garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

Donc : $P_{gc} = 0.1 \text{ t}$.

II-1-5- Glissières de sécurité de pont :

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$P_{gl} = 0,06 \text{ t}$.

II-2- Les surcharge d'exploitation :

II-2-1- Système de charge A :

$A(l) = 0.583 \text{ T/ml}$.

II-2-1- Système de charge Bc :

Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,027$.

II-2-3- Charges militaires Mc120 :

Ce système de charge est multiplié par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,029$.

II-2-4- Charges exceptionnelles D_{240} :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule : 240t sur une largeur de 3,2 m.

II-2-5- Surcharges sur les trottoirs :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé. Alors ; $ST = 0.15 \text{ t/ml}$

III- Détermination des efforts :

A l'aide de l'outil informatique, on détermine les moments en chaque élément du voussoir. La section du caisson sera représentée par un ensemble de barres auxquelles la section de l'élément considéré.

Le modèle numérique est pris en mètre linéaire de longueur :

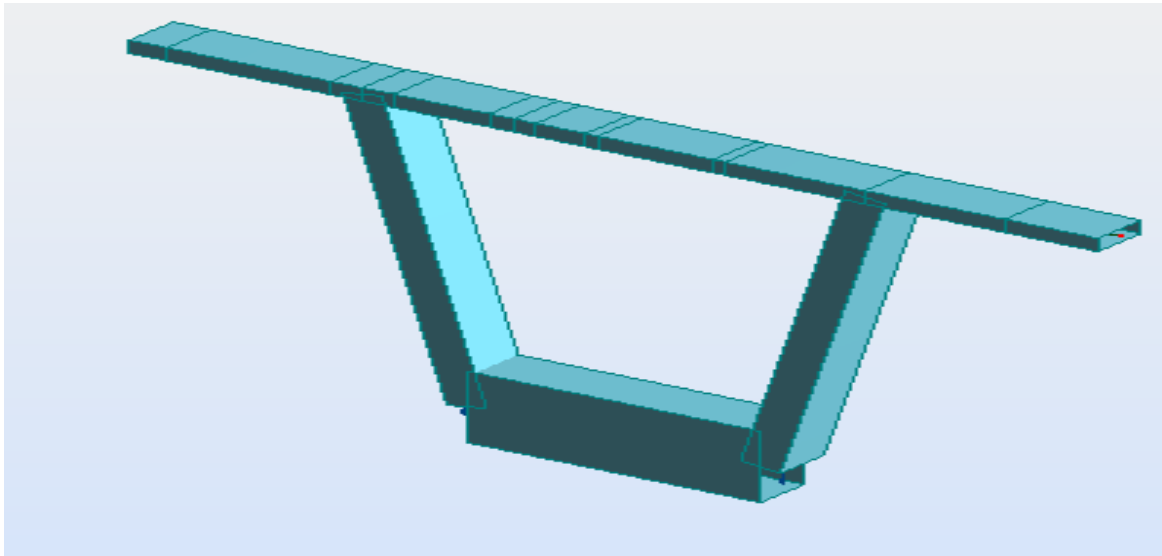


Fig. VII- 3.Modélisation de la section transversale (sur pile).

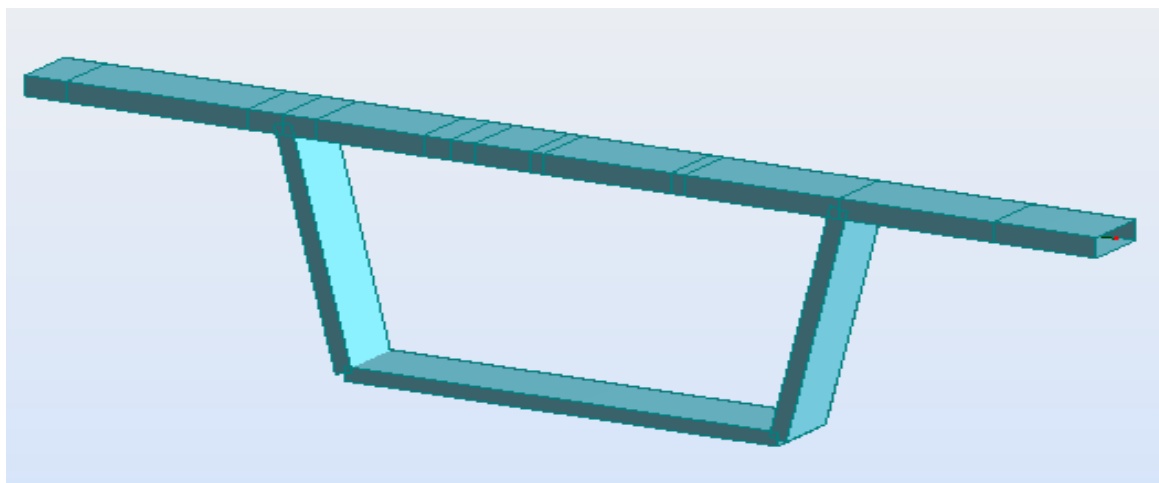


Fig. VII- 4. Modélisation de la section transversale (sur culée).

III-1- Section sur culée :**III-1-1- Table supérieure :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	3.071	-25.492
Surcharge A(l)	2.935	-5.815
Surcharge B _c	60.615	-33.127
Surcharge M _{c120}	26.085	-6.983
Surcharge D ₂₄₀	33.957	-9.081
Surcharge sur trottoirs	0.141	-0.727
Surcharge B _t	38.113	-31.112

Tableau .VII- 1. Moments de la table supérieure.**III-1-2- Table inferieure :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	2.911	-1.021
Surcharge A(l)	0.313	-0.031
Surcharge B _c	-1.082	-3.104
Surcharge M _{c120}	-0.311	-2.063
Surcharge D ₂₄₀	-0.96	-2.743
Surcharge sur trottoirs	0.098	-0.059
Surcharge B _t	0.890	-1.627

Tableau. VII- 2. Moments de la table inferieure.**III-1-3- Ame droite :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	9.135	1.022
Surcharge A(l)	1.127	0.031
Surcharge B _c	3.101	-12.189
Surcharge M _{c120}	2.066	-6.519
Surcharge D ₂₄₀	2.740	-8.998
Surcharge sur trottoirs	0.530	-0.059
Surcharge B _t	1.625	-0.766

Tableau. VII- 3. Moments de l'âme droite.**III-1-4- Ame gauche :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	0.511	-7.177
Surcharge A(l)	0.313	-0.688
Surcharge B _c	14.758	-1.080
Surcharge M _{c120}	8.764	-0.308
Surcharge D ₂₄₀	11.863	-0.496
Surcharge sur trottoirs	0.098	-0.480
Surcharge B _t	3.961	0.880

Tableau. VII- 4. Moments de l'âme gauche

III-2- Section sur pile :**III-2-1- Table supérieure :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	3.258	-8.490
Surcharge A(l)	1.680	-3.560
Surcharge B _c	17.190	-38.179
Surcharge M _{c120}	8.176	-12.372
Surcharge D ₂₄₀	30.468	-36.625
Surcharge sur trottoirs	0.075	-0.675
Surcharge B _t	16.144	-34.779

Tableau. VII- 5. Moments de la table supérieure.**III-2-2- Table inferieure :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	11.424	-2.166
Surcharge A(l)	0.420	-1.364
Surcharge B _c	19.920	-31.862
Surcharge M _{c120}	3.418	-11.466
Surcharge D ₂₄₀	-17.734	-17.750
Surcharge sur trottoirs	0.447	-0.012
Surcharge B _t	7.283	-22.112

Tableau. VII- 6. Moments de la table inferieure.**III-2-3- Ame droite :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	2.164	-0.769
Surcharge A(l)	-0.420	-1.201
Surcharge B _c	-14.273	-19.920
Surcharge M _{c120}	-3.418	-5.281
Surcharge D ₂₄₀	17.734	-36.625
Surcharge sur trottoirs	0.012	0.522
Surcharge B _t	-7.283	-18.122

Tableau. VII- 7. Moments de l'âme droite.**III-2-4- Ame gauche :**

Cas de charge	Moment Max (t.m)	Moment Min (t.m)
Charge permanentes	0.765	-2.166
Surcharge A(l)	0.668	-1.364
Surcharge B _{c 2voies}	9.913	-31.862
Surcharge M _{c120}	11.222	-11.466
Surcharge D ₂₄₀	36.592	-17.750
Surcharge sur trottoirs	0.447	-0.385
Surcharge B _t	11.931	-22.112

Tableau. VII- 8. Moments de l'âme gauche.

Les combinaisons à l'ELS qui donnent le moment supérieur max et le moment inférieur max sont :

$$\begin{cases} G + 1,2(B_C + S_T) + 0,5 \Delta T \\ G + D_{240} \end{cases}$$

IV- Les efforts max et min:

IV-1- Section sur culée :

			M _{ser} (t.m)
La dalle	La dalle supérieure	M _{max} (t.m)	74.312
		M _{min} (t.m)	-41.748
	La dalle inférieure	M _{max} (t.m)	0.492
		M _{min} (t.m)	-4.779
L'âme	L'âme droite	M _{max} (t.m)	4.777
		M _{min} (t.m)	-6.534
	L'âme gauche	M _{max} (t.m)	11.301
		M _{min} (t.m)	-1.032

Tableau. VII- 9. Moments max en voussoir sur culée.

IV-2- Section sur pile :

			M _{ser} (t.m)
La dalle	La dalle supérieure	M _{max} (t.m)	23.289
		M _{min} (t.m)	- 52.823
	La dalle inférieure	M _{max} (t.m)	20.684
		M _{min} (t.m)	- 38.254
L'âme	L'âme droite	M _{max} (t.m)	-12.731
		M _{min} (t.m)	- 20.905
	L'âme gauche	M _{max} (t.m)	12.200
		M _{min} (t.m)	- 38.254

Tableau. VII- 10. Moments max en voussoir sur pile.

V- Ferrailage des voussoirs :

On prend comme exemple de calcul le ferrailage de la table supérieure de la section sur culée :

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 1 \text{ ml.} \\ d = 0.25 \text{ ml.} \end{cases}$$

Les fissurations sont préjudiciables, donc le ferrailage est à l'ELS :

$$A_{s1} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$M_{ser} = 74.312 \text{ t.m} = 0.74312 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}} \right) \right) = 228.63 \text{ MPa}$$

$n = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.25 - 0.03 = 0.22 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc}) + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times (0.6 \times 35)}{(15 \times 0.6 \times 35) + 228.63} = 0.579$$

$$Z = 0.22 \left(1 - \frac{0.579}{3} \right) = 0.178 \text{ m}$$

Alors :

$$A_{s1} = \frac{0.74312}{0.178 \times 228.63} = 183.108 \text{ cm}^2$$

Donc on aura dans le sens longitudinal :

$$A_t = \frac{A_{s1}}{3} = 61.036 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL, la condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b \cdot d = 0.23 \frac{2.7 \times 1 \times 0.22}{400} = 3.416 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s1} = 183.108 \text{ cm}^2$; soit 24HA32

$A_t = 61.036 \text{ cm}^2$; soit 8HA32.

Tout le reste du calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

- Section sur culée:

			Mser(t.m)	h(m)	d(m)	As (cm ²)	A _t (cm ²)	As min (cm ²)	As retenue (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
La dalle	La dalle supérieure	M _{max} (t.m)	74,312	0,250	0,220	183,108	61,036	3,416	183,108	24HA32	8HA32
		M _{min} (t.m)	-41,748	0,250	0,220	102,869	34,290	3,416	102,869	22HA25	7HA25
	La dalle inférieure	M _{max} (t.m)	0,492	0,250	0,220	1,212	0,404	3,416	3,416	2HA12	2HA6
		M _{min} (t.m)	-4,779	0,250	0,220	11,776	3,925	3,416	11,776	6HA16	4HA12
L'âme	L'âme droite	M _{max} (t.m)	4,777	0,600	0,570	4,543	1,514	8,849	8,849	6HA14	2HA14
		M _{min} (t.m)	-6,534	0,600	0,570	6,214	2,071	8,849	8,849	6HA14	2HA14
	L'âme gauche	M _{max} (t.m)	11,301	0,600	0,570	10,748	3,583	8,849	10,748	7HA14	4HA12
		M _{min} (t.m)	-1,032	0,600	0,570	0,981	0,327	8,849	8,849	6HA14	2HA14

Tableau. VII- 11. Ferrailage du voussoir sur culée

- Section sur pile :

			Mser(t.m)	h(m)	d(m)	As(cm ²)	A _t (cm ²)	As min (cm ²)	As retenue (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
La dalle	La dalle supérieure	M _{max} (t.m)	23,289	0,250	0,220	51,384	17,128	3,416	51,384	16HA20	6HA20
		M _{min} (t.m)	-52,823	0,250	0,220	116,547	38,849	3,416	116,547	24HA25	8HA25
	La dalle inférieure	M _{max} (t.m)	20,684	1,800	1,770	5,672	1,891	27,479	27,479	6HA25	2HA25
		M _{min} (t.m)	-38,254	1,800	1,770	10,491	3,497	27,479	27,479	6HA25	2HA25
L'âme	L'âme droite	M _{max} (t.m)	-12,731	0,600	0,570	10,841	3,614	8,849	10,841	4HA20	3HA14
		M _{min} (t.m)	-20,905	0,600	0,570	17,802	5,934	8,849	17,802	6HA20	4HA14
	L'âme gauche	M _{max} (t.m)	12,200	0,600	0,570	10,389	3,463	8,849	10,389	4HA20	3HA14
		M _{min} (t.m)	-38,254	0,600	0,570	32,576	10,859	8,849	32,576	7HA25	4HA20

Tableau.VII-12. Ferrailage du voussoir sur pile

VI- Effet de torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance.

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera joint au niveau des âmes ; et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion, $M_t = M_{\max} = 38.254 \text{ t.m}$. Il est engendré par la combinaison :

$$M_t = G + 1.2 (B_c + ST)$$

Avec : B_c chargé à gauche du tablier

La contrainte de cisaillement due à cette faible torsion est : $\tau = \frac{M_t}{\Omega b}$

- $M_t = 38.254 \text{ t.m}$
- $b = \text{épaisseur de deux âmes} = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$
- $\Omega = 24.533 \text{ m}^2$ (Voussoir sur culée)
- $\Omega = 12.935 \text{ m}^2$ (Voussoir sur pile)
- $U = \text{Périmètre} = 57.50$ (Voussoir sur culée)
- $U = \text{Périmètre} = 69.56 \text{ m}$ (Voussoir sur pile)
- $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\bar{\tau} = 0.1 f_{c28} = 3.5 \text{ MPa}$$

VI-1- Voussoir sur culée :

$$\tau = \frac{M_t}{b} = \frac{38,254 \times 10^{-2}}{12.935 \times 1.2} = 0.025 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa} (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_l^+ = \frac{M_t}{2} \times \frac{U \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{38.254 \times 10^{-2} \times 57.50 \times 1.15}{2 \times 12.935 \times 400} = 24.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t^+ = \frac{M_t}{2} \times \frac{S_t \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{38.254 \times 10^{-2} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 12.935 \times 400} = 0.084 \text{ cm}^2$$

Alors on rajoute : 12,22 cm²/âme longitudinalement soit 8HA14 (12,32cm²).
0.043cm²/âme transversalement (négligeable).

VI-2- Voussoir sur pile :

$$\tau = \frac{M_t}{b} = \frac{38.254 \times 10^{-2}}{24.533 \times 1.2} = 0.0201 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

$$A_l^+ = \frac{M_t}{2} \times \frac{U \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{38,254 \times 10^{-2} \times 69.56 \times 1.15}{2 \times 24.533 \times 400} = 15,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t^+ = \frac{M_t}{2} \times \frac{S_t \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{38,254 \times 10^{-2} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 24.533 \times 400} = 0.045 \text{ cm}^2$$

Alors on rajoute : 3.167 cm²/âme longitudinalement soit 6HA12 (7.79cm²).
0.0225cm²/âme transversalement (négligeable)

Chapitre VIII:

Efforts tranchants.

I- Introduction :

Ce présent chapitre traite que des effets de l'effort tranchant sur une poutre ayant un plan moyen vertical et soumise à la flexion.

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celui de l'âme, la table supérieure et inférieure sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte avec, en cas de pervibrations, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

II- Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :

II-1- Effet isostatique :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-après située à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin(\alpha)$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant. Le câble incliné relève les charges.

Donc on aura : $V - P \sin \alpha = 0$

Alors : $V = P \sin \alpha$

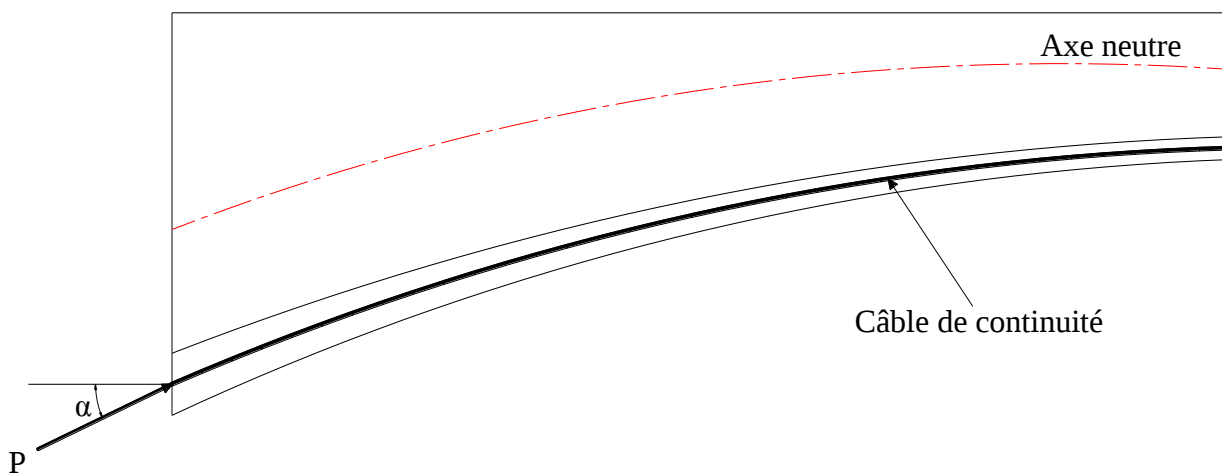


Fig.VIII- 1.Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.

II-2- Effet hyperstatique :

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

NB : l'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide de l'outil informatique, sous la combinaison de charge à l'ELS : $G + 1.2 (A(L) + ST)$.

II-3- Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

En respectant un extradados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : $\frac{dh}{dx}$

Dans le cas des poutres continues, près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_r = \frac{M}{Z} \cdot \frac{dh}{dx}$$

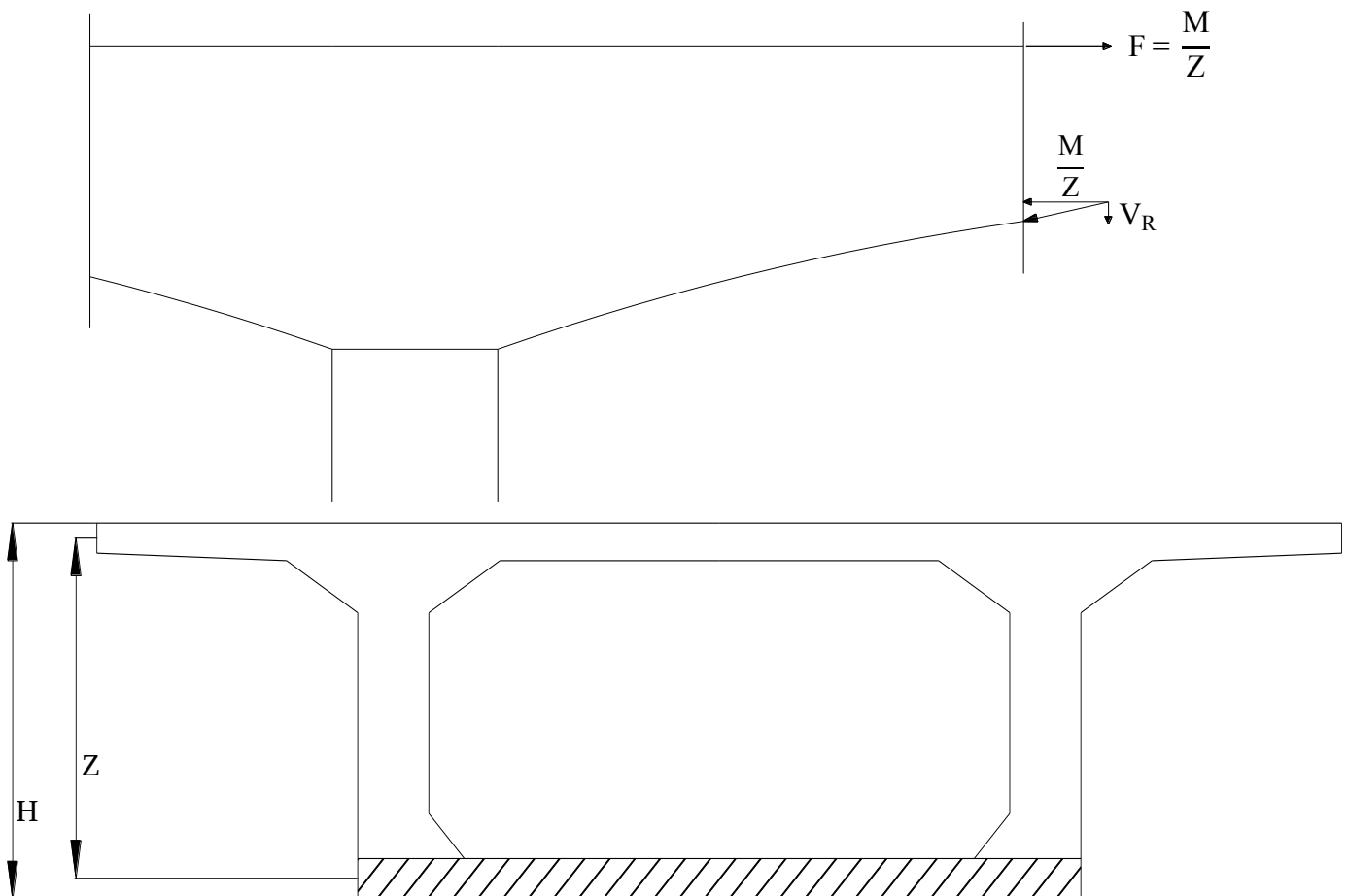


Fig. VIII- 2. Effet RESAL.

III- Vérification de l'effort tranchant :

Des contraintes de cisaillement en service avec les chargements, en particulier au niveau des âmes, parce qu'elles qui risquent d'être face aux cisaillements.

III-1- Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu avec la formule suivante :

$$V_r = (V_G + V_Q) - (P \sin \alpha) - V_{\text{Résal}}$$

$$V_{\text{Résal}} = \sigma_i \cdot \varepsilon \cdot \text{tg } \varphi$$

$$\sigma_i = \sigma_x + \frac{M}{I} \left(V' - \frac{\varepsilon}{2} \right)$$

$$M = M_{\text{ELS}} + P_{\text{sup}} (V - d) - P_{\text{inf}} (V' - d)$$

P_{sup} : précontrainte de fléau

P_{inf} : précontrainte de en service

ε : épaisseur de l'hourdis inférieur

σ_x : étant la contrainte moyenne normale sur le hourdis inférieur.

$$\sigma_x = P_{\text{inf}} / S$$

III-2- Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_r}{2Zb_n}$$

Tel que :

V_r : Effort tranchant

Z : Bras de levier.

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et des diamètre des câbles qui traversent cette âme.

La vérification à faire est : $\tau < \bar{\tau}$

III-2-1-A l'état limite de service :

$$\tau = \frac{V_r}{2Zb_n}$$

Le cisaillement admissible vaut $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

Avec : $\bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \text{ et } \sigma_x = \frac{P_{inf}}{S}$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} \left(0.6 f_{cj} - \sigma_x \right) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

Vérification des contraintes pour la deuxième travée :

section	M _{Els} (t.m)	M (t.m)	$\sigma_x = P_{inf} / S$	σ i Mpa	V _{Résal}	V _{Els}	V _{réduit}	τ	τ^2	$\tau^2 1$	$\tau^2 2$
0,000	-108168,852	-186922,653	0,000	-23,568	-5,515	3668,580	3674,095	2,18	4,75	8,50	8,75
5,000	-89099,472	-156235,194	0,000	-19,699	-4,610	3454,600	3459,210	2,14	4,58	8,50	8,75
8,000	-78392,454	-138679,264	0,000	-19,437	-4,215	3280,250	3284,465	2,12	4,49	8,50	8,75
11,000	-68313,179	-122235,991	0,000	-19,063	-3,822	3076,080	3079,902	2,07	4,30	8,50	8,75
14,000	-58843,384	-106863,708	0,000	-18,559	-3,431	2878,630	2882,061	2,02	4,09	8,50	8,75
17,000	-49951,896	-92525,636	0,000	-17,903	-3,044	2691,910	2694,954	1,97	3,89	8,50	8,75
20,000	-41622,940	-79172,106	0,000	-17,072	-2,662	2512,095	2514,757	1,92	3,68	8,50	8,75
23,000	-33855,712	-66783,669	0,000	-16,047	-2,288	2333,520	2335,808	1,86	3,44	8,50	8,75
26,000	-26631,508	-55323,632	0,000	-14,804	-1,925	2157,600	2159,525	1,79	3,19	8,50	8,75
29,000	-19906,851	-44740,292	0,000	-13,320	-1,574	1994,110	1995,684	1,72	2,94	8,50	8,75
32,000	-13686,326	-35010,629	0,000	-11,578	-1,241	1836,720	1837,961	1,64	2,69	8,50	8,75
35,000	-7953,747	-26101,980	0,000	-9,568	-0,927	1676,740	1677,667	1,55	2,41	8,50	8,75
38,000	-2702,154	-17997,947	0,000	-7,293	-0,637	1520,770	1521,407	1,46	2,13	8,50	8,75
41,000	2086,879	-12124,819	0,304	-5,408	-0,425	1373,170	1373,595	1,36	1,85	10,53	9,26
44,000	6428,182	-8615,243	0,994	-4,207	-0,297	1088,470	1088,767	1,11	1,24	15,92	10,36
47,000	10330,290	-5559,861	1,688	-2,953	-0,187	945,470	945,657	0,99	0,99	22,46	11,36
50,000	13795,218	-2922,711	2,372	-1,669	-0,095	811,690	811,785	0,88	0,77	30,01	12,26
53,000	16840,294	-669,478	3,032	-0,387	-0,020	681,880	681,900	0,75	0,57	38,33	13,03
56,000	19460,594	1225,227	3,650	0,854	0,039	549,990	549,951	0,62	0,38	47,03	13,68
59,000	21667,624	2797,880	4,209	2,020	0,085	421,540	421,455	0,48	0,23	55,68	14,19
62,000	23466,288	4070,386	4,693	3,068	0,118	290,360	290,242	0,34	0,11	63,76	14,59
65,000	24858,072	5071,729	5,087	3,963	0,142	158,310	158,168	0,18	0,03	70,74	14,87
68,000	25840,182	5818,697	5,377	4,670	0,159	30,980	30,821	0,04	0,00	76,09	15,06
71,000	26396,800	6323,699	5,548	5,158	0,170	15,020	14,850	0,02	0,00	79,35	15,17
74,000	26543,085	6600,542	5,597	5,412	0,176	0,000	-0,176	0,00	0,00	80,30	15,20

Tableau. VIII-1. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

III-2-2-A l'état limite ultime :

$$\tau = \frac{V_r(ELU)}{Z3b_n}$$

Le cisaillement admissible vaut : $\bar{\tau} = \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} = \frac{35}{4.1,5} = 5.83 \text{ Mpa}$

VI- Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau < \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

Chapitre IX:

Equipements
du tablier.

I- Appareil d'appui :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner :

I-1- Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations aux matériaux bruts malaxés avec différentes charges, inertes ou renforçant. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

I-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges :

- Combinaisons de charges :

La réaction est calculée à l'ELS en utilisant les combinaisons suivantes :

1. $G + 1.2 (A(L) + ST) + 0,5 T$.
2. $G + 1.2 (B_c + ST) + 0,5 T$.
3. $G + 1.2 M_{C120} + 0,5 T$.
4. $G + D_{240}$.

Le tableau suivant récapitule les valeurs des réactions d'appuis sous différentes combinaisons :

Réaction / Combinaison	C ₁	P ₃	C ₂
$G + 1.2 (A(L) + ST) + 0,5 T$	1941.933	6994.712	1855.125
$G + 1.2 (B_c + ST) + 0,5 T$	1978.827	7065.040	1830.128
$G + M_{C120} + 0,5 T$	1973.811	7412.995	1867.137
$G + D_{240} + 0,5 T$	1971.850	7029.692	1823.215

Tableau. IX- 1. Réaction d'appuis sous différentes combinaison.

D'après le tableau ci-dessous, on constate que la réaction maximale est obtenue sous la combinaison $G + M_{C120} + 0,5T$ avec une valeur de 7412.995t. C'est la valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appui.

Si on prend 4 appareils d'appui on aura :

$$R = \frac{7412.995}{6} = 1235.50 \text{ t}$$

On considère que : $a = b$, T est l'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes.

$$T = n \times t$$

Où : **n**: est le nombre de feuillets élémentaires.

t: est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.

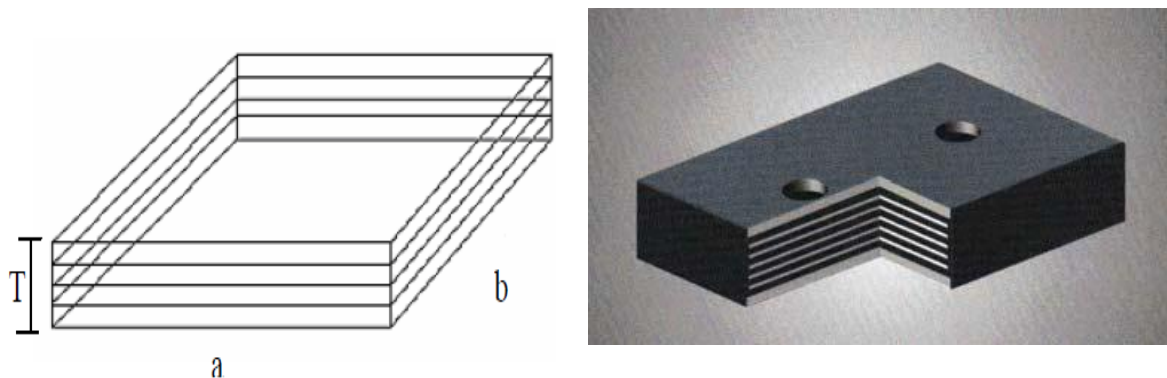


Fig. IX- 1. Appareil d'appui en élastomère fretté.

I-2-1- Sous réaction verticale R :

$$\sigma'_m = \frac{R}{ab}$$

La contrainte de cisaillement correspondante au milieu du côté b vaut :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2 b^2}$$

On prend : a = 800 mm, et b = 800 mm, et t = 10 mm

$$\text{Alors : } \tau_R = \frac{3 \times 10 \times (800 + 800) \times 1235.50}{800^2 \times 800^2} = \mathbf{1.448 \text{ MPa}}$$

$$\text{et } \sigma'_m = \frac{1235.50}{800 \times 800} = \mathbf{19.30 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa}}$$

I-2-2- Sous force horizontale H :

Sous l'effet des forces horizontales apparaît **une distorsion u**

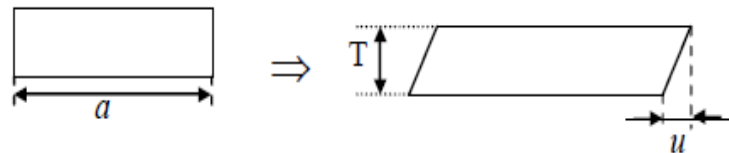


Fig. IX- 2. Dimensions.

La contrainte de cisaillement correspondante vaut :

a) Sous déformation lente u_1 (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage) :

$$\tau_{H_1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Tel que :

G : module de cisaillement transversal d'élastomère qui vaut 0,8 MPa.

$u_1 = 72 \text{ mm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques).

Si on prend 15 élastomères, donc $T = 15 \times 10 = 150 \text{ mm}$.

$$\tau_{H_1} = \frac{0.8 \times 72}{150} = \mathbf{0.384 \text{ MPa}}$$

b) Sous effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge) engendre la distorsion u_2 :

Selon le fascicule 61 titre II

- **Freinage de A(L) :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante :

$$H = A(L) \frac{1}{20 + 0.0035S} = (5.465 \times 90) \frac{1}{20 + (0.0035 \times 13.5 \times 90)} = \mathbf{20.45 \text{ t}}$$

- **Freinage de B_c** :

D'après le fascicule 61 titre II, parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé de freiner :

Donc : $H_2 = 30 \text{ t}$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2G \times u_2}{T} = \frac{30}{800 \times 800} = 0.468 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2} = 0.384 + \left(\frac{0.468}{2} \right) = 0.618 \text{ MPa.}$$

c) Sous rotation α_T :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T \quad \text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : la rotation permise par le joint de chaussée, égale à 0,02 rad.

α : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{800}{150} \right)^2 (0.003 + 0.02) = 0.262 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha_T} \leq 5G \\ \tau_{H1} \leq 0.5G \\ \tau_H \leq 0.8G \end{cases}$$

1^{ère} condition : $1.448 + 0.618 + 0.262 = 2.328 \text{ MPa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée.

2^{ème} condition : $0.384 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée.

3^{ème} condition : $0.618 \leq 0,8 \times 0,8 = 0.64 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée.

I-3- Vérification de l'appareil d'appui :

I-3-1- Vérification de condition de non-flambement :

On doit vérifier la condition : $\sigma'_m \leq k \times G \times \frac{a^2}{T^2}$

L'ignorance des valeurs du coefficient k nous conduit à vérifier la condition suivante afin de satisfaire la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 80 \leq 150 \leq 160$$

I-3-2- Vérification de condition de non-soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante : $\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$

$$\beta = \frac{ab}{2t \times (a+b)} = \frac{800 \times 800}{2 \times 10 \times (800+800)} = 20$$

$$\text{Donc : } \frac{3}{20} \times \frac{150^2}{800^2} \times \frac{19.30}{0.8} = 0.127 \geq 0.023$$

Donc la condition de non-soulèvement est vérifiée.

I-4- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e}; \text{ Tel que : } t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour l'acier inox.

$$t_s = \frac{800}{20} \times \frac{19.30}{245} = 3.15 \text{ mm}$$

Donc on prend $t_s = 4 \text{ mm}$

Donc la hauteur totale de l'appareil d'appui est égale à : $(15 \times 10) + (16 \times 4) + 5 = 219 \text{ mm}$

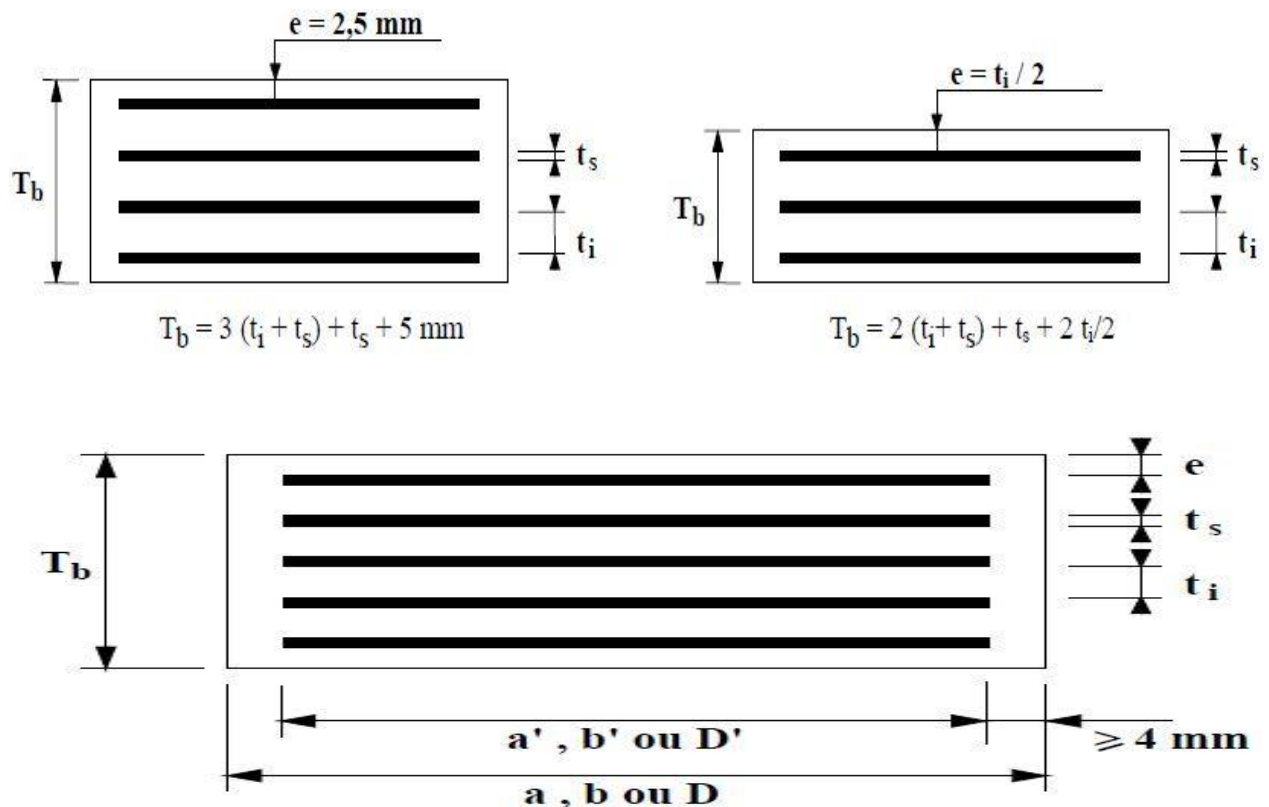


Fig. IX- 3. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

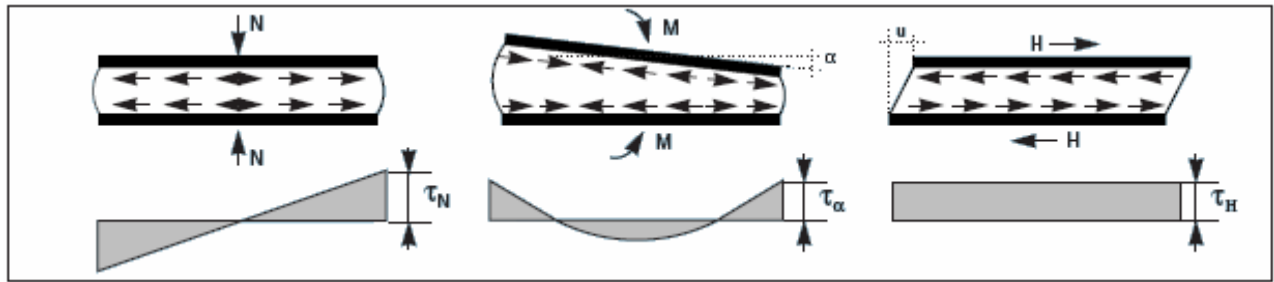


Fig. IX- 4. Déformation d'appareil d'appuis.

II- Les dés d'appuis :

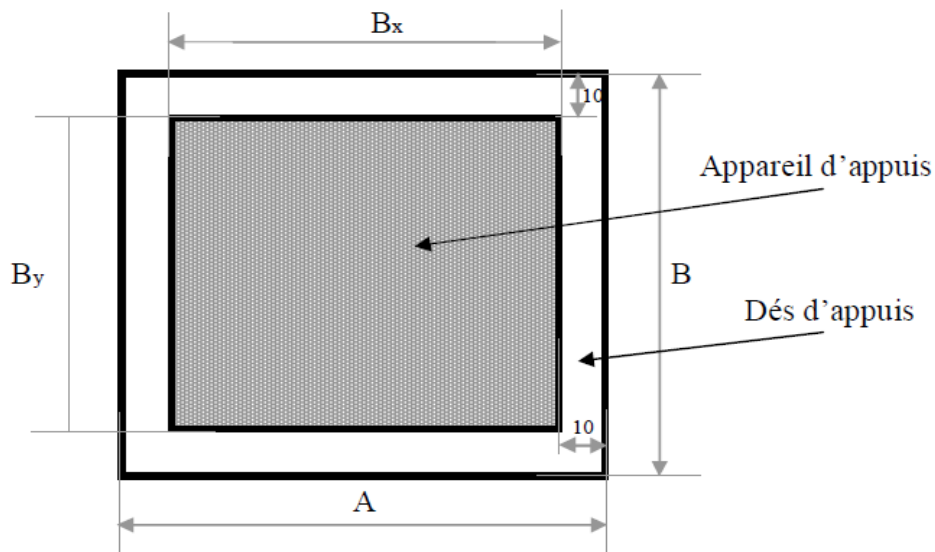


Fig. IX- 5. Dimensions de dés d'appuis.

- Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

II-1- Les dimensions de dés d'appuis :

$$A = B_x + 200 = 800 + 200 = 1000 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 200 = 800 + 200 = 1000 \text{ mm.}$$

$$B_0 = A \times B = 1.0 \times 1.0 = 1.0 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2(1.0 + 1.0) = 4.0 \text{ m}$$

$$h = \frac{2B_0}{P_0} = 0.50 \text{ m.}$$

II-2- Ferrailage des dés d'appuis :

- Armature de chaînage :

$R_{\max} = 1235.50 \text{ t}$, Les armatures doivent vérifier à 25 % de $R_{\max}$.

$$R = 0,25 \times 1235.50 = 308.875 \text{ t}$$

$$A_u = \frac{R_{\max}}{\sigma_e} = \frac{308.875 \times 100}{348} = 88.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 19HA25.

III- Joint de chaussée :

III-1- Définition :

Le rôle primordial des joints de chaussée est d'assurer une continuité mécanique au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, afin d'assurer la continuité de la circulation sur le tablier du pont. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, efforts sismiques, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

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

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

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

Pour le cas de notre projet, on a un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules par jour, alors on utilise des joints de chaussée lourds.



Fig. IX- 6. Joint de chaussée.

III-2- Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs: les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

III-2-1 Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \tan \alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **9.0 cm**.

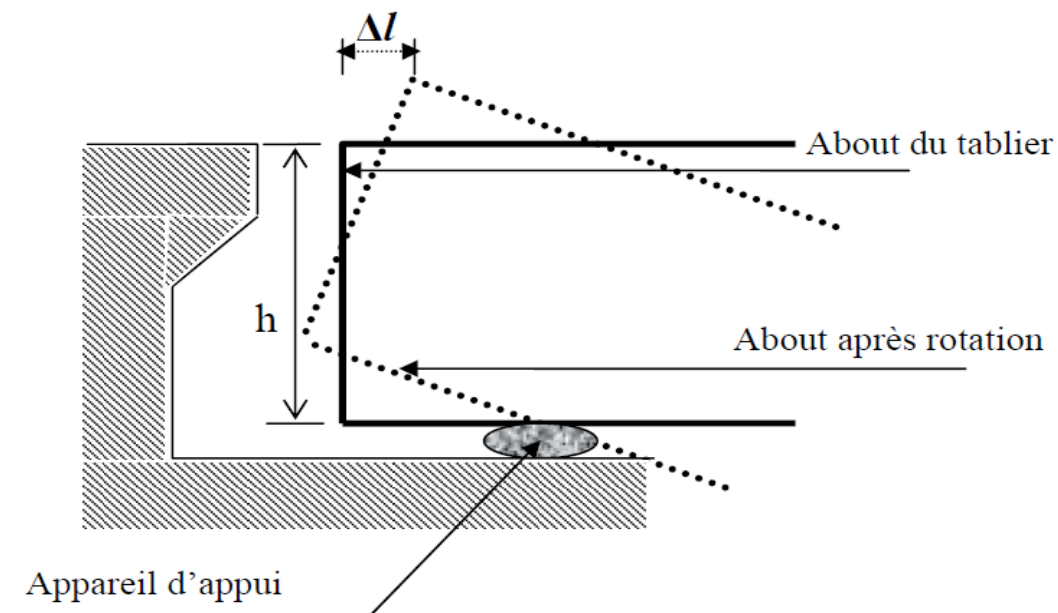


Fig. IX- 7. Rotation d'extrémité sous chargement.

III-2-2 Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4}$

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $l/2 = 240\text{m} \Rightarrow \Delta l = 7.2 \text{ cm}$

III-2-3 Retrait :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation : $\frac{\Delta l}{l/2} = 2 \times 10^{-4}$ pour le cas de la zone de notre projet (RELISANE).

Alors : $\Delta l = 4.8 \text{ cm}$.

III-2-4 Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation : $\frac{\Delta l}{l} = k_{ft} \times 10^{-4}$

K_{ft} : coefficient du fluage qui vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\text{Donc : } \frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 7.2 \text{ cm.}$$

Donc : le souffle total sous les phénomènes précédents égal à :

$$W = 9 + (7.2 + 7.2 + 4.8) / 2 = 18.60 \text{ cm}$$

On doit vérifier la condition suivante afin d'éviter le risque de cisaillement de l'appareil :

$$W \leq h_{\text{appareil d'appui}} \Rightarrow 18.60 < 21.90 \text{ (vérifiée)}$$

III-2-5- Choix de type de joint :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC distribué en cours, on constate que pour un souffle de 18.60cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint :

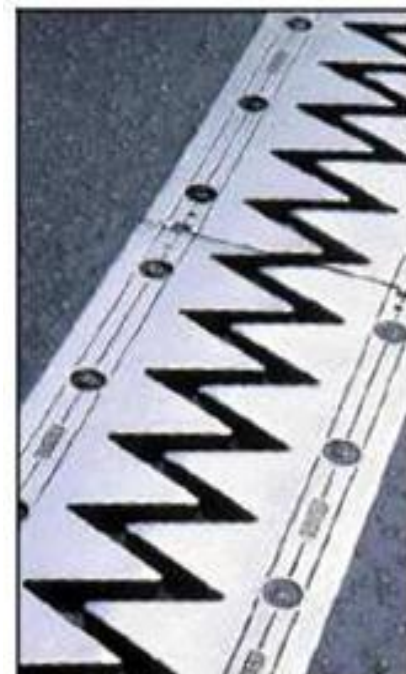


Fig. IX- 8. Joint du type **Wd** (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tableau. IX- 2. Différents modèles des joints Wd.

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Dimensions en mm.*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation, ** Nb= Nombre de fixations par élément

Tableau. IX- 3. Caractéristiques physiques des joints Wd.

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd230**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 70 à 300 mm.

IV- L'évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles.

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 2.5 % (cas de chaussée unidirectionnelle).

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

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

Chapitre X:

Etude sismique
de la pile

I- Introduction :

Pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage, l'action sismique résulte d'une translation d'ensemble (tous les points de sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions est prise en compte pour le calcul. Cette action est en fonction de l'accélération de la zone. Donc, un spectre de réponse horizontal pour les deux composantes horizontales de mouvement et un spectre de réponse vertical pour la composante verticale de mouvement, sont utilisés pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité, une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, néanmoins, l'effet de la composante vertical peut apparaître dans une zone de forte sismicité, la raison pour laquelle les règlements en vigueur (RPOA) recommandent une vérification vis-à-vis de la composante vertical ascendante de séisme dans les tabliers en béton précontraint.

II-calcul les raideurs des appuis :

La rigidité équivalente est donnée par la formule :

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil}} + \frac{1}{K_{pile}}} \quad (\text{Selon RPOA 2008})$$

II-1- appareil d'appui :

$$K = G \times \frac{a \times b}{T}$$

- $G=0,8 \text{ Mpa}$
- $a= 800 \text{ mm}$
- $b= 800 \text{ mm}$
- $T= 210 \text{ mm}$

Donc : la rigidité de chaque appareil d'appui est : $K=243,8 \text{ T/m}$.

II-2-La rigidité des piles :

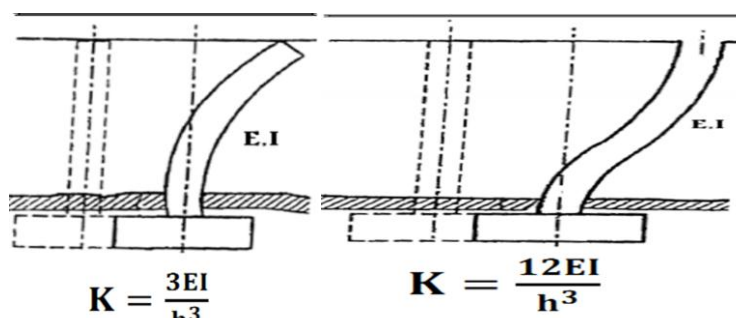


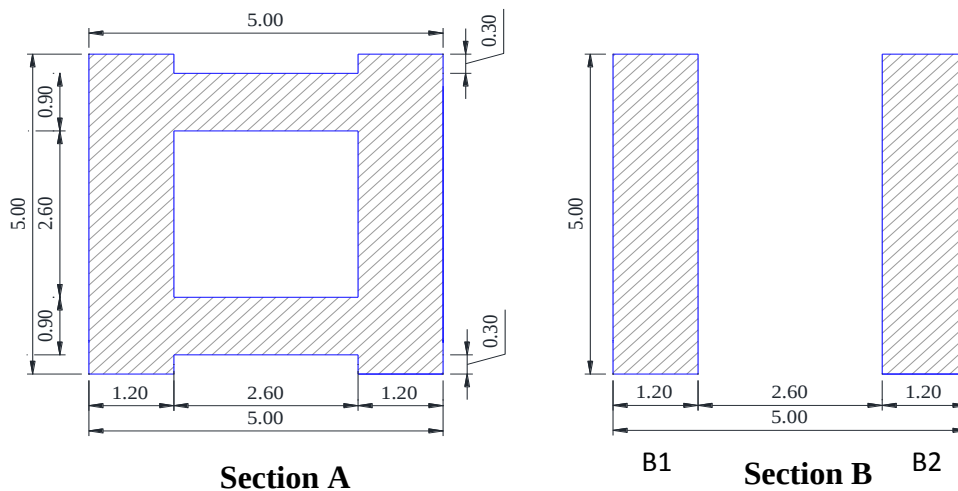
Fig. XI 1.la rigidité des piles

Pour notre projet on a les caractéristiques suivantes :

- La liaison entre le tablier et la pile $1-2$ est rigide
- La liaison entre le tablier et la pile 3 est à l'aide d'une appareille d'appuis.

Exemple de calcul de la rigidité de la pile $_1$:

- La hauteur de la pile 1 est 25,23 m
- La pile 1 est constituée de deux sections différentes (comme indique dans le schéma ci-dessous).
- La hauteur de la section A est : 13,20 m
- La hauteur de la section B est : 12,03 m



Les sections A et B sont en séries Donc on applique : $K-1 = K-1A + K-1B$

Les sections B1 et B2 sont parallèles : $KB = KB1 + KB2$

Moments d'inertie B1: $I_X: 12.5000 \text{ m}^4$

$I_Y : 0.7200 \text{ m}^4$

Moments d'inertie A Moments d'inertie: $I_X = 39,65 \text{ m}^4$

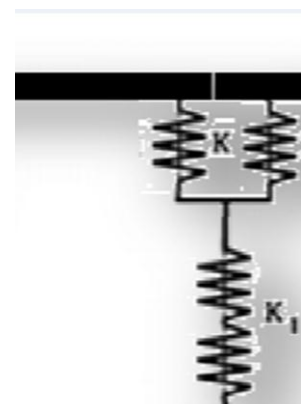
$I_Y = 47,4 \text{ m}^4$

$KA = 12EI/h^3 = (12 \cdot 34179,55 \cdot 47,4) / 13,23 = 847070 \text{ T/m}$

$KB1 = 17089,77 \text{ T/m}$

$KB = KB1 + KB2 = 34179,55 \text{ T/m}$

$K-1 = K-1A + K-1B$



⇒ $K=32853,88 \text{ T/m}$.

Les rigidités des piles sont regroupées dans le tableau suivant :

	pile 1	pile 2	pile 3
la rigidité des piles (KN/m)	32853,88	31883,570	884903,410

Tableau. X-1.les rigidités des piles.

Les rigidités des appuis sont regroupées dans le tableau suivant :

	pile 1	pile 2	pile 3
la rigidité des appuis (KN/m)	32853,88	31883,570	1460,380

Tableau. X-2.les rigidités des appuis.

III- Calcul des efforts sismiques

III-1-dans le sens longitudinale

- méthode monomodale :

La méthode dite de mode fondamentale, est une méthode applicable dans le cas où le comportement dynamique de la structure peut être défini avec une approximation suffisante par un modèle un seul degré de liberté dynamique. Elle est adaptée pour les ponts rectilignes et à tablier continu. Et pour qu'on soit cohérent avec cette hypothèse on prévoit un attelage du l'hourdis, Qui nous permet d'avoir une continuité mécanique de tablier.

- Les conditions à vérifier pour que la méthode soit applicable :

a. La masse modale (la masse mise en mouvement) doit être supérieure à 70%.

Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère fretté ou glissants) si : $M_P \leq 0.43 * M_T$.

M_P : la masse de l'ensemble des piles hors fondations.

M_T : la masse totale du tablier.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} M_T = 10909,21 \text{ T} \\ M_P = 2471,44 \text{ T} \end{cases}$$

$$0.43 * M_T = 4690,96 \text{ T} > M_P$$

b. Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe des appuis) est supérieur à 70 grad.

Pour notre cas : $\Phi = 100 > 70 \text{ grad}$.

c. La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5 % de la distance entre extrémités du tablier. Pour notre cas : l'ouvrage est bien

géométriquement que mécaniquement symétrique, théoriquement l'excentricité est nulle.

- d. Les raideurs des appuis dans le sens longitudinal et transversal ne doit pas varier plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Les quatre conditions précédentes sont vérifiées dans le cas de notre ouvrage, donc on peut appliquer la méthode monomodale.

- évaluation des efforts :

Définition de la masse de la structure :

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

$$M = 12144,93 \text{ T}$$

- Définition de la raideur de la structure :

La raideur dans le sens longitudinal c'est la somme des raideurs totales des appuis plus la raideur des appareils d'appui au niveau des culées.

$$K = 613735,39 \text{ N/m.}$$

- Evaluation de période propre de l'ouvrage :

$$T = 2 \pi \sqrt{(M/K)} = 0,88 \text{ s.}$$

- Evaluation de l'amortissement structurel :

Dans le cas des ponts courants, le taux d'amortissement adopté est celui des piles, dans notre cas les piles sont en béton armé, donc on adopte un taux d'amortissement de 5 % Voir (RPOA).

- Evaluation des forces statiques équivalentes :

Le coefficient d'accélération de la zone : $A = 0.25$.

Le taux d'amortissement : $\zeta = 0.05$.

La période de l'ouvrage : $T = 0,88 \text{ s.}$

Coefficient de site $S = 1.2$.

Les périodes caractéristiques associées au site : $T_2 = 0.5 \text{ s, } T_1 = 0.2 \text{ s.}$

Spectre de réponse (RPOA) : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s.}$

$$S_{ae} (m/s) = 2.5 * \eta * g * S * (T_2/T).$$

$$S_{ae} = 6,17 \text{ m/s}^2.$$

Effort Total : $F=M \cdot S_{ae}=121449,3 \cdot 6,17=749342,18 \text{ T}$			
EFFORT PAR ELEMENT PORTEURS : $F_i = (K_i/K) \cdot F$			
Force sur culée(t)	Effort sur pile 1(t)	Effort sur pile 2(t)	Effort sur pile 3(t)
1786,010	423799,982	321970,178	1786,010

Tableau. X-3.répartition des efforts dans chaque appuis.

III-2- dans le sens transversale

- méthode spectrale:

Pour évaluer les efforts transversaux du au séisme on distingue deux approches différente à savoir :

- Le model à tablier rigide.
- Le model à tablier flexible.

le model a tablier flexible :

Concernant le premier model, il n'est pas applicable dans notre cas. Voir (RPOA), Parce que le tablier contient un blocage transversal, de plus le rapport longueur total par la largeur est strictement supérieur à 5 ($L/B > 5$).

Donc, il y a lieu de se référer au deuxième model qui est le model à tablier flexible, dont la Période fondamentale peut être estimée par la méthode de Rayleigh, elle est donnée alors par la formule suivante :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times U_i^2}{\sum f_i \times U_i}}$$

m_i : la masse concentrée au $i^{\text{ème}}$ point nodal.

U_i : le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces.

$F_i = m_i \cdot g$: agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

Les forces (f_i) agissent statiquement sur l'ouvrage d'où le déplacement de chaque degré de liberté est donné par :

$$\{U\} = [K]^{-1} \times \{f\}.$$

$$\langle f \rangle T = \langle m_i \times g \rangle.$$

$[K]$: est la matrice de rigidité de l'ouvrage, obtenue par la même procédure dans le cas de sens longitudinal. (Les résultats de l'analyse spectrale de l'ouvrage sont jointés dans l'annexe).

Chapitre XI:

Etude de la pile.

I-Généralité:

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Toutefois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, on connaît la longueur totale de la brèche à franchir et on peut élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on revoit l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

II-Choix du type de pile:

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

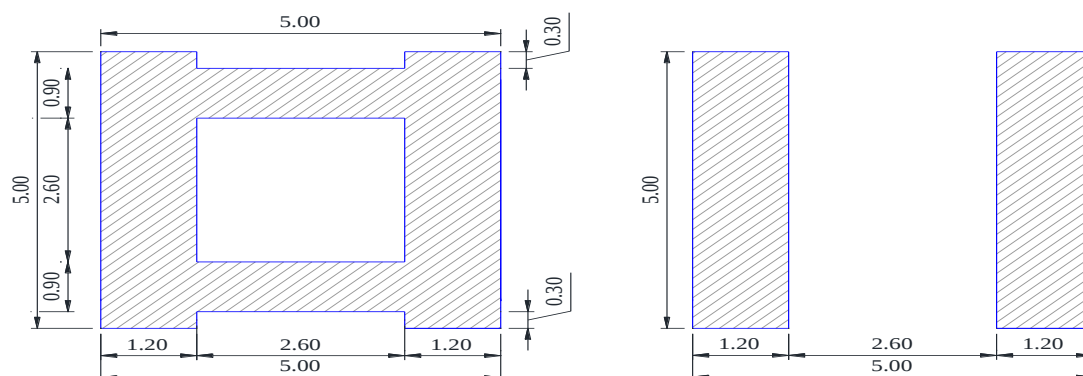


Fig. XI 1.vue en plans de la pile₂

III-Les fondations :

La fondation c'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, on a à considérer ; en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

III-1- Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux de 20.00m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,20\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (selon le document SETRA).

III-2- Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est référentiel de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte cinq files de huit pieux au niveau des piles, trois files de cinq pieux au niveau des culées.

III-3- La semelle :

On admet que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite :

III-3-1- La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2\Phi = 16.80\text{m}.$$

N : étant le nombre des files des pieux (5).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,20m).

III-3-2- La longueur :

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\phi = 31.20\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (8).

III-3-3- La hauteur :

$$h_t \geq \frac{L}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44\text{m} \Rightarrow h_t = 2.00\text{m}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

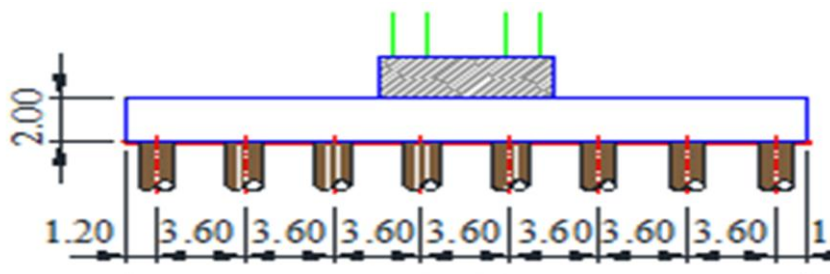


Fig. XI 2. Coupe longitudinale .

IV- Etude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile₂ de hauteur H=28m qui est la plus élancée.

IV-1- Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

G : Poids propre de la pile.

V : Poids propre du tablier (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée).

S : La réaction due aux surcharges routières sur le pont (la réaction d'appui verticale due au chargement (A(L) + S_T).

S_T : surcharge de trottoir.

W : La charge du vent.

F_F : la force de freinage.

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

- Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur la pile sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \text{E.L.S:} & \quad G + V + S + W + F_F \\ \text{E.L.U:} & \quad 1,35(G + V + S) + 1,5(W + F_F) \\ \text{E.L.A:} & \quad G + V + E_X \\ & \quad G + V + E_Y \end{aligned}$$

- Application numérique :

▪ La charge permanente G :

$$S = 16,68 \text{ m}^2 ; H = 28,00 \text{ m}$$

$$G = S \cdot H \cdot \gamma = ((16,68 \cdot 16) + (12 \cdot 12)) \cdot 2,5 = 1027,2 \text{ t.}$$

▪ La charge verticale V + S:

La réaction d'appui due au poids propre de tablier et des surcharges routières :

$$\text{A l'ELS : } R = 364,96 \text{ T}$$

$$\text{A l'ELU : } R = 492,36 \text{ T}$$

▪ La charge du vent W :

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2.$$

▪ La force de freinage FF :

$$\begin{aligned} F &= 30 \cdot (K_i / K) = 30 \cdot (263703,95 / 613735,39) \\ &= 12,89 \text{ T} \end{aligned}$$

▪ La composante horizontale du séisme suivant l'axe x Ex :

$$E_x = 11173,979 \text{ (dans le chapitre étude sismique)}$$

▪ La composante horizontale du séisme suivant l'axe y Ey :

$$E_y = 10116,634 \text{ T}$$

▪ Les combinaisons :

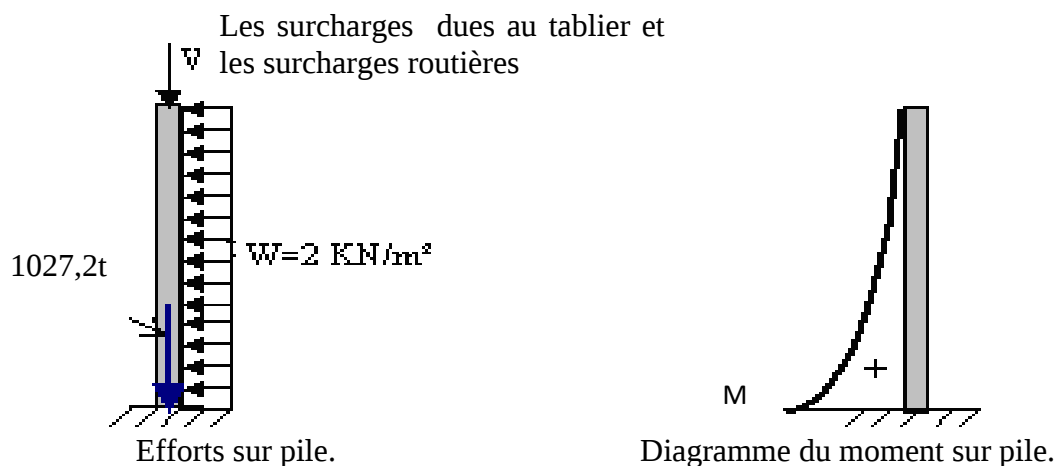


Fig. XI 3. Efforts et diagramme du moment sur pile.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot 2011 de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	E.L.A
N (t)	283,22	431,20	13037,800
Mx (t.m)	48,22	71,33	929,73
My (t.m)	241,11	365,28	4648,64

Tableau. X- 1. Les sollicitations maximales sur la pile.

IV-2-Ferraillage de la pile :

IV-2-1-Ferraillage des voiles longitudinales de la pile:

On calcule le ferraillage à l'aide de logiciel robot expert :

La section de voile soumis en Flexion Déviée et Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

2. Section:

$b = 120,0$ (cm) $h = 100,0$ (cm) $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $As_1 = 37,5$ (cm²) Section théorique $As_2 = 22,5$ (cm²)

Section minimum $As_{min} = 120,0$ (cm²) Section maximum $As_{max} = 600,0$ (cm²)

Pour les deux sections on prend : $As = As_1 = As_2 = 120,0$ (cm²)

Soit : 26HA25 pour les deux cas.

IV-2-2 Les armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA avec la formule suivante :

a) Espacement des armatures d'effort tranchant :

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \text{Min}[24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25d]$$

Avec : d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \text{Min}[(24 \times 1.6); (8 \times 2.5); (0.25 \times 0.9 \times 500)] = \text{Min}[38.4; 20; 112.5] = 20 \text{ cm.}$$

b) Section minimale des armatures d'effort tranchant :

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

Avec :

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

A_L : est la section totale des armatures longitudinales,

f_{el}, f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{2558,6 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{200}{100} = 319,075 \text{ cm}^2$$

Soit : **159HA16** ($A_t = 319,69 \text{ cm}^2$).

IV-3-Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : la longueur de flambement,

i : le rayon de giration.

Donc :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 28}{1.25} = 11,2 < 50 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

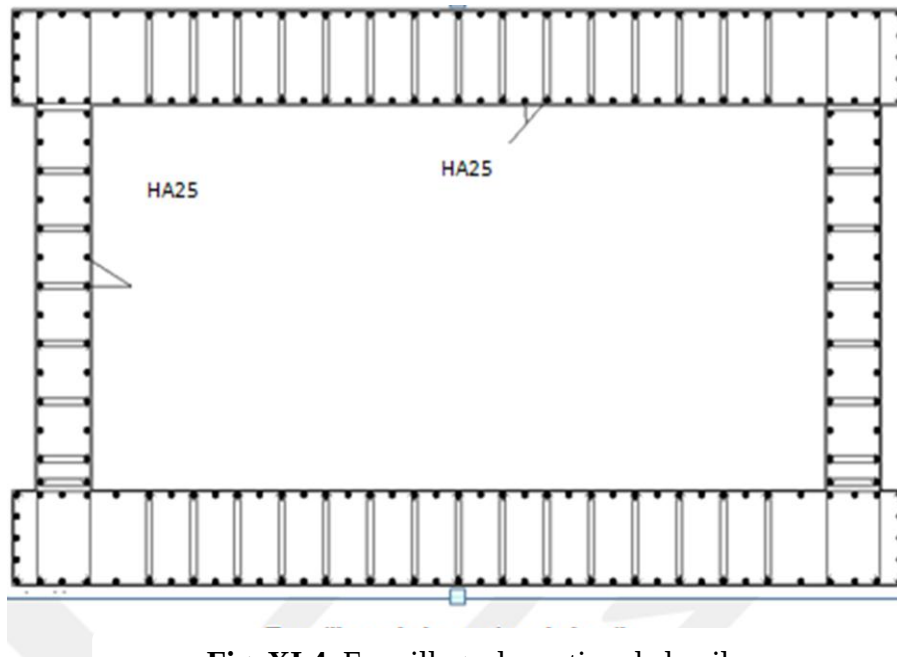


Fig. XI 4. Ferrailage de section de la pile

V- Etude et ferrailage de la semelle :

Caractéristiques de la semelle :

Longueur	L = 31,2m.
Largeur	B = 16.8 m.
Epaisseur	E = 2.00 m.

- Conditions normales :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 72,32 \text{ t.} \\ M_{\max} &= 19,70 \text{ t.m.} \\ M_{x\max} &= 3,94 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

- Conditions sismiques :

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 13037,800 \text{ t.} \\ M_{\max} &= 4648,64 \text{ t.m.} \\ M_{x\max} &= 929,73 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

V-1 Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{13037,800}{336} = 38,8$$

On prend : n=40 pieux

V-2 Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{431,20}{40} - \frac{71,33 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} - \frac{365,28 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 7,25 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{431,20}{40} - \frac{71,33 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} + \frac{365,28 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 12,32 \text{ t}$$

$$N_3 = \frac{431,20}{40} + \frac{71,33 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} - \frac{365,28 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 9,23 \text{ t}$$

$$N_4 = \frac{72,32}{40} + \frac{71,33 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} + \frac{365,28 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 14,30 \text{ t}$$

- **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{13037,8}{40} - \frac{929,73 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} - \frac{4648,64 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 280,74 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{13037,8}{40} - \frac{929,73 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} + \frac{4648,64 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 345,31 \text{ t}$$

$$N_3 = \frac{13037,8}{40} + \frac{929,73 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} - \frac{4648,64 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 306,56 \text{ t}$$

$$N_4 = \frac{13037,8}{40} + \frac{929,73 \times 1,8}{40 \times (1,8^2)} + \frac{4648,64 \times 3,6}{40 \times (3,6^2)} = 371,13 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 371,13 \text{ t}$$

V- 3 Ferrailage de la semelle:

V- 3-1 Armatures transversales inférieures :

Tout d'abord on vérifie la rigidité de la semelle pour cela on utilise la formule suivante :

$$h \geq \frac{\text{le plus grand entre axe des pieux}}{2.5} \Rightarrow 1.8 > \frac{3.6}{2.5} = 1.44 \text{ vérifiée.}$$

Pour le ferrailage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45° , sinon

On utilisera la méthode dite des consoles.

$$\tan \theta = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \quad \text{Avec} \quad L=3.6\text{ m} \quad H_s=2\text{ m} \quad H= (0.9 H_s) =1.8\text{ m}$$

$B=5\text{ m}$ pour la pile et 2 m pour la culée

$$\theta=73^\circ$$

Donc : on applique la méthode des bielles

D'après document " SETRA " la section d'armature

Transversale inférieure est déterminée

par la méthode des bielles est égale :

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \left(\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right)$$

Avec : $l = 360\text{ cm}$, $b = 500\text{ cm}$, $h = 200\text{ cm}$, $R_{\max}=3711,3\text{ KN}$, $\sigma_s = 2 f_e/3 = 267\text{ Mpa}$
D'où :

$$A_s = 382,21\text{ cm}^2 \text{ Soit } 40\text{HA32}$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\Phi + h_{\text{semelle}} = 1,2+2 = 3,2\text{ m}$$

$$A_s / 3,2 = 119,44\text{ cm}^2, \text{ Soit } 25\text{HA25}$$

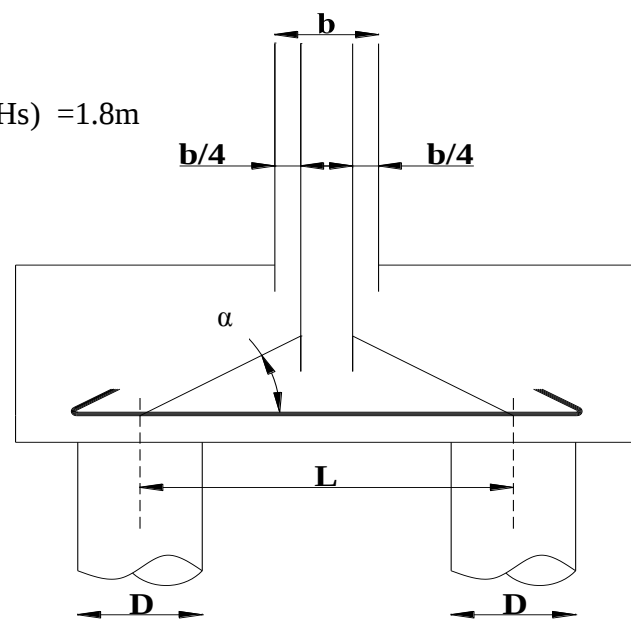


Fig. XI- 5. La semelle

L'espacement étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : **n** : Nombre de barre = 25 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{25 - 1} = 0.1312\text{m.}$$

On prend: $S_t = 13\text{cm.}$

V- 3-2 Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{119,44}{3} = 39,81 \text{ cm}^2$$

Soit: **9HA25/ml** ($A_1 = 44,18\text{cm}^2$), $S_t = 16\text{cm.}$

V- 3-3 Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{119,44}{3} = 39,81 \text{ cm}^2$$

Soit: **9HA25/ml** ($A_1 = 44,18 \text{ cm}^2$), $S_t = 16\text{cm.}$

V- 3-4 Armatures de construction :

a) Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{119,44}{10} = 11,94 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16/ml** ($A_{ts} = 12,06 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm.}$

b) Armatures longitudinales supérieures:

$$A_{ls} = \frac{A}{3} = \frac{119,44}{3} = 39,81 \text{ cm}^2$$

Soit: **9HA25/ml** ($A_1 = 44,18\text{cm}^2$), $S_t = 16\text{cm.}$

c) Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{119,44}{10} = 11,94 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16/ml** ($A_{ts} = 12,06 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm}$

VI - Etude et ferrailage des pieux :

VI-1- Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

b : diamètre des pieux,

C_u : module de réaction du sol,

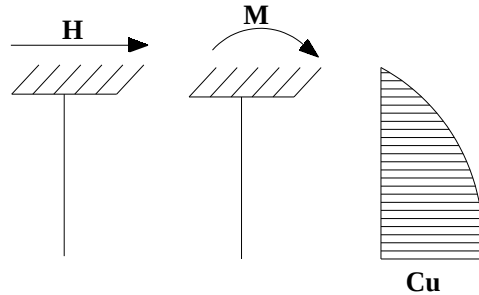
y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.



VI-1-1- Calcul de λ :

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

$C_u = 3500 \text{ t/m}^3 = 3.5 \text{ Kg/cm}^3$.

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1017}} = 0.193 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.193 \times 22 = 4.25 \text{ m}$.

VI-1-2- Effort tranchant en tête du pieu :

- Condition normale :

A l'ELS :

$H = 145,91 \text{ t}$.

$$\bar{P} = \frac{H}{40} = \frac{145,91}{40} = 3,64 \text{ t/pieu.}$$

- Condition sismique :

L'effort horizontal dû au séisme :

$H = 1545 \text{ t}$.

D'où :

$$\bar{P} = \frac{H}{40} = \frac{1545,85}{40} = 38,64 \text{ t/pieu.}$$

VI-2- Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P})$$

VI-2-1- Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu :

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45, \chi_{\theta M} = 1.65 \end{array} \right.$$

donc : $\lambda L = 4.25 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.283, \chi_{\theta M} = 1.553$

- **Condition normale :**

$$\bar{P} = 3,64 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -15,58 \text{ t.m.}$$

- **Condition sismique :**

$$\bar{P} = 38,64 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -165,39 \text{ t.m.}$$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z X	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{\theta P}$	0,390	0,610	0,670	0,580	0,290	0,260	0,140	0,060
$\chi_{\theta M}$	0,980	0,870	0,670	0,430	0,270	0,110	0,040	0,000

Tableau. XI- 2. Valeurs des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$.

VI-2-2- Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = (\chi_{0M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{0P}\right)$$

- **Condition normale :**

$$M(Z) = (-15,58 \times \chi_{0M}) + \left(\frac{3,64}{0,193} \times \chi_{0P}\right)$$

- **Condition sismique :**

$$M(Z) = (-165,39 \times \chi_{0M}) + \left(\frac{38,64}{0,193} \times \chi_{0P}\right)$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Z Cas	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
CN	-7,913	-2,05	2,1976	4,2394	1,2628	3,1898	2,0172	1,1316
CS	-84,0042	-21,7673	23,3227	44,9983	13,4027	33,8591	21,4124	12,012

Tableau. XI-3. Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -165,39 \text{ t.m}$

VI-3- Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

VI-3-1- Données d'entrée de l'abaque :

$$\left. \begin{array}{l} N_{\min} = 7,25 \text{ t} \\ M_{\max} = -165,39 \text{ t.m} \end{array} \right\} \text{ (Calculés précédemment)}$$

VI-3-2- Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{165,39}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 3000} = 0,040$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{7,25}{3,14 \times 0,6^2 \times 3000} = 0,0021$$

Avec : β_w : résistance caractéristique du béton ($\beta_w = 30 \text{ MPa} = 3000 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

$M_r = M_{\max} = 165,39 \text{ t.m}$.

$N_r = N_{\min} = 7,25 \text{ t}$.

Alors : $\omega = 0,1$ (D'après l'abaque de Walther)

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque $\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400$ MPa (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.10$$

$$F_a = \frac{0.10 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.1 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 30}{400} = 84,78 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **11HA32** ($A_s = 128.68 \text{ cm}^2$).

- **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{11} = 34 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10.67 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

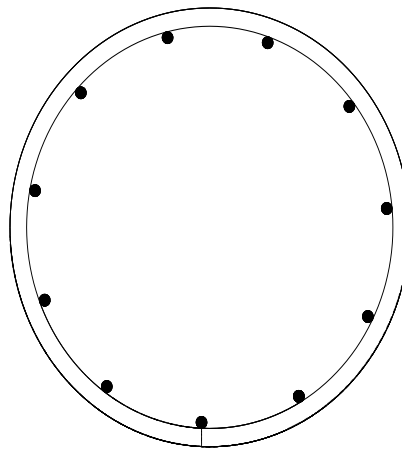


Fig. XI-6. Ferrailage du pieu (2D).

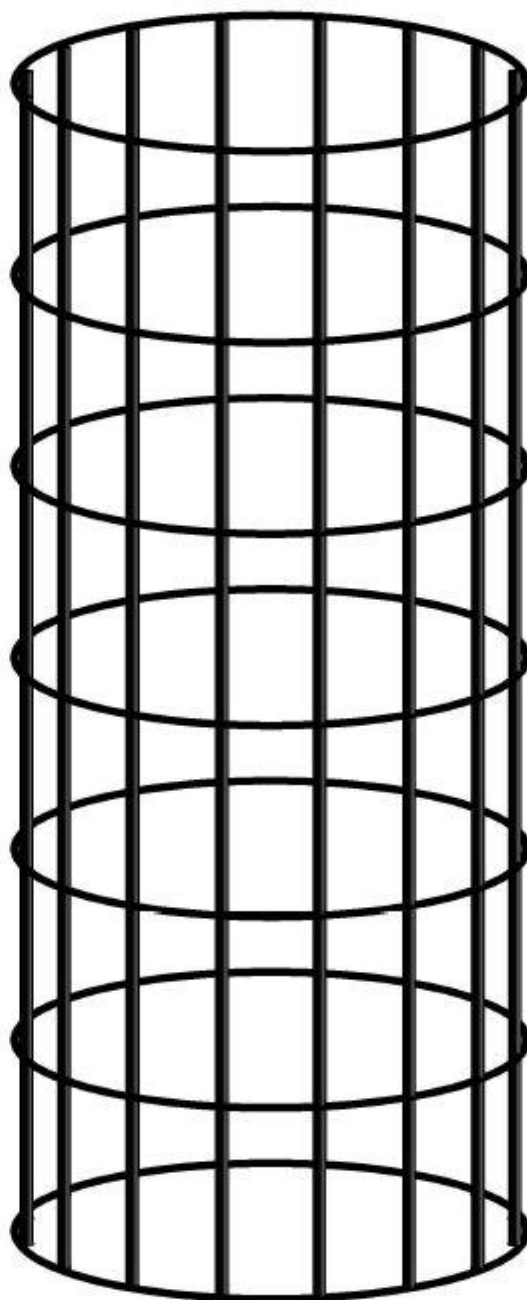


Fig. XI-7. Ferrailage du pieu (3D).

Chapitre XII:

Etude de la culée

I- Introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

II- Choix de la morphologie :

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Deux mûrs latéraux du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- La dalle de transition ; elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

III- Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de M^r J.A.Calgaro intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

III-1- Mur frontal :

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges verticales du tablier dans l'axe de mur de front.

- Le mur frontal a une hauteur $h = 3.00\text{m}$ et une épaisseur de 2.60 m .
 $L = 15.60\text{m}$.

III-2- Mur de garde grève :

- La hauteur du mur de garde grève est : $h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{l'appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$
 $h = 4.5 + 0.21 + 0.50 = 5.00\text{ m}$
 $h = 5.21\text{ m}$
- L'épaisseur du mur est : $e = \text{Max}(0.30\text{ m}, h/8) = (0.30\text{ m}, 0.6\text{ m})$
 $e = 0.6\text{m}$
- La longueur du mur garde grève est : $L = 15.60\text{m}$.

III-3- Dalle de transition :

- La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :
 $L = \text{Min}[6\text{ m}, \text{Max}(3\text{ m}, 0.6H)]$
 H : étant la hauteur du remblai $H = 10,90\text{ m}$.
Donc : $L = \text{Min}[6\text{ m}, \text{Max}(3\text{ m}, 0.6 \times 8)]$
 $\Rightarrow L = \text{Min}[6.00\text{ m}, 5.00\text{ m}]$ Soit : $L = 5.00\text{ m}$.
- L'épaisseur de la dalle de transition est prise ; $e = 30.00\text{cm}$.

III-4- Murs latéraux :

- La hauteur du mur est : $h = h_{\text{MGG}} - h_{\text{Corniche}}$ (à l'extrémité encastrée)
Alors la hauteur est : $h = 4.45\text{ m}$
- La longueur du mur latéral est : $L = 2.80\text{m}$.
- L'épaisseur du mur latéral est donnée entre 30cm et 40cm , soit : $e = 40\text{ cm}$.

III-5- Murs en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches. L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance.

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La longueur du mur : $L = 10.30 \text{ m.}$
- La hauteur : $h = 8.21 \text{ m.}$
- L'épaisseur du mur en retour varie entre 30cm et 45cm, soit $e = 40 \text{ cm.}$

III-6- Corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 150cm, une petite base de 50cm et une hauteur de 50cm (Voir figure ci-dessous).

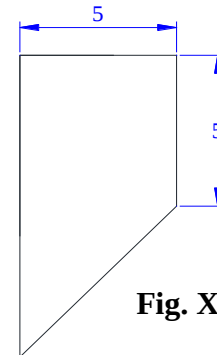


Fig. XII- 1. Corbeau arrière.

III-7-Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier $L = \text{largeur du pont} = 15.60 \text{ m.}$
L'épaisseur du sommier $e_s = 2,50 \text{ m.}$

III-8- La semelle :

On prend :

- L'épaisseur de la semelle ; $E_s = 2.00 \text{ m.}$
- Longueur de la semelle ; $L = 16.80 \text{ m.}$
- Largeur de la semelle ; $B = 9.60 \text{ m.}$

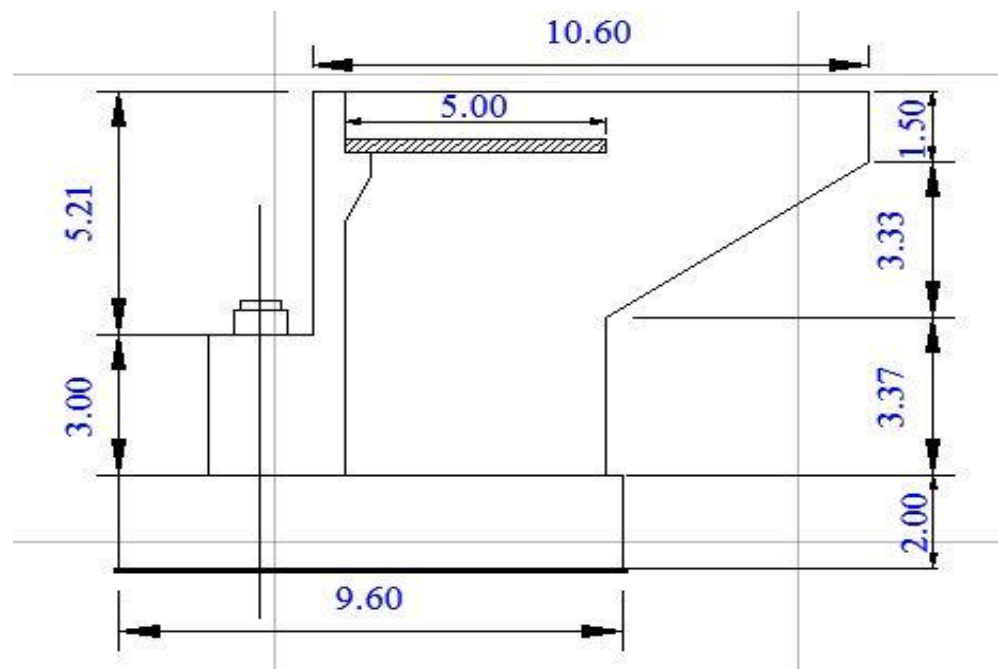


Fig. XII-2. Vue en élévation de la culée

IV- Ferrailage de la culée :

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée :

IV-1- Le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres engendrée par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

Le mur garde grève est supposé encastré à la base.

IV-1-1- Evaluation des efforts agissants sur le MGG :

a) Poussée des terres :

- Le coefficient de poussée des terres :

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée se détermine par la formule de MONOBE- OKABE:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha-\theta)}{\cos^2\alpha \times \left[1 + \frac{\sin(\varphi+\delta) \times \sin(\varphi+\alpha-\theta)}{\cos(\delta-\alpha+\theta) \times \cos(\alpha+\beta)} \right]} \times \frac{K \cos(\delta-\alpha)}{\cos(\delta-\alpha+\theta)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 36^\circ$)

α : Angle de talus avec l'horizontal ($\alpha = 0^\circ$)

β : Inclinaison de la culée ($\beta = 0^\circ$)

δ : Angle de frottement remblai-culée (sol-béton) ($\delta = 0$)

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arctg}(\varepsilon_H / (1 \pm \varepsilon_V))$

K: coefficient caractérisant le séisme $K^2 = \varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)$

$\varepsilon_H = 0.2$: Accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V = \begin{cases} 0.14 & \text{Accélération verticale du séisme.} \\ 0.06 & \text{Accélération verticale du séisme (Ouvrages enterrés).} \end{cases}$

Le coefficient de poussée des terres varie d'un cas de chargement à l'autre, selon que ce soit en conditions sismiques ou normales.

$$\text{En conditions sismiques on prend : } \begin{cases} \varepsilon_H = 0.2 \text{ et } \varepsilon_V = 0.06 \\ \varepsilon_H = 0.2 \text{ et } \varepsilon_V = 0.00 \\ \varepsilon_H = 0.2 \text{ et } \varepsilon_V = -0.06 \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres :

Action du séisme	ε_H	ε_V	K	θ (rad)	K_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0.412
Vertical ↓+ Horizontal	0.2	0.06	1.049	0.186	0.579
Horizontal	0.2	0	1.020	0.197	0.572
Vertical ↑+ Horizontal	0.2	-0.06	0.990	0.210	0.565

Tableau. XII-1. Coefficients de poussée des terres.

- Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \left(\frac{h}{3} \right) = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma_R h^2 L \times \left(\frac{h}{3} \right).$$

Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	K_{ah}	(t/m ³)	H (m)	L (m)	P (t)	M_P (t.m)
Condition normale	0,412	1,8	5,21	1	10,065	17,480
Vertical ↓+ Horizontal	0,579	1,8	5,21	1	14,145	24,565
Horizontal	0,572	1,8	5,21	1	13,974	24,268
Vertical ↑+ Horizontal	0,565	1,8	5,21	1	13,803	23,971

Tableau. XII-2. Moments des poussées des terres.

b) Moment du à la force de freinage :

Le moment du à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2.P.h}{0.25+2h}$$

Avec : P : poids d'une roue d'un camion B_c ; P = 6 t.

h : hauteur de mur de garde grève.

Le moment du au freinage du B_c est alors :

$$M_f = \frac{2 \times 6 \times 5.21}{0.25 + (2 \times 5)} = 5.85 \text{ t.m}$$

c) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

Selon les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type B_c, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par Φ :

$$\Phi = \frac{12}{0.75 \times 0.25} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_P = \frac{12 K}{0.75+2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec : $K = K_{ah} \times b_c \times \delta$, où ;

K_{ah} = coefficient de poussée des terres.

$b_c = 0.8$ pour quatre voies chargées.

$\delta = 1$; coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).

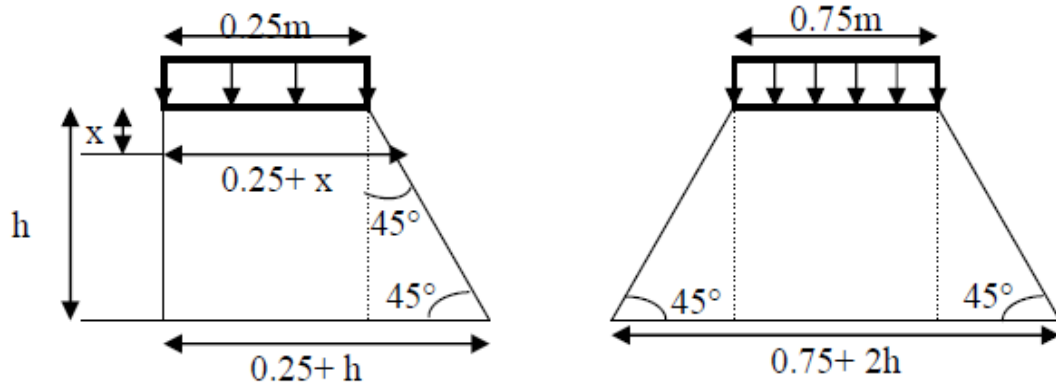


Fig. XII-3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0.25) \cdot \ln(0.25+x) - x]_0^h$$

On a alors:

$$\int_0^{5.21} \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0.25) \cdot \ln(0.25+x) - x]_0^{5.21} = 11.623$$

$$M'_p = \frac{12 K}{0.75 + 2 h} \times 11.623$$

$$\Rightarrow M'_p/K = 12.48$$

	K_{ah}	b_c	δ	K	M'_p (t.m)
Condition normale	0,412	0,8	1	0,330	4,113
Vertical ↓+ Horizontal	0,579	0,8	1	0,463	5,781
Horizontal	0,572	0,8	1	0,458	5,711
Vertical ↑+ Horizontal	0,565	0,8	1	0,452	5,641

Tableau. XII-3. Moments d'une charge locale située en arrière du mur

d) Charge accidentelle :

- Les efforts sismiques sont :

$$\begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = \epsilon_H \cdot G \\ \text{L'effort sismique vertical: } V_s = (1 \pm \epsilon_v) \cdot G \end{cases}$$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors : $h = 5.21$ m.
 $e = 0.6$ m.
 $L = 1$ m.

$$G = 5.21 \times 0.6 \times 1 \times 2.5 = 7,815 \text{ t}$$

$$H_s = 0.2 \times 7,815 = 1,563 \text{ t.}$$

$$M_{H_s} = H_s \times \frac{h}{2} = 1,5 \times 2,605 = 3,908 \text{ t.m.}$$

IV-1-2- Combinaison des charges :

- Condition normale :

$$\text{ELS} : G + 1.2 S$$

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.6 S$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ELS}} = 17,480 + 1.2 (4,113 + 5,85) = 29,44 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = (1.35 \times 17.480) + 1.6 (4,113 + 5,85) = 39,54 \text{ t.m}$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ S = M'_p + M_f \end{cases}$$

- Condition accidentelles :

$$\text{ELA} : G + F_A + S$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{Hs} \\ S = M'_p + M_f \end{cases}$$

$$\text{Donc; } M_{\text{ELA}} = 24,565 + 3,908 + (5,781 + 5.85) = 40.10 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELS}} = 29,44 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 39,54 \text{ t.m}$$

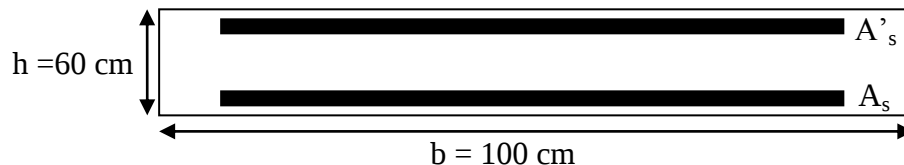
$$M_{\text{ELA}} = 40, 10 \text{ t.m}$$

IV-1-3- Ferrailage du MGG :

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **Robot Expert**. On trouve $A_s = 19.20 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées).

Alors on prend **7HA20**, donc $A_s = 21.99 \text{ cm}^2$.



Pour A'_s on prend **7HA14** ; soit $A'_s = 10.78 \text{ cm}^2$.

IV-1-4- Vérification des contraintes :

$$h = 0.6 \text{ m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \right] \text{ (Fissurations préjudiciables)}$$

$$f_{ij} = 2.7 \text{ MPa et } n = 1.6 \text{ (pour les armatures HA)} \implies \overline{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n \cdot A'_s (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec : } n=15, A_s = 19.20 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$\text{Donc: } X = 14.989 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n A_s(d - X)^2$$

$$I_1 = 550548 \text{ cm}^4 = 55.0548 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 1.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I_1} = 60.035 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 228.63 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

IV-1-5- Ferrailage horizontal :

$$A_y = A_s/4 = 21.99/4 = 5.50 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.9 \times 0.6 \times 1 \times 0.23 \times 2.7}{400} = 8.38 \text{ cm}^2 > 5.50 \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A_y = A_{min}$ soit **8HA12**, donc $A_y = 9,05 \text{ cm}^2$.

Pour A'_y , on prend **8HA10**, donc $A'_y = 6,28 \text{ cm}^2$.

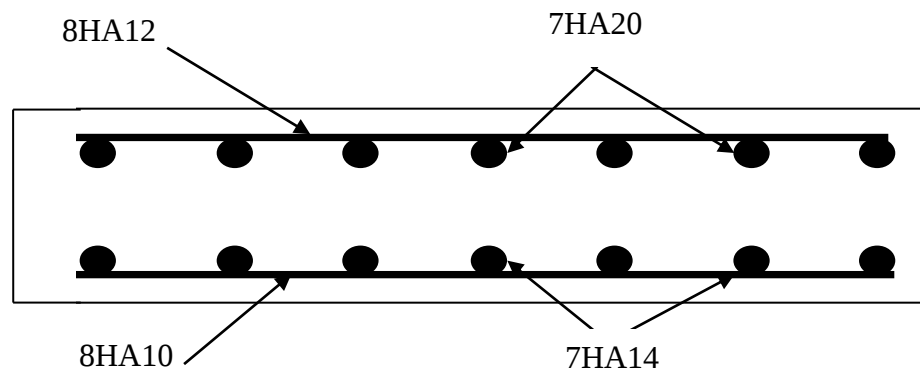


Fig. XII- 4. Ferrailage du MGG (Vue en

IV-2- La dalle de transition :

VI-2-1- Evaluation des charges :

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

- Remblai :

$$q_r = 0.7 \times 1.8 = 1.26 \text{ t/m.}$$

- Poids propre :

$$q_{pp} = 0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m.}$$

- Le revêtement :

$$q_{rev} = 0.08 \times 1 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m.}$$

- Surcharges sur remblai :

$$q_{surcharges} = 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ t/m}$$

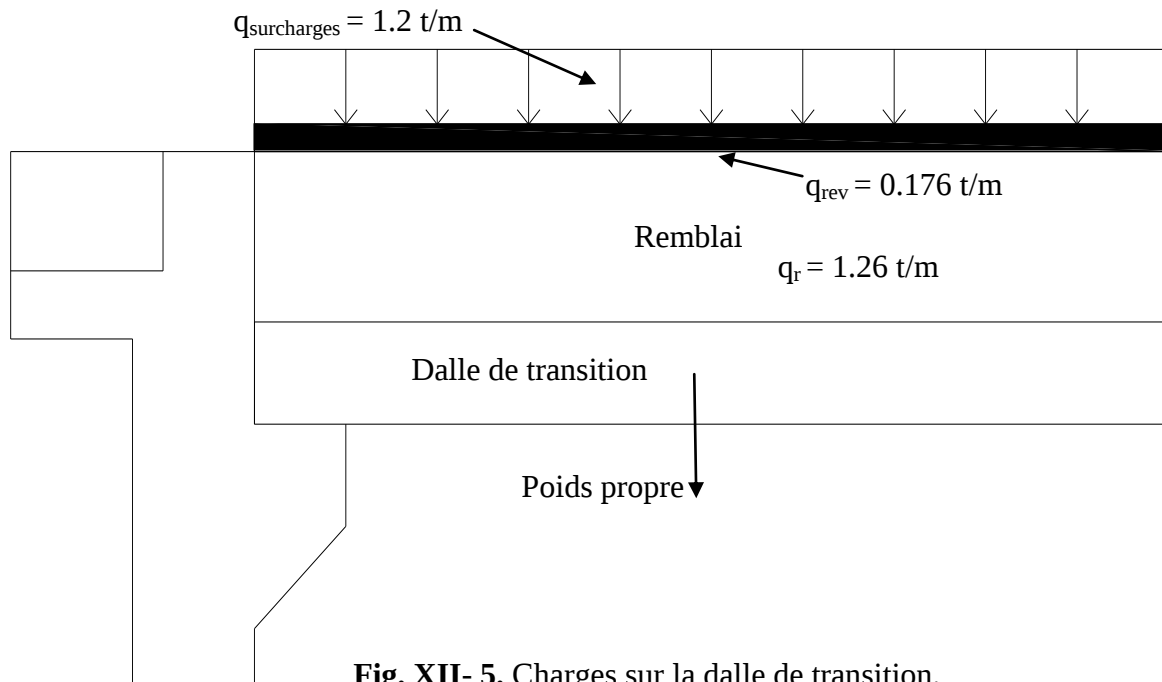


Fig. XII- 5. Charges sur la dalle de transition.

Le tableau suivant résume les moments et efforts tranchants dus à chaque charge sur la dalle :

	Poids propres	Remblai	Revêtement	Surcharges
Moment (t)	2.345	3.938	0.550	3.750
Effort tranchant (t)	1.876	3.150	0.440	3.00

Tableau. XII-4. Moments et effort tranchant dans la dalle de transition.

Notons que ; $M_G = 2.345 + 3.938 + 0.550 = 6.833 \text{ t.m}$ et $M_Q = 3.750 \text{ t.m}$
 $V_G = 1.876 + 3.150 + 0.440 = 5.466 \text{ t.m}$ et $V_Q = 3.00 \text{ t}$

IV-2-2- Combinaisons de charges :

- A l'ELS :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

$$M_{\text{ELS}} = M_G + 1.2 M_Q = 11.34 \text{ t.m}$$

$$V_{\text{ELS}} = V_G + 1.2 V_Q = 9.067 \text{ t}$$

- A l'ELU :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

$$M_{\text{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 15.224 \text{ t.m}$$

$$V_{\text{ELU}} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 12.179 \text{ t}$$

- A l'ELA :

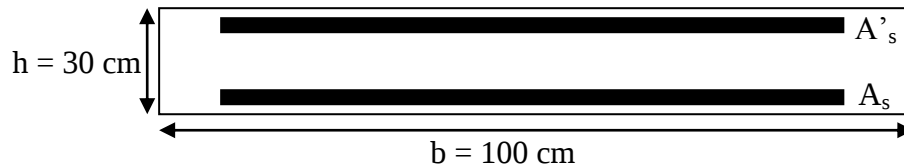
Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

$$M_{\text{ELA}} = (1 \pm 0.06) M_G + M_Q = 10.992 \text{ t.m}$$

$$V_{\text{ELA}} = (1 \pm 0.06) V_G + V_Q = 8.794 \text{ t}$$

IV-2-3- Ferrailage :

La section à ferrailer est la suivante :



A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 9.40 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$.

D'après le BAEL on prend **7HA14** = 10.78 cm^2 , avec un espacement $St = 18 \text{ cm}$; sachant que $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24 \text{ cm}$.

Pour la nappe inférieure on prend : **7HA14**, avec $St = 18 \text{ cm}$.

Pour la nappe supérieure on prend : **7HA12**, avec $St = 18 \text{ cm}$.

- **Les armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.35 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 4.70$$

On prend $A_r = 3.93 \text{ cm}^2$ qui est **5HA10**, avec un espace de 20 cm .

IV-2-4- Vérification des contraintes :

La vérification se fait à l'ELS avec les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$M_{\text{ser}+} = 2.268 \text{ t.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.8 \times \min\left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}})\right] \text{ (Fissurations très préjudiciables)}$$

$$f_{ij} = 2.7 \text{ MPa et } n = 1.6 \text{ (pour les armatures HA)} \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 182.9 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n \cdot A'_s (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec } n = 15, A_s = 10.78 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$\text{Donc } X = 7.866 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 75423,331 \text{ cm}^4 = 7,542.10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot X}{I_1} = 2.365 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{\text{ser}} \cdot (d - X)}{I_1} = 86.308 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 182.9 \text{ MPa (la condition est vérifiée)}$$

IV-2-5- Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.179}{1 \times 0.27} = 45.10 \text{ t/m}^2 = 0.451 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(4 \text{ MPa}, \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 4 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Donc la condition est vérifiée.

IV-3- Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

IV-3-1- Evaluation des efforts :**a) Réaction des surcharges sur remblai :**

$$R_1 = 3.00 \text{ t/ml.}$$

b) Réaction de la dalle de transition :

$$R_2 = 1.875 \text{ t/ml.}$$

c) Poids propre du corbeau :

$$R_3 = 0.50 \times 1 \times 2.5 = 1.25 \text{ t/ml.}$$

d) Réaction du remblai :

$$R_4 = 3.150 \text{ t/ml.}$$

e) Réaction du revêtement :

$$R_5 = 0.44 \text{ t/ml.}$$

Donc ; Les charges permanentes donnent :

$$R_G = R_2 + R_3 + R_4 + R_5 = 6.715 \text{ t.}$$

$$M_{RG} = 6.715 \times 0.13 = 0.873 \text{ t.m.}$$

Et les charges non permanentes donnent :

$$R_Q = R_1 = 3.00 \text{ t.}$$

$$M_{RQ} = 3.00 \times 0.13 = 0.390 \text{ t.m}$$

IV-3-2- Combinaisons :

$$R_{ELS} = R_G + 1.2 R_Q = 10.315 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELU} = 1.35 R_G + 1.6 R_Q = 13.865 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELU} = (1+0.06) R_G + R_Q = 5.062 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_{RG} + 1.2 M_{RQ} = 1.341 \text{ t.m}$$

$$M_{ELU} = 1.35 M_{RG} + 1.6 M_{RQ} = 1.802 \text{ t.m.}$$

$$M_{ELA} = (1+0.06) M_{RG} + M_{RQ} = 1.315 \text{ t.m}$$

IV-3-3- Ferrailage :

A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 10.30 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$.

D'après le BAEL on prend **7HA14** = 10.78 cm^2 , avec un espacement $St = 18\text{cm}$.

On prend $A_y = (A_s/2) = 5.15\text{cm}^2$, soit **5HA12** ($A_y = 5.65\text{cm}^2$).

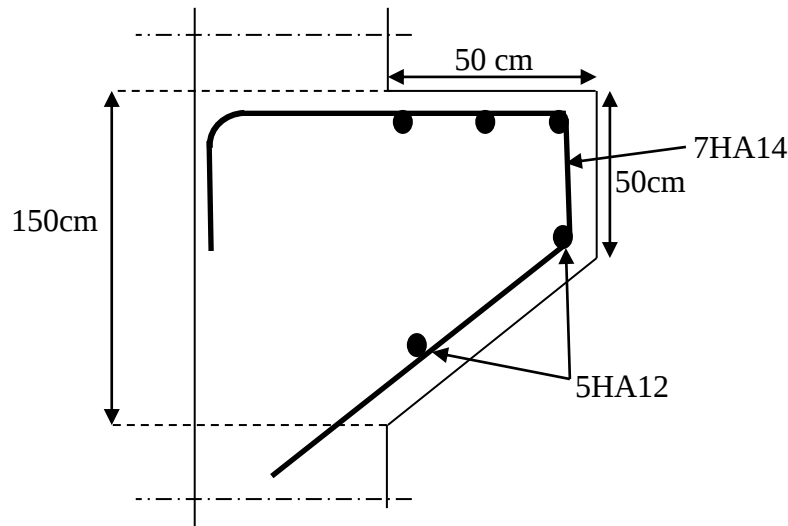


Fig. XII-6. Ferrailage du

IV-4- Le mur latéral :

IV-4-1- Evaluation des charges :

Le mur latéral est soumis uniquement à la poussée des terres engendrée par les remblais et l'effort de son poids propre.

a) Poussée des terres :

- Le coefficient de poussée des terres est déterminé par la formule de MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \times \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \times \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Tous les paramètres de cette formule sont égaux à ceux qui établissent la formule du mur garde grève.

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas du séisme et les coefficients de poussée des terres :

Action du séisme	ε_H	ε_V	K	θ°	K ah
Condition normale	0.000	0.000	1.000	0.000	0.412
Vertical ↓+ Horizontal	0.200	0.060	1.049	0.186	0.579
Horizontal	0.200	0.000	1.020	0.197	0.572
Vertical ↑+ Horizontal	0.200	-0.060	0.990	0.210	0.565

Tableau. XII-5. Coefficients de poussée des terres.

- Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \left(\frac{h}{3}\right) = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma_R h^2 L \times \left(\frac{h}{3}\right).$$

	K_{ah}	γ_R (t/m ³)	H (m)	L (m)	P (t)	MP (t.m)
Condition normale	0,412	1,8	4,45	1	7,343	10,892
Verticale ↓+ Horizontal	0,579	1,8	4,45	1	10,319	15,307
Horizontal	0,572	1,8	4,45	1	10,194	15,122
Verticale ↑+ Horizontal	0,565	1,8	4,45	1	10,070	14,937

Tableau. XII-6. Moments des poussées des terres.

b) Effort accidentelle :

- Les efforts sismiques sont :

$$\begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = \varepsilon_H \cdot G \\ \text{L'effort sismique vertical: } V_s = (1 \pm \varepsilon_v) \cdot G \end{cases}$$

L'effort horizontal du séisme tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors :
 $h = 4.45$ m.
 $e = 0.4$ m.
 $L = 1$ m.

$$G = 4.45 \times 0.4 \times 1 \times 2.5 = 4.45 \text{ t}$$

$$H_s = 0.2 \times 4.45 = 0.89 \text{ t.}$$

$$M_{H_s} = H_s \times \frac{h}{2} = 0.89 \times 2.225 = 1.980 \text{ t.m.}$$

IV-4-2- Combinaisons de charges:

- Condition normale :

$$\text{ELS : } G + 1.2 \text{ S}$$

$$\text{ELU: } 1.35 \text{ G} + 1.6 \text{ S}$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ELS}} = 2.6 = 10.892 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = (1.35 \times 2.6) = 14.704 \text{ t.m}$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ S = 0 \end{cases}$$

- Condition normale :

$$\text{ELA : } G + F_A + S$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{H_s} \\ S = 0 \end{cases}$$

$$\text{Donc; } M_{\text{ELA}} = 15.307 + 1.980 = 17.287 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELS}} = 10.892 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 14.704 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELA}} = 17.287 \text{ t.m}$$

IV-4-3- Ferrailage du mur latéral :

Le mur latéral est sollicité en flexion simple, avec une fissuration jugée préjudiciable. Ce ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert ; avec prise en considération des dispositions sismiques. On trouve $A_s = 13.00 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées).

On prend alors **7HA16** soit $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$

Et pour les armatures inférieures **7HA12** soit $A'_s = 7.92 \text{ cm}^2$

- Les armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3.52 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 6.50 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 5 \text{ cm}^2$ soit **5HA12**, donc $A_r = 5.65 \text{ cm}^2$.

IV-4-4- Vérification des contraintes :

$$H = 0.4 \text{ m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$f_{ij} = 2.7 \text{ MPa et } n = 1.6 \text{ (pour les armatures HA)} \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n \cdot A'_s (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec } n = 15, A_s = 14.07 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$\text{Donc } X = 10.396 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 175809.174 \text{ cm}^4 = 17,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 1.447 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I_1} = 53.458 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 228.63 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

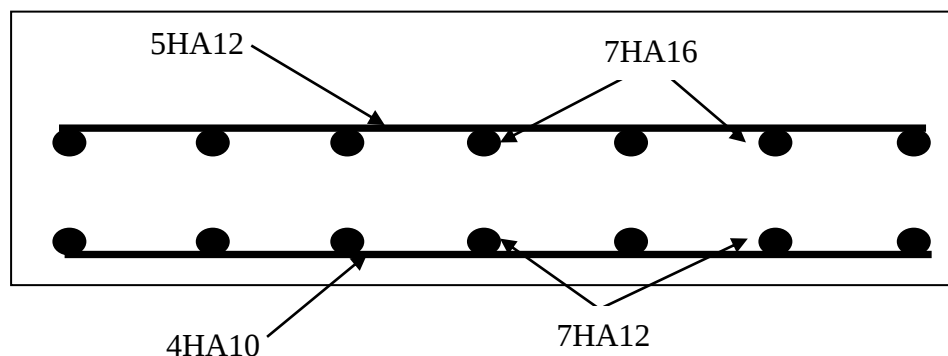


Fig. XII- 7. Ferrailage du mur latéral

IV-5- Le mur en retour :

IV-5-1- Evaluation des charges :

Le mur en retour est soumis à des efforts comparables à ceux qui agissent sur le mur garde grève. Ces efforts sont :

a) Poussée des terres :

- Le coefficient de poussée des terres est déterminé par la formule de MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \times \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \times \cos(\alpha + \beta)} \right]} \times \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Tous les paramètres de cette formule sont égaux à ceux qui établissent la formule de mur garde grève, à part l'angle de talus avec l'horizontal qui s'annule. ($\alpha = 0^\circ$)

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres :

Action du séisme	ε_H	ε_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0.412
Vertical ↓+ Horizontal	0.2	0.06	1.049	0.186	0.579
Horizontal	0.2	0	1.020	0.197	0.572
Vertical ↑+ Horizontal	0.2	-0.06	0.990	0.210	0.565

Tableau. XII-7. Coefficients de poussée des terres.

- Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \left(\frac{h}{3} \right) = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma_R h^2 L \times \left(\frac{h}{3} \right).$$

	K_{ah}	(t/m3)	H (m)	L (m)	P (t)	MP (t.m)
Condition normale	0,412	1,8	8,21	1	24,993	68,399
Verticale ↓+ Horizontal	0,579	1,8	8,21	1	35,124	96,123
Horizontal	0,572	1,8	8,21	1	34,700	94,961
Verticale ↑+ Horizontal	0,565	1,8	8,21	1	34,275	93,799

Tableau. XI-8. Moments des poussées des terres.

b) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

Comme il a été mentionné antérieurement, la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type B_c, avec une charge de 12t répartie sur un rectangle de 0.25m x 0.75m.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface est Φ :

$$\Phi = \frac{12}{0.75 \times 0.25} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_P = \frac{12 K}{0.25+h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.75+x} dx$$

Avec : $K = K_{ah} \times b_c \times \delta$ et :

K_{ah} : dépend de la condition normale ou sismique.

$b_c = 0.8$ pour quatre voies chargées.

$\delta = 1$; coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).

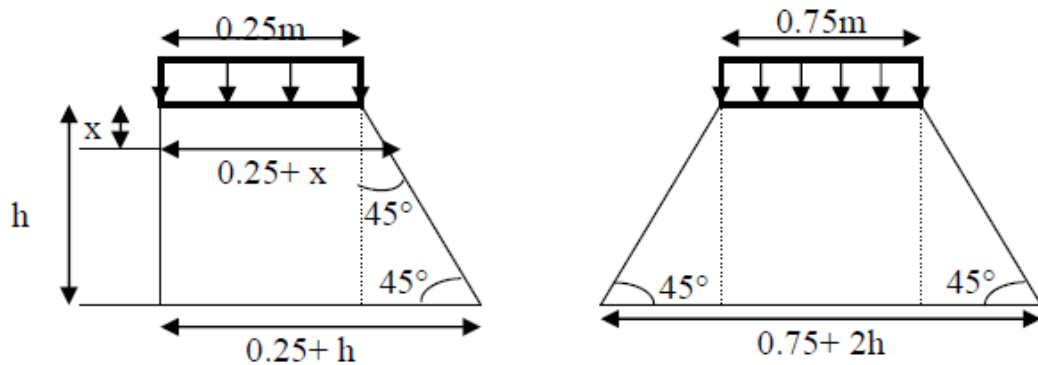


Fig. XII-8. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.75+x} dx = [(h+0.75) \cdot \ln(0.75+x) - x]_0^h$$

On a alors ;

$$\int_0^{7.21} \frac{h-x}{0.75+x} dx = [(h+0.75) \cdot \ln(0.75+x) - x]_0^{7.21} = 14.014$$

$$M'_P = \frac{12 K}{0.25 + h} \times 14.014$$

$$\Rightarrow M'_P / K = 19.878$$

	K_{ah}	b_c	δ	K	M'_P (t.m)
Condition normale	0,412	0,8	1	0,330	6,552
Verticale ↓+ Horizontal	0,579	0,8	1	0,463	9,207
Horizontal	0,572	0,8	1	0,458	9,096
Verticale ↑+ Horizontal	0,565	0,8	1	0,452	8,985

Tableau. XII-9. Moments de la charge locale située en arrière du mur

c) Les surcharges concentrées :

Les surcharges concentrées sont appliquées à l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t. Dans ce stade d'étude ; on utilise la charge horizontale de 2t.

Le moment de cette charge est $M_{sc} = 2 \times 8.21 = 16.42$ t.m

d) Charge accidentelle :

- Les efforts sismiques sont :

$$\begin{cases} \text{L'effort sismique horizontal: } H_s = \varepsilon_H \cdot G \\ \text{L'effort sismique vertical: } V_s = (1 \pm \varepsilon_v) \cdot G \end{cases}$$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors : $h = 8.21 \text{ m.}$

$$e = 0.4 \text{ m.}$$

$$L = 1 \text{ m.}$$

$$G = 8.21 \times 0.4 \times 1 \times 2.5 = 8.21 \text{ t}$$

$$H_s = 0.2 \times 8.21 = 1.642 \text{ t.}$$

$$M_{H_s} = H_s \times \frac{h}{2} = 1.642 \times 4.105 = 6.740 \text{ t.m.}$$

IV-5-2- Combinaison des charges :

- Condition normale :

$$\text{ELS : } G + 1.2 \text{ S}$$

$$\text{ELU : } 1.35 \text{ G} + 1.6 \text{ S}$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ S = M'_p + M_{sc} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ELS}} = 68,399 + 1.2 (6,552 + 16.42) = 95.965 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = (1.35 \times 68,399) + 1.6 (6,552 + 16.42) = 129.093 \text{ t.m}$$

- Condition normale :

$$\text{ELA : } G + F_A + S$$

$$\text{Où: } \begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{H_s} \\ S = M'_p + M_{sc} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ELA}} = 96,123 + 6.740 + (9,207 + 16.42) = 128.49 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELS}} = 95.965 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 129.093 \text{ t.m}$$

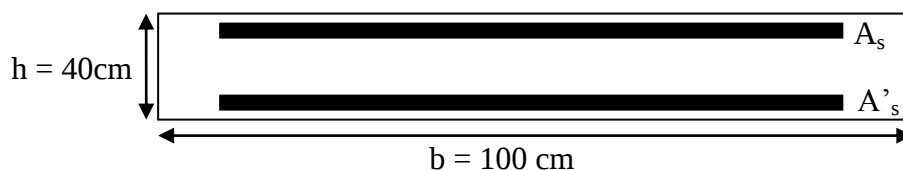
$$M_{\text{ELA}} = 128.490 \text{ t.m}$$

IV-5-3- Ferrailage du mur en retour :

Le mur en retour est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et la fissuration est jugée préjudiciable. Ce ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert ; avec prise en considération des dispositions sismiques. On trouve $A_s = 22.30 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées).

Alors on prend **6HA25**, donc $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$.



Pour A'_s on prend **6HA14** ; soit $A'_s = 9.24 \text{ cm}^2$.

IV-5-4- Vérification des contraintes :

$$h=0.4\text{m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc}=0.6f_{c28}=21\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st}=\min\left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110\sqrt{n.f_{tj}})\right] \text{ (Fissurations préjudiciables)}$$

$$f_{tj} = 2.7 \text{ MPa et } n = 1.6 \text{ (pour les armatures HA)} \Rightarrow \overline{\sigma}_{st}=228.63 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2}X^2+n.A'_s(X-c')-n.A_s(d-X)=0$$

$$\text{Avec } n = 15, A_s = 29.45 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$\text{Donc } X = 13.956 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n A_s (d-X)^2$$

$$I_1 = 305270.057 \text{ cm}^4 = 30,527.10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 5.343 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d-X)}{I_1} = 132.100 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 228.63 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

IV-5-5- Ferrailage horizontal :

$$A_y = A_s/4 = 22.30/4 = 5.575 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.9 \times 0.4 \times 1 \times 0.23 \times 2.7}{400} = 5.589 \text{ cm}^2 > 5.575 \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A_y = 5.589 \text{ cm}^2$; soit **6HA12**, donc $A_y = 6.79 \text{ cm}^2$.

Pour A'_y , on prend **6HA12**, donc $A'_y = 6.79 \text{ cm}^2$.

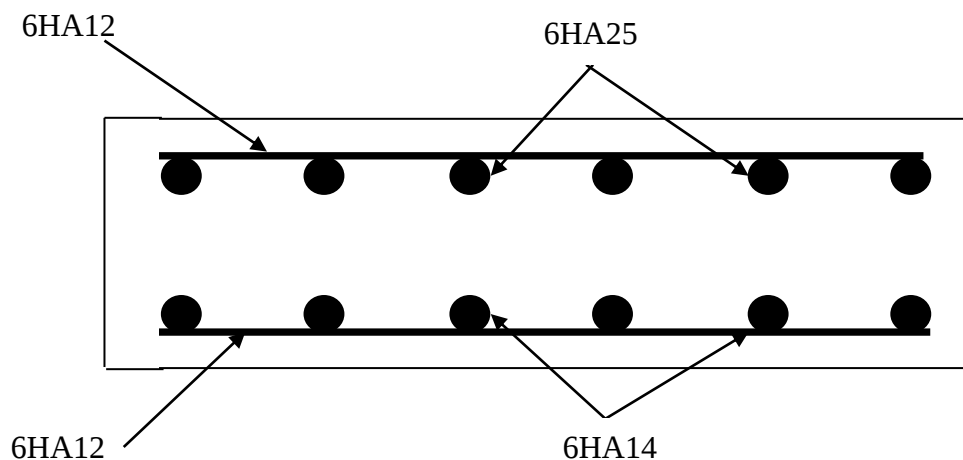


Fig. XII- 9. Ferrailage du en retour (Vue en plan)

IV-6- Le mur frontal :

IV-6-1- Evaluation des charges :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

a) Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

b) Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,2 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

NB : L'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal sont bien détaillée dans l'annexe pour le cas normale et le cas sismique le plus défavorable.

IV-6-2- Condition normale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort normal : } \Sigma (1+\varepsilon_v) P = 2574,622t. \\ \\ \text{ELS : } N = 2574,622/15.6 = 165.040 \text{ t /ml.} \\ \text{ELU: } N = 1,35 \times 165.040 = 222.804 \text{ t /ml.} \\ \\ \text{Moment : } M = \Sigma M_r - \Sigma M_s = 1001,697 \text{ t.m.} \\ \\ \text{ELS : } M = 64.211 \text{ t.m /ml.} \\ \text{ELU: } M = 86.685 \text{ t.m /ml.} \end{array} \right.$$

IV-6-3- Condition sismique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort normal : } \Sigma (1+\varepsilon_v) P = 2868,736t. \\ \\ \text{ELS : } N = 183.894 \text{ t /ml.} \\ \text{ELU: } N = 248.256 \text{ t /ml.} \\ \\ \text{Moment : } M = \Sigma M_r - \Sigma M_s = 2845,433 \text{ t.m.} \\ \\ \text{ELS : } M = 182.399 \text{ t.m /ml.} \\ \text{ELU: } M = 246.239 \text{ t.m /ml.} \end{array} \right.$$

IV-6-4- Ferrailage du mur frontal

- On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion composée (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **Robot Expert**. On trouve $A_s = 52.00 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées).

Alors on prend **11HA25**, donc $A_s = 54.00 \text{ cm}^2$

Pour A'_s on prend **11HA16** ; soit $A'_s = 34.55 \text{ cm}^2$

IV-6-5- Ferrailage horizontal :

$$A_y = A_s/4 = 52/4 = 13.00 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.9 \times 2.60 \times 1 \times 0.23 \times 2.7}{400} = 36.32 > 13.00 \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A_y = A_{\min}$ soit 8HA25, donc $A_y = 39.27 \text{ cm}^2$

Pour $A'y$, on prend 8HA25, donc $A'y = 39.27 \text{ cm}^2$

IV-6-6- Vérification à l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{183.894}{1 \times 2.34} = 78.5871 \text{ t/m}^2 = 0.785 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(4 \text{ MPa}, \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 4 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Donc la condition est vérifiée.

V- Etude et ferrailage de la semelle :

V-1- Caractéristiques de la semelle :

Longueur L = 16.80 m.

Largeur B = 9.60 m.

Epaisseur E = 2.00 m.

V-2- Sollicitations dans le pieu :

Ce tableau récapitulatif donne les moments et efforts globaux agissant sur la semelle de la culée.

Désignation	Cas	N	M _{stabilisant}	M _{renversant}	M _S + M _R
Total	C.N	4298,398	5568,187	-5145,258	422,929
	H + V ⁺	4808,835	9988,944	-6337,969	3650,975
	H	4459,678	9679,045	-5887,209	3791,836
	H + V ⁻	4110,521	9369,146	-5436,448	3932,698

Tableau. XII-10. Efforts globaux sur la semelle.

- Conditions normales :

$$N_{\max} = 4298,398 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 422,929 \text{ t.m.}$$

- Conditions sismiques :

$$N_{\max} = 4808,835 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 3932,698 \text{ t.m.}$$

NB : les calculs sont bien détaillés dans l'annexe.

V-3- Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{4808,835 \text{ t}}{336} = 14.312$$

Alors ; de point de vue mécanique, on peut prendre un nombre de pieux égal à 15.

V-4- Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\sum y^2} \pm \frac{M_{yx}}{\sum x^2}$$

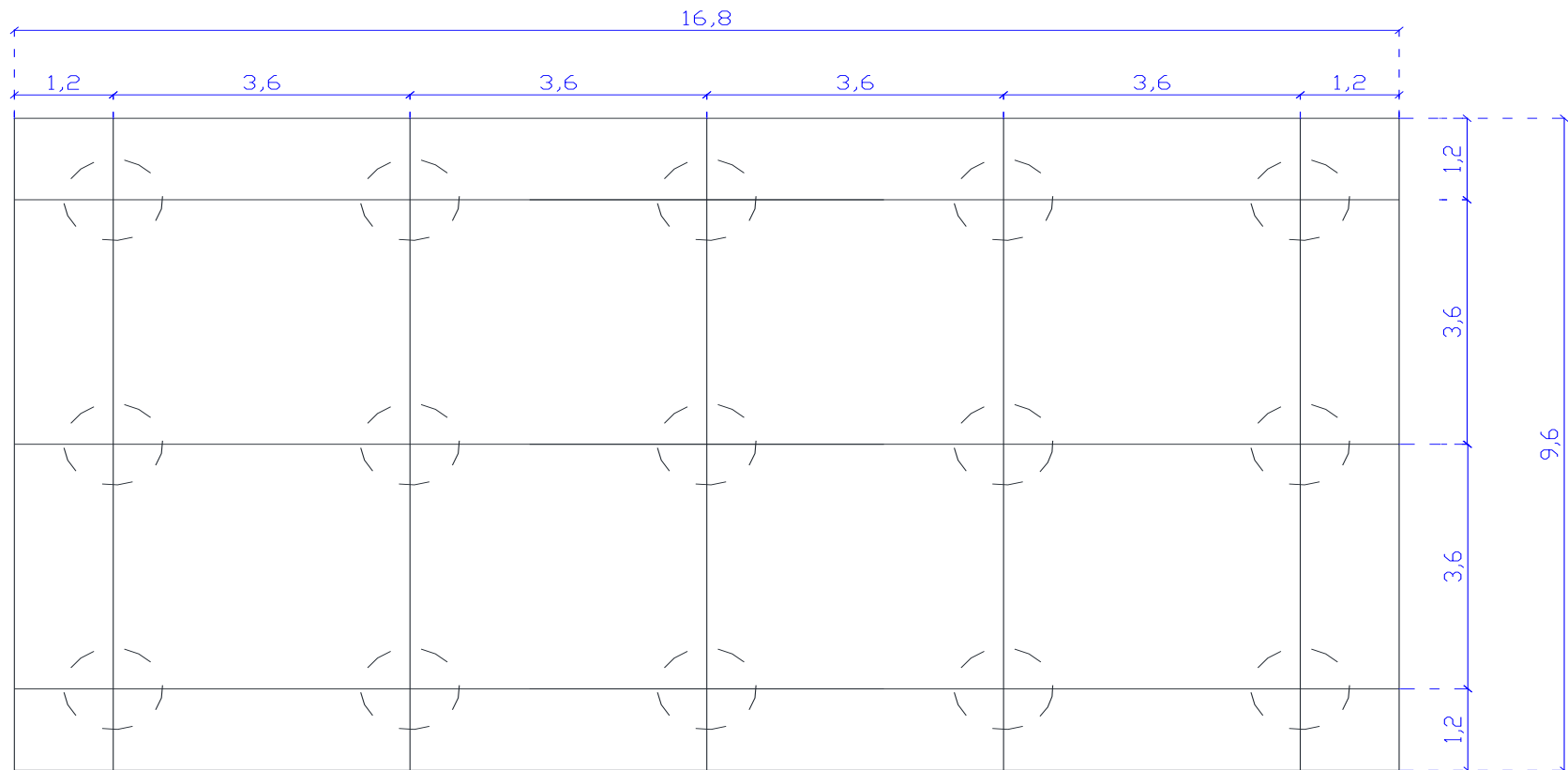


Fig. XII-10. Vue en plan de la semelle.

V-4-1- Condition normale :

$$N_1 = \frac{4298,398}{15} + \frac{422,929 \times 1.8}{15 \times (1.8^2)} = 302.223 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{4298,398}{15} - \frac{422,929 \times 1.8}{15 \times (1.8^2)} = 278.895 \text{ t}$$

V-4-2- Condition sismique :

$$N_1 = \frac{4808,835}{15} + \frac{3932,698 \times 1.8}{15 \times (1.8^2)} = 466.244 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2016.725}{15} - \frac{3932,698 \times 1.8}{15 \times (1.8^2)} = 174.933 \text{ t}$$

V-5- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :**V-5-1- Armatures transversales inférieures :**

La Condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3.6}{2} - \frac{2.60}{4}} = 1.185 \Rightarrow \alpha = 60.10^\circ > 45^\circ$$

Donc la condition est vérifiée.

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.15 \text{ m} < h = 2.00 \text{ m}.$$

Donc la condition est vérifiée.

a- Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{302.223}{26700} \times \frac{(\frac{3.6}{2} - \frac{2.60}{4})}{(2-0.05)} = 0.006675 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 66.75 \text{ cm}^2.$$

b- Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{466.244}{40000} \times \frac{(\frac{3.6}{2} - \frac{2.60}{4})}{(2-0.05)} = 0.006874 \text{ m}^2$$

$A_2 = 68.74 \text{ cm}^2$. On constate que la condition la plus défavorable est la condition sismique, alors la section adoptée est $A_s = 68.74 \text{ cm}^2$, on prend **14HA25** ($A_s = 68.74 \text{ cm}^2$).

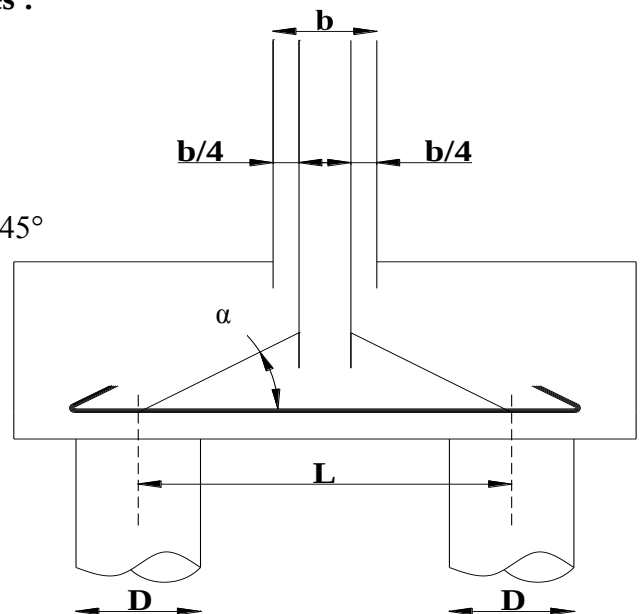


Fig. XII- 11. La semelle

L'espacement étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : **n** : Nombre de barre = 14 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{14 - 1} = 0.24 \text{ m.}$$

On prend: $S_t = 24 \text{ cm.}$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$$

V-5-2- Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{68.74}{3} = 22.91 \text{ cm}^2$$

Soit: **8HA20/ml** ($A_1 = 25.13 \text{ cm}^2$), $S_t = 11 \text{ cm.}$

V-5-3- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{68.74}{3} = 22.91 \text{ cm}^2$$

Soit: **8HA20/ml** ($A_1 = 25.13 \text{ cm}^2$), $S_t = 11 \text{ cm.}$

V-5-4- Armatures de construction :

a) Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{68.74}{10} = 6.874 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14/ml** ($A_{ts} = 9.24 \text{ cm}^2$), $S_t = 17 \text{ cm.}$

b) Armatures longitudinales supérieures:

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{68.74}{3} = 22.91 \text{ cm}^2$$

Soit: **HA20/ml** ($A_2 = 25.13 \text{ cm}^2$), $S_t = 11 \text{ cm.}$

c) Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{68.74}{10} = 6.874 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14/ml** ($A_{ts} = 9.24 \text{ cm}^2$), $S_t = 17 \text{ cm.}$

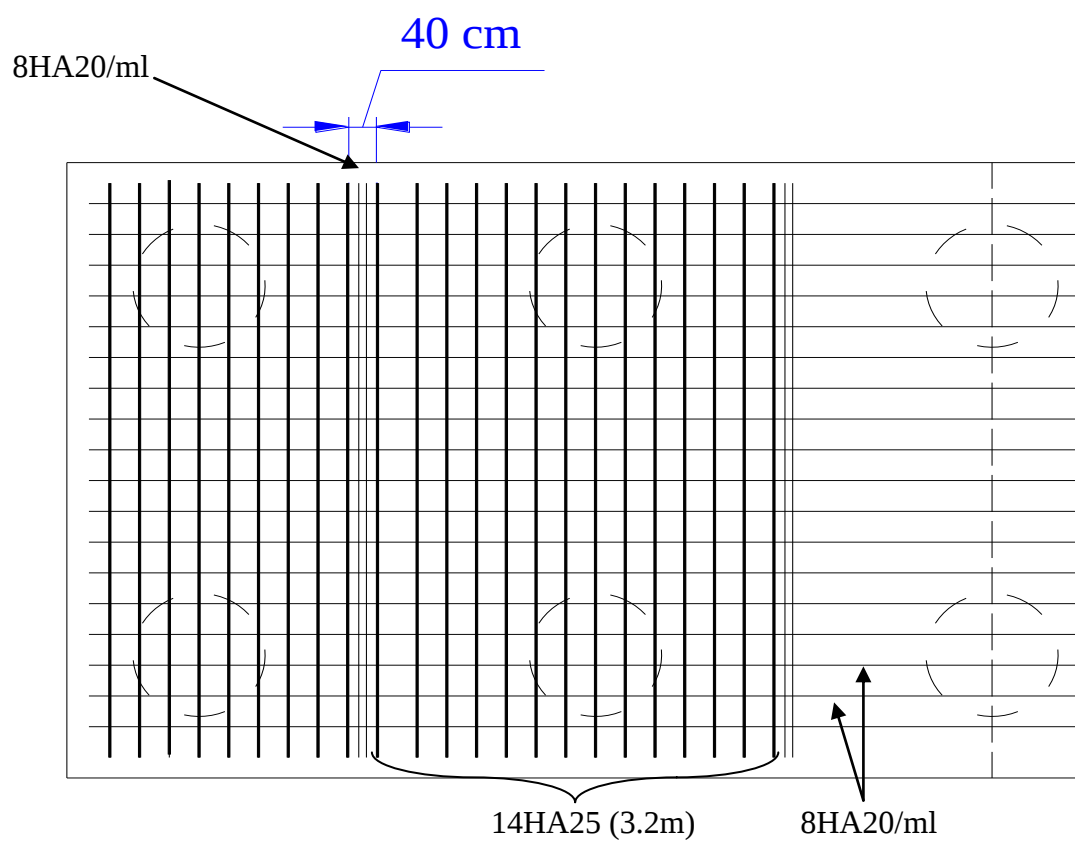


Fig. XII-12. Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

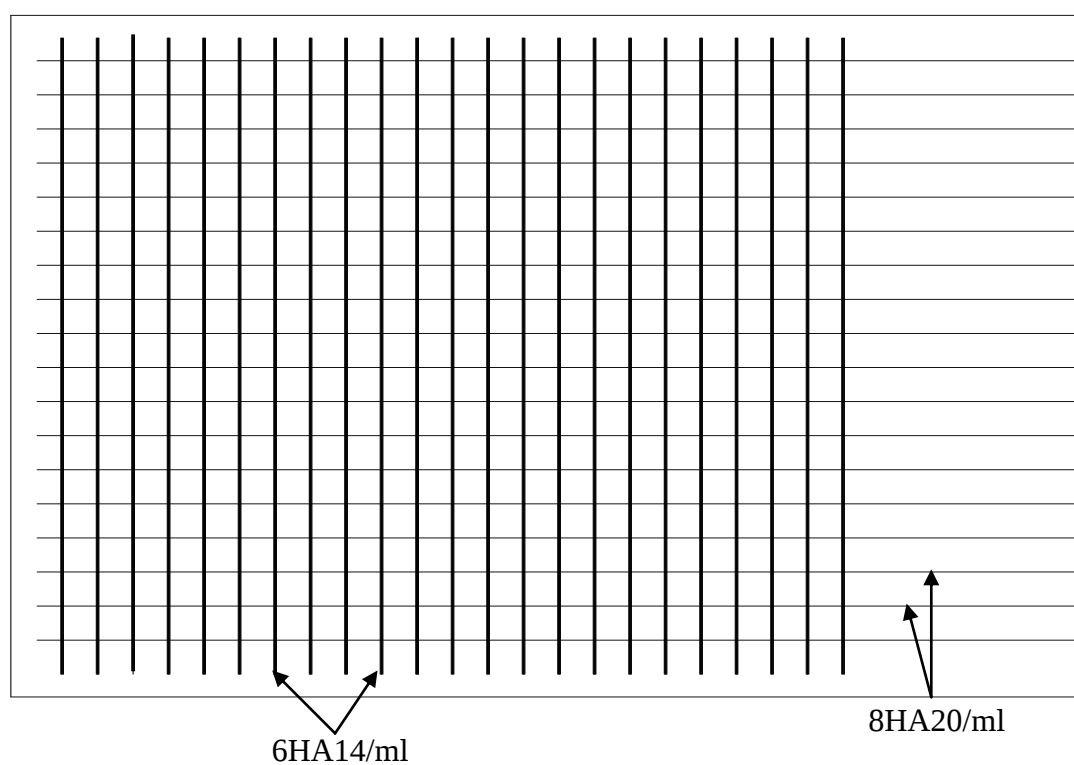


Fig. XII- 13. Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)

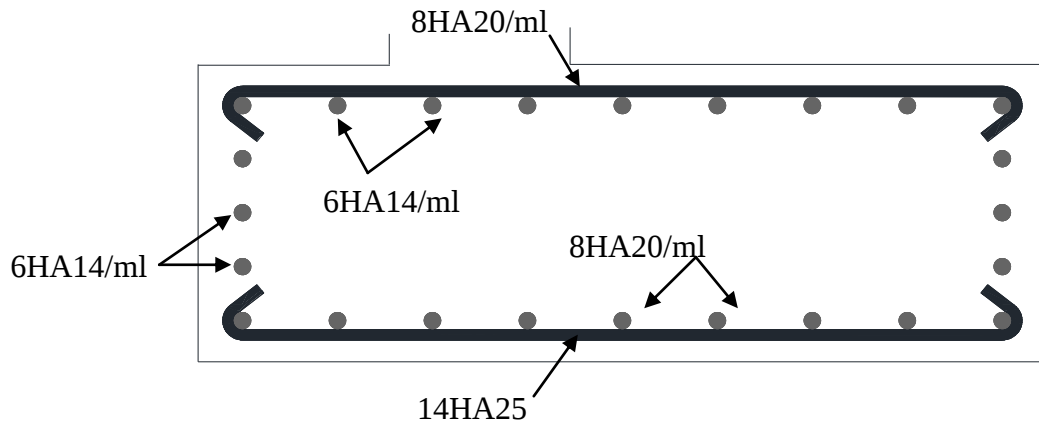


Fig. XII- 14. Ferrailage de la semelle (vue en élévation)

VI- Etude et ferrailage des pieux :

VI-1- Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

b : diamètre des pieux,

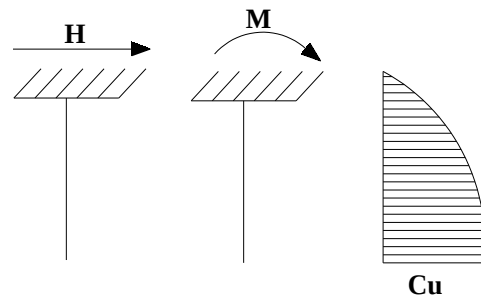
C_u : module de réaction du sol,

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.



Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

VI-1-1- Calcul de λ :

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

$C_u = 3500 \text{ t/m}^3 = 3.5 \text{ Kg/cm}^3$.

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.1017}} = 0.193 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L = 0.193 \times 22 = 4.25 \text{ m}$.

VI-1-2- Effort tranchant en tête du pieu :**- Condition normale :**

Freinage = 30 t.

Poussées des terres et des surcharges : $H_p = 424.81$ t.

$H = 30.00 + 424.81 = 454.81$ t.

$$\bar{P} = \frac{H}{15} = \frac{454.81}{15} = 30.32 \text{ t/pieu.}$$

- Condition sismique :

L'effort horizontal dû au séisme : 57.312 t

Poussée des terres et surcharges $H_p = 597.01$ t.

$H = 57.312 + 597.01 = 654.322$ t.

D'où :

$$\bar{P} = \frac{H}{15} = \frac{654.322}{15} = 43.62 \text{ t/pieu.}$$

VI-2- Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right)$$

VI-2-1- Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ tout le long du pieu :

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45, \chi_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

donc : $\lambda L = 4.25 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.283, \chi_{\theta M} = 1.553$

- Condition normale :

$\bar{P} = 30.32$ t/pieu $\Rightarrow \bar{M} = -129.785$ t.m.

- Condition sismique :

$\bar{P} = 43.62$ t/pieu $\Rightarrow \bar{M} = -186.723$ t

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z \ X	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{\theta P}$	0,390	0,610	0,670	0,580	0,290	0,260	0,140	0,060
$\chi_{\theta M}$	0,980	0,870	0,670	0,430	0,270	0,110	0,040	0,000

Tableau. XII- 11. Valeurs des coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$.

VI-2-2- Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

- **Condition normale :**

$$M(Z) = (-129.785 \times \chi_{\theta M}) + \left(\frac{30.32}{0.193} \times \chi_{\theta P}\right)$$

- **Condition sismique :**

$$M(Z) = (-186.723 \times \chi_{\theta M}) + \left(\frac{43.62}{0.193} \times \chi_{\theta P}\right)$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

cas \ Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
CN	-65,921	-17,083	18,300	35,310	10,517	26,569	16,802	9,426
CS	-121,720	-66,619	-19,848	10,826	-4,857	20,306	14,525	9,426

Tableau. XI- 12. Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -186.723 \text{ t.m.}$

VI-3- Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

VI-3-1- Données d'entrée de l'abaque :

$$\left. \begin{array}{l} N_{\min} = 174.933 \text{ t.} \\ M_{\max} = 186.723 \text{ t.m.} \end{array} \right\} \text{ (Calculés précédemment)}$$

VI-3-2- Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{186.723}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 3000} = 0.045$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{174.933}{3.14 \times 0.6^2 \times 3000} = 0.0515$$

Avec : β_w : résistance caractéristique du béton ($\beta_w = 30 \text{ MPa} = 3000 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

$M_r = M_{\max} = 186.723 \text{ t.m.}$

$N_r = N_{\min} = 174.933 \text{ t.}$

Alors : $\omega = 0,15$. (D'après l'abaque de Walther)

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque $\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$

F_a : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.20$$

$$F_a = \frac{0.20 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.15 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 30}{400} = 127.17 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **16HA32** ($A_s = 128.68 \text{ cm}^2$).

- **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{16} = 23 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10.67 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

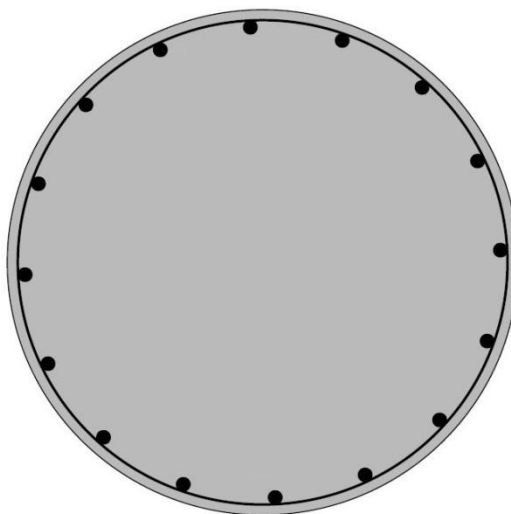


Fig. XII- 15. Ferrailage du pieu (2D).

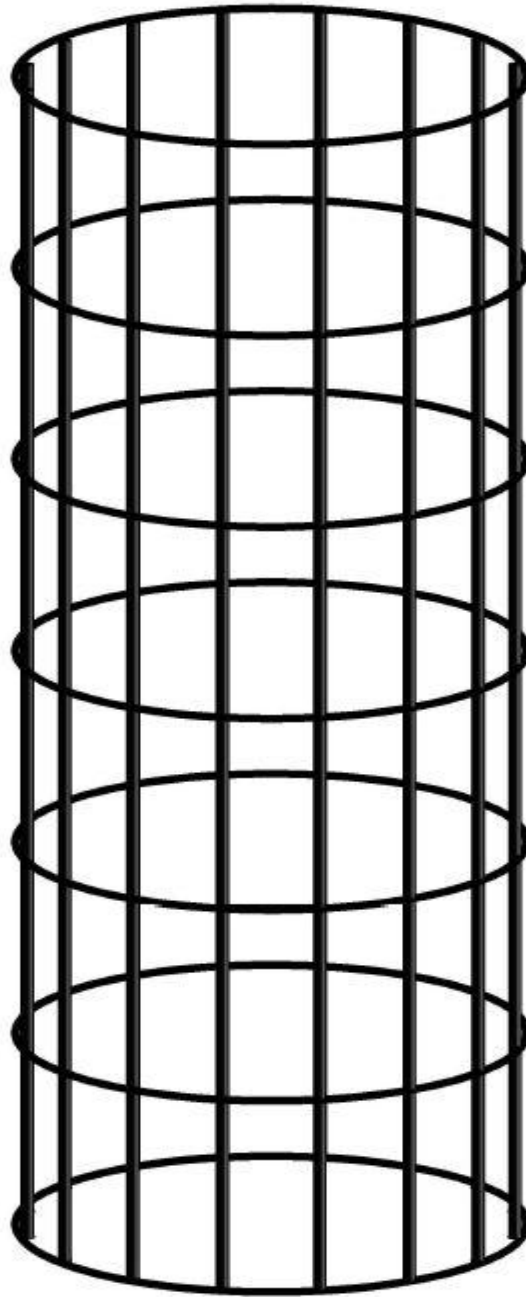


Fig. XII- 16. Ferrailage du pieu (3D).

NB : la stabilité de la culée est bien détaillée dans l'annexe.

I-Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de prouver en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par le principe d'implantation des appuis, une fois que la position des appuis a été définie, nous avons retenu le choix du tablier en encorbellement qui nous a paru le plus adéquat pour cette gamme des portés.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, le stage pratique au sein de la SAETI nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'ENSTP, ainsi de fréquenter des gens expérimentés qui nous ont bénéficié de leur expériences.

Annexe A

Etude du tablier

Moment du fluage :

x (m)	I ₀	V _i	M _{FL}
0	34,256	1,595	0,000
2	34,256	1,595	3221,365
4	34,256	1,595	3221,365
7	34,256	1,595	3221,365
10	34,256	1,595	3221,365
13	34,256	1,595	3221,365
16	34,256	1,595	3221,365
19	34,256	1,601	3209,99
22	34,256	1,618	3176,342
25	34,256	1,646	3121,802
28	34,256	1,686	3048,518
31	34,256	1,736	2959,204
34	34,256	1,799	2856,904
37	34,256	1,872	2744,764
40	34,256	1,957	2625,838
43	34,256	2,053	2502,93
46	34,256	2,16	2378,502
49	34,256	2,279	2254,619
52	34,256	2,409	2132,946
55	34,256	2,55	2014,763
58	34,256	2,703	1901,004
61	34,256	2,867	1792,309
64	34,256	3,042	1689,072
67	34,256	3,229	1591,488
70	34,256	3,427	1499,6
73	34,256	3,636	1413,334
76	34,256	3,856	1332,536
79	34,256	4,088	1256,991
82	34,256	4,331	1186,446
85	34,256	4,585	1120,698
90	34,256	4,585	1120,698
95	34,256	4,585	1120,698
98	34,256	4,331	1186,446
101	34,256	4,088	1256,991
104	34,256	3,856	1332,536
107	34,256	3,636	1413,334
110	34,256	3,427	1499,6
113	34,256	3,229	1591,488
116	34,256	3,042	1689,072
119	34,256	2,867	1792,309
122	34,256	2,703	1901,004
125	34,256	2,55	2014,763
128	34,256	2,409	2132,946
131	34,256	2,279	2254,619
134	34,256	2,16	2378,502
137	34,256	2,053	2502,93
140	34,256	1,957	2625,838
143	34,256	1,872	2744,764

146	34,256	1,799	2856,904
149	34,256	1,736	2959,204
152	34,256	1,686	3048,518
155	34,256	1,646	3121,802
158	34,256	1,618	3176,342
161	34,256	1,601	3209,99
164	34,256	1,595	3221,365
165	34,256	1,595	3221,365
166	34,256	1,595	3221,365
169	34,256	1,601	3209,99
172	34,256	1,618	3176,342
175	34,256	1,646	3121,802
178	34,256	1,686	3048,518
181	34,256	1,736	2959,204
184	34,256	1,799	2856,904
187	34,256	1,872	2744,764
190	34,256	1,957	2625,838
193	34,256	2,053	2502,93
196	34,256	2,16	2378,502
199	34,256	2,279	2254,619
202	34,256	2,409	2132,946
205	34,256	2,55	2014,763
208	34,256	2,703	1901,004
211	34,256	2,867	1792,309
214	34,256	3,042	1689,072
217	34,256	3,229	1591,488
220	34,256	3,427	1499,6
223	34,256	3,636	1413,334
226	34,256	3,856	1332,536
229	34,256	4,088	1256,991
232	34,256	4,331	1186,446
235	34,256	4,585	1120,698
240	34,256	4,585	1120,698
245	34,256	4,585	1120,698
248	34,256	4,331	1186,446
251	34,256	4,088	1256,991
254	34,256	3,856	1332,536
257	34,256	3,636	1413,334
260	34,256	3,427	1499,6
263	34,256	3,229	1591,488
266	34,256	3,042	1689,072
269	34,256	2,867	1792,309
272	34,256	2,703	1901,004
275	34,256	2,55	2014,763
278	34,256	2,409	2132,946
281	34,256	2,279	2254,619
284	34,256	2,16	2378,502
287	34,256	2,053	2502,93
290	34,256	1,957	2625,838
293	34,256	1,872	2744,764
296	34,256	1,799	2856,904
299	34,256	1,736	2959,204

302	34,256	1,686	3048,518
305	34,256	1,646	3121,802
308	34,256	1,618	3176,342
311	34,256	1,601	3209,99
314	34,256	1,595	3221,365
315	34,256	1,595	3221,365
316	34,256	1,595	3221,365
319	34,256	1,601	3209,99
322	34,256	1,618	3176,342
325	34,256	1,646	3121,802
328	34,256	1,686	3048,518
331	34,256	1,736	2959,204
334	34,256	1,799	2856,904
337	34,256	1,872	2744,764
340	34,256	1,957	2625,838
343	34,256	2,053	2502,93
346	34,256	2,16	2378,502
349	34,256	2,279	2254,619
352	34,256	2,409	2132,946
355	34,256	2,55	2014,763
358	34,256	2,703	1901,004
361	34,256	2,867	1792,309
364	34,256	3,042	1689,072
367	34,256	3,229	1591,488
370	34,256	3,427	1499,6
373	34,256	3,636	1413,334
376	34,256	3,856	1332,536
379	34,256	4,088	1256,991
382	34,256	4,331	1186,446
385	34,256	4,585	1120,629
390	34,256	4,585	1120,629
395	34,256	4,585	1120,629
398	34,256	4,331	1186,446
401	34,256	4,088	1256,991
404	34,256	3,856	1332,536
407	34,256	3,636	1413,334
410	34,256	3,427	1499,6
413	34,256	3,229	1591,488
416	34,256	3,042	1689,072
419	34,256	2,867	1792,309
422	34,256	2,703	1901,004
425	34,256	2,55	2014,763
428	34,256	2,409	2132,946
431	34,256	2,279	2254,619
434	34,256	2,16	2378,502
437	34,256	2,053	2502,93
440	34,256	1,957	2625,838
443	34,256	1,872	2744,764
446	34,256	1,799	2856,904
449	34,256	1,736	2959,204
452	34,256	1,686	3048,518
455	34,256	1,646	3121,802

458	34,256	1,618	3176,342
461	34,256	1,601	3209,99
464	34,256	1,595	3221,365
467	34,256	1,595	3221,365
470	34,256	1,595	3221,365
473	34,256	1,595	3221,365
476	34,256	1,595	3221,365
378	34,256	1,595	3221,365
480	34,256	1,595	3221,365

Moment sous la combinaison de charge : PP + 1.2 (A(L) + ST) + Mfluage + 0.5 ΔT

- Pour la 1ere travée :

	PP + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5 ΔT	M _{fluage}	PP + 1.2 (A(L) + ST) + M _{fluage} + 0.5 ΔT
0	0,000	0,000	0,000
4	6929,170	3221,365	10150,535
8	12126,010	3221,365	15347,375
12	15626,540	3221,365	18847,905
16	17427,670	3221,365	20649,035
19	17961,780	3209,990	21171,770
22	18165,230	3176,342	21341,572
25	18031,500	3121,802	21153,302
28	17556,430	3048,518	20604,948
31	16734,770	2959,204	19693,974
34	15559,210	2856,904	18416,114
37	14032,040	2744,764	16776,804
40	12137,990	2625,838	14763,828
43	9883,540	2502,930	12386,470
46	7243,060	2378,502	9621,562
49	4199,110	2254,619	6453,729
52	755,770	2132,946	2888,716
55	-3102,220	2014,763	-1087,457
58	-7391,740	1901,004	-5490,736
61	-12122,470	1792,309	-10330,161
64	-17311,300	1689,072	-15622,228
67	-22973,610	1591,488	-21382,122
70	-29125,240	1499,600	-27625,640
73	-35783,460	1413,334	-34370,126
76	-42969,590	1332,536	-41637,054
79	-50688,560	1256,991	-49431,569
82	-58968,960	1186,446	-60155,406
85	-67816,640	1120,629	-66696,011
90	-83849,320	1120,698	-82728,622

-Pour la 2eme travée :

	PP + 1.2 A(L)	M_{fluage}	PP + 1.2 (A(L) + ST) + M_{fluage} + 0.5 ΔT
90	-109289,550	1120,698	-108168,852
95	-90220,170	1120,698	-89099,472
98	-79578,900	1186,446	-78392,454
101	-69570,170	1256,991	-68313,179
104	-60175,920	1332,536	-58843,384
107	-51365,230	1413,334	-49951,896
110	-43122,540	1499,600	-41622,940
113	-35447,200	1591,488	-33855,712
116	-28320,580	1689,072	-26631,508
119	-21699,160	1792,309	-19906,851
122	-15587,330	1901,004	-13686,326
125	-9968,510	2014,763	-7953,747
128	-4835,100	2132,946	-2702,154
131	-167,740	2254,619	2086,879
134	4049,680	2378,502	6428,182
137	7827,360	2502,930	10330,290
140	11169,380	2625,838	13795,218
143	14095,530	2744,764	16840,294
146	16603,690	2856,904	19460,594
149	18708,420	2959,204	21667,624
152	20417,770	3048,518	23466,288
155	21736,270	3121,802	24858,072
158	22663,840	3176,342	25840,182
161	23186,810	3209,990	26396,800
164	23321,720	3221,365	26543,085
166	23201,180	3221,365	26422,545
169	22700,950	3209,990	25910,940
172	21818,610	3176,342	24994,952
175	20550,150	3121,802	23671,952
178	18886,250	3048,518	21934,768
181	16828,700	2959,204	19787,904
184	14370,270	2856,904	17227,174
187	11522,960	2744,764	14267,724
190	8254,040	2625,838	10879,878
193	4543,140	2502,930	7046,070
196	411,990	2378,502	2790,492
199	-4160,970	2254,619	-1906,351
202	-9192,480	2132,946	-7059,534
205	-14683,090	2014,763	-12668,327
208	-20654,750	1901,004	-18753,746
211	-27104,850	1792,309	-25312,541
214	-34069,320	1689,072	-32380,248
217	-41566,150	1591,488	-39974,662
220	-49604,270	1499,600	-48104,670
223	-58195,930	1413,334	-56782,596
226	-67364,100	1332,536	-66031,564
229	-77113,240	1256,991	-75856,249
232	-87479,600	1186,446	-86293,154
235	-98442,030	1120,629	-97321,401
240	-118108,710	1120,629	-116988,081

- Pour la 3eme travée :

	PP + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5 ΔT	M_{fluage}	PP + 1.2 (A(L) + ST) + M_{fluage} + 0.5 ΔT
240	-115168,290	1120,629	-114047,661
245	-96647,520	1120,629	-95526,891
248	-86308,420	1186,446	-85121,974
251	-76526,940	1256,991	-75269,949
254	-67303,620	1332,536	-65971,084
257	-58620,250	1413,334	-57206,916
260	-50464,120	1499,600	-48964,520
263	-42810,380	1591,488	-41218,892
266	-35646,900	1689,072	-33957,828
269	-28956,750	1792,309	-27164,441
272	-22728,100	1901,004	-20827,096
275	-16943,550	2014,763	-14928,787
278	-11586,400	2132,946	-9453,454
281	-6644,620	2254,619	-4390,001
284	-2108,700	2378,502	269,802
287	2037,600	2502,930	4540,530
290	5800,720	2625,838	8426,558
293	9190,500	2744,764	11935,264
296	12216,020	2856,904	15072,924
299	14889,240	2959,204	17848,444
302	17210,160	3048,518	20258,678
305	19182,340	3121,802	22304,142
308	20811,170	3176,342	23987,512
311	22107,870	3209,990	25317,860
314	23068,460	3221,365	26289,825
316	23383,730	3221,365	26605,095
319	23367,110	3209,990	26577,100
322	23016,800	3176,342	26193,142
325	22318,510	3121,802	25440,312
328	21288,690	3048,518	24337,208
331	19906,780	2959,204	22865,984
334	18171,800	2856,904	21028,704
337	16088,770	2744,764	18833,534
340	13640,030	2625,838	16265,868
343	10819,900	2502,930	13322,830
346	7615,700	2378,502	9994,202
349	4021,500	2254,619	6276,119
352	20,620	2132,946	2153,566
355	-4390,790	2014,763	-2376,027
358	-9234,600	1901,004	-7333,596
361	-14526,220	1792,309	-12733,911
364	-20272,900	1689,072	-18583,828
367	-26492,830	1591,488	-24901,342
370	-33205,630	1499,600	-31706,030
373	-40424,170	1413,334	-39010,836
376	-48168,960	1332,536	-46836,424
379	-56452,290	1256,991	-55195,299
382	-65294,160	1186,446	-64107,714
385	-74705,440	1120,629	-73584,811
390	-91654,980	1120,629	-90534,351

- Pour la 4eme travée :

	PP + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5 ΔT	M_{fluage}	PP + 1.2 (A(L) + ST) + M_{fluage} + 0.5 ΔT
390	-91654,98	1120,6295	-90534,351
395	-75200,9	1120,6295	-74080,271
398	-66089,37	1186,4462	-64902,924
401	-59543,46	1256,9906	-58286,469
404	-49559,39	1332,5361	-48226,854
407	-42112,69	1413,3344	-40699,356
410	-35191,42	1499,5996	-33691,820
413	-28956,75	1591,488	-27365,262
416	-22854,08	1689,0721	-21165,008
419	-16943,55	1792,3094	-15151,241
422	-12416,32	1901,004	-10515,316
425	-7869,5	2014,7626	-5854,737
428	-3749,45	2132,9463	-1616,504
431	-46,59	2254,6195	2208,029
434	3257,32	2378,5019	5635,822
437	6158,63	2502,9304	8661,560
440	8675,41	2625,8381	11301,248
443	10829,21	2744,7645	13573,974
446	12615,74	2856,9038	15472,644
449	14049,09	2959,2041	17008,294
452	15127,46	3048,5182	18175,978
455	15863,74	3121,8016	18985,542
458	16258,78	3176,3418	19435,122
461	16319,88	3209,9903	19529,870
464	16041,12	3221,3654	19262,485
468	14587	3221,3654	17808,365
472	11434,65	3221,3654	14656,015
476	6582,5	3221,3654	9803,865
480	0	0	0,000

Nombre de câbles de continuité :

- Pour la 1ere travée :

Voussoirs	X (m)	Mf (t.m)	S (m2)	I (m4)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble	Nombre de câble retenus
	0,000	0,000	12,935	34,256	2,905	2,755	0,000	0,000	0,000
1,000	4,000	10150,535	12,935	34,256	2,905	2,755	2768,260	7,403	8,000
2,000	8,000	15347,375	12,935	34,256	2,905	2,755	4185,545	11,194	12,000
3,000	12,000	18847,905	12,935	34,256	2,905	2,755	5140,211	13,747	14,000
4,000	16,000	20649,035	12,935	34,256	2,905	2,755	5631,751	15,061	16,000
5,000	19,000	21171,770	12,933	34,469	2,908	2,758	5762,071	15,410	16,000
6,000	22,000	21341,572	12,955	35,113	2,916	2,766	5774,711	15,444	16,000
7,000	25,000	21153,302	13,021	36,201	2,931	2,781	5672,191	15,170	16,000
8,000	28,000	20604,948	13,130	37,759	2,951	2,801	5457,979	14,597	16,000
9,000	31,000	19693,974	13,284	39,820	2,976	2,826	5137,415	13,739	14,000
10,000	34,000	18416,114	13,481	42,429	3,008	2,858	4717,150	12,615	14,000
11,000	37,000	16776,804	13,722	45,642	3,045	2,895	4207,728	11,253	12,000
12,000	40,000	14763,828	14,007	49,524	3,088	2,938	3616,231	9,671	10,000
13,000	43,000	12386,470	14,336	54,156	3,136	2,986	2955,758	7,905	8,000
14,000	46,000	9621,562	14,709	59,630	3,190	3,040	2231,852	5,969	6,000
15,000	49,000	6453,729	15,126	66,052	3,250	3,100	1452,301	3,884	4,000
16,000	52,000	2888,716	15,586	73,543	3,316	3,166	629,506	1,684	4,000

- Pour la 2eme travée :

Voussoirs	X (m)	Mf (t.m)	S (m2)	I (m4)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble	Nombre de câble retenus
40,000	131,000	2086,879	15,586	66,052	3,250	3,100	473,849	1,267	2,000
41,000	134,000	6428,182	15,126	59,630	3,190	3,040	1503,310	4,020	6,000
42,000	137,000	10330,290	14,709	54,156	3,136	2,986	2483,185	6,641	8,000
43,000	140,000	13795,218	14,336	49,524	3,088	2,938	3400,866	9,095	10,000
44,000	143,000	16840,294	14,007	45,642	3,045	2,895	4247,334	11,359	12,000
45,000	146,000	19460,594	13,722	42,429	3,008	2,858	5008,283	13,394	14,000
46,000	149,000	21667,624	13,481	39,820	2,976	2,826	5674,090	15,175	16,000
47,000	152,000	23466,288	13,284	37,759	2,951	2,801	6234,509	16,673	18,000
48,000	155,000	24858,072	13,130	36,201	2,931	2,781	6679,803	17,864	18,000
49,000	158,000	25840,182	13,021	35,113	2,916	2,766	7000,862	18,723	20,000
50,000	161,000	26396,800	12,955	34,469	2,908	2,758	7187,140	19,221	20,000
51,000	164,000	26543,085	12,933	34,256	2,905	2,755	7238,935	19,360	20,000
52,000	166,000	26422,545	12,935	34,256	2,905	2,755	7205,971	19,271	20,000
53,000	169,000	25910,940	12,933	34,469	2,908	2,758	7051,875	18,859	20,000
54,000	172,000	24994,952	12,955	35,113	2,916	2,766	6763,261	18,087	20,000
55,000	175,000	23671,952	13,021	36,201	2,931	2,781	6347,560	16,976	18,000
56,000	178,000	21934,768	13,130	37,759	2,951	2,801	5810,231	15,539	16,000
57,000	181,000	19787,904	13,284	39,820	2,976	2,826	5161,918	13,805	14,000
58,000	184,000	17227,174	13,481	42,429	3,008	2,858	4412,612	11,801	12,000
59,000	187,000	14267,724	13,722	45,642	3,045	2,895	3578,435	9,570	10,000
60,000	190,000	10879,878	14,007	49,524	3,088	2,938	2664,902	7,127	8,000
61,000	193,000	7046,070	14,336	54,156	3,136	2,986	1681,389	4,497	6,000
62,000	196,000	2790,492	14,709	59,630	3,190	3,040	647,293	1,731	2,000

- Pour la 3eme travée :

Voussoirs	PP	Mf (t.m)	S (m2)	I (m4)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble	Nombre de câble retenus
89,000	284,000	269,802	15,126	59,630	3,190	3,040	63,097	0,169	2,000
90,000	287,000	4540,530	14,709	54,156	3,136	2,986	1091,448	2,919	4,000
91,000	290,000	8426,558	14,336	49,524	3,088	2,938	2077,357	5,556	6,000
92,000	293,000	11935,264	14,007	45,642	3,045	2,895	3010,224	8,050	10,000
93,000	296,000	15072,924	13,722	42,429	3,008	2,858	3879,093	10,374	12,000
94,000	299,000	17848,444	13,481	39,820	2,976	2,826	4673,963	12,500	14,000
95,000	302,000	20258,678	13,284	37,759	2,951	2,801	5382,313	14,394	16,000
96,000	305,000	22304,142	13,130	36,201	2,931	2,781	5993,517	16,029	18,000
97,000	308,000	23987,512	13,021	35,113	2,916	2,766	6498,920	17,381	18,000
98,000	311,000	25317,860	12,955	34,469	2,908	2,758	6893,374	18,435	20,000
99,000	314,000	26289,825	12,933	34,256	2,905	2,755	7169,865	19,175	20,000
100,000	316,000	26605,095	12,935	34,256	2,905	2,755	7255,756	19,405	20,000
101,000	319,000	26577,100	12,933	34,469	2,908	2,758	7233,176	19,344	20,000
102,000	322,000	26193,142	12,955	35,113	2,916	2,766	7087,473	18,955	20,000
103,000	325,000	25440,312	13,021	36,201	2,931	2,781	6821,740	18,244	20,000
104,000	328,000	24337,208	13,130	37,759	2,951	2,801	6446,605	17,241	18,000
105,000	331,000	22865,984	13,284	39,820	2,976	2,826	5964,872	15,952	16,000
106,000	334,000	21028,704	13,481	42,429	3,008	2,858	5386,346	14,405	16,000
107,000	337,000	18833,534	13,722	45,642	3,045	2,895	4723,569	12,633	14,000
108,000	340,000	16265,868	14,007	49,524	3,088	2,938	3984,138	10,655	12,000
109,000	343,000	13322,830	14,336	54,156	3,136	2,986	3179,200	8,502	10,000
110,000	346,000	9994,202	14,709	59,630	3,190	3,040	2318,291	6,200	8,000
111,000	349,000	6276,119	15,126	66,052	3,250	3,100	1412,333	3,777	4,000
112,000	352,000	2153,566	15,586	73,543	3,316	3,166	469,303	1,255	4,000

- Pour la 4eme travée :

Voussoirs	X (m)	Mf (t.m)	S (m2)	I (m4)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble	Nombre de câble retenus
136,000	431,000	2208,029	15,586	66,052	3,190	3,040	505,425	1,352	2,000
137,000	434,000	5635,822	15,126	59,630	3,136	2,986	1328,214	3,552	4,000
138,000	437,000	8661,560	14,709	54,156	3,088	2,938	2097,217	5,609	6,000
139,000	440,000	11301,248	14,336	49,524	3,045	2,895	2804,764	7,501	8,000
140,000	443,000	13573,974	14,007	45,642	3,008	2,858	3444,290	9,211	10,000
141,000	446,000	15472,644	13,722	42,429	2,976	2,826	4003,135	10,706	12,000
142,000	449,000	17008,294	13,481	39,820	2,951	2,801	4473,925	11,965	12,000
143,000	452,000	18175,978	13,284	37,759	2,931	2,781	4846,250	12,961	14,000
144,000	455,000	18985,542	13,130	36,201	2,916	2,766	5115,038	13,679	14,000
145,000	458,000	19435,122	13,021	35,113	2,908	2,758	5273,887	14,104	16,000
146,000	461,000	19529,870	12,955	34,469	2,905	2,755	5320,291	14,228	16,000
147,000	464,000	19262,485	12,933	34,256	2,905	2,755	5253,030	14,049	16,000
148,000	468,000	17808,365	12,935	34,256	2,905	2,755	4856,707	12,989	14,000
149,000	472,000	14656,015	12,935	34,256	2,905	2,755	3996,997	10,689	12,000
150,000	476,000	9803,865	12,935	34,256	2,905	2,755	2673,716	7,151	8,000
151,000	480,000	0,000	12,935	34,256	2,905	2,755	0,000	0,000	0,000

- Sollicitations dans le mur frontal :

Désignation	P	Cas	εH	εv	P. εH	(1+ εv) P	V	H	M vertical	M horizontal	H stabilisant		H renversant	
											Mr	Ms	Mr	Ms
Mur Garde grève	121,914	C.N	0,00	0,00	0,000	121,914	5,61	1,20	146,297	0,000	0,000	146,297	0,000	146,297
		H + V+	0,20	0,06	24,383	129,229	5,61	1,20	155,075	136,666	0,000	291,740	-136,666	155,075
		H	0,20	0,00	24,383	121,914	5,61	1,20	146,297	136,666	0,000	282,962	-136,666	146,297
		H + V-	0,20	-0,06	24,383	114,599	5,61	1,20	137,519	136,666	0,000	274,185	-136,666	137,519
Corbeau	19,5	C.N	0,00	0,00	0,000	19,500	6,13	1,75	34,125	0,000	0,000	34,125	0,000	34,125
		H + V+	0,20	0,06	3,900	20,670	6,13	1,75	36,173	23,907	0,000	60,080	-23,907	36,173
		H	0,20	0,00	3,900	19,500	6,13	1,75	34,125	23,907	0,000	58,032	-23,907	34,125
		H + V-	0,20	-0,06	3,900	18,330	6,13	1,75	32,078	23,907	0,000	55,985	-23,907	32,078
Mur en retour 1	91,455	C.N	0,00	0,00	0,000	91,455	4,68	5,53	505,746	0,000	0,000	505,746	0,000	505,746
		H + V+	0,20	0,06	18,291	96,942	4,68	5,53	536,091	85,602	0,000	621,693	-85,602	536,091
		H	0,20	0,00	18,291	91,455	4,68	5,53	505,746	85,602	0,000	591,348	-85,602	505,746
		H + V-	0,20	-0,06	18,291	85,968	4,68	5,53	475,401	85,602	0,000	561,003	-85,602	475,401
Mur en retour 2	91,455	C.N	0,00	0,00	0,000	91,455	4,68	5,53	505,746	0,000	0,000	505,746	0,000	505,746
		H + V+	0,20	0,06	18,291	96,942	4,68	5,53	536,091	85,602	0,000	621,693	-85,602	536,091
		H	0,20	0,00	18,291	91,455	4,68	5,53	505,746	85,602	0,000	591,348	-85,602	505,746
		H + V-	0,20	-0,06	18,291	85,968	4,68	5,53	475,401	85,602	0,000	561,003	-85,602	475,401
Mur latéral 1	12,46	C.N	0,00	0,00	0,000	12,460	7,22	0,10	1,246	0,000	0,000	1,246	0,000	1,246
		H + V+	0,20	0,14	2,492	14,204	7,22	0,10	1,420	17,992	0,000	19,413	-17,992	1,420
		H	0,20	0,00	2,492	12,460	7,22	0,10	1,246	17,992	0,000	19,238	-17,992	1,246
		H + V-	0,20	-0,14	2,492	10,716	7,22	0,10	1,072	17,992	0,000	19,064	-17,992	1,072
Mur latéral 2	12,46	C.N	0,00	0,00	0,000	12,460	7,22	0,10	1,246	0,000	0,000	1,246	0,000	1,246
		H + V+	0,20	0,14	2,492	14,204	7,22	0,10	1,420	17,992	0,000	19,413	-17,992	1,420
		H	0,20	0,00	2,492	12,460	7,22	0,10	1,246	17,992	0,000	19,238	-17,992	1,246
		H + V-	0,20	-0,14	2,492	10,716	7,22	0,10	1,072	17,992	0,000	19,064	-17,992	1,072
mur frontal	304,2	C.N	0,00	0,00	0,000	304,200	1,50	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
		H + V+	0,20	0,06	60,840	322,452	1,50	0,00	0,000	91,260	0,000	91,260	-91,260	0,000
		H	0,20	0,00	60,840	304,200	1,50	0,00	0,000	91,260	0,000	91,260	-91,260	0,000
		H + V-	0,20	-0,06	60,840	285,948	1,50	0,00	0,000	91,260	0,000	91,260	-91,260	0,000
Dés d'ap-puis	1,25	C.N	0,00	0,00	0,000	1,250	3,25	-0,50	-0,625	0,000	-0,625	0,000	-0,625	0,000
		H + V+	0,20	0,14	0,250	1,425	3,25	-0,50	-0,713	0,813	-0,713	0,813	-1,525	0,000
		H	0,20	0,00	0,250	1,250	3,25	-0,50	-0,625	0,813	-0,625	0,813	-1,438	0,000
		H + V-	0,20	-0,14	0,250	1,075	3,25	-0,50	-0,538	0,813	-0,538	0,813	-1,350	0,000

Dalle de transition	54	C.N	0,00	0,00	0,000	54,000	6,95	4,00	216,000	0,000	0,000	216,000	0,000	216,000
		H + V+	0,20	0,06	10,800	57,240	6,95	4,00	228,960	75,060	0,000	304,020	-75,060	228,960
		H	0,20	0,00	10,800	54,000	6,95	4,00	216,000	75,060	0,000	291,060	-75,060	216,000
		H + V-	0,20	-0,06	10,800	50,760	6,95	4,00	203,040	75,060	0,000	278,100	-75,060	203,040
Tablier	1719,288	C.N	0,00	0,00	0,000	1719,288	3,25	-0,50	-859,644	0,000	-859,644	0,000	-859,644	0,000
		H + V+	0,20	0,14	343,858	1959,988	3,25	-0,50	-979,994	1117,537	-979,994	1117,537	-2097,531	0,000
		H	0,20	0,00	343,858	1719,288	3,25	-0,50	-859,644	1117,537	-859,644	1117,537	-1977,181	0,000
		H + V-	0,20	-0,14	343,858	1478,588	3,25	-0,50	-739,294	1117,537	-739,294	1117,537	-1856,831	0,000
Poids des terres sur DDT	116,64	C.N	0,00	0,00	0,000	116,640	7,73	4,00	466,560	0,000	0,000	466,560	0,000	466,560
		H + V+	0,20	0,06	23,328	123,638	7,73	4,00	494,554	180,325	0,000	674,879	-180,325	494,554
		H	0,20	0,00	23,328	116,640	7,73	4,00	466,560	180,325	0,000	646,885	-180,325	466,560
		H + V-	0,20	-0,06	23,328	109,642	7,73	4,00	438,566	180,325	0,000	618,892	-180,325	438,566
Freinage	30	C.N	0,00	0,00	0,000	30,000	3,25	-0,50	-15,000	0,000	-15,000	0,000	-15,000	0,000
		H + V+	0,20	0,06	6,000	31,800	3,25	-0,50	-15,900	19,500	-15,900	19,500	-35,400	0,000
		H	0,20	0,00	6,000	30,000	3,25	-0,50	-15,000	19,500	-15,000	19,500	-34,500	0,000
		H + V-	0,20	-0,06	6,000	28,200	3,25	-0,50	-14,100	19,500	-14,100	19,500	-33,600	0,000
		Total		C.N	0,000	2574,622					-875,269	1876,966	-875,269	1876,966
				H + V+	514,924	2868,736					-996,607	3842,039	-2848,863	1989,783
				H	514,924	2574,622					-875,269	3729,222	-2727,525	1876,966
				H + V-	514,924	2280,508					-753,931	3616,405	-2606,187	1764,149

- Sollicitations dans la culée :

Désignation	P	Cas	εH	εv	P. εH	(1+ εv) P	V	H	M vertical	M horizontal	H stabilisant		H renversant	
											Mr	Ms	Mr	Ms
Mur Garde grève	121,914	C.N	0,00	0,00	0,000	121,914	7,61	-0,30	-36,574	0,000	-36,574	0,000	-36,574	0,000
		H + V+	0,20	0,06	24,383	129,229	7,61	-0,30	-38,769	185,431	-38,769	185,431	-224,200	0,000
		H	0,20	0,00	24,383	121,914	7,61	-0,30	-36,574	185,431	-36,574	185,431	-222,005	0,000
		H + V-	0,20	-0,06	24,383	114,599	7,61	-0,30	-34,380	185,431	-34,380	185,431	-219,811	0,000
Corbeau	19,500	C.N	0,00	0,00	0,000	19,500	8,13	0,25	4,875	0,000	0,000	4,875	0,000	4,875
		H + V+	0,20	0,06	3,900	20,670	8,13	0,25	5,168	31,707	0,000	36,875	-31,707	5,168
		H	0,20	0,00	3,900	19,500	8,13	0,25	4,875	31,707	0,000	36,582	-31,707	4,875
		H + V-	0,20	-0,06	3,900	18,330	8,13	0,25	4,583	31,707	0,000	36,290	-31,707	4,583
Mur en retour 1	91,455	C.N	0,00	0,00	0,000	91,455	4,68	4,03	368,564	0,000	0,000	368,564	0,000	368,564
		H + V+	0,20	0,06	18,291	96,942	4,68	4,03	390,677	85,602	0,000	476,279	-85,602	390,677
		H	0,20	0,00	18,291	91,455	4,68	4,03	368,564	85,602	0,000	454,166	-85,602	368,564
		H + V-	0,20	-0,06	18,291	85,968	4,68	4,03	346,450	85,602	0,000	432,052	-85,602	346,450
Mur en retour 2	91,455	C.N	0,00	0,00	0,000	91,455	4,68	4,03	368,564	0,000	0,000	368,564	0,000	368,564
		H + V+	0,20	0,06	18,291	96,942	4,68	4,03	390,677	85,602	0,000	476,279	-85,602	390,677
		H	0,20	0,00	18,291	91,455	4,68	4,03	368,564	85,602	0,000	454,166	-85,602	368,564
		H + V-	0,20	-0,06	18,291	85,968	4,68	4,03	346,450	85,602	0,000	432,052	-85,602	346,450
Mur latéral 1	12,460	C.N	0,00	0,00	0,000	12,460	9,22	-2,00	-24,920	0,000	-24,920	0,000	-24,920	0,000
		H + V+	0,20	0,14	2,492	14,204	9,22	-2,00	-28,409	22,976	-28,409	22,976	-51,385	0,000
		H	0,20	0,00	2,492	12,460	9,22	-2,00	-24,920	22,976	-24,920	22,976	-47,896	0,000
		H + V-	0,20	-0,14	2,492	10,716	9,22	-2,00	-21,431	22,976	-21,431	22,976	-44,407	0,000
Mur latéral 2	12,460	C.N	0,00	0,00	0,000	12,460	9,22	-2,00	-24,920	0,000	-24,920	0,000	-24,920	0,000
		H + V+	0,20	0,14	2,492	14,204	9,22	-2,00	-28,409	22,976	-28,409	22,976	-51,385	0,000
		H	0,20	0,00	2,492	12,460	9,22	-2,00	-24,920	22,976	-24,920	22,976	-47,896	0,000
		H + V-	0,20	-0,14	2,492	10,716	9,22	-2,00	-21,431	22,976	-21,431	22,976	-44,407	0,000
mur frontal	304,200	C.N	0,00	0,00	0,000	304,200	3,50	-1,30	-395,460	0,000	-395,460	0,000	-395,460	0,000
		H + V+	0,20	0,06	60,840	322,452	3,50	-1,30	-419,188	212,940	-419,188	212,940	-632,128	0,000
		H	0,20	0,00	60,840	304,200	3,50	-1,30	-395,460	212,940	-395,460	212,940	-608,400	0,000
		H + V-	0,20	-0,06	60,840	285,948	3,50	-1,30	-371,732	212,940	-371,732	212,940	-584,672	0,000
Dés d'ap-	1,250	C.N	0,00	0,00	0,000	1,250	5,25	-1,60	-2,000	0,000	-2,000	0,000	-2,000	0,000

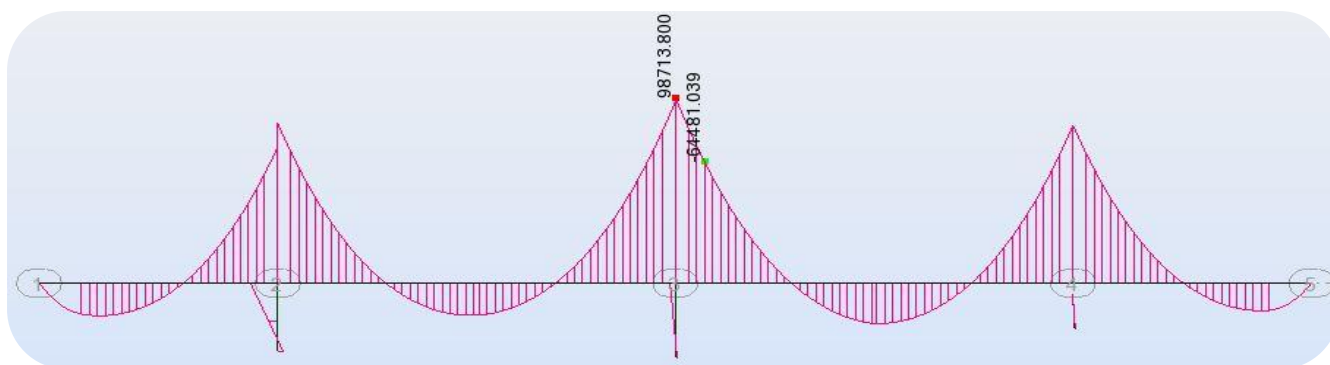
puis		H + V+	0,20	0,14	0,250	1,425	5,25	-1,60	-2,280	1,313	-2,280	1,313	-3,593	0,000
		H	0,20	0,00	0,250	1,250	5,25	-1,60	-2,000	1,313	-2,000	1,313	-3,313	0,000
		H + V-	0,20	-0,14	0,250	1,075	5,25	-1,60	-1,720	1,313	-1,720	1,313	-3,033	0,000
Dalle de transition	54,000	C.N	0,00	0,00	0,000	54,000	8,95	2,50	135,000	0,000	0,000	135,000	0,000	135,000
		H + V+	0,20	0,06	10,800	57,240	8,95	2,50	143,100	96,660	0,000	239,760	-96,660	143,100
		H	0,20	0,00	10,800	54,000	8,95	2,50	135,000	96,660	0,000	231,660	-96,660	135,000
		H + V-	0,20	-0,06	10,800	50,760	8,95	2,50	126,900	96,660	0,000	223,560	-96,660	126,900
Tablier	1719,288	C.N	0,00	0,00	0,000	1719,288	5,25	-1,60	-2750,861	0,000	-2750,861	0,000	-2750,861	0,000
		H + V+	0,20	0,14	343,858	1959,988	5,25	-1,60	-3135,981	1805,252	-3135,981	1805,252	-4941,234	0,000
		H	0,20	0,00	343,858	1719,288	5,25	-1,60	-2750,861	1805,252	-2750,861	1805,252	-4556,113	0,000
		H + V-	0,20	-0,14	343,858	1478,588	5,25	-1,60	-2365,740	1805,252	-2365,740	1805,252	-4170,993	0,000
La semelle	806,400	C.N	0,00	0,00	0,000	806,400	3,00	0,50	403,200	0,000	0,000	403,200	0,000	403,200
		H + V+	0,20	0,06	161,280	967,680	3,00	0,50	483,840	483,840	0,000	967,680	-483,840	483,840
		H	0,20	0,00	161,280	967,680	3,00	0,50	483,840	483,840	0,000	967,680	-483,840	483,840
		H + V-	0,20	-0,06	161,280	967,680	3,00	0,50	483,840	483,840	0,000	967,680	-483,840	483,840
Remblai sur le patin ar-rière	1064,016	C.N	0,00	0,00	0,000	1064,016	4,68	4,03	4287,984	0,000	0,000	4287,984	0,000	4287,984
		H + V+	0,20	0,06	212,803	1127,857	4,68	4,03	4545,264	995,919	0,000	5541,183	-995,919	4545,264
		H	0,20	0,00	212,803	1064,016	4,68	4,03	4287,984	995,919	0,000	5283,903	-995,919	4287,984
		H + V-	0,20	-0,06	212,803	1000,175	4,68	4,03	4030,705	995,919	0,000	5026,624	-995,919	4030,705
		Total	C.N	0,000	4298,398					-3234,735	5568,187	-3234,735	5568,187	
			H + V+	859,680	4808,835					-3653,035	9988,944	-7683,253	5958,726	
			H	859,680	4459,678					-3234,735	9679,045	-7264,953	5648,827	
			H + V-	859,680	4110,521					-2816,435	9369,146	-6846,653	5338,928	

- Calcul des poussées :

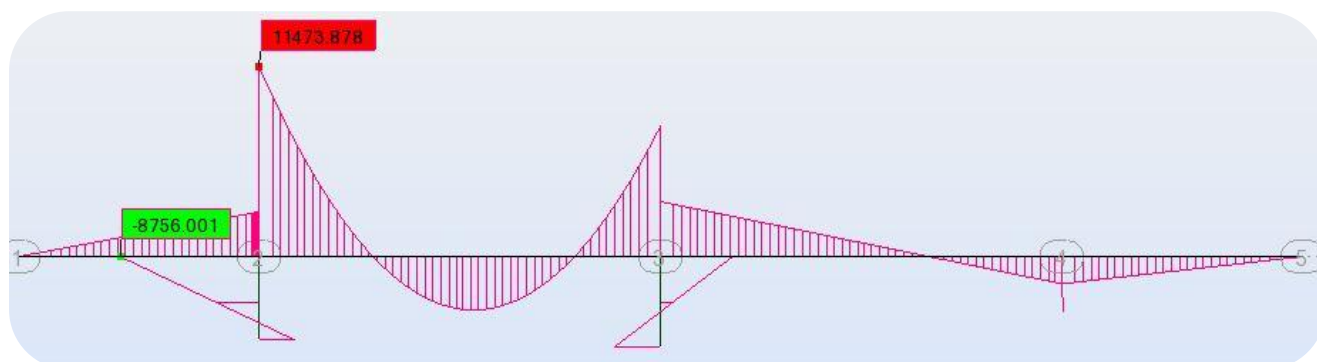
Désignation	Cas	K_{ah}	p	$P.\varepsilon H$	V	Mr
Poussée des terres sur le mur garde grave et le mur frontal	C.N	0,41	399,90	399,90	4,74	-1893,90
	H + V+	0,58	561,99	561,99	4,74	-2661,58
	H	0,57	555,19	555,19	4,74	-2629,40
	H + V-	0,57	548,40	548,40	4,74	-2597,22
Poussée des terres sur la semelle	C.N	0,41	24,92	24,92	0,67	-16,62
	H + V+	0,58	35,02	35,02	0,67	-23,36
	H	0,57	34,59	34,59	0,67	-23,07
	H + V-	0,57	34,17	34,17	0,67	-22,79

Annexe B

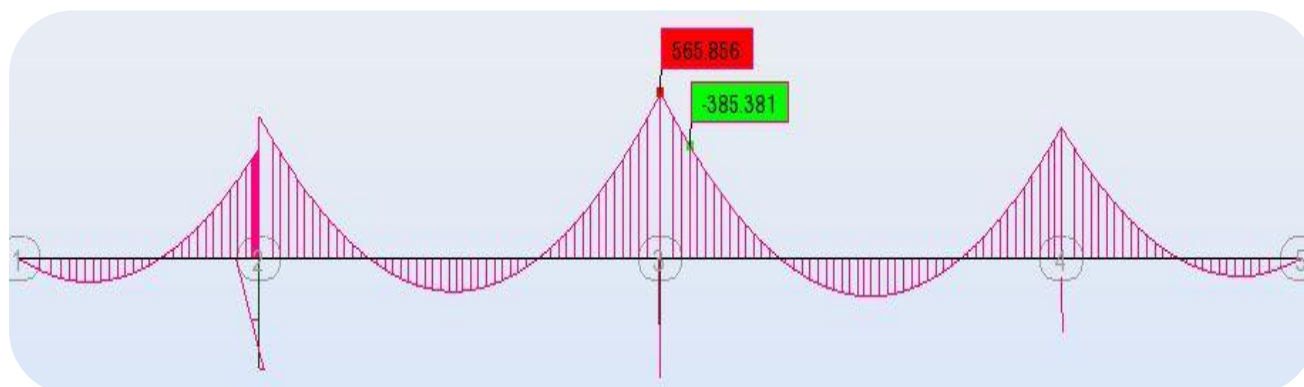
Moment longitudinal sous poids propre : G



Moment longitudinal sous surcharge : A(L)-2-



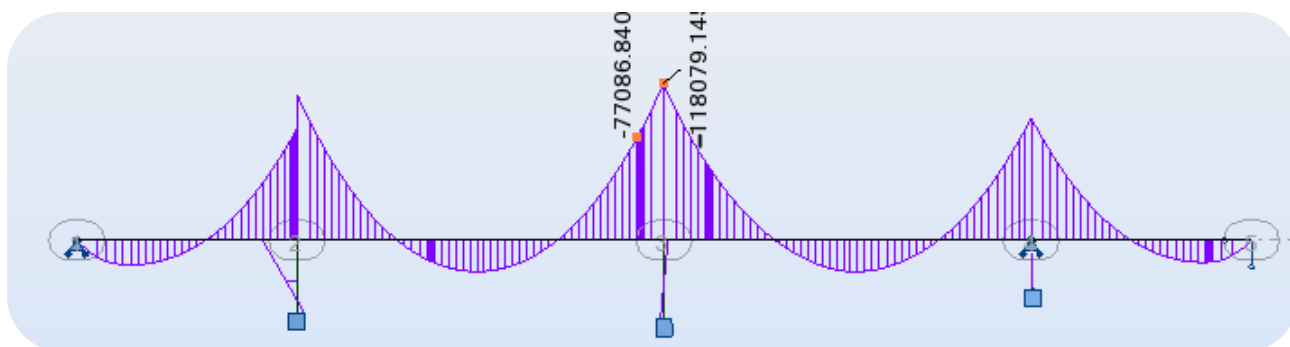
Moment longitudinal sous surcharge : ST



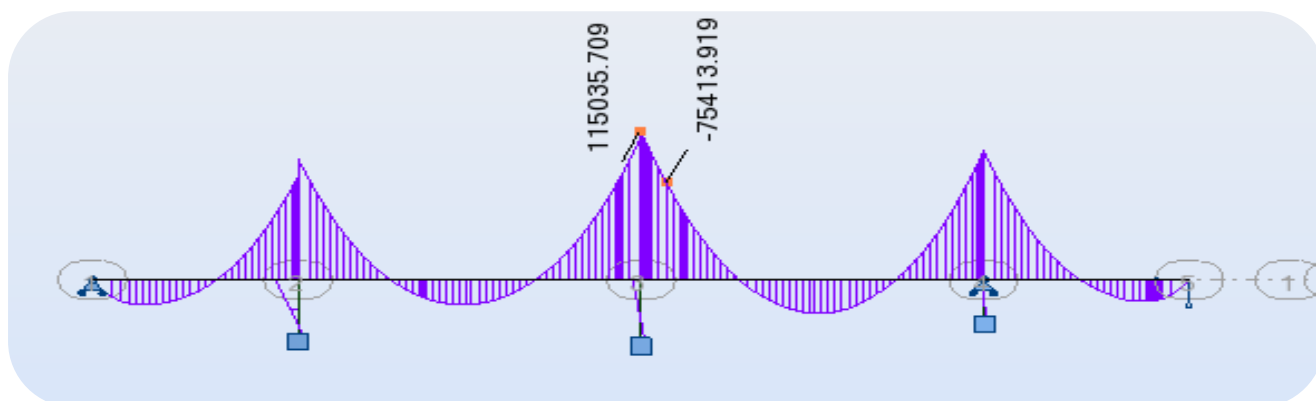
Moment longitudinal sous surcharge : M_{c120}



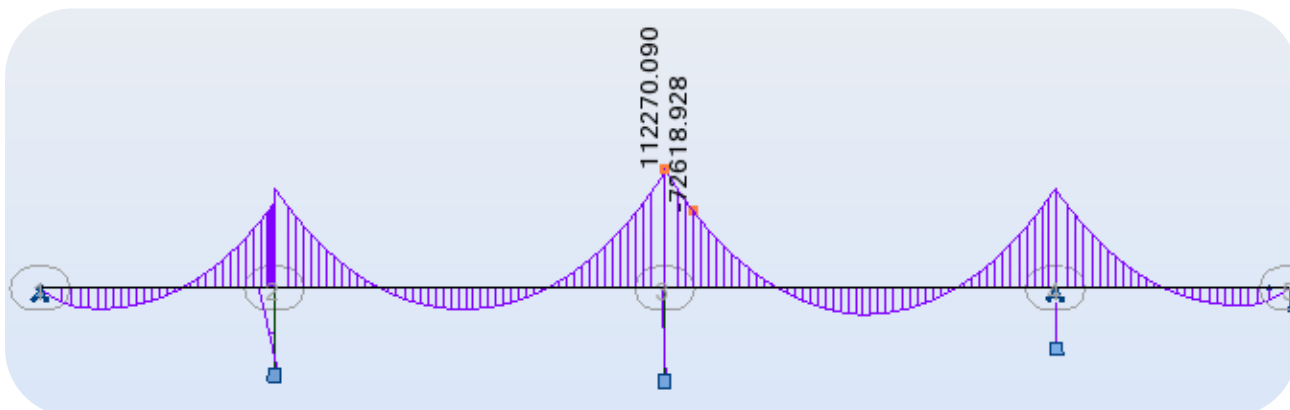
Moment longitudinal sous combinaison de charge : $G+1.2 (A (L_2-) + Trott) + 0.5 T$



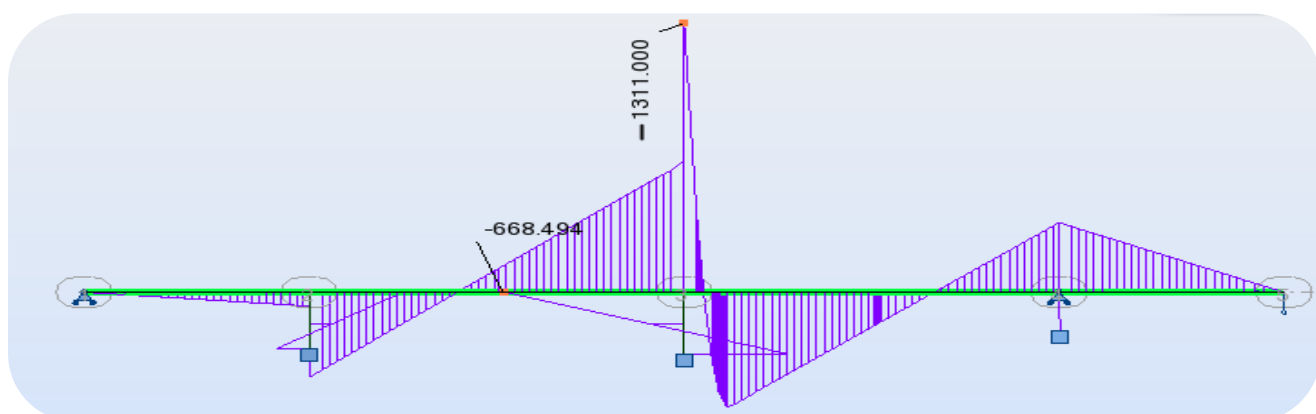
Moment longitudinal sous combinaison de charge : $(G + 1.2 M_{c120} + 0.5 T)$



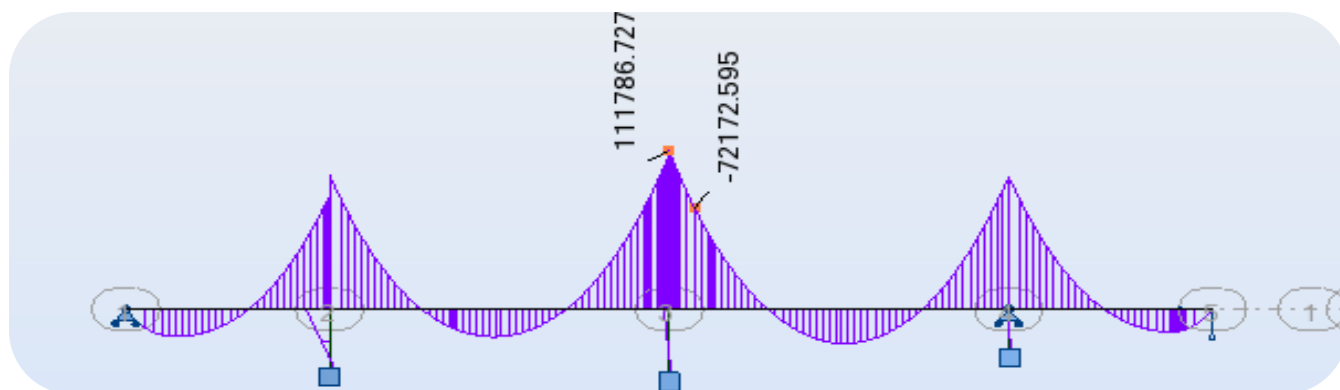
Moment longitudinal sous combinaison de charge : $G + 1.2 (Bc + ST+0.5 T)$



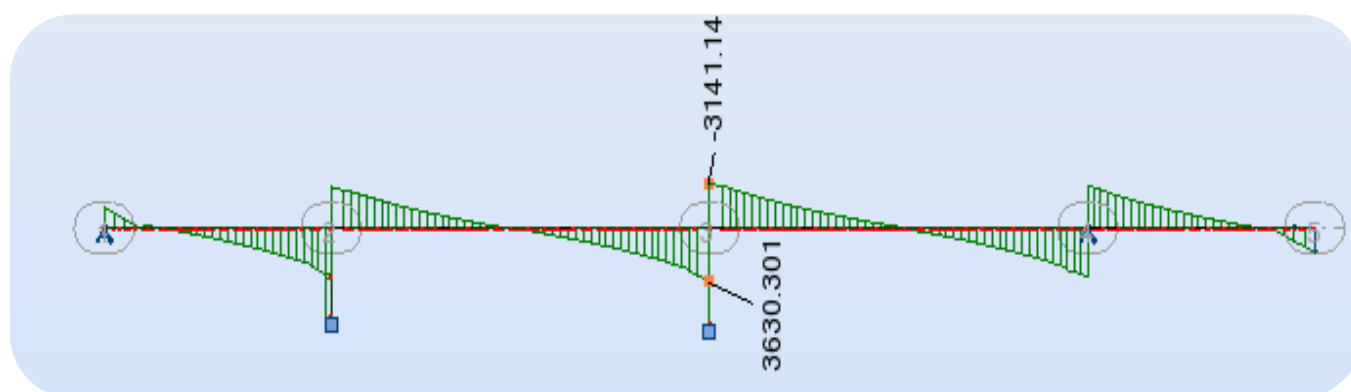
Moment longitudinal sous chargement D_{240} :



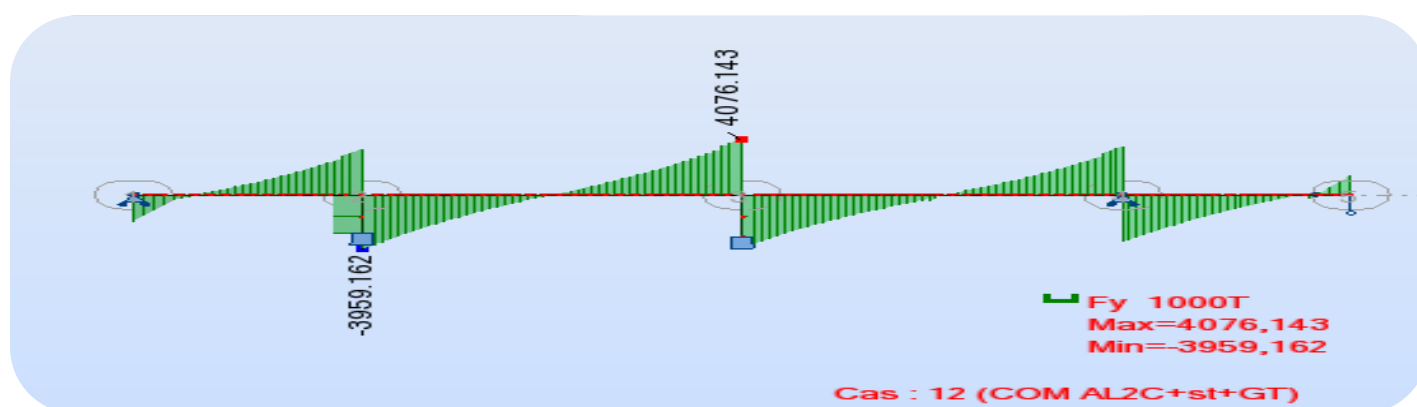
Moment longitudinal sous combinaison de charge : $G + D240 + 0.5 T$



Effort tranchant sous poids propre : G



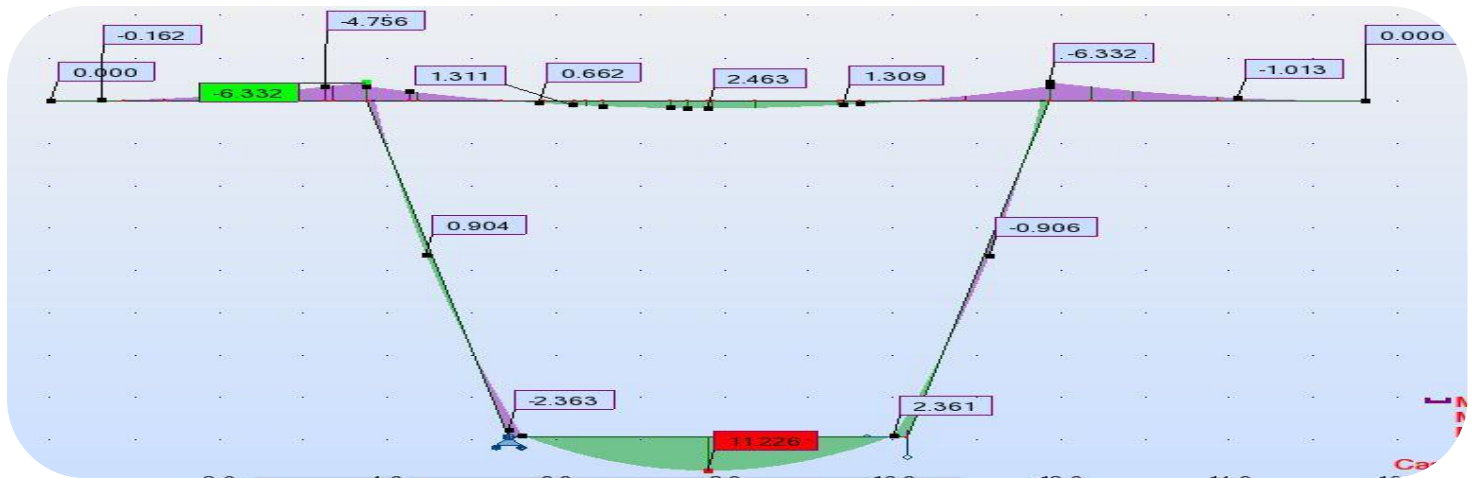
Effort tranchant sous combinaison de charge : $G + 1.2 (A (L_2) + Trott) + 0.5 T$



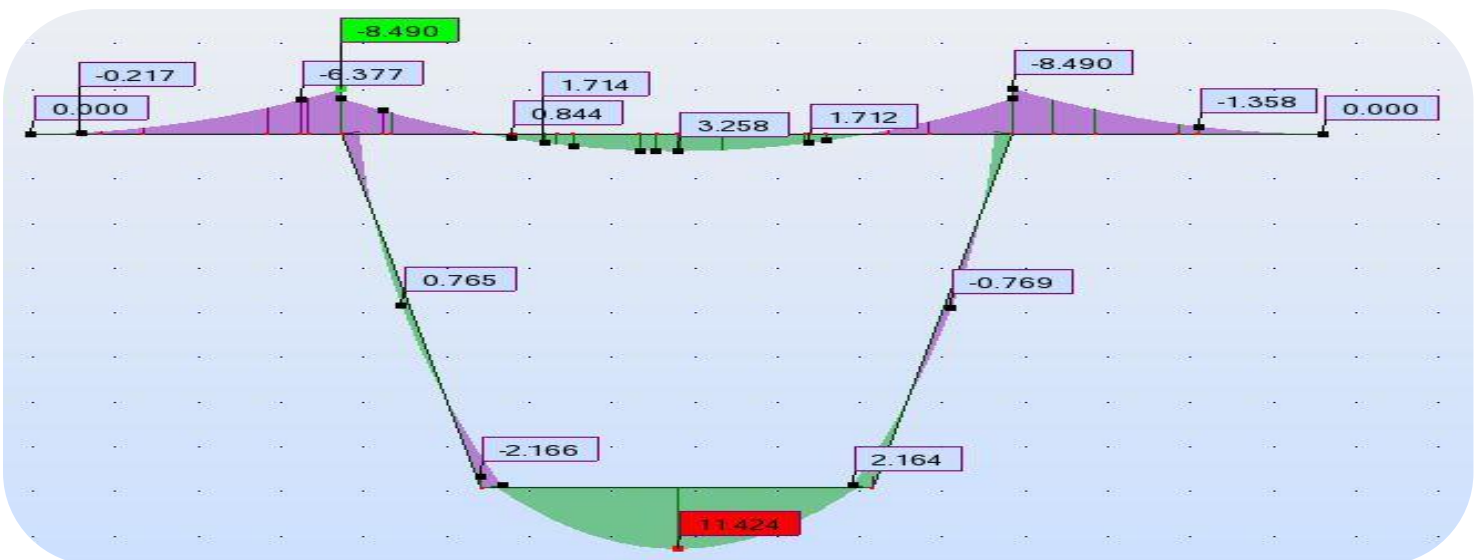
Annexe C

Section sur pile

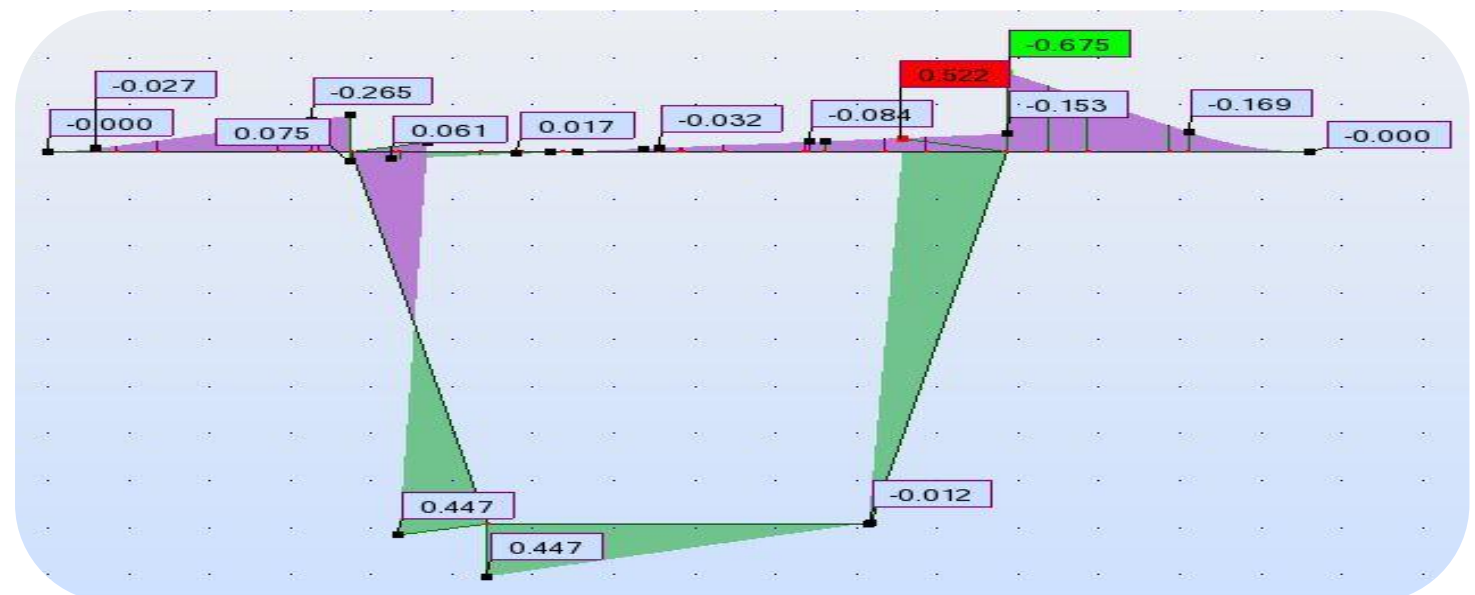
Moment transversal sous poids propre : G



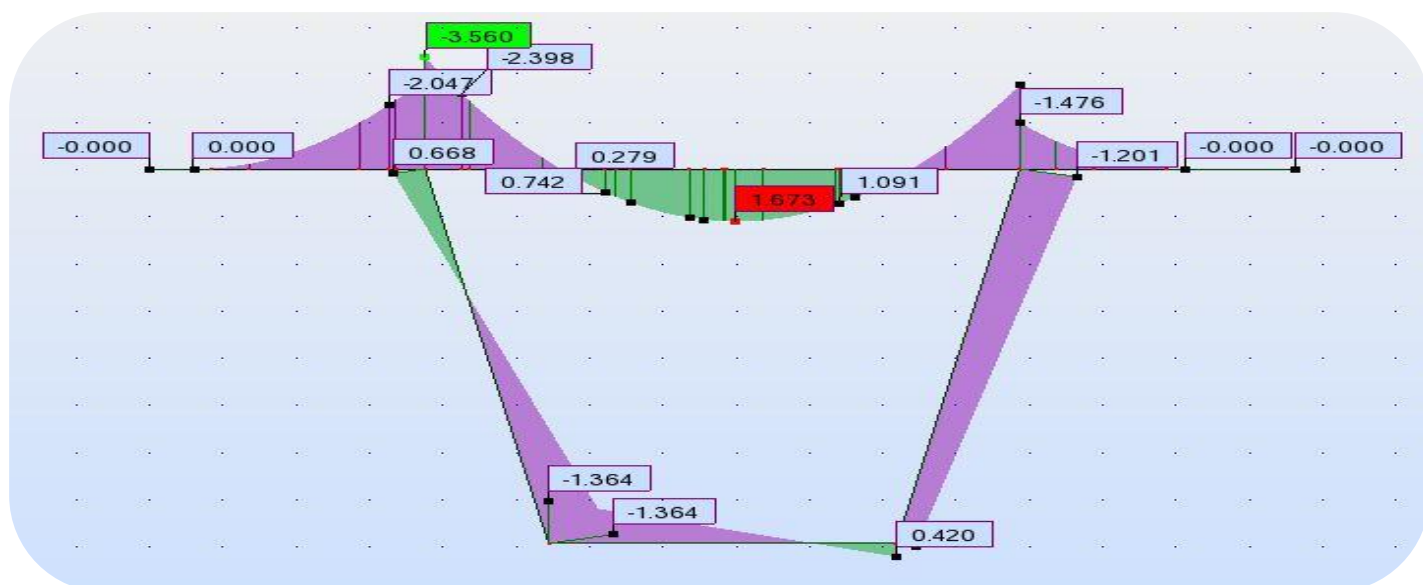
Moment transversal sous poids propre du revêtement et Chappe :



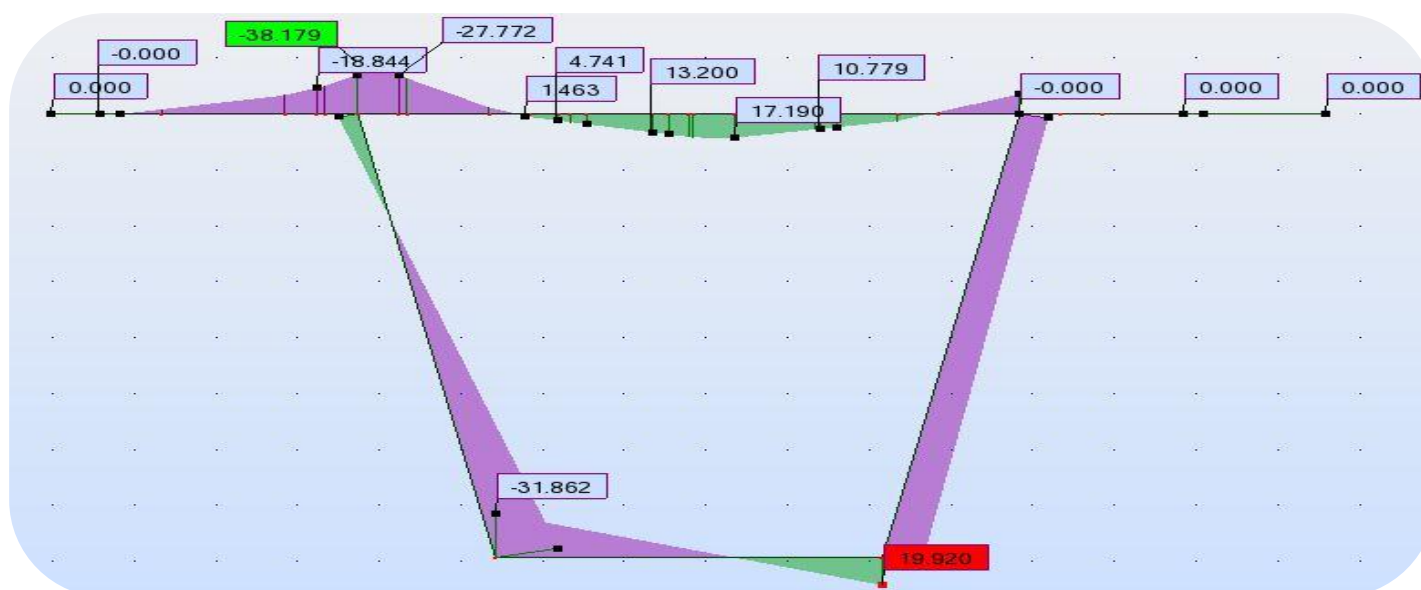
Moment transversal sous surcharges du trottoir :



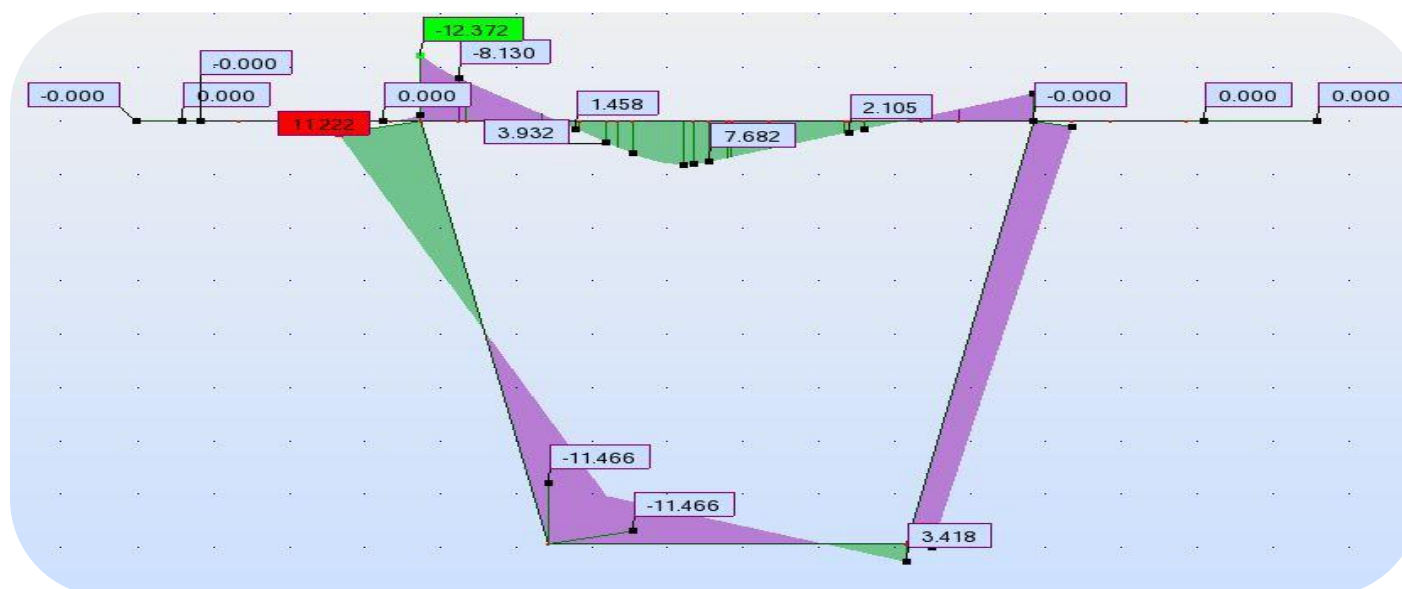
Moment transversal sous surcharge ; A(L)



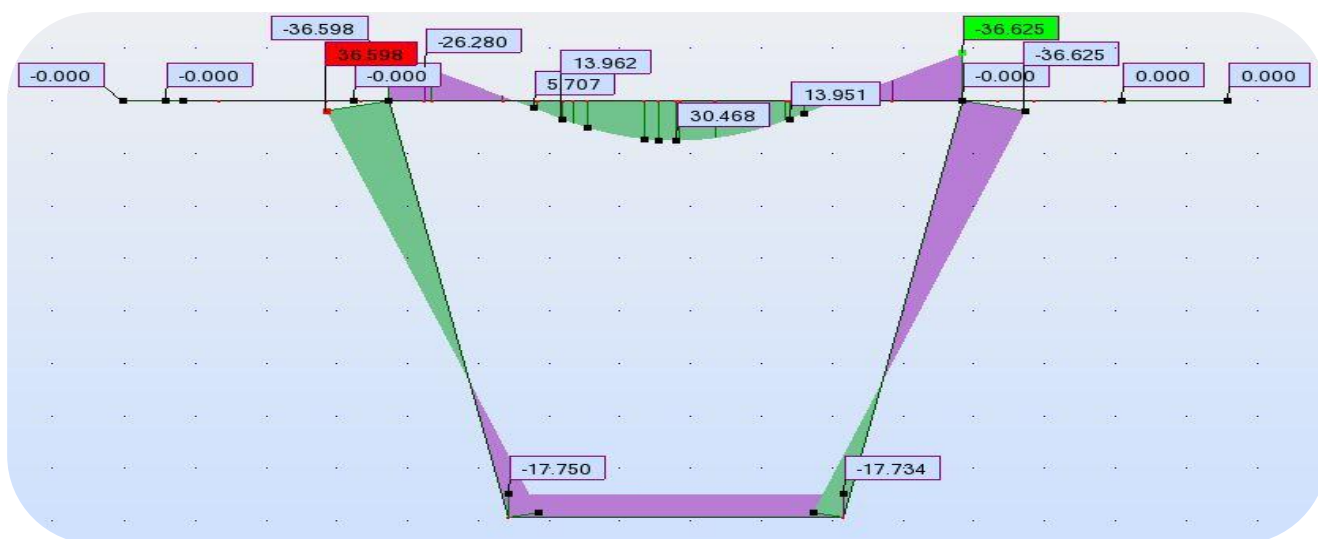
Moment transversal sous surcharge : Bc



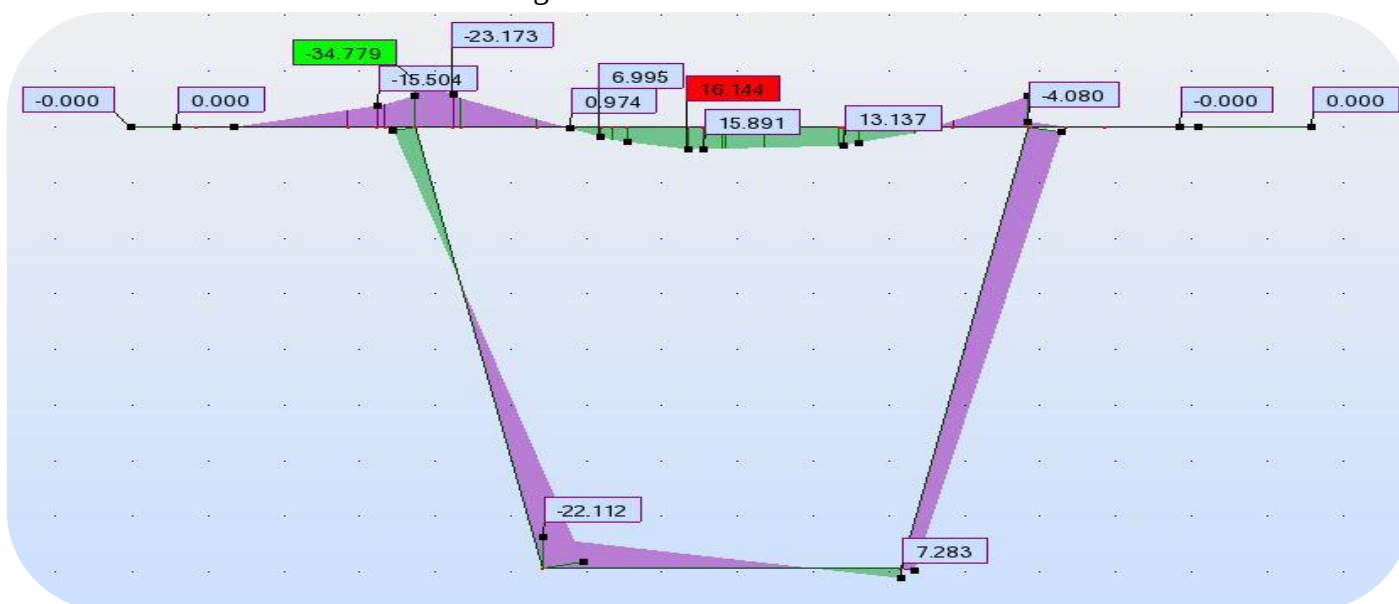
Moment transversal sous surcharge : Mc₁₂₀



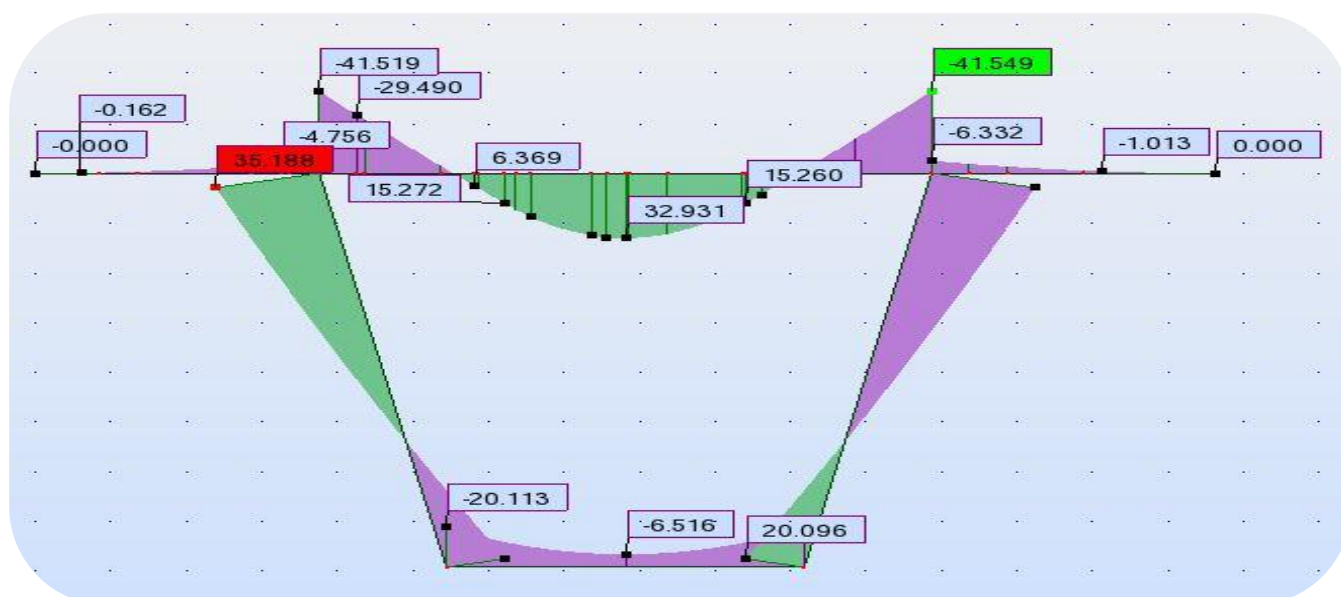
Moment transversal sous surcharge : D 240



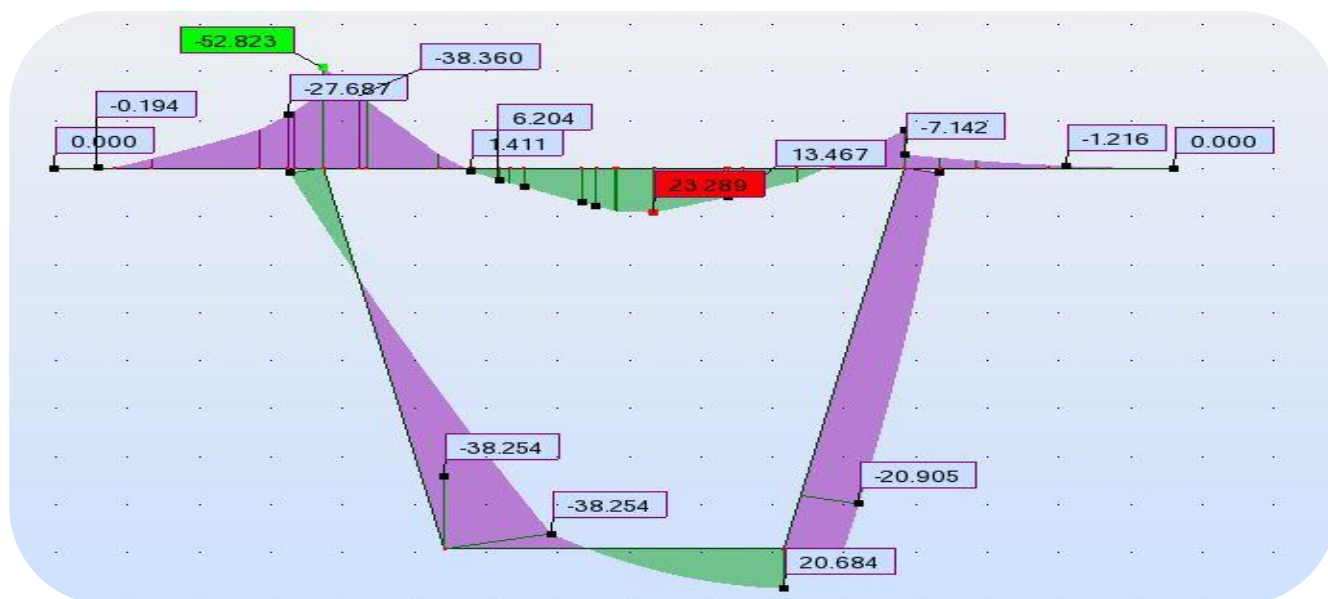
Moment transversal sous surcharge : Bt



Moment transversal sous surcharge : G+D₂₄₀

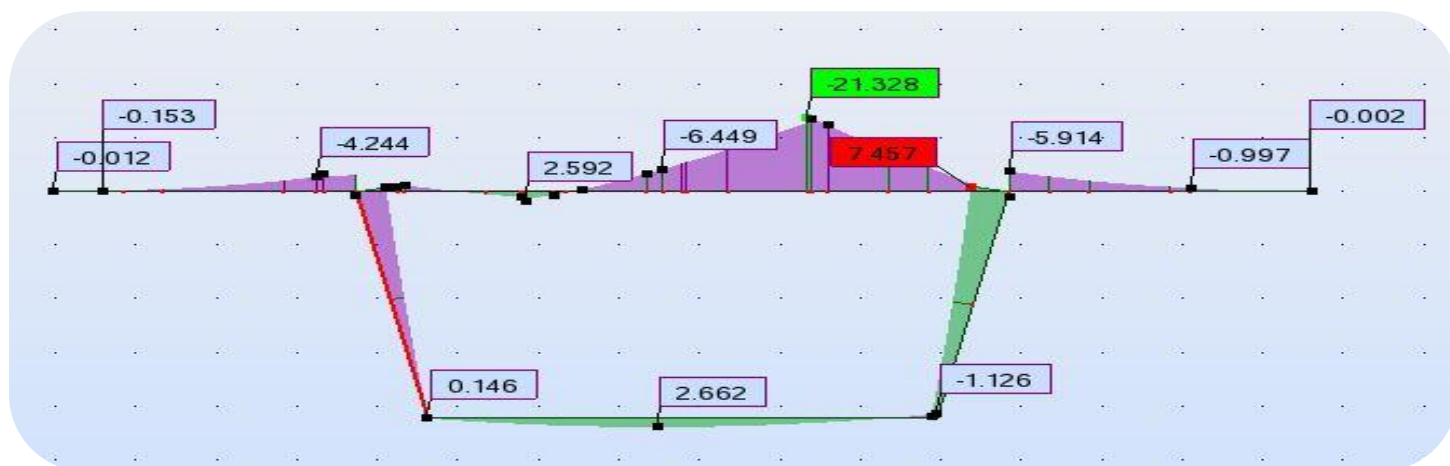


Moment transversal sous surcharge : $G + 1,2(B_C + ST) + 0,5T$

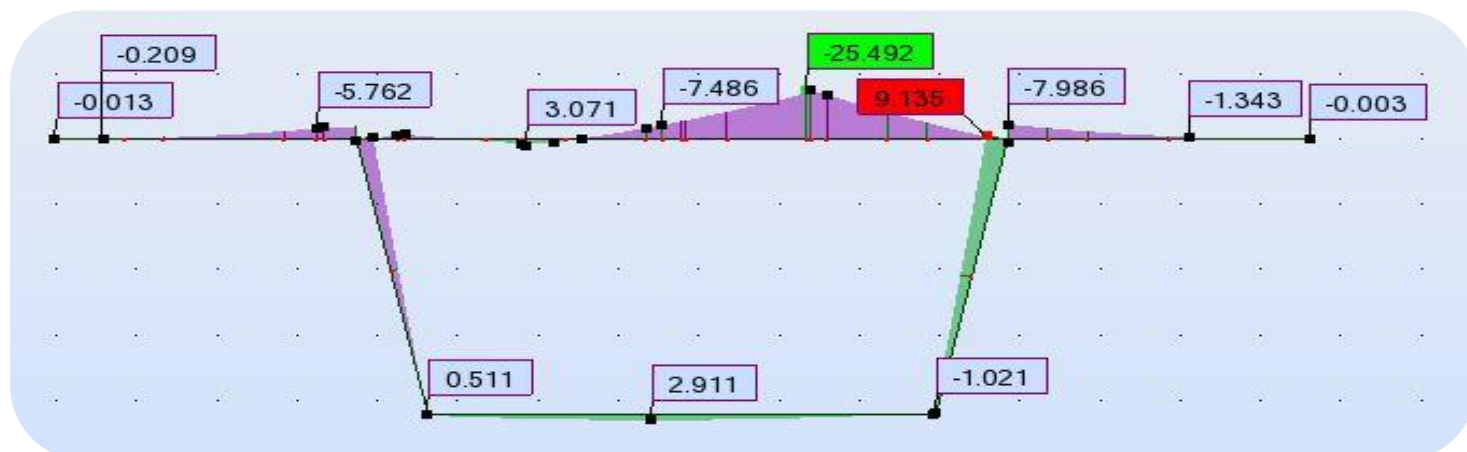


Section sur culée

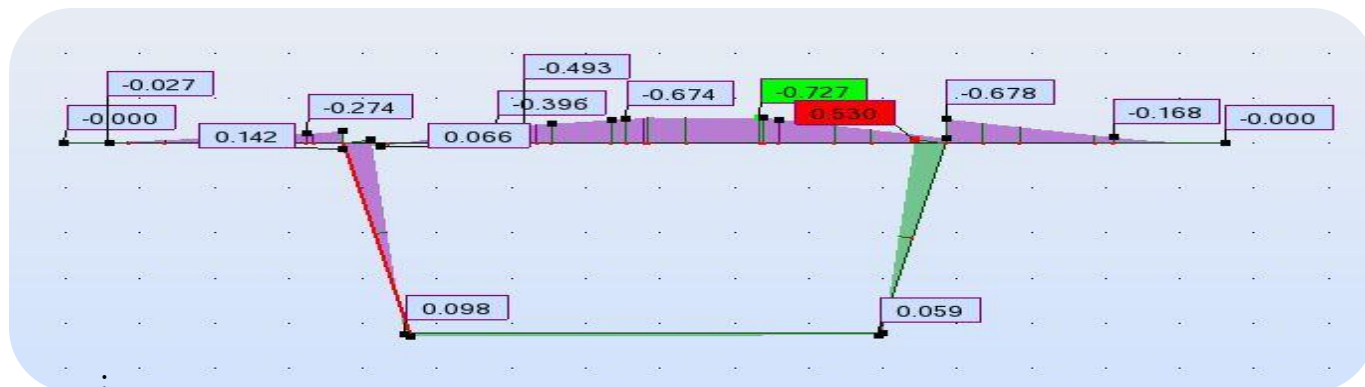
Moment transversal sous poids propre: G



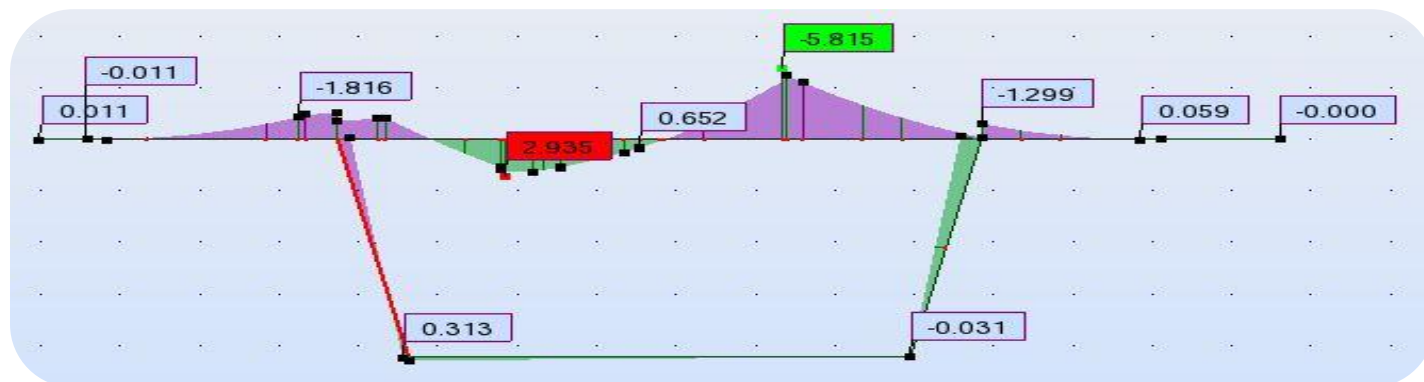
Moment transversal sous poids propre du revêtement et Chappe



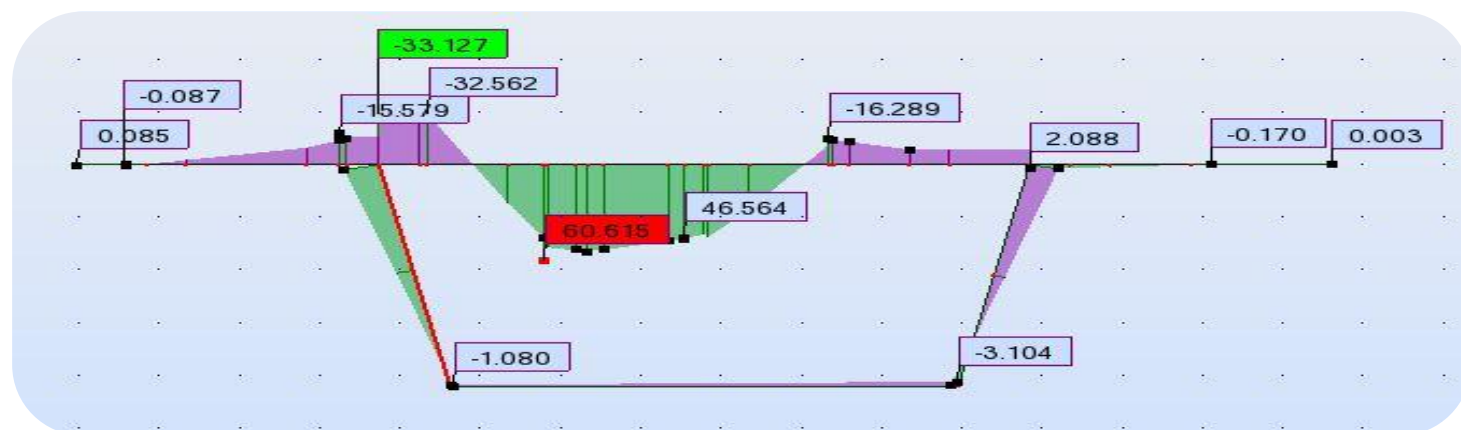
Moment transversal sous surcharges du trottoir :



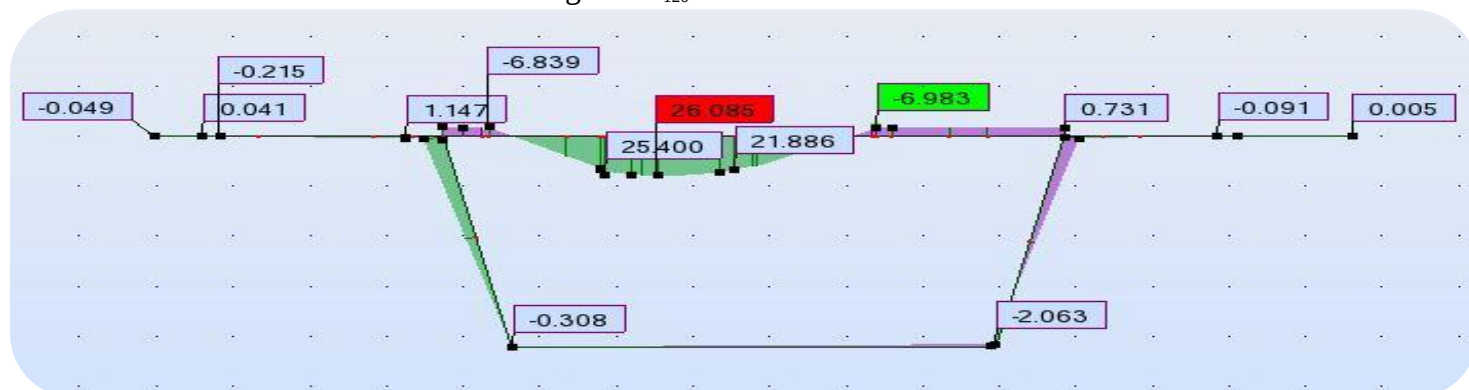
Moment transversal sous surcharge ; A(L)



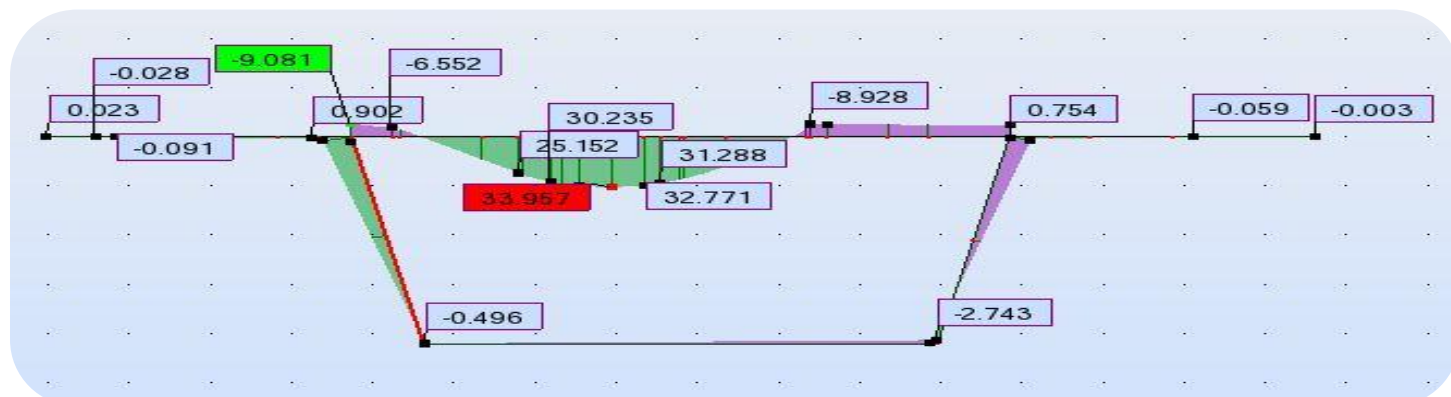
Moment transversal sous surcharge : Bc



Moment transversal sous surcharge : $M_{C_{120}}$



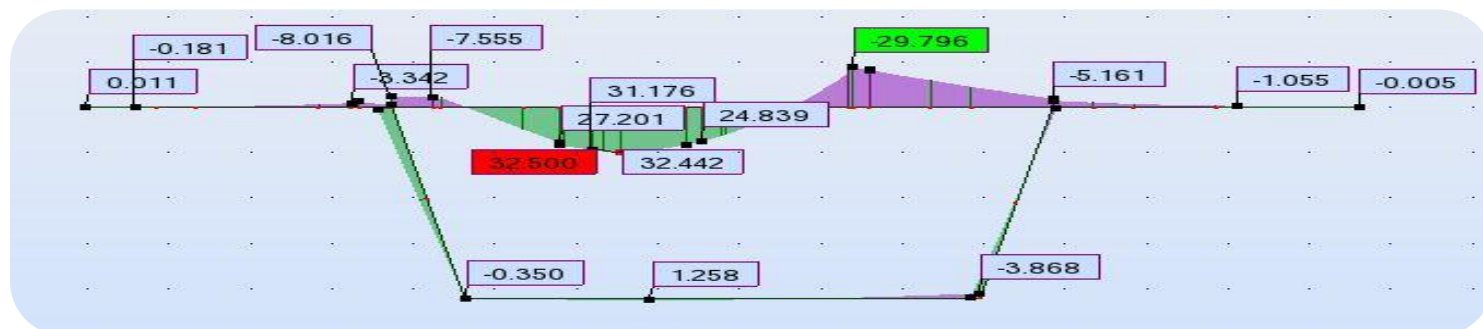
Moment transversal sous surcharge : D₂₄₀



Moment transversal sous surcharge : Bt



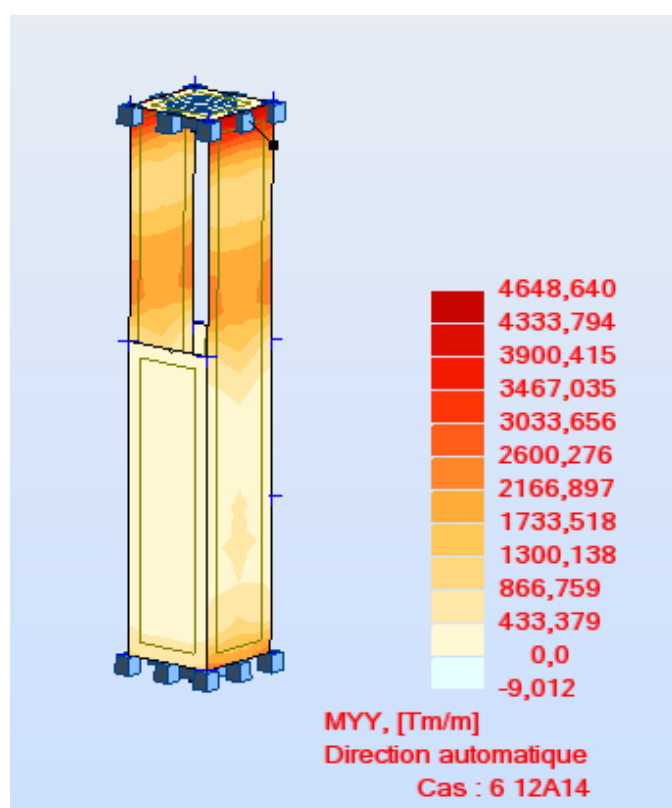
Moment transversal sous surcharge : G+D₂₄₀



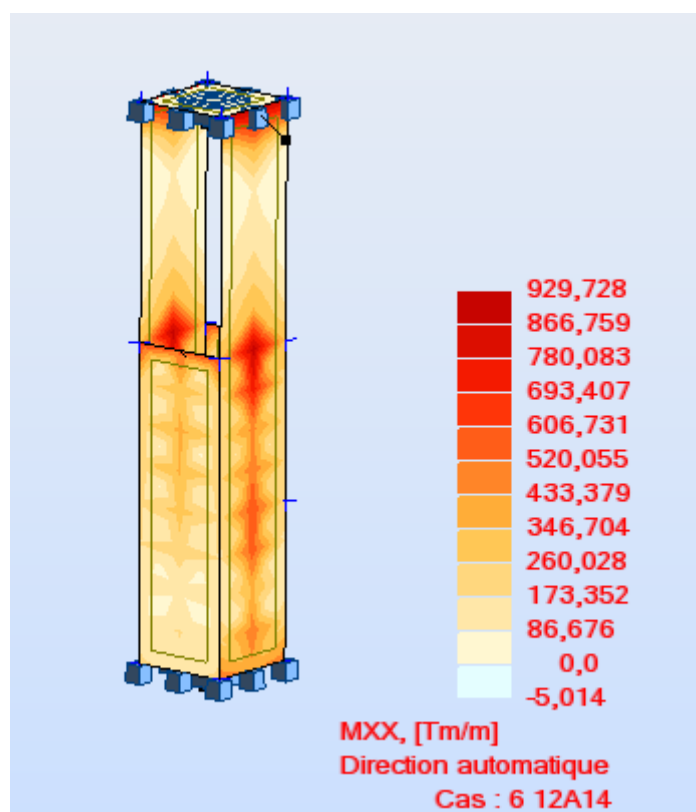
Moment transversal sous surcharge : G + 1,2(B_C + ST) + 0,5T



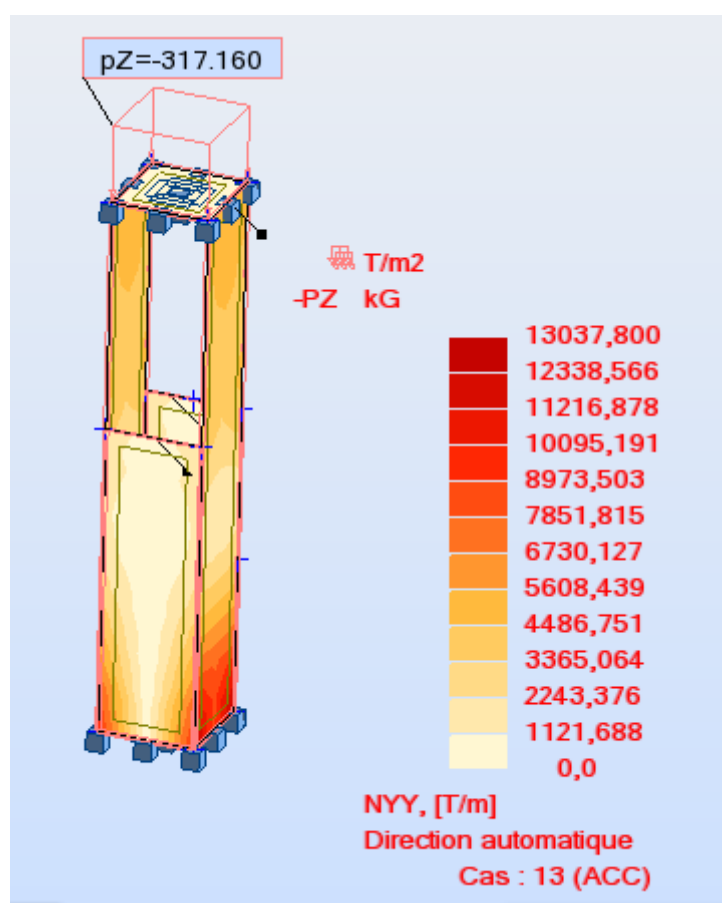
Moment transversale sur la pile 01 sous chargement sismique Myy



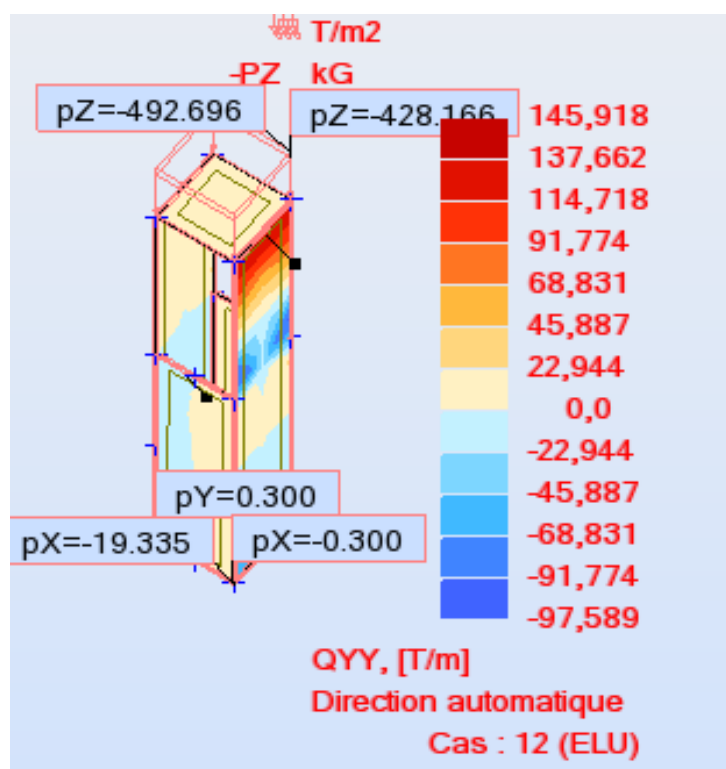
Moment longitudinales sur la pile 01 sous chargement sismique Mxx



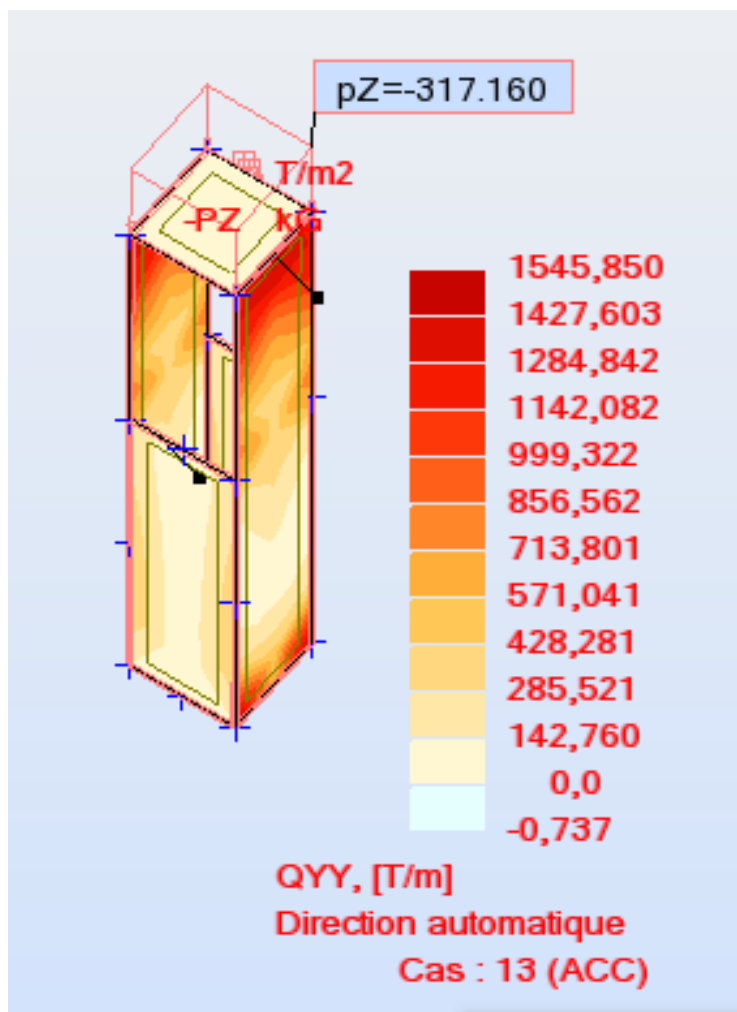
Effort normal sur la pile sous chargement sismique N :



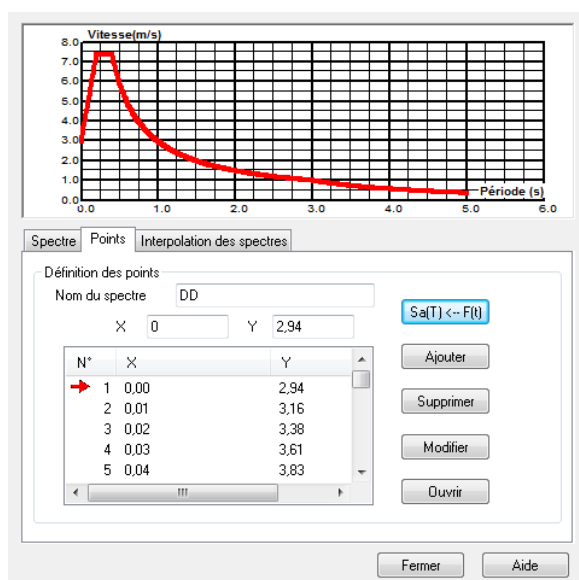
Effort tranchant à l'état limite ultime :



Effort tranchant à l'état limite ultime :



SPECTRE DE REPONCE HORIZONTAL



SPECTRE DE REPONSE VERTICAL

