



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid - TLEMCEM Faculté

de Technologie

Département de Génie Civil

M E M O I R E

Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art - Travaux Publics

Thème

**Conception et étude d'un ouvrage d'art sur Oued Mekkara
Sidi Belabes , variante poutre dalle alvéolée précontrainte**

Réalisé par :

FANDI BOUMEDIENE ANAS

DIB SOUHIL MOHAMMED

Devant le jury composé de :

Mr HASSAINE N.

Président

Mr MAACHOU O.

Examineur

Mr OUDJEDI F.

Encadreur

Année Universitaire 2019 / 2020

REMERCIEMENT

avant d'entamer ce mémoire on aimerait présenter nos vifs remerciements et nos sincères expressions de reconnaissance et de gratitude à notre cher professeur Monsieur OUDJEDI FOUZI , qui n'a ménagé aucun effort pour répondre à nos multiples interrogations , ainsi pour sa présence tout au long de cette période

On tient également à remercier Mr HASSAINE de nous avoir fait honneur en président notre jury.

Egalement à monsieur MAACHOU d'avoir examiné notre travail .

On tient à remercier nos camarades de promotion qui nous ont aidés à réaliser ce mémoire

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents, ma raison de vivre qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études et pour leur soutien et leur encouragements

A mes frères Ilyes, Mohamed, Sofiane, Mehdi et ma sœur pour leur amour et leur encouragements

A mes neveux et ma nièce que j'adore

A mes amis Choukri, Abdelatif, Lhedi, Achraf, Abdelilah, Mehdi, Younes, Khadir, Hassan

A ma deuxième famille Zaki, Momo, Nesrine, Rachida's, Dounia, avec qui on a passé des années merveilleuses.

A mon binôme mon ami Souhil

A toute la promotion VOA 2019/2020

Surtout à tous les enseignants que j'ai pu rencontré tout au long de mon parcours qui m'ont fait grandir et appris beaucoup de choses.

FANDI BOUMEDIENE ANAS

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

j'aimerais profiter de ce modeste travail pour remercier Allah de m'avoir permis d'arriver là où je suis, mes parents particulièrement ma chère mère qui as toujours été là pour moi mes frères Mehdi, nazim et Racim

Aux professeurs qui m'ont accompagné toutes au long de ma formation et qui ont tout fait pour que je sois l'ingénieur que je suis maintenant

À Monsieur Oudjedi pour nous avoir accompagné et fait profiter de son expérience tout au long de la réalisation de ce mémoire

A mes camarades promotion 2019/2020 département génie civil

DIB SOUHIL MOHAMMED

RESUME :

Ce travail consiste à effectuer l'étude et la conception d'un pont routier avec une nouvelle variante sur la rue BENCHIKH BEKKHALED de la wilaya de SIDI BELABES, le pont est droit il franchit le oued de Mekkerà en centre ville.

L'objectif de cette nouvelle variante est d'augmenter le gabarit du pont pour assurer un grand débit de l'oued en période crue.

Nous élaborons dans ce travail une étude détaillée de l'ouvrage d'une seule travée de 33.40m avec 16 poutres précontrainte de 1.10m de hauteur en forme de I symétrique espacé de 2cm entre nues pour former l'allure dalle alvéolée ,et de 8.50m de largeur avec 2 trottoirs de 1.20m et une dalle de 25cm d'épaisseur , l'ouvrage comporte 2 culées reposent sur des fondations profondes.

En effet une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments de ce pont suivant les multiples sollicitations dont l'action permanentes, les actions accidentelles les surcharges routier et d'équipement de pont

.Un traitement numérique de modélisation à été fait à l'aide de logiciel SAP2000 V14.

Mots clés :

Pont à poutres en béton précontraint, modélisation, fondations profondes, tablier dalle alvéolée, culée

ABSTRACT :

This work consists of carrying out the study and design of a road bridge with a new variant on BENCHIKH BEKKHALED street in the wilaya of SIDI BELABES, the bridge is 100grad straight across the Mekkerà wadi in the city center.

The objective of this new variant is to increase the size of the bridge to ensure a large flow of the wadi during high water periods.

In this work, we are developing a detailed study of the structure of a single 33.40m span with 16 prestressed beams 1.10m high in the shape of a symmetrical I spaced 2cm apart to form the hollow core slab appearance, and 8.50 m wide with 2 sidewalks of 1.20m and a slab 25cm thick, the structure has 2 abutments resting on deep foundations.

Indeed, a detailed study was carried out on the behavior of the various elements of this bridge according to the multiple stresses including permanent action, accidental actions, road and bridge equipment.

Overloads Digital modeling processing was done using SAP2000 V14 software.

Keywords :

Prestressed concrete girder bridge, modeling, deep foundations, hollow core slab deck, abutment

خلاصة:

كون هذا العمل من إجراء دراسة وتصميم جسر طريق مع متغير جديد في شارع بن شيخ بخالد ولاية سيدي بلعباس ، الجسر مباشر عبر واد مكرة في وسط المدينة. الهدف من هذا البديل الجديد هو زيادة حجم الجسر لضمان تدفق كبير للوادي خلال فترات ارتفاع المياه. في هذا العمل ، نقوم بتطوير دراسة مفصلة لهيكل امتداد ه 33.40 م واحد مع 16 عوارض مسبقة الإجهاد بارتفاع 1.10 م على شكل متناظر متباعد 2 سم على حدة لتشكيل مظهر اللوح المجوف، و 8.50 م واسعة مع 2 أرصفة من 1.20 م وبلاطة بسمك 25 سم ، الهيكل به دعائم 2 ترتكز على أسس عميقة. في الواقع، تم إجراء دراسة تفصيلية حول سلوك العناصر المختلفة لهذا الجسر وفقاً للضغوط المتعددة بما في ذلك العمل الدائم، والأعمال العرضية، وحمل معدات الطرق والجسور الزائدة تمت معالجة النمذجة الرقمية باستخدام برنامج SAP2000 V14.

لكلمات الدالة :

جسر العارضة الخرسانية سابقة الإجهاد ، النمذجة ، الأساسات العميقة ، سطح اللوح الأساسي المجوف ، الدعامة

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

1. Introduction2
2. Présentation général du projet2
 - 2.1 Présentation de l'ouvrage.....2
 - 2.2 Données fonctionnelles3

2.2.1	Tracé en plan.....	3
2.2.2	profil en long.....	3
2.2.3	profil en travers.....	3
2.3	Données naturels.....	3
2.3.1	La topographie.....	3
2.3.2	Donnée géotechnique.....	3
2.3.3	Données hydrauliques.....	4
2.3.4	Données climatique.....	4
2.3.5	Le vent.....	5
2.3.6	Données sismique.....	5
3.	Caractéristique des matériaux.....	7
3.1	Béton.....	7
3.1.1	Résistance à la compression.....	7
3.1.2	Résistance à la traction.....	7
3.1.3	Contraintes limites.....	7
3.1.4	Déformation longitudinal du béton.....	8
3.1.5	Diagramme contrainte-déformation.....	8
3.1.6	Coefficient de poisson.....	9
3.1.7	Module de déformation transversale du béton.....	9
3.2	L'acier.....	9
3.2.1	Acier passif.....	9
3.2.2	Diagramme contrainte-déformation.....	9
3.2.3	Contrainte limite.....	10
3.3	Acier actif.....	10
3.3.1	Diagramme contrainte-déformation.....	11
3.3.2	Modules d'élasticité.....	11

CHAPITRE II : ETUDE DU TABLIER

1.	Pré-dimensionnement du tablier.....	13
1.1	Tablier.....	13
1.1.1	Largeur de la voie.....	13
1.1.2	Longueur de la travée.....	13
1.2	Elément du tablier.....	13
1.2.1	Les poutres.....	14
1.2.1.1	Hauteur de la poutre.....	14
1.2.1.2	Nombre des poutres.....	14
1.2.1.3	Epaisseur de l'âme.....	15
1.2.1.4	Table de compression.....	15
1.2.1.5	Talon.....	15
1.2.1.6	Changement de section.....	16
1.2.2	Hourdis.....	17
1.2.3	Trottoirs.....	17
1.2.4	Corniches.....	17

1.2.5	Garde corps	18
1.2.6	Etanchéité	18
1.2.7	Couche de roulement.....	18
2.	Caractéristique géométrique des poutres	18
3.	Calcul des charges et des surcharges.....	25
3.1	Charges permanentes	25
3.1.1	Les poutres.....	25
3.1.2	L'hourdis	25
3.1.3	Etanchéité	25
3.1.4	Revêtement	26
3.1.5	Trottoirs	26
3.1.6	Corniches	26
3.1.7	Garde corps et glissière de sécurité.....	27
4.	Les surcharges	27
4.1	Caractéristiques du pont.....	28
4.2	Surcharge A(L).....	28
4.3	Système de charge B.....	29
4.3.1	Système Bc	30
4.3.2	Système Bt	31
4.3.3	Système Br.....	32
4.3.4	Surcharges militaires	32
4.3.5	Système de charge D240	33
4.3.6	Force de centrifuge.....	34
4.3.7	Force de freinage.....	34
4.3.8	Surcharge de trottoirs	34
4.3.9	Surcharge accidentels	35
4.3.9.1	Le vent	35
4.3.9.2	Séisme.....	35
5.	Détermination des moments et des efforts	36
5.1	La modélisation du pont.....	36
5.2	Détermination des moments fléchissant	36
5.3	Coefficients de pondérations	38
5.4	Combinaisons d'actions	38
5.4.1	Moments fléchissant et efforts tranchants	38

CHAPITRE III : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

1.	Introduction.....	46
2.	Modes de la précontrainte	46

2.1	Précontrainte par post-tension	46
2.2	Phases de réalisations	46
2.3	Caractéristiques des câbles	46
3.	Calcul de la précontrainte	47
4.	Détermination de nombres des câbles	49
5.	Vérifications des contraintes	49
5.1	Phases de précontrainte	49
6.	Tracé des câbles	53
6.1	Longueurs des câbles	55
7.	Câble moyen fictif	56
8.	Caractéristiques géométrique des sections nettes	57
9.	Caractéristiques des sections homogènes	59
10.	Fuseaux limites	60
10.1	Fuseau limite de traction	60
10.2	Fuseau limite de compression	61
11.	Pertes de la précontrainte	63
11.1	Les pertes instantanées	63
I.	Pertes par frottement	63
II.	Pertes par recule d'ancrage	65
III.	Pertes par raccourcissement du béton	66
11.2	Les pertes différées	68
11.2.1	Pertes due au retrait du béton	68
11.2.2	Pertes dues à la relaxation du béton	69
11.2.3	Pertes due au fluage	70
12.	Justification des contraintes normales	72
12.1	Justification à ELS	72
12.2	Ferraillage passif longitudinal	76
a)	Armatures de peau	76
b)	Armatures longitudinales dans les zones tendues	76
c)	Armatures de talons	77
13.	Justifications des contraintes tangentielles	79
13.1	Justification à ELS	79
13.2	Justification à ELU	82
13.2.1	Armatures transversales minimales	82
13.2.2	Justification des armatures transversales	82
13.2.2.1	Armatures transversales supérieures	83
13.2.2.2	Justification des bielles de compression du béton	84
13.2.2.3	Justification des armatures longitudinales	84
14	Calcul des déformations	85
14.1	Calcul des flèches	85
14.2	Calcul des rotations	87

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'OURDIS

1. Etude de l'ourdis	90
1.1 Introduction	90
2. Les efforts et moments fléchissant.....	90
3. Le ferrailage	92
3.1 Ferrailage longitudinal	93
3.2 Ferrailage transversal.....	93
4. Condition de non fragilité	93
5. Condition de non poinçonnement	94
6. Justification des efforts tranchants.....	94
6.1 Justification à l'effort tranchant longitudinal	95
6.2 Justification à l'effort tranchant transversal	95

CHAPITRE V : ETUDE DES APPAREILS D'APPUI ET JOINT DE CHAUSSEE

A. APPAREILS D'APPUI.....	97
1. Introduction	97
2. Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	97
3. Dimensionnement de l'appareil d'appuis.....	98
3.1 Aire de l'appareil d'appuis.....	98
3.2 Epaisseur nette de l'élastomère	98
3.3 Epaisseur de frettes.....	98
4. Les efforts horizontaux en tête des appuis	99
4.1 Déplacement due au retrait	99
4.2 Déplacement due au fluage	99
4.3 Déplacement due à la température	100
5. Evaluation du point fixe	100
5.1 Chargement statique	101
5.2 Chargement dynamique	101
6. Efforts horizontaux dans l'appui	102
6.1 Effort de freinage.....	102
6.2 V.L.T.....	102
6.3 Effort de vent.....	102
6.4 Charge séismique	103
6.4.1 Classe de pont.....	103
6.4.2 Coefficient d'accélération de zone	103
6.4.3 Classification de site	104

6.4.4	Analyse dynamique spectral.....	104
7.	Vérification de l'appareil d'appuis	108
7.1	Au VLT.....	108
7.2	Au VLT+freinage	108
7.3	Au VLT+freinage+séisme	109
8.	Vérification des contraintes.....	109
8.1	Contrainte de compression.....	110
8.2	Distorsion.....	110
8.3	Rotation.....	110
9.	Vérification de condition de non cheminement et non glissement.....	111
10.	Condition de non flambement	111
11.	Condition de non soulèvement	112
12.	LES DES D'APPUIS.....	113
12.1	Dimensionnement des dés d'appuis.....	113
12.2	Ferraillage des dés d'appuis	113
B.	JOINT DE CHAUSSEE.....	115
1.	Introduction	115
2.	Calcul des souffles	115
3.	Vérification de déplacement.....	117

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

1.	Introduction	120
2.	Pré-dimensionnement de la culée	121
2.1	Hauteur de la culée.....	121
2.2	Mur de front.....	121
2.3	Mur de garde grève	121
2.4	Mur en retours.....	121
2.5	Dalle de transition	121
2.6	Corbeau.....	122
2.7	Semelle	122
2.8	Mur latéraux.....	122
3.	Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	123
3.1	Calcul coefficient de poussée	123
4.	Stabilité de la culée	127
5.	Ferraillage de la culée	130
5.1	Le mur de garde grève.....	130
5.2	Combinaisons d'actions.....	133
5.3	Ferraillage	134
6.	Ferraillage de la dalle de transition.....	135
6.1	Combinaisons de charges	136

6.1.1	Moment fléchissant	136
6.1.2	Effort tranchant	136
6.2	Ferraillage	136
6.3	Vérification de C.N.F	136
6.4	Vérification de l'effort tranchant	137
7.	Etude corbeau	137
7.1	Vérification de la condition d'une console courte	138
7.2	Ferraillage	138
7.3	Vérification de C.N.F	139
8.	Etude mur de front	140
8.1	Evaluation des efforts	140
8.2	Ferraillage	142
8.3	Vérification de C.N.F	142
9.	Murs en retours	143
9.1	Evaluation des efforts	143
9.1.1	Horizontalement	143
9.1.2	Verticalement	144
9.2	Ferraillage	144
10.	Etude de la semelle	146
10.1	Pré-dimensionnement	146
10.2	Evaluation des efforts	148
10.3	Ferraillage de la culée	149
11.	Etude des pieux	151
11.1	Ferraillage des pieux	152

LISTE DES TABLEAUX :

TABLEAU 1-I rapport géotechnique LTPO	4
TABLEAU 2-I statistique température de la région sur 65ans	5
TABLEAU 3-I coefficient d'accélération du pont	6
TABLEAU 1 – II Caractéristiques géométrique de chaque section de la poutre médiane seule	20
TABLEAU 2– II Caractéristiques géométrique de la poutre médiane	20
TABLEAU 3 – II Caractéristiques géométrique de chaque section de la poutre d'about seule.....	21
TABLEAU 4 – II Caractéristiques géométrique de la poutre d'about seule	21
TABLEAU 5– II Caractéristiques géométrique de la poutre médiane + hourdis	22
TABLEAU 6– II Caractéristiques géométrique de la poutre médiane + hourdis	23
TABLEAU 7 – II Caractéristiques géométrique de la poutre d'about + hourdis	24
TABLEAU 8 – II Caractéristiques géométrique de la poutre d'about + hourdis	24
TABLEAU 9 – II Tableau récapitulatif des charges permanente	27
TABLEAU10– II caractéristiques du pont	28
TABLEAU 11– II Classes de pont.....	28
TABLEAU 12– II Coefficient a_1	28
TABLEAU 13– II valeur de V_0	29
TABLEAU 14 – II Valeur de la charge $A_{f(AL)}$	29
TABLEAU 15 – II Les coefficient b_1	31
TABLEAU 16– II Valeur de coefficient b_2	31
TABLEAU17 – II Valeur des moments fléchissant non pondéré.....	37
TABLEAU 18– II Coefficients de pondérations	38
TABLEAU 19 – II Tableau des combinaisons de charge	38
TABLEAU 20 – II MOMENT FLECHISSANT SOUS COMBINAISONS D'ACTION ELU	39
TABLEAU 21– II MOMENT FLECHISSANT SOUS COMBINAISONS D'ACTION ELS.....	40
TABLEAU 22– II EFFORTS TANCHANTS SOUS COMBINAISONS D'ACTION ELU	41
TABLEAU 23 – II EFFORTS TANCHANTS SOUS COMBINAISONS D'ACTION ELS.....	42

TABLEAU 1-III caractéristique brute de la poutre à mi-travée	48
TABLEAU 2-III l'effort à l'origine	49
TABLEAU 3-III l'enrobage des câbles	54
TABLEAU 4-III paramètres du câble 1 et 2	55
TABLEAU 5-III les longueurs des câbles.....	56
TABLEAU 7-III caractéristiques des sections nettes	59
TABLEAU 8-III caractéristiques des sections homogène	60
TABLEAU 9-III Caractéristiques de fuseau limite de traction (poutre+hourdis)	61
TABLEAU 10-III Caractéristiques de fuseau limite de compression (poutre+hourdis)	62
TABLEAU 11-III pertes par frottement $\Delta\sigma_p$ (MPa)	64
TABLEAU 12-III calcul de d(m).....	65
TABLEAU 13-III les pertes par recule d'ancrage $\Delta\sigma\phi$	66
TABLEAU 14-III les pertes par raccourcissement béton $\sigma\pi i$	67
TABLEAU 15-III pertes instantanées totales	68
TABLEAU 16-III les tensions initiales.....	68
TABLEAU 17-III les pertes de tensions du au fluage	71
TABLEAU 18-III les pertes différées totales	71
TABLEAU 19-III le pourcentage des pertes	72
TABLEAU 20-III valeurs limites de contrainte	72
TABLEAU 21-III valeurs des contraintes de béton en fonction de j.....	72
TABLEAU 22-III phases de construction.....	73
TABLEAU 23-III vérification flexion à mi-travée pour chaque phase	76
TABLEAU 24-III les caractéristiques à l'about	80
TABLEAU 25-III vérification de contrainte de cisaillement	81
TABLEAU 1-IV moment fléchissant à ELU.....	91
TABLEAU 2-IV Moments fléchissant à ELS	92
TABLEAU 3-IV les efforts tranchants à ELU	92

TABLEAU 4-IV ferrailage longitudinal.....	93
TABLEAU 5-IV ferrailage transversal	93
TABLEAU 1-V épaisseurs de frettes	99
TABLEAU 2-V les rigidités et pourcentages pour chaque appuis.....	101
TABLEAU 3-V efforts de freinage pour chaque appuis	102
TABLEAU 4-V forces de VLT pour chaque appuis	102
TABLEAU 5-V Groupes de ponts	103
TABLEAU 6-V Coefficient d'accélération de zone A.....	103
TABLEAU 7-V Valeur de T1 , T2 et S pour composante horizontale	105
TABLEAU 8-V Force sismique longitudinale	105
TABLEAU 9-V Force sismique transversal	106
TABLEAU 10-1V Valeur de T1 et T2 pour composante verticale.....	107
TABLEAU 11-V Force sismique vertical.....	107
TABLEAU 12-V Forces sismique sous combinaisons.....	108
TABLEAU 13-V récapitulatif des résultats VLT.....	108
TABLEAU 14-V récapitulatif des résultats VLT+freinage.....	108
TABLEAU 15-V récapitulatif des résultats VLT+freinage+séisme	109
TABLEAU 16-V les souffles de chaque joint de chaussée	116
TABLEAU 1-VI hauteurs des culées	121
TABLEAU 2-VI les coefficients de poussée sous actions sismique.....	124
TABLEAU 3-VI valeur de poussée des terres sur MGG+MDF sous chaque cas	124
TABLEAU 4-VI valeur de poussée des terres sur semelle sous chaque cas	125
TABLEAU 5-VI valeurs de poussée des surcharges sur MGG+MDF sous chaque cas	125
TABLEAU 6-VI valeur de poussée des surcharges sur semelle sous chaque cas	126
TABLEAU 7-VI charges permanente de la culée	127
TABLEAU 8-VI charges de la culée en construction	127
TABLEAU 9-VI charges de la culée en ELU	128
TABLEAU 10-VI charges de la culée en ELS	129
TABLEAU 11-VI charges de la culée en ELA.....	130
TABLEAU 12-VI moment dus au poussée des terres et surcharge remblais	131

TABLEAU 13-VI récapitulatif des moments de MGG.....	133
TABLEAU 14-VI les efforts et moments sur la dalle	135
TABLEAU 15-VI les efforts appliqués sur MDF ELU.....	141
TABLEAU 16-VI les efforts appliqués sur MDF ELS	141
TABLEAU 17-VI efforts agissants sur le mur de front	142
TABLEAU 18-VI récapitulatif des résultats	148
TABLEAU 19-VI ferrailage semelle inf-transv.....	150

LISTE DES FIGURES

(FIGURE I-1) carte des zones sismiques en Algérie	6
(FIGURE I-2) diagramme contrainte-déformation de béton	8
(FIGURE I-3) diagramme contrainte-déformation de l'acier passif	9
(FIGURE I-4) diagramme contrainte-déformation acier actif.....	11
(FIGURE II-1) Morphologie d'un pont a poutres	13
(FIGURE II-2) Equipement d'un pont.....	14
(FIGURE II-3) Détails table de compression	15
(FIGURE II-4) Détails des talons	16
(FIGURE II-5) Variation de section des poutres 2D vu en plan	16
(FIGURE II-6) Variation de section des poutres 3D	16
(FIGURE II-7) Coupe des poutres.....	17
(FIGURE II-8) différentes sections poutre médiane seule	20
(FIGURE II-9) section d'about seule.....	21
(FIGURE II-10) poutre médiane de rive et intermédiaire.....	22
(FIGURE II-11) poutre d'about de rive et intermédiaire	23
(FIGURE II-12) Système charge Bc	30
(FIGURE II-13) Système de charge b _t	31

(FIGURE II-14) Système de charge Br.....	32
(FIGURE II-15) Convoie Mc120	33
(FIGURE II-16) Système D240.....	33
(FIGURE II-17) Modélisation tablier avec différentes sections	36
(FIGURE II-18) Diagramme moment max ELU.....	43
(FIGURE II-19) Diagramme moment max ELS	43
(FIGURE II-20) Diagramme effort tranchant MAX ELU	44
(FIGURE II-21) Diagramme effort tranchant MAX ELS.....	44
(FIGURE 1-III) phases de réalisation.....	46
(FIGURE 2-III) détails câbles précontraint à l'about	47
(FIGURE 3-III) contrainte à phase (Combinaison rare).....	52
(FIGURE 4-III) tracé des câbles.....	53
(FIGURE 5-III) tracé des câbles.....	54
(FIGURE 5-III) câble moyen fictif.....	56
(FIGURE 6-III) composante de la précontrainte à l'about	57
(FIGURE 7-III) contrainte dans le béton phase d'exploitation sous P2	77
(FIGURE 8-III) principe de ferrailage d'une poutre (VIPP)	78
(FIGURE 1-IV) moment transversal shell	90
(FIGURE 2-IV) moments longitudinal shell	91
(FIGURE 4-IV) transmission des efforts de Br	94
(FIGURE 5-IV) ferrailage de l'hourdis transversal	95
(FIGURE V-1) coupe longitudinal d'un appui avec appareils d'appuis	97
(FIGURE V-2) déformation de l'appareil d'appuis	109
(FIGURE V-3) Détails d'appareils d'appuis	113
(FIGURE V-4) Ferrailage dé d'appuis	114
(FIGURE V-5) Joint de chaussée.....	115
(FIGURE V-6) Joint de chaussée type JEP3	118

(FIGURE 1-VI) éléments d'une culée remblayée	120
(FIGURE 2-VI) détails culée.....	123
(FIGURE 3-VI) poussée de la charge local situé à l'arrière du mur.....	132
(FIGURE 4-VI) ferrailage mur de garde grève	135
(FIGURE 5-VI) ferrailage dalle de transition.....	137
(FIGURE 6-VI) ferrailage corbeau	139
(FIGURE 7-VI) ferrailage mur de front.....	143
(FIGURE 8-VI) ferrailage mur en retours.....	145
(FIGURE 9-VI) caractéristique semelle	147
(FIGURE 10-VI) culée modélisé par SAP en 3D	148
(FIGURE 11-VI) diffusion des efforts dans la semelle.....	149
(FIGURE 13-VI) efforts des pieux à ELU	153
(FIGURE 14-VI) efforts des pieux à ELA	154
(FIGURE 15-VI) efforts des pieux à ELS	155
(FIGURE 16-VI) ferrailage pieux.....	155
(FIGURE 12-VI) ferrailage semelle.....	156

PRÉSENTATION DU PROJET

1. Introduction

L'étude initial qui a été réalisé est une étude de ce même pont qui à les caractéristiques suivantes : 33.4m de longueur , 8.50m de largeur constitué de 6 poutres en béton précontraint de 1.50m de hauteur et de 1.50m entre axes des poutres avec 2 trottoirs de part et d'autre de 1.20m de largeur.

Ce mémoire a pour but d'apporté une deuxième variante d'étude du pont avec une nouvelle approche, l'utilisation de poutres dalle alvéolée précontraintes.

L'objectif est d'optimisé la hauteur du pont, agrandir son gabarit et pour cela on jouera sur les caractéristiques des poutres en diminuant la hauteur de ces dernières de 40cm sur 33.4m, pour libérer une surface de 13.36m² et par conséquent augmenter la hauteur du mur de front pour garder les mêmes cotes de projet , et ainsi resté en sécurité le Oued restera en dessous du pont même en période de crue.

La problématique tourneras autour d'un apport de solution tout on répondra aux exigences de paramètres suivants :

- Garder la même longueur.
- Garder la même largeur.
- Avoir une inertie du tablier égale à l'inertie du premier pont (à 6 poutres).
- Assurer la variante dalle alvéolé.

2. PRESENTATION GENERAL DU PROJET

2.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à faire une étude et conception d'un ouvrage d'art sur **oued Mekkara** sur la rue **BENCHIKH BEKHALED SIDI BELLABES** avec une variante poutres dalle alvéolée précontrainte qui nous a été proposé par SEROR.

- La superstructure est constitué d'un tablier droit formé de 16 poutres en forme de I symétrique d'une hauteur de **1.10m** dont l'entre axe et de **0,52m** préfabriqué et mise en précontrainte par post-tension dont la longueur total du projet et de **33.40m** d'une seule travée et de **8.50m** de largeur dont **6.10m** largeur de 2 voies et 2 trottoirs de **1.20m** .
- L'infrastructure et constituer par 2 culée en béton armée remblayée avec des appareils d'appuis par élastomère fretté repose sur des dés d'appuis.
- Les culées reposent sur des semelles de liaison fixées sur **6** pieux forés en béton armé de **1.20m** de diamètre.

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

2.2 Données fonctionnelles

Les 3 éléments dont profil en long tracé en plan et profil en travers sont nécessaires pour chaque projet, ils nous permettent de caractériser la géométrie de notre ouvrage.

2.2.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la projection verticale de la route sur un plan horizontal, il définit la géométrie de l'axe de l'ouvrage tracé sur un plan de masse repéré par les coordonnées de ses points caractéristiques. Notre projet est droit (voir annexe)

2.2.2 Profil en long

C'est une coupe verticale qui suit l'axe central du projet, c'est une ligne qui définit en élévations le tracé en plan, qui donne la topologie du terrain par une coupe longitudinale fictive (il doit tenir le cas le plus défavorable du gabarit)

Notre profil en long de l'axe présente une pente longitudinale de **4.5%** entre les 2 extrémités.(voir annexe)

2.2.3 Profil en travers

C'est une coupe transversale perpendiculaire à l'axe du projet, qui définit les équipements et la géométrie de l'ouvrage transversalement il permet de donner plus de détails tels que (voir annexe) :

La largeur total	8.50m
La largeur des voies	6.10m
La largeur des trottoirs	1.20m
Nombre de voies	2 voies
la pente	2.5% en toit

2.3 Données naturels

2.3.1 La topographie

La connaissance de la topographie de site est obligatoire avant chaque étude pour mieux implanter l'ouvrage est de créer les zones de fabrication et de stockage et pour créer les différentes accès et sorties pour le chantier.

2.3.2 Donnée géotechnique

Afin de bien déterminer la nature du sol et sa capacité portante, LTPO (Laboratoire de travaux publics de l'Ouest) à réalisé deux (2) sondages.

Les résultats de se sondage se résument dans les tableaux suivantes :

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

<i>Sondages</i>	<i>Nature géologique</i>	<i>type de foncation</i>	<i>Ancrage</i>	<i>Charge /pieu</i>
<i>SP1</i> <i>x: 0714597</i> <i>y: 3897028</i>	Marnes ocre à verdâtre en profondeur surmontée par une formation alluvionnaire constituée par conglomérats grisâtre et des galets hétérométrique dans une matrice argilo-sableuse surmontée par une argile brunâtre limoneuse	Fondation profondes, des pieux en béton armée, de 1.20m de diamètre (avec tubage récupéré)	Fichés à 15.00m de profondeur	208t/pieu
<i>SP2</i> <i>x: 0714625</i> <i>y: 3897072</i>	Marne jaune verdâtre et fragment de calcaire beige blanchâtre dur surmonté par une couche de galet et fragment hétérométrique dans une matrice argileuse sur 25.00m			

(TABLEAU I-1) rapport géotechnique LTPO

2.3.3 Données hydrauliques

L'ouvrage objet de l'étude franchit l'Oued de Mekkara qui traverse la Wilaya de Sidi Belabbes, donc il est indispensable de connaître le régime et l'importance des crues et surtout le débit de l'oued.

Les résultats des trois(3) stations d'observation ont montré que l'onde de crue de l'oued à une vitesse de l'ordre de 5m/s en zone de relief et de 2m/s à 3m/s en pleine, et que le débit maximum est enregistré dans la station d'observation de Sidi Ali Benyoub est de $450m^3/s$.

2.3.4 Données climatique

L'effet de la température et pris en compte surtout dans le calcul des appareils d'appuis et les joints de chaussées.

MOIS	Température minimal moyenne C°	Température moyenne C°	Température maximal moyenne C°	Précipitation (mm)
JANVIER	-1	14	14	61
FEVRIER	3	14	15	49
MARS	9	19	28	46
AVRIL	9	18	27	41
MAI	8	22	28	37
JUIN	12	33	30	11
JUILLET	15	30	34	2
AOUT	15	30	35	4
SEPTEMBRE	13	28	30	14
OCTOBRE	11	17	24	38
NOVEMBRE	8	12	18	44
DECEMBRE	4	15	14	63

(TABLEAU I-2) statistique température de la région sur 65ans
SOURCE : weatherbase ,

2.3.5 Le vent

L'effet du vent est bien pris dans les calculs comme des pressions horizontales statiques il développe pour chaque surfaces frappé une intensité de :

- 2KN/m² dans les ponts en service.
- 1.125KN/m² dans les ponts en construction.

Notre pont ne comporte pas des piles haute et mince en élévation.

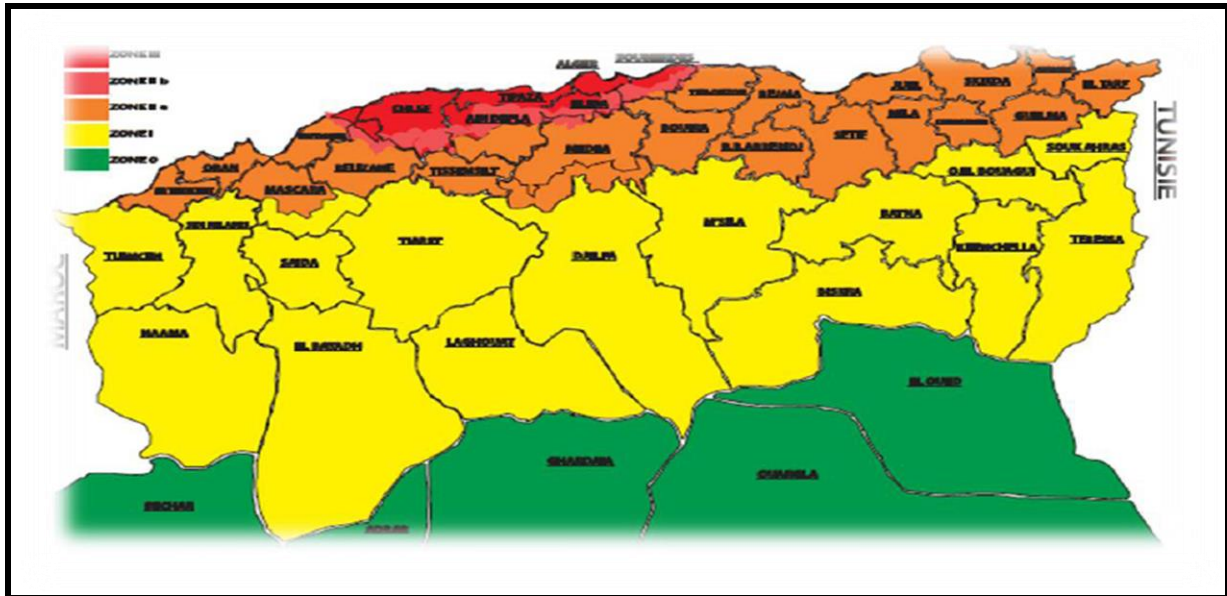
Sont fixé par le (fascicule N° 61- titre II)

2.3.6 Données sismique

La connaissance des données sismologique est indispensable dans la conception et la réalisation de l'ouvrage.

D'après (RPOA version 2008) SIDI BELABBES est dans la zone de faible séismicité (zone I)

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET



(FIGURE I-1) carte des zones sismique en Algérie

Notre pont est un ouvrage de groupe 2 (pont important) alors les coefficients d'accélération de la zone A=0,12

Groupe de pont	ZONE SISMIQUE			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

(TABLEAU I-3) coefficient d'accélération du pont

{ ZONE I
Groupe 2 (pont important)

3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Dans ce paragraphe en récapitule les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de cet ouvrage suivant les règles de BAEL91 et BPEL

3.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant (ciment), eau, granulats, sable, et éventuellement des adjuvants, il est le matériau le plus utilisé dans les domaines des ouvrages d'art et bâtiments.

Il est très résistant à la compression notée f_{c28} et mal résistant à la traction f_{t28} .

Le béton habituellement utilisé est un béton de classe B 35, dont la résistance caractéristique à 28 jours atteint 35 MPa, il est généralement dosé à 400 kg/m^3 avec un poids volumique pour un béton armé de $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

3.1.1 Résistance à la compression

Il est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, pour notre projet

$$f_{c28} \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour la superstructure (poutres)} \\ 28 \text{ MPa} & \text{pour (l'hourdis et l'infrastructure)} \end{cases}$$

La résistance à « j » jours notée f_{cj} et donnée par l'expression suivante selon BAEL et BPEL :

- Si $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ $\leftrightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28}$
- Si $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ $\leftrightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.74 + 0.0.83j} \times f_{c28}$

3.1.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction à « j » jours notée f_{tj} et donnée par l'expression suivante selon BAEL et BPEL :

$$f_{tj} = (0.6 + 0.06 f_{c28})$$

Pour notre cas :

- $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$ (pour la superstructure 35 MPa)
- $f_{t28} = 2.28 \text{ MPa}$ (pour hourdis et culées 28 MPa)

3.1.3 Contraintes limites

C'est la valeur max qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage

➤ ELU

Elle est donnée par la formule suivante selon BAEL et BPEL :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b \times \theta} \times f_{c28}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, il prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \theta = 1 & t > 24h \\ \theta = 0.9 & \rightarrow 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & t < 1h \end{cases}$$

γ_b Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 \text{ Ouvrage en service} \\ 1.15 \text{ En cours de construction} \end{cases}$$

➤ ELS

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ (En construction)}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.5f_{c28} \text{ (En service)}$$

3.1.4 Déformation longitudinale du béton

Elle est donnée par l'expression suivante selon BAEL et BPEL

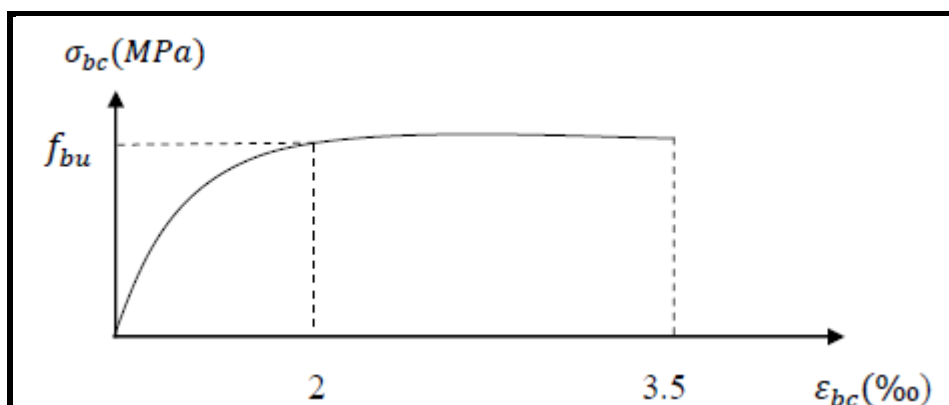
- Pour un calcul sous chargement instantané de durée inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

- Pour un chargement courant on utilise le module différé :

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

3.1.5 Diagramme « contrainte-déformation »



(FIGURE I-2) diagramme contrainte-déformation de béton

3.1.6 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson notée ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise a une variation relative de dimension longitudinale il est pris selon BAEL et BPEL :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ Pour béton non fissuré} \\ \nu = 0 \text{ pour béton fissuré} \end{cases}$$

3.1.7 Module de déformation transversale du béton

Il est donné par la formule suivante selon BAEL et BPEL :

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

3.2 L'acier

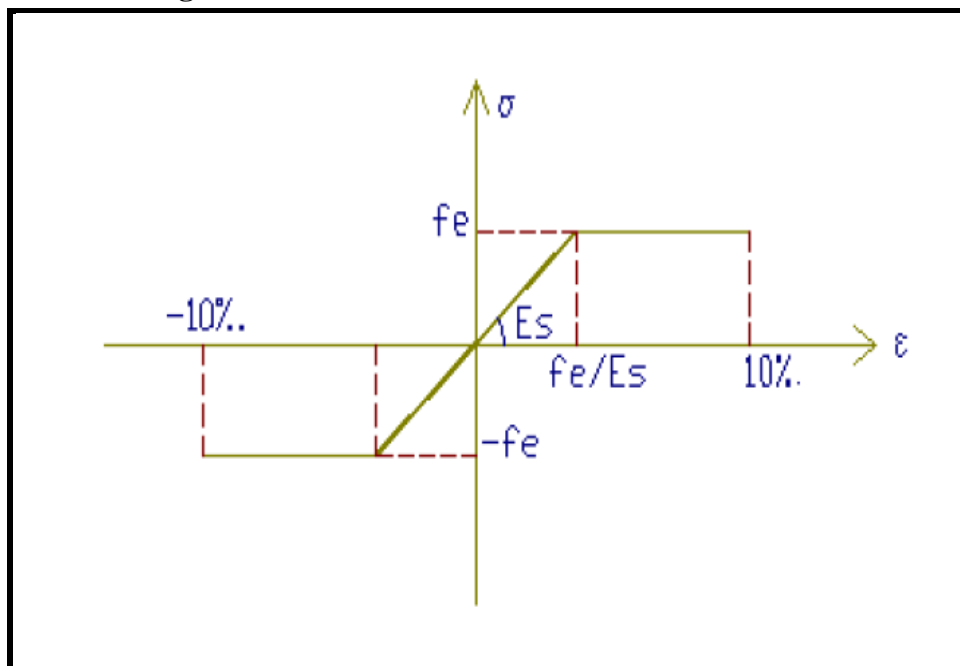
Pour notre projet (pont a poutres précontraints) les armatures on utilise 2 familles d'armatures

- Armatures passif : sont les mêmes armatures utilisées en béton armé.
- Armatures actif : sont les câbles utilisé pour la précontraintes.

3.2.1 Acier passif

Sont des armatures de HA de nuance FeE500 MPA avec une limité d'élasticité de 500MPA dont le modulé d'élasticité égale a $E=2.10^5$ MPA

3.2.2 Diagramme contrainte déformation.



(FIGURE I-3) diagramme contrainte-déformation de l'acier passif

3.2.3 Contrainte limite

➤ A ELU :

Donnée par la formule selon BAEL et BPEL (I6) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\gamma_s \begin{cases} 1.15 \text{ Situation durable ou transitoire.} \\ 1 \text{ en situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ A ELS :

Donnée par les expressions suivantes selon BAEL et BPEL :

Fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

Avec η : coefficient de fédération qui a pour valeur :

$$\eta = \begin{cases} 1.6 \text{ barres haute adhérence} \\ 1 \text{ barres rond lisses} \end{cases}$$

3.3 Acier actif

les armatures actifs ou bien les cables sont des armatures utilisé dans la précontrainte à pré-tension ou à post-tension à cause de leur haute résistance

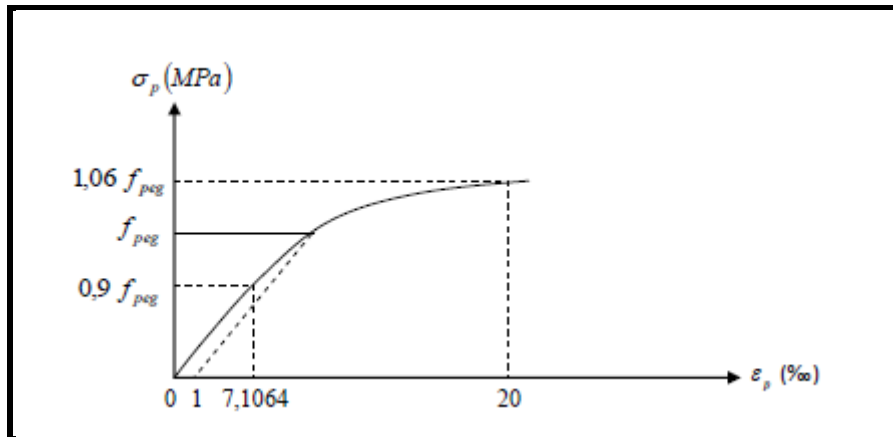
la précontrainte initiale notée P_0 est donnée par la formules selon BPEL :

$$P_0 = \min(0.8f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$$

f_{prg} : la limite de repture garantie de l'acier de précontraint

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

3.3.1 diagramme contrainte déformation



(FIGURE I-4) diagramme contrainte-déformation acier actif

3.3.2 modules d'élasticité

le module d'élasticité est pris suivant BAEL et BPEL égale à :

$E_p = 200.000$ MPA pour acier passif.

$E_p = 190.000$ MPA pour acier actif.

ETUDE DU TABLIER

1. PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

1.1 TABLIER

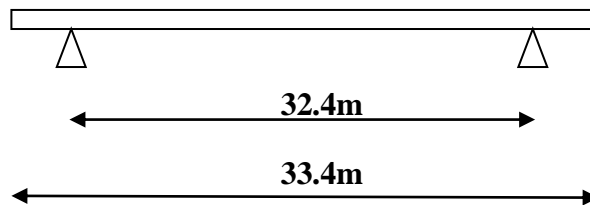
1.1.1 Largeur de la voie

L'étude du trafic à monter qu'il est nécessaire de disposé 2 voies de **3.05m** de largeur.

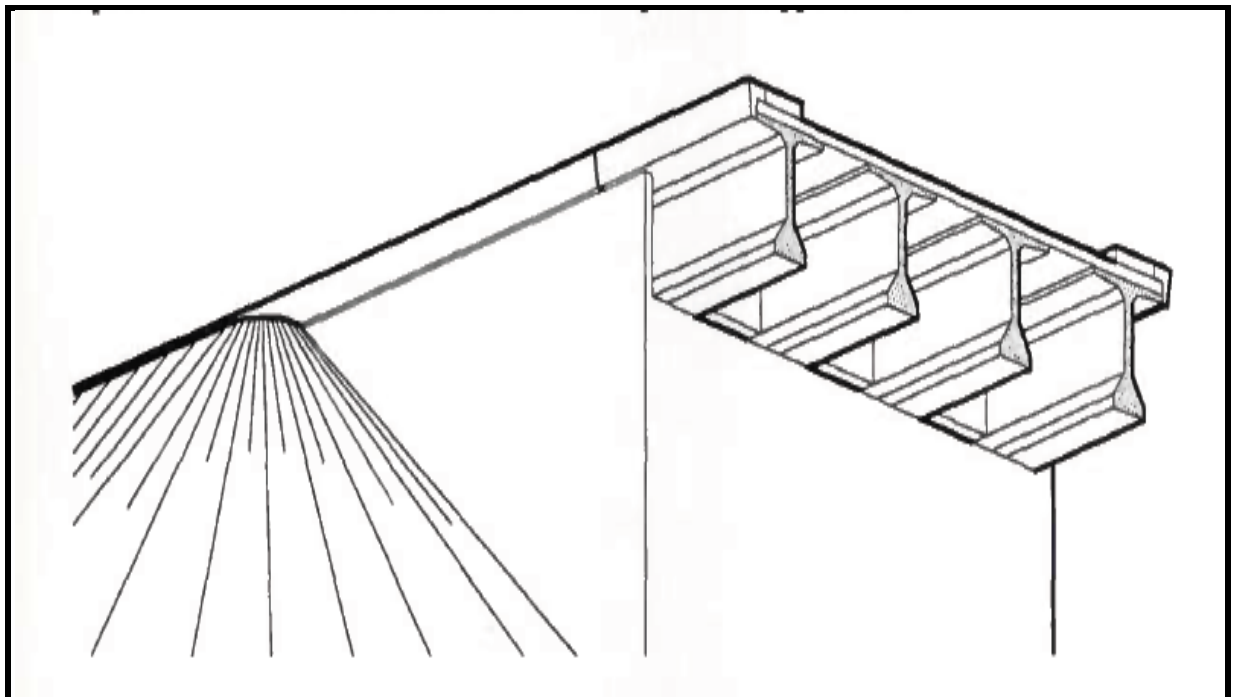
L'ouvrage se trouve dans les zones d'agglomération donc les trottoirs sont nécessaires, donc on a 2 trottoirs de **1,2m**.

1.1.2 Longueur de la travée

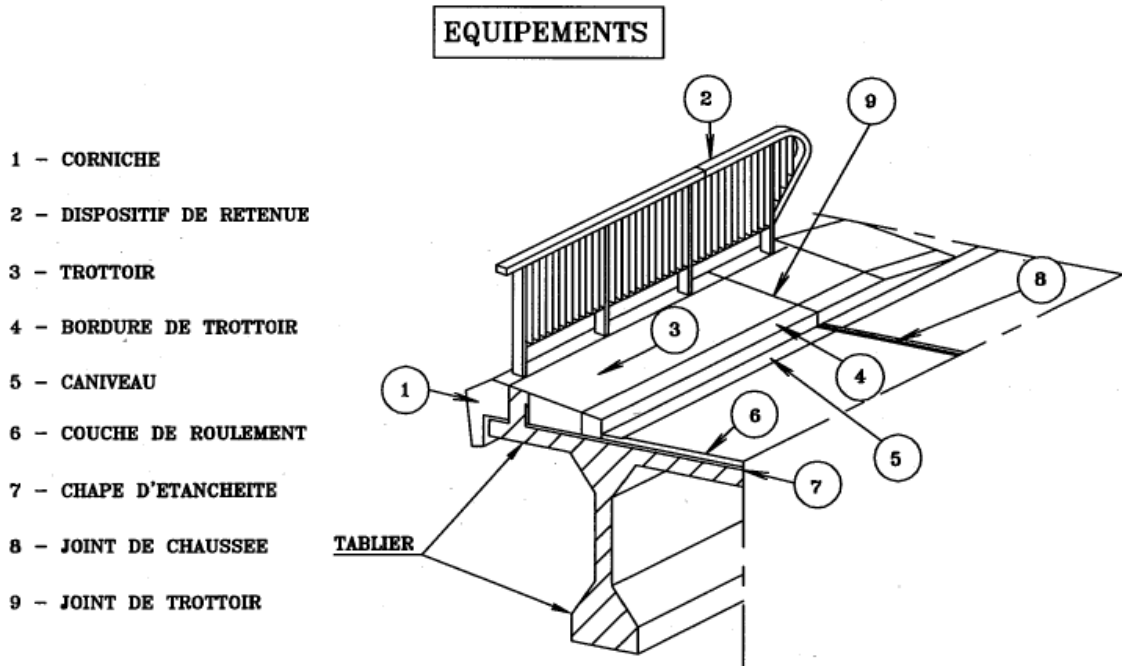
Le viaduc étudié est composé d'une seule travée de **33.4m** entre extrémité de la poutre et de **32.4m** entre axe d'appuis.



1.2 ELEMENTS DU TABLIER



(Figure II-1) Morphologie d'un pont a poutres



(Figure II-2) Equipement d'un pont

1.2.1 Les poutres

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur de tablier dans notre cas on a diminué la hauteur des poutres pour gagner un peu en gabarit ce qui nous a mener de diminuer l'espacement des poutres, le critère de choix de la géométrie et le nombre des poutres a été basé essentiellement de tel façon d'avoir une inertie presque égale à l'inertie de la première étude du pont classique (à 6 poutres) est assurer le critère poutres dalle alvéolée. (Voir plans)

1.2.1.1 Hauteur des poutres

L'élancement des poutres est a l'ordre de $\frac{L_t}{17}$ à $\frac{L_t}{20}$ dans notre cas on fixé une hauteur de **1,10m** (voir plans)

Avec L_t : longueur total du l'ouvrage.

1.2.1.2 Nombre des poutres

Pour assurer le critère d'une dalle alvéolé et assurer aussi l'inertie du pont , on a donnée un espacement de **52cm** entre axes des poutres et de **2cm** entre nu des talons des poutres. Avec un nombre total de 16 poutres (voir plans)

1.2.1.3 Epaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme des poutres dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et de type de coffrage et aussi pour assurer l'enrobage suffisant pour les câbles de la précontrainte.

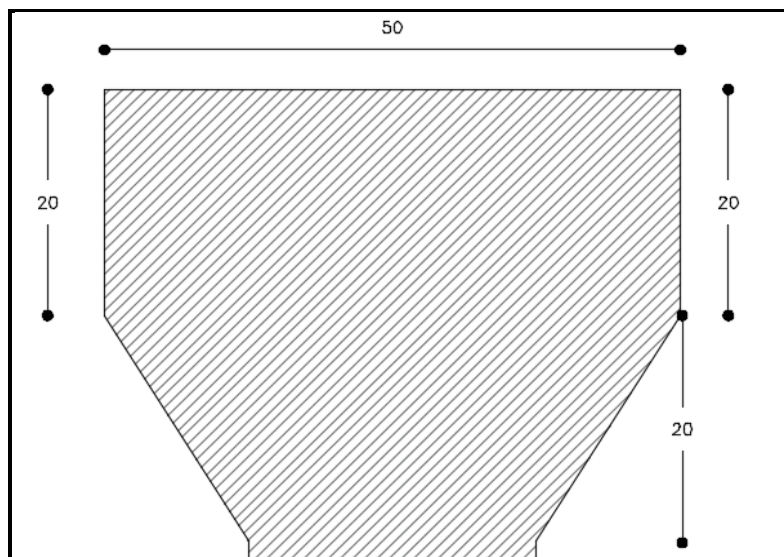
aux abouts la section des poutres est rectangulaire pour but de reprendre l'effort tranchant maximum au voisinage des appuis.

aux milieu ou l'effort tranchant est nulle est le moment est maximum on diminue l'épaisseur de l'âme pour alléger le poids des poutres

<i>sections</i>	<i>L'about</i>	<i>Médiane (zone courante)</i>
<i>Epaisseur de l'âme</i>	50cm	25cm

1.2.1.4 Table de compression

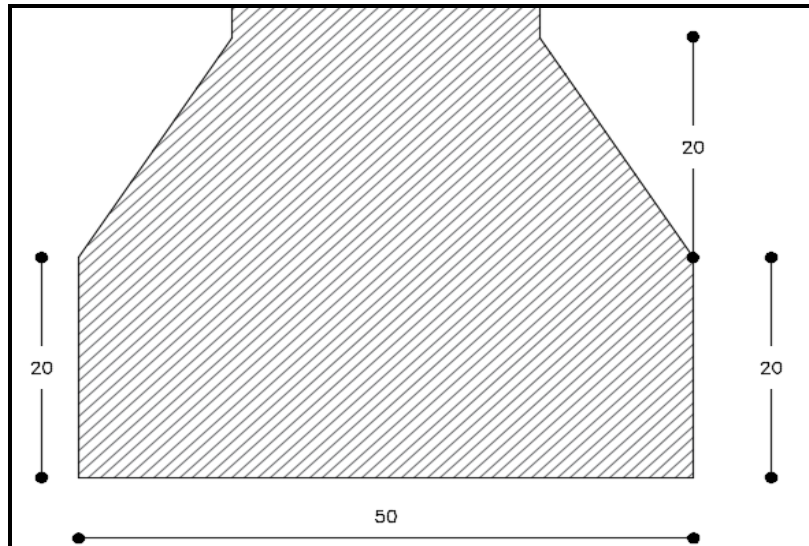
On a travaillé avec une pour symétrique d'une table de compression de longueur de **50cm** et une largeur de **20cm**.



(Figure II-3) Détails table de compression

1.2.1.5 Talon

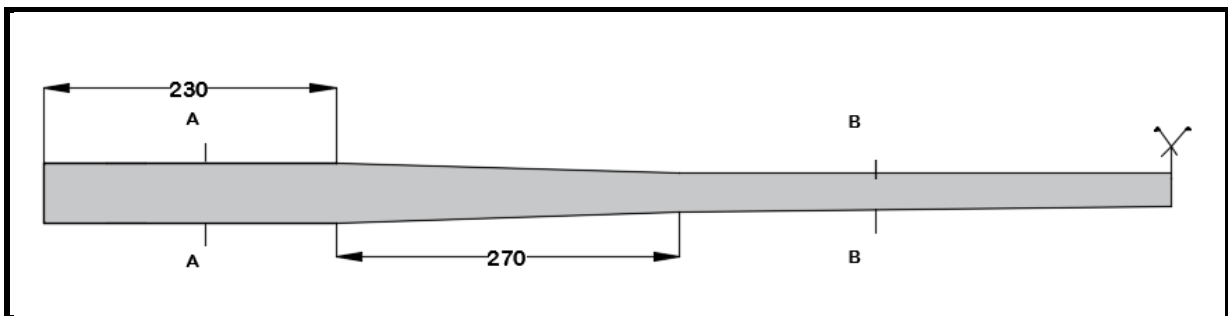
On a pris une largeur de talon qui égale à **50cm** pour tous le projet



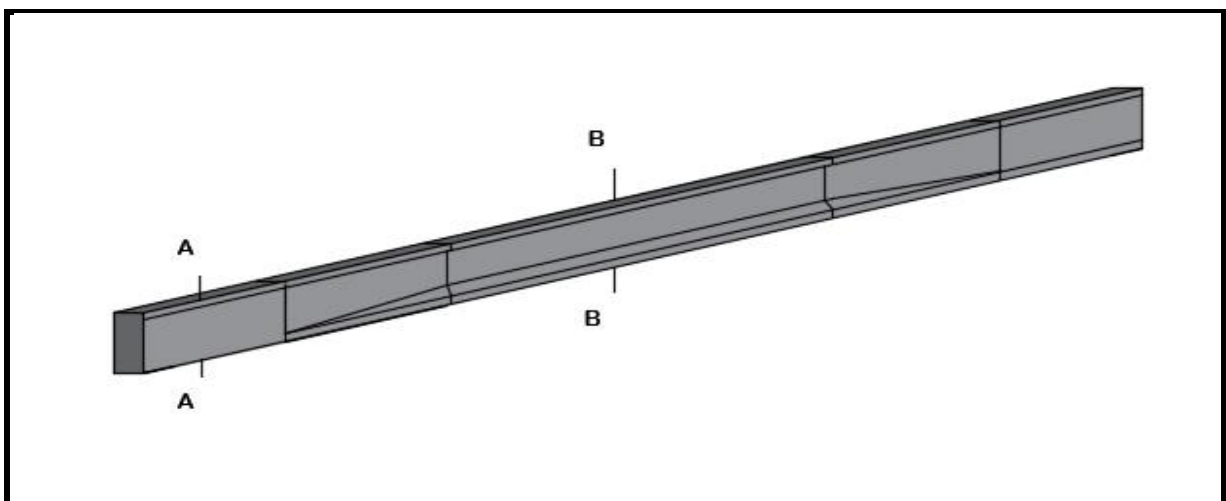
(Figure II-4) Détails des talons

1.2.1.6 Changement de section

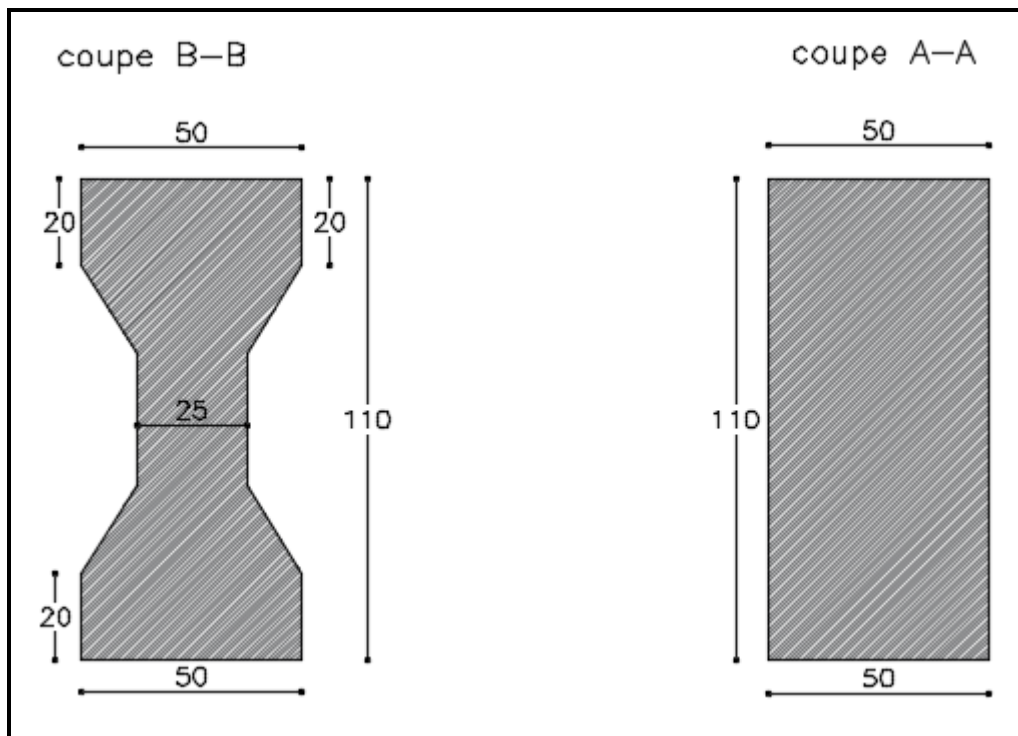
La section d'about au voisinage des appuis à une longueur de 2.3m et une variation linéaire de 2.7m dans les deux extrémités des poutres avec une longueur d'une section courante de 23.4m



(Figure II-5) Variation de section des poutres 2D vu en plan



(Figure II-6) Variation de section des poutres 3D



(Figure II-7) Coupe des poutres

1.2.2 Hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé qui a pour rôle de couverture du pont son épaisseur varie selon en fonctions des l'espacement des poutres elle est entre **0,18 à 0,25** d'après(SETRA) , et aussi de reprendre et transmettre les charges et les surcharges qui peuvent être appliqué au maximum sur la dalle aux poutres. Et aussi d'assurer une continuité de la surface du tablier.

Pour notre ouvrage on a adopté une épaisseur de $h_a=25\text{cm}$

1.2.3 Trottoirs

Les trottoirs ont pour but de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules, dans notre cas l'ouvrage se trouve dans les zones d'agglomérations donc on à prévu 2 trottoirs de **1,20m** chaque' un.

1.2.4 Corniches

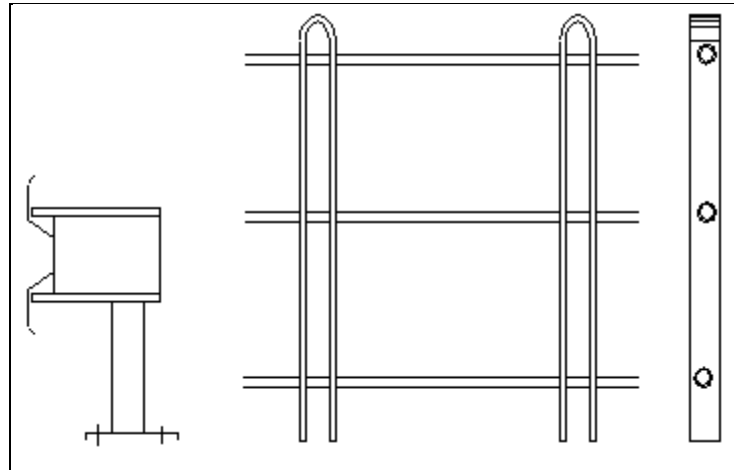
Ont un rôle essentiellement esthétique, situé à la partie haute de tablier au bord latérale extérieure du pont. Ils sont d'autres rôle d'après (SETRA ,corniches DT409)

- Fixation du garde-corps
- Support du relevé d'étanchéité

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

- Butée du trottoir ou limite de chaussée. Bord du caniveau/fil d'eau
- Support de chéneau d'évacuation d'eau ou de canalisations

1.2.5 Garde corps



Ont une double fonction, pour retenir les piétons ,et un rôle esthétique avec une hauteur donné avec cette formule :

$$H = \min(1.20m ; 0.95 + 0.005h_1 + 0.05)$$

Avec :

h_1 = hauteur de trottoir

1.2.6 Etanchéité

L'étanchéité a pour s'assurer que les éléments naturels extérieurs (pluie, humidité) ne viennent pas mettre en péril les éléments constitutifs des ponts, donc dans notre projet l'étanchéité se présente par une couche d'asphalte de **2cm** dont le poids volumique est de **24KN/m³**

1.2.7 Couche de roulement

On utilise dans notre projet une couche du béton bitumineux d'épaisseur de **8,5cm** dont le poids volumique est égal à **22KN/m³**.

2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES

Après avoir définir chaque section en petits sections, on commence à calculer les caractéristiques géométriques de chaque sections :

- **B**=section totale de la poutre
- **Z_i**=distance du centre de gravité de la poutre à la base de la poutre

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

- **I**= moment d'inertie de la section par rapport a la base de la poutre

$$I = S \times Z$$

Avec $Z' = Z \left(1 + \frac{h^2}{12Z^2}\right)$ } Pour une section rectangulaire

$Z' = Z \left(1 + \frac{h^2}{18Z^2}\right)$ } Pour une section triangulaire

- **S**=moment statique de la section

$$S_i = B_i \times Z_i$$

- **V'**=distance du centre de gravité à la fibre inferieur

$$V' = \frac{\sum S}{\sum B}$$

- **V**= distance du centre de gravité à la fibre supérieur

$$V = h - V'$$

- **I₀**=Moment d'inertie propre $\left\{ \begin{array}{l} I_0 = \frac{B \times h^3}{12} \text{ pour une section rectangulaire.} \\ I_0 = \frac{B \times h^3}{36} \text{ pour une section triangulaire.} \end{array} \right.$

- **I_G**=moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I_G = I - \frac{S^2}{B}$$

- **i** = rayon de giration de la section

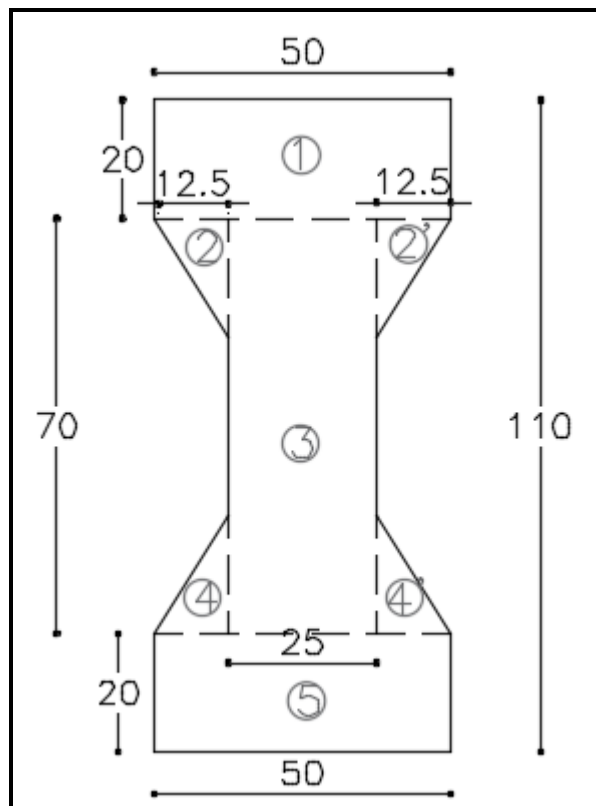
$$i^2 = \frac{I_G}{B}$$

- **ρ**= le coefficient de rendement de la section

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'} = \frac{i^2}{V \times V'}$$

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

➤ **Poutre médiane seule**



(Figure II-8) différentes sections poutre médiane seule

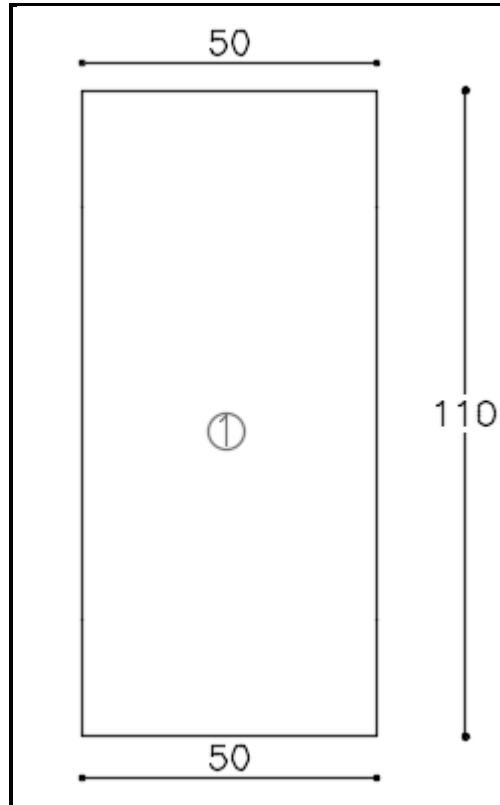
Section	dimension	b(cm)	h (cm)	B(cm)	Z(cm)	S(cm ³)	Z̄ (cm)	I (cm ⁴)
(1)	50x20	50	20	1000	100	100000	100,33	10033000
(2)	(12,5x20)/2	12,5	20	125	83,33	10416,25	83,596	870756,835
(2')	(12,5x20)/2	12,5	20	125	83,33	10416,25	83,596	870756,835
(3)	25x70	25	70	1750	55	96250	62,425	6008406,25
(4)	(12,5x20)/2	12,5	20	125	26,667	3332,5	27,501	91647,0825
(4')	(12,5x20)/2	12,5	20	125	26,667	3332,5	27,501	91647,0825
(5)	20x50	50	20	1000	10	10000	13,34	133400
Somme	/	/	/	4250	/	233749.25	/	18099614.09

Tableau (II – 1) Caractéristiques géométrique de chaque section de la poutre médiane seule

I _G (cm ⁴)	V (cm)	V̄ (cm)	i ² (cm ²)	ρ (%)
5243446.6	55	55	1233.75	41%

Tableau (II – 2) Caractéristiques géométrique de la poutre médiane

➤ Poutre d'about



(Figure II-9) section d'about seule

Section	Dimension	b (cm)	h(cm)	B(cm ²)	Z(cm)	S(cm ³)	Z'(cm)	I(cm ⁴)
(1)	50x110	50	110	5500	55	302500	73,34	22185350

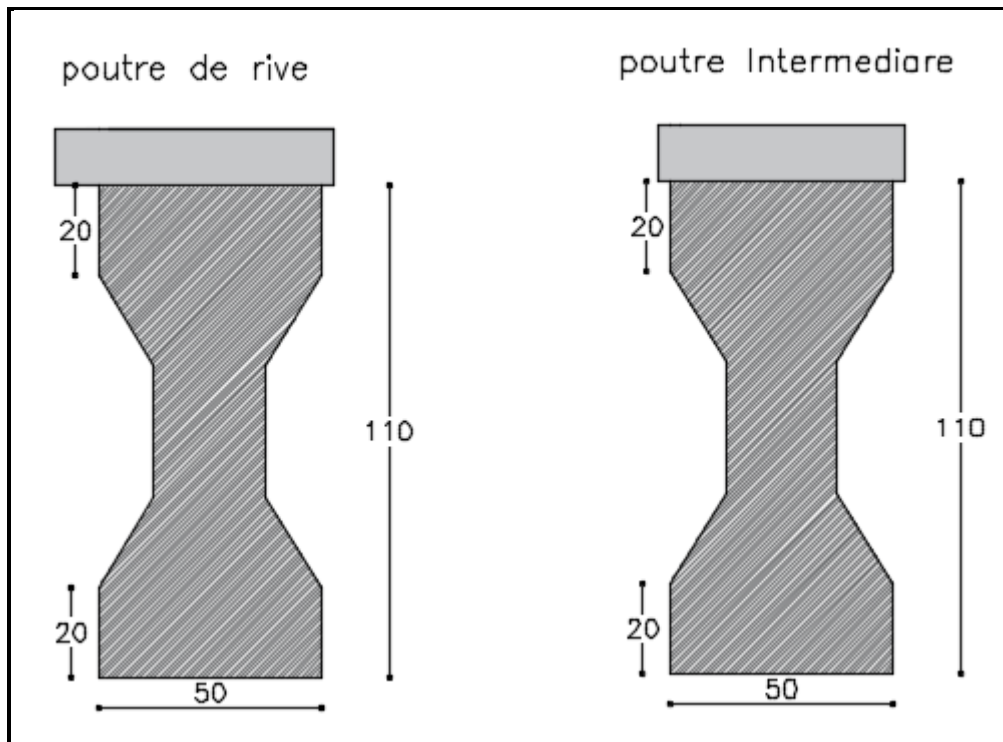
Tableau (II – 3) Caractéristiques géométrique de chaque section de la poutre d'about seule

I _G (cm ⁴)	V (cm)	V'(cm)	i ² (cm ²)	ρ (%)
5547850	55	55	1008.7	33.345

Tableau (II – 4) Caractéristiques géométrique de la poutre d'about seule

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

➤ Poutre médiane + hourdis



(Figure II-10) poutre médiane de rive et intermédiaire

désignation	Section	Dime nsion	b (cm)	h(cm)	B(cm ²)	Z (cm)	S(cm ³)	Z' (cm)	I(cm ⁴)
<i>Poutres intermédiaire</i>	poutre	/	/	/	4250	/	233749.25	/	18099614.09
	hourdis	52x25	52	25	1300	122.5	159250	122.92 5	19575806.25
	Poutre + hourdis	/	/	/	5550	/	392999.25	/	37675420.34
<i>Poutre de rive</i>	poutre	/	/	/	4250	/	233749.25	/	18099614.09
	hourdis	61x25	61	25	1525	122.5	186812.5	122.92 5	22963926.56
	Poutre + hourdis	/	/	/	5775	/	420561.75	/	41063540.65

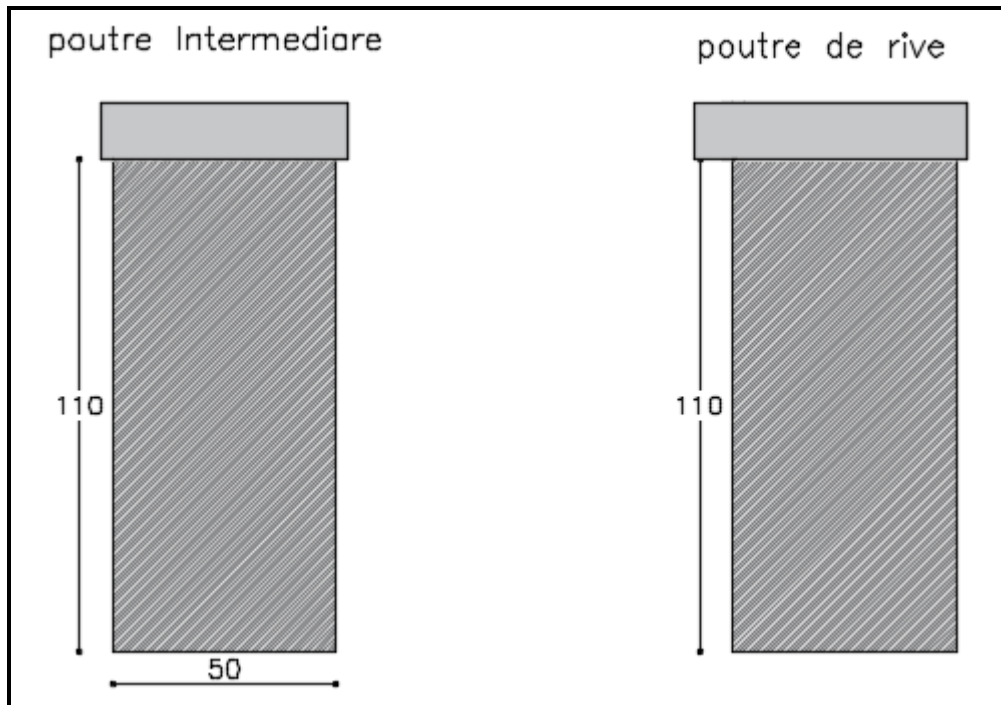
Tableau (II – 5) Caractéristiques géométrique de la poutre médiane + hourdis

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

désignation	I_G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	i^2 (cm ²)	ρ (%)
Poutre intermédiaire	9846877.907	64.19	70.81	1774.22	39%
Poutre de rive	10436322.37	62.17	72.83	1807.156	40%

Tableau (II – 6) Caractéristiques géométrique de la poutre médiane + hourdis

➤ Poutre about + hourdis



(Figure II-11) poutre d'about de rive et intermédiaire

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

désignation	section	b (cm)	h(cm)	B(cm ²)	Z(cm)	S(cm ³)	Z'(cm)	I(cm ⁴)
POUTRE INTERMEDIARE	poutre	/	/	5500	/	302500	/	22185350
	hourdis	52	25	1300	122.5	159250	122.925	19575806.25
	Poutre + hourdis	/	/	6800	/	461750	/	41761156.25
POUTRE DE RIVE	poutre	/	/	5500	/	302500	/	22185350
	hourdis	61	25	1525	122.5	186812.5	122.925	22963926.56
	Poutre + hourdis	/	/	7025	/	489312.5	/	45149276.56

Tableau (II – 7) Caractéristiques géométrique de la poutre d'about + hourdis

désignation	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V'(cm)	i ² (cm ²)	ρ (%)
Poutre intermédiaire	10406294.12	67.096	67.904	1530.34	33.5
Poutre de rive	11067180.81	65.35	69.65	1575.4	36.61

Tableau (II – 8) Caractéristiques géométrique de la poutre d'about + hourdis

3. CALCULE DES CHARGES ET DES SURCHARGES

3.1 Charges permanentes

3.1.1 Les poutres

$$G_1 = [(S_1 \times L_1) + (S_2 \times L_2) + (S_3 \times L_3)] \times \gamma_b \times N^{br} \quad \text{avec:}$$

$$S_1 = 0.55m^2 \quad L_1 = 2.30m \times 2 = 4.60m$$

$$S_2 = 0.4523m^2 \quad L_2 = 2.70m \times 2 = 5.40m$$

$$S_3 = 0.425m^2 \quad L_3 = 23.40m$$

N^{br} = nombre des poutres.

γ_b = poids volumique du béton armé.

$$G_1 = [(0.55 \times 4.6) + (0.4523 \times 5.4) + (0.425 \times 23.4)] \times 25 \times 16$$

$$\boxed{G_1 = 5966.97 \text{KN}}$$

3.1.2 L'hourdis

$$G_2 = \gamma_b \times b \times L \times h$$

γ_b = le poids volumique du béton armé.

b = La largeur du pont.

L = La longueur total.

h = Epaisseur du l'hourdis.

$$G_2 = 25 \times 8.5 \times 33.4 \times 0.25$$

$$\boxed{G_2 = 1774.375 \text{KN}}$$

3.1.3 Etanchéité

$$G_3 = \gamma_{asph} \times b \times L \times h$$

Avec :

$$\gamma_{asph} = 24 \text{KN/m}^3$$

$$b=6.1\text{m}$$

$$L_t=33.4\text{m}$$

$$h = 2\text{cm}$$

$$G_3 = 24 \times 6.1 \times 33.4 \times 0.002$$

$$\boxed{G_3=97.80\text{KN}}$$

3.1.4 Revêtement

$$G_4 = \gamma_{revet} \times b \times L \times h$$

$$G_4 = 23.5 \times 3.1 \times 0.085 \times 33.4$$

$$\boxed{G_4=407\text{KN}}$$

3.1.5 Trottoirs

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

avec :

γ_b : poids volumique du béton.

S_{urf} : surface des trottoirs calculés à l'aide d'Autocad

N : nombre de trottoirs.

L_t : la longueur totale de trottoir.

$$G_5 = 22 \times 0.186 \times 2 \times 33.4$$

$$\boxed{G_5= 273.35\text{KN}}$$

3.1.6 Corniches

$$G_6 = \gamma_b \times S \times n \times L$$

$G_6 = \gamma_b \times n \times S_{urf} \times L$ avec :

γ_b : poids volumique du béton armée.

N : nombre des corniches

S_{urf} : surface de la corniche calculée à l'aide d'Autocad

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

L : la longueur total du pont

$$G_5 = 25 \times 0.06 \times 2 \times 33.4$$

$$G_6 = 100.2 \text{KN}$$

3.1.7 Garde corps et glissière de sécurité

$$G_7 = g_{gl} \times n \times L$$

avec :

g_{gl} : poids du glissière 2KN/ml

L : La longueur total du pont

N : nombre de GC et GS

$$G_7 = 2 \times 2 \times 33.4$$

$$G_7 = 133.6 \text{KN}$$

Charges	(KN/ml)	(KN)
LES POUTRES	178.65	5966.97
L'HOUDIS	53.125	1774.375
ETANCHIETE	2.93	97.80
REVETEMENT	12.185	407
TROTTOIRES	8.184	273.35
CORNICHES	3	100.2
GARDE CORPS	2	133.6
		Σ 8753.3

Tableau (II – 9) Tableau récapitulatif des charges permanente

4. LES SURCHARGES

D'après le fascicule 61 titre II (PROGRAMMES DE CHARGES ET ÉPREUVES DES PONTS-ROUTES) les ponts routier sont confronté à des différente surcharges tel que :

- SURCHARGES A(L).
- SYSTEME B_C.
- SYSTEME B_T.
- SYSTEME B_r.
- SURCHARGES MILLITAIRE MC120.
- CONVOI EXCEPTIONNELES D240.
- SURCHARGES SUR TROTTOIRS.
- EFFORTS DE FREINAGE.

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

- SURCHARGES ACCIDENTELLES.

4.1 Caractéristiques du pont

Longueur chargeable (m)	Longueur roulable (m)	Nombre de voies (m)	Largeur de la voie (m)	Largeur total (m)	Longueur total (m)
6.1	6.1	2	3.05	8.5	33.4

Tableau (II – 10) caractéristiques du pont

La classe du pont est donnée par le (fascicule 61 titre II) par le tableau suivant

La classe	La longueur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5.50m < L_r < 7m$
3	$L_r < 5.50m$

Tableau (II – 11) Classes de pont

Donc dans notre cas on a un pont de **classe 2** avec $L_r = 6.1m$.

4.2 Surcharges A(L)

Ce système se compose de charge uniformément répartie d'intensité variable suivant la longueur chargée donnée par le (fascicule 61 titre II) pour $A(L) < 200m$

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \quad (\text{KN/m}^2)$$

$L = 32.4m$

$A(L) = 10,41 \text{ KN/m}^2$

- Le coefficient a_1 est obtenue par le tableau donnée par le (fascicule 61 titre II) en fonction de la classe du pont.

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>5
Classe de pont	première	1	1	0.9	0.75	0.7
	deuxième	1	0.9	-	-	-
	troisième	0.9	0.8	-	-	-

Tableau (II – 12) Coefficient a_1

Le coefficient a_1 dans notre cas est pris égal à $a_1 = 0.9$ } Classe deuxième
2 voies chargées

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

Vérification :

$$A(L) \times a_1 > (4-0.002 L)$$

$$10.41 \times 0.9 > (4-0.002 \times 32.4)$$

$$10.20 > 3.93 \text{ (condition vérifiée)}$$

- Le coefficient a_2 d'après (fascicule 61 titre II) est donnée par le tableau en fonction de la largeur des voies.

$$a_2 = V_0/V \text{ avec :}$$

V : largeur d'une voie

V_0 : donnée par le tableau

Classe du pont	V_0
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3.0m
Troisième classe	2.75m

Tableau (II – 13) valeur de V_0

$$a_2 = 3/3.05 = \mathbf{0.98}$$

$$A_{f(AL)} = A(L) \times a_1 \times a_2$$

Nombre de voies chargées	A(L) (KN/m ²)	a_1	a_2	A (KN/m ²)
Deux voies chargées	10.41	0.9	0.98	9.18

Tableau (II – 14) Valeur de la charge $A_{f(AL)}$

$A_{f(AL)}$ est pris **9.18KN/m²** (le cas le plus défavorable).

NB : cette valeur elle tient compte le coefficient de majoration dynamiques, donc elle ne sera pas multiplier par le coefficient de majoration dynamique.

4.3 Système de charge B

Les charges de type B sont de 3 systèmes multiplier par un coefficient de majoration dynamique.

- Le système Bc qui se compose de camions type.
- Le système Bt qui se compose de groupe de 2 essieux.
- Le système Br qui se compose d'une seule roue isolé.

Le coefficient de majoration dynamique est donnée par le (fascicule 61 titre II) par la formule suivante :

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

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

G= charge total du tablier (voir tableau II - 9)

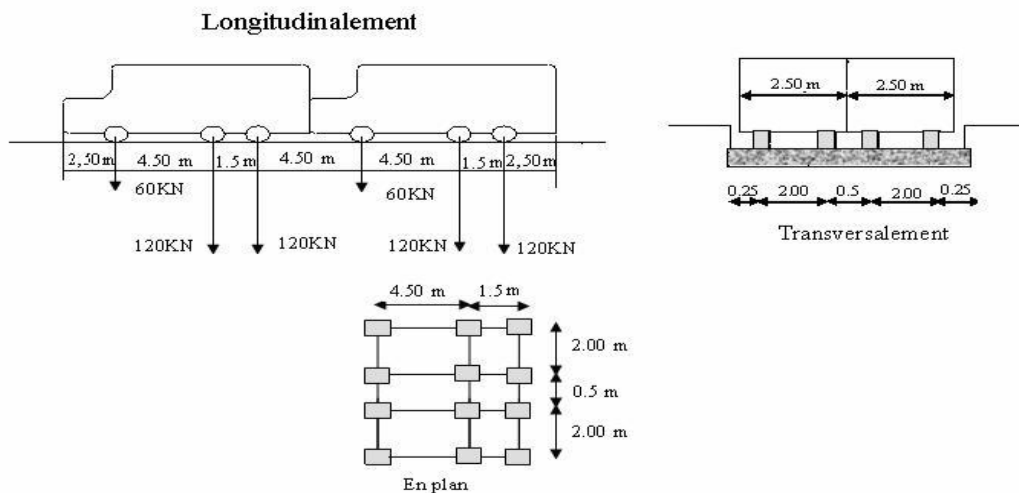
S=surcharge B maximal en tenant compte les coefficients b.

L= Longueur du tablier.

4.3.1 Système Bc

Dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à 2 par files orienté dans le même sens.

Dans le sens transversal le nombre des files de camions ne doit pas dépasser le nombre de voies donc 2 camions.



(Figure II-12) Système charge Bc

Le système Bc est multiplier par des coefficients b_1 .

- b_1 est donnée suivant le (fascicule 61 titre II) par le tableau suivant en fonction de nombre de files et la classe du pont :

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>5
Classe de pont	première	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
	deuxième	1.00	1.00	-	-	-
	troisième	1.00	0.80	-	-	-

Tableau (II – 15) Les coefficient b₁

Le coefficient b₁ est pris égale à b₁=1.00

Le poids d'un camion égale à **300KN**.

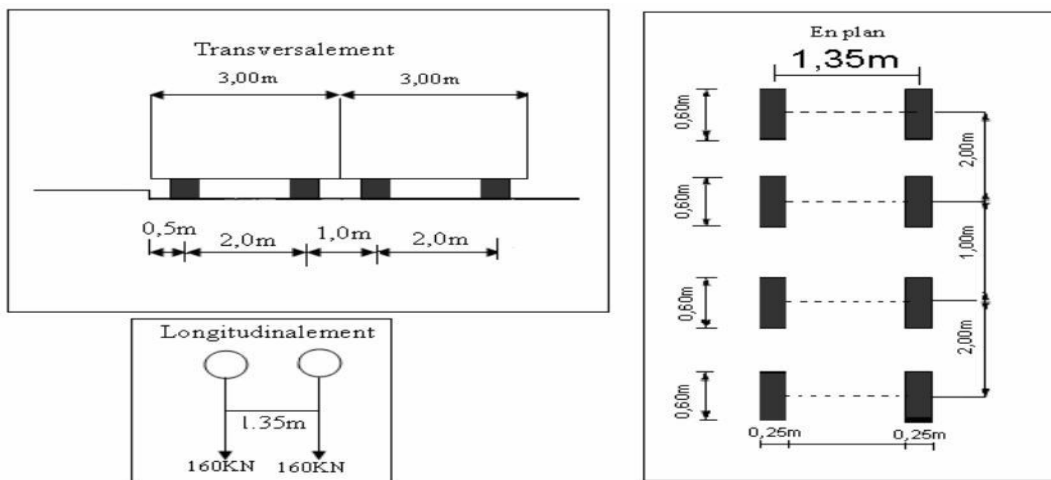
On a 2 files et 2 camions par files donc on peut placer 4 camions

Le coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc}=1.073$.

$$S=300 \times 4 \times b_1 = \boxed{1200KN}$$

$$Bc=S \times \delta_{bc} = 1200 \times 1.073 = \boxed{1287.6 KN}$$

4.3.2 Système Bt



(Figure II-13) Système de charge b₁

c'est un tandem comporte deux essieux de 160KN par chaque essieu multiplié par un coefficient b₂ alors :

-b₂ est donnée suivant le (fascicule 61 titre II) par le tableau suivant en fonction du classe de pont.

Classe de pont	Première	deuxième	troisième
Coefficients	1.0	0.9	-

Tableau (II – 16) Valeur de coefficient b₂

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

Le coefficient b_2 est pris égale à $b_2 = 0.9$

Le poids d'un essieu est de 160KN

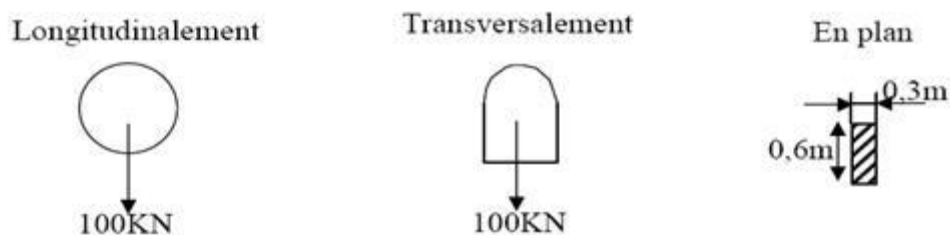
$$S = 160 \times 2 \times 2 \times 0.9 = \boxed{576 \text{KN}}$$

Le Coefficient de majoration dynamique $\delta_{bt} = 1.063$

$$B_t = S \times \delta_{bt} = 576 \times 1.063 = \boxed{612.3 \text{KN}}$$

4.3.3 Système Br

c'est une roué isolé de 100KN elle peut être placé à n'importe ou sur la longueur roulable



(Figure II-14) Système de charge Br

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

$$\delta_{br} = 1.055$$

$$B_r = S \times \delta_{br} = 100 \times 1.055 = \boxed{105.5 \text{KN}}$$

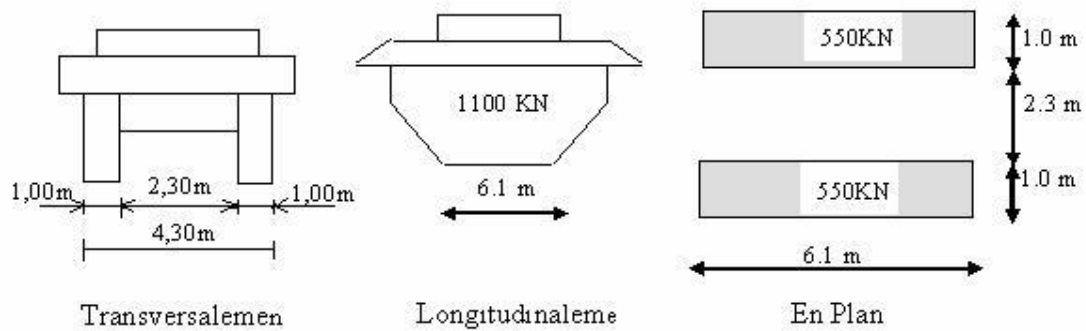
4.3.4 Surcharges militaires

C'est une charge a deux chenilles dont le poids total est de 1100KN répartie sur deux chenilles de 550KN par chenille avec une surface de contact de (1m x 6.1m).

Le rectangle d'impacte de chaque chenille est uniformément chargé de 18.032 KN/ml longitudinalement.

La distance entre axe des deux convois Mc120 longitudinalement est de 36.60m.

Dans le sens transversal 1 seul convoie est supposé circuler. (Fascicule 61 titre II)



(Figure II-15) Convoie Mc120

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

$$\delta_{\text{mc120}}= 1.072$$

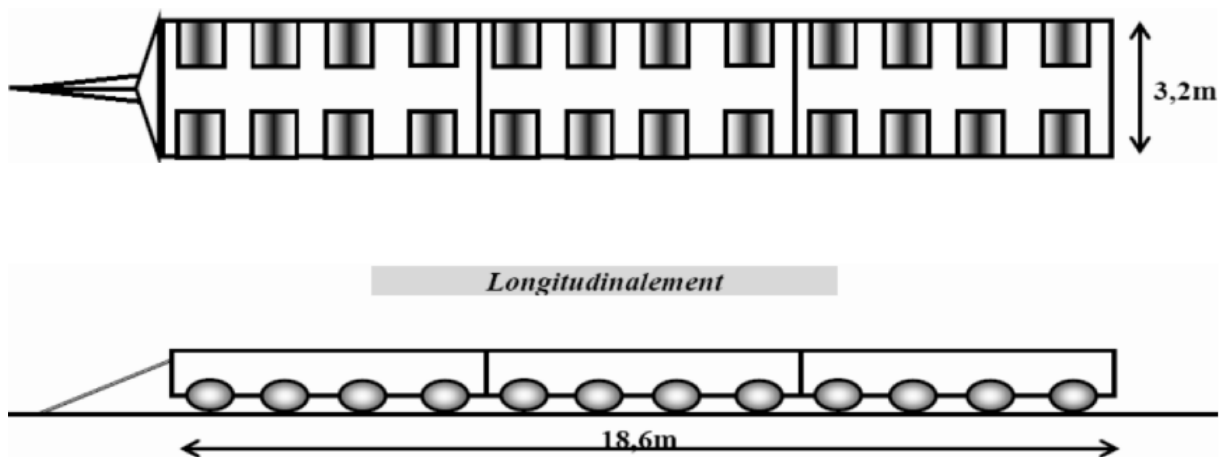
$$\text{Mc120}= S \times \delta_{\text{mc120}}$$

$$\text{Mc120}=1100 \times 1.072$$

$$\text{Mc120}=1179.2\text{KN}$$

4.3.5 Système charge exceptionnelle D240

c'est un convoie exceptionnel est suppose chargé uniformément de 2400KN de poids total sur une surface d'impacte de (18.6m x 3.2m). (Fascicule 61 titre II)



(Figure II-16) Système D240

$$S=2400\text{KN/m.}$$

$$D_{240}=\frac{2400}{18.6}$$

$$D_{240}=129.03\text{KN}$$

4.3.6 Force centrifuge

Notre pont est droit (100 *grad*) il ne développe aucune force de centrifuge.

4.3.7 Force de freinage

Les forces de freinage sont considéré pour le calcul des appareils d'appuis et pour la stabilité des appuis. les charges considérées pour l'effort de freinage sont **A(L)** et **Bc.**(fascicule 61 titre II)

➤ Pour A(L)

$$F_{AL} = \frac{S \times A_f(AL)}{20 + 0.0035 \times S}$$

S= surface chargée (6.1m x 33.4m)

$$A_{f(AL)} = 9.18 \text{KN/m}^2 \text{ (II - 14)}$$

$$F_{AL} = \frac{6.1 \times 33.4 \times 9.18}{20 + 0.0035 \times (6.1 \times 33.4)}$$

$$\boxed{F_{AL} = 32.69 \text{KN}}$$

➤ Pour Bc

Pour Bc un seul camion est supposé freiné avec la force de freinage d'un camion = son poids total.

$$\boxed{F_{Bc} = 300 \text{KN}}$$

La force de freinage de Bc est la force la plus défavorable.

4.3.8 Surcharges trottoirs

d'après le (fascicule 61 titre II) surcharge de trottoirs est une surcharge uniformément répartie appliqué sur les trottoirs de façon a produire l'effet maximal envisagé.

$$\text{Charge général } \boxed{STR = 1.5 \text{KN/m}^2}$$

4.3.9 Surcharges accidentel

4.3.9.1 Le vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normal à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur tout surface frappé une pression égale à d'après (fascicule 61 titre II) :

$$P_v=2\text{kN/m}^2 \text{ en service}$$

$$P_v=1.125\text{KN/m}^2 \text{ en construction}$$

4.3.9.2 Séisme

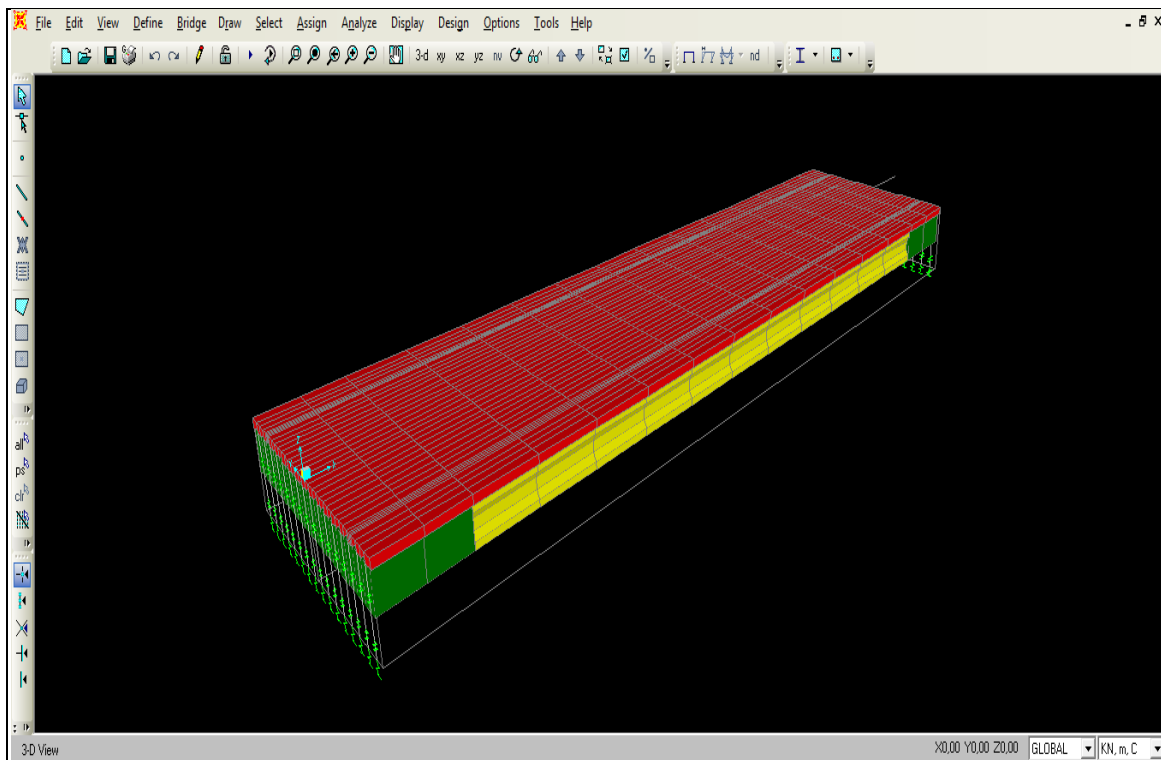
Les charges sismiques sont à classer parmi les actions accidentelles (fascicule 61 titre II), les charge sismique sont calculé en fonction de la classe du pont (Tableau V-12) .

5. DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS

5.1 La modélisation du pont

La modélisation du tablier est la détermination des moments et des efforts est faite à l'aide de logiciel SAP2000 qui est basé sur la méthode des éléments finie (**MEF**) qui nous aide énormément pour la détermination des moments fléchissant max et pour les efforts tranchants des pour et aussi pour la dalle.

Pour notre cas on à un pont isostatique à 16 poutres elles sont définie comme un élément FRAME et une dalle de 25cm définie comme un élément SHELL.



(Figure II-17) Modélisation tablier avec différentes sections

5.2 Détermination des moments fléchissant

Les résultats des moments fléchissant de chaque poutre sous les actions non pondéré sont récapitulés dans le tableau suivant :

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

Cas de charge	Poutre de rive gauche KN.m	Poutre 1 KN.m	Poutre 2 KN.m	Poutre 3 KN.m	Poutre 4 KN.m	Poutre 5 KN.m	Poutre 6 KN.m	Poutre 7 KN.m	Poutre 8 KN.m	Poutre 9 KN.m	Poutre 10 KN.m	Poutre 11 KN.m	Poutre 12 KN.m	Poutre 13 KN.m	Poutre 14 KN.m	Poutre De rive droite KN.m	
charge permanente	2215.20	2080.01	1712.88	2061.57	2054.26	2049.00	2045.65	2043.99	2043.99	2045.65	2049.00	2054.27	2061.57	1712.89	2080.01	2215.20	
Surcharge A(L)	456.68	437.40	366.59	451.01	456.58	461.15	464.40	466.07	466.07	464.40	461.15	456.58	451.01	366.59	437.40	456.68	
Bc	C	438.87	422.9	364.23	453.99	457.613	460.44	469.03	483.80	483.80	469.03	460.44	457.613	453.99	364.23	422.9	438.87
	E	356.43	354.20	310.37	395.15	421.46	435.71	447.06	463.81	486.51	496.57	490.70	491.50	499.40	424.70	498.50	527.63
Bt	C	300.95	300.60	275.16	335.26	331.45	337.32	354.32	363.94	363.94	354.32	337.32	331.45	335.26	275.16	300.60	300.95
	E	307.39	306.52	208.30	338.10	333.73	339.84	356.90	364.04	363.50	351.40	334.92	329.29	332.53	270.12	294.76	294.62
Mc120	C	723	677.60	564.30	683.41	673.02	658.43	645.9	634.41	634.41	645.90	658.43	673.02	683.41	564.30	677.60	723
	E	636.64	603.05	506.05	626.99	635.15	633.80	628.04	623.96	633.95	661.79	683.56	707.82	734.86	625.03	759.58	819.10
D240	C	885.54	860.59	731.75	918.70	944.89	966.224	980.69	987.44	987.44	980.69	966.224	944.89	918.70	731.59	860.59	885.54
	E	745.23	742.10	645.58	828.6	870.82	910.71	945.07	972.37	933.24	1009.46	1016.19	1016.01	1009.91	822.04	986.67	1036.57

Tableau (II – 17) Valeur des moments fléchissant non pondéré

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

5.3 Coefficients de pondérations

Pour la détermination des moments et des efforts les charges sont multiplié par des coefficient de pondération représenté par le tableau suivant :

ACTIONS	ELU	ELS
Charge permanente	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Surcharge Bc	1.6	1.2
Surcharge Bt	1.6	1.2
Surcharge Mc120	1.35	1
Surcharge D240	1.35	1
Surcharge trottoirs	1.5	1

Tableau (II – 18) Coefficients de pondérations

5.4 combinaisons d'actions

les combinaisons elle sont représenté par le tableau suivant :

ELU1	1.35G+1.5(A(L)+STR)	ELS1	G+STR+1.2A(L)
ELU2	1.35G+1.5STR+1.6Bc centré	ELS2	G+STR+1.2BC centré
ELU3	1.35G+1.5STR+1.6Bc excentré	ELS3	G+STR+1.2BC excentré
ELU4	1.35G+1.5STR+1.6Bt centré	ESL4	G+STR+1.2Bt Centré
ELU5	1.35G+1.5STR+1.6Bt excentré	ESL5	G+STR+1.2Bt Excentré
ELU6	1.35G+1.35Mc120 centré	ESL6	G+Mc120 Centré
ELU7	1.35G+1.35Mc120 excentré	ESL7	G+Mc120 excentré
ELU8	1.35G+1.35D240 centré	ESL8	G+D240 centré
ELU9	1.35G+1.35D240 excentré	ELS9	G+D240 excentré

Tableau (II – 19) Tableau des combinaisons de charge

5.4.1 moments fléchissant et efforts tranchants maximum sous les combinaisons d'action

Les moments fléchissant et efforts tranchants maximums obtenus par le SAP2000 sous les combinaisons d'action à l'ELU et ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

➤ MOMENTS MAX ELU

Cas de charge	Poutre de rive gauche KN.m	Poutre 1 KN.m	Poutre 2 KN.m	Poutre 3 KN.m	Poutre 4 KN.m	Poutre 5 KN.m	Poutre 6 KN.m	Poutre 7 KN.m	Poutre 8 KN.m	Poutre 9 KN.m	Poutre 10 KN.m	Poutre 11 KN.m	Poutre 12 KN.m	Poutre 13 KN.m	Poutre 14 KN.m	Poutre De rive droite KN.m
ELU1	3778.81	3560.06	2940.50	3552.15	3549.19	3547.65	3547.12	3546.99	3546.99	3547.12	3547.65	3549.19	3552.15	2940.50	3560.06	3778.81
ELU2	3750.20	3535.74	2936.72	3556.94	3550.84	3546.51	3554.53	3575.67	3575.67	3554.53	3546.51	3550.84	3556.94	2936.72	3535.74	3750.20
ELU3	3618.04	3425.77	2850.55	3462.77	3492.99	3506.95	3519.37	3543.33	3580.03	3598.94	3594.93	3605.05	3629.58	3033.49	3657.79	3891.45
ELU4	3529.65	3341.18	2793.81	336.82	3348.95	3349.76	3370.98	3383.53	3383.53	3370.98	3349.76	3348.95	3366.82	2793.81	3341.18	3529.65
ELU5	3539.94	3350.65	2807.01	3371.37	3352.60	3353.79	3375.10	3383.7	3382.83	3366.33	3345.92	3345.49	3362.45	2785.77	3331.85	3519.51
ELU6	3965.49	3722.78	3074.20	3705.74	3681.83	3654.86	3633.27	3615.86	3615.86	3633.27	3654.86	3681.83	3705.74	3074.20	3722.78	3965.48
ELU7	3849.99	3622.13	2995.58	3629.57	3630.71	3621.60	3609.21	3601.75	3614.84	3654.72	3688.78	3727.75	3775.20	3156.19	3833.45	4095.23
ELU8	4186.01	3969.81	3300.25	4023.39	4048.86	4070.37	4085.25	4092.05	4092.05	4085.25	4070.37	4048.86	4023.39	3300.25	3969.81	4186.01
ELU9	3996.59	3809.85	3183.93	3901.72	3948.88	3995.44	4037.16	4071.70	4099.88	4124.08	4137.82	4144.88	4146.51	3422.15	4140.01	4389.90

Tableau (II –20) MOMENT FLECHISSANT SOUS COMBINAISONS D’ACTION ELU

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

➤ MOMENT MAX ELS

Cas de charge	Poutre de rive gauche KN.m	Poutre 1 KN.m	Poutre 2 KN.m	Poutre 3 KN.m	Poutre 4 KN.m	Poutre 5 KN.m	Poutre 6 KN.m	Poutre 7 KN.m	Poutre 8 KN.m	Poutre 9 KN.m	Poutre 10 KN.m	Poutre 11 KN.m	Poutre 12 KN.m	Poutre 13 KN.m	Poutre 14 KN.m	Poutre De rive droite KN.m
ELS1	2799.22	2637.53	2178.77	2632.42	2630.54	2629.65	2629.41	2629.40	2629.40	2629.41	2629.65	2630.54	2632.42	2178.77	2637.53	2799.22
ELS2	2777.77	2619.28	2175.94	2636.00	2631.78	2628.8	2634.99	2650.92	2650.92	2634.99	2628.8	2631.78	2636.00	2175.94	2619.28	2777.77
ELS3	2678.92	2536.82	2111.31	2565.39	2588.39	2599.13	2608.62	2626.68	2654.19	2668.28	2665.11	2672.43	2690.49	2248.50	2710.82	2883.72
ELS4	2612.35	2473.36	2068.76	2493.45	2480.35	2481.23	2497.33	2506.82	2506.82	2497.33	2481.23	2480.35	2493.45	2068.76	2473.36	2612.35
ELS5	2620.07	2480.64	2074.91	2496.84	2483.10	2484.25	2500.42	2506.94	2506.30	2493.84	2478.35	2477.77	2490.15	2062.73	2466.36	2604.75
ELS6	2937.40	2757.62	2277.20	2744.99	2727.29	2707.30	2691.30	2678.42	2678.42	2691.30	2707.30	2727.29	2744.99	2277.20	2757.62	2937.40
ELS7	2851.85	2683.06	2218.95	2688.58	2689.42	2682.67	2673.48	2667.65	2677.65	2707.20	2732.43	2761.30	2796.45	2337.92	2839.60	3033.51
ELS8	3100.75	2940.60	2444.64	2980.30	2999.16	3015.10	3025.12	3031.16	3031.16	3026.12	3015.10	2999.16	2980.30	2444.64	2940.60	3100.75
ELS9	2960.45	2822.12	2358.47	2890.16	2925.09	2959.59	2990.49	3016.08	3036.96	3054.87	3065.06	3070.29	3071.49	2534.93	3066.69	3251.78

Tableau (II – 21) MOMENT FLECHISSANT SOUS COMBINAISONS D’ACTION ELS

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

➤ EFFORT TRANCHANT MAX ELU

Cas de charge	Poutre de rive gauche KN	Poutre 1 KN	Poutre 2 KN	Poutre 3 KN	Poutre 4 KN	Poutre 5 KN	Poutre 6 KN	Poutre 7 KN	Poutre 8 KN	Poutre 9 KN	Poutre 10 KN	Poutre 11 KN	Poutre 12 KN	Poutre 13 KN	Poutre 14 KN	Poutre De rive droite KN
ELU1	460.41	542.28	444.02	452.92	454.13	454.18	453.80	453.56	453.56	453.80	454.18	454.13	452.92	444.02	452.28	460.41
ELU2	460.44	452.7	448.63	468.80	465.65	474.22	470.39	499.45	499.45	470.39	474.22	465.65	468.80	448.63	452.7	460.44
ELU3	444.99	438.91	434.18	452.99	470.44	465.34	471.03	468.34	498.43	502.79	474.83	477.74	464.99	473.13	473.40	478.50
ELU4	431.25	426.85	435.36	450.47	445.03	450.26	456.37	464.55	464.55	456.37	450.26	445.03	450.47	435.36	426.85	431.25
ELU5	432.55	428.49	438.50	449.47	447.58	449.19	458.53	464.77	464.06	453.26	451.37	442.54	451.55	432.26	425.26	430.13
ELU6	477.48	459.96	444.18	469.20	475.03	471.22	480.78	517.57	517.57	480.78	471.22	475.03	469.20	444.18	459.96	477.48
ELU7	468.27	450.22	435.09	449.68	474.02	471.12	469.54	468.69	522.80	509.15	478.65	474.16	476.52	461.64	472.18	488.330
ELU8	515.62	496.85	482.60	498.36	513.86	521.52	526.49	543.26	543.26	526.49	521.52	513.86	498.63	482.60	496.85	515.62
ELU9	495.59	481.39	472.67	488.24	495.85	511.69	519.07	527.53	545.77	543.43	529.26	525.22	513.78	496.16	514.19	535.7

Tableau (II – 22) EFFORTS TANCHANTS SOUS COMBINAISONS D’ACTION ELU

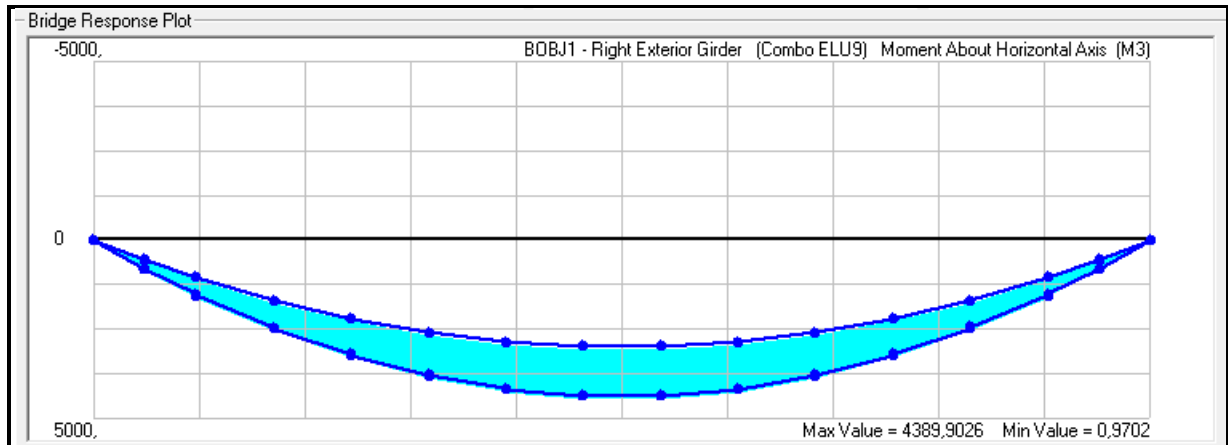
CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

➤ EFFORT TRANCHANT MAX ELS

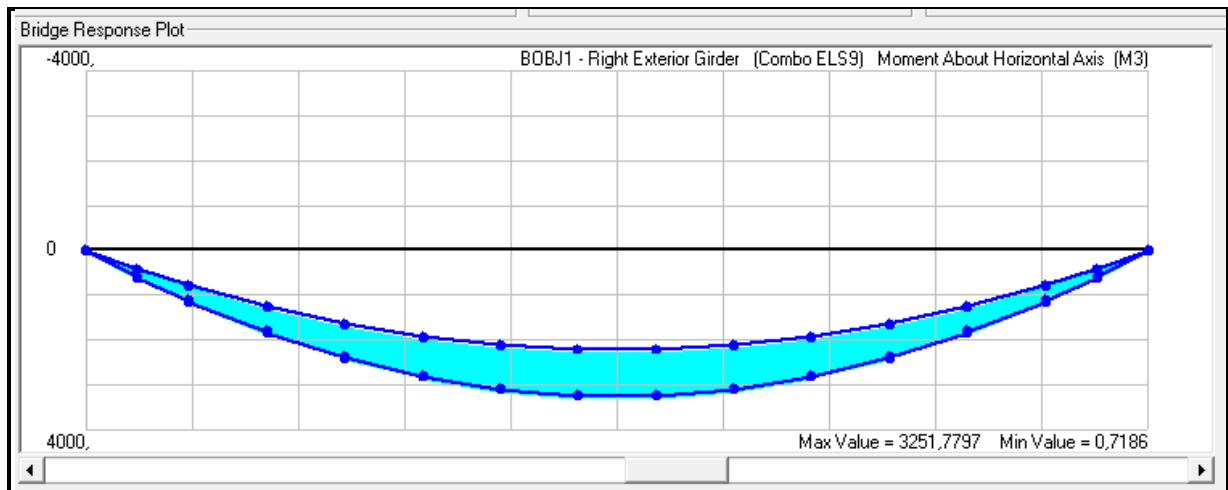
Cas de charge	Poutre de rive gauche KN	Poutre 1 KN	Poutre 2 KN	Poutre 3 KN	Poutre 4 KN	Poutre 5 KN	Poutre 6 KN	Poutre 7 KN	Poutre 8 KN	Poutre 9 KN	Poutre 10 KN	Poutre 11 KN	Poutre 12 KN	Poutre 13 KN	Poutre 14 KN	Poutre De rive droite KN
ELS1	341.04	333.98	328.95	335.65	336.60	336.68	336.44	336.27	336.27	336.44	336.68	336.60	335.65	328.95	334.98	341.04
ELS2	341.07	335.29	332.41	347.56	345.24	351.70	348.87	370.69	370.69	348.87	351.70	345.24	347.56	332.41	335.29	341.07
ELS3	329.48	324.94	324.57	335.72	348.83	345.05	349.36	347.35	369.92	373.17	352.17	354.31	344.71	350.78	350.80	354.62
ELS4	319.58	315.90	322.45	333.82	329.78	333.75	338.36	344.51	344.51	338.36	333.75	329.78	333.82	322.45	315.90	319.58
ELS5	320.15	317.13	324.80	333.07	331.7	332.94	339.98	334.68	344.14	336.03	334.58	327.91	334.62	320.12	314.70	318.34
ELS6	353.69	340.71	329.01	347.56	351.88	349.06	356.13	383.38	383.38	356.13	349.06	351.88	347.56	329.01	340.71	353.69
ELS7	346.87	333.50	322.29	333.10	351.13	348.97	347.81	360.51	387.27	377.15	354.55	351.23	352.98	341.96	349.76	361.71
ELS8	381.94	368.04	357.49	369.16	380.64	386.31	389.99	402.41	402.41	386.99	386.31	380.64	369.16	357.49	368.04	381.94
ELS9	367.11	356.59	350.12	361.65	367.30	379.03	384.50	390.76	404.28	402.54	392.04	389.05	380.56	367.53	380.89	396.81

Tableau (II – 23) EFFORTS TANCHANTS SOUS COMBINAISONS D’ACTION ELS

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER

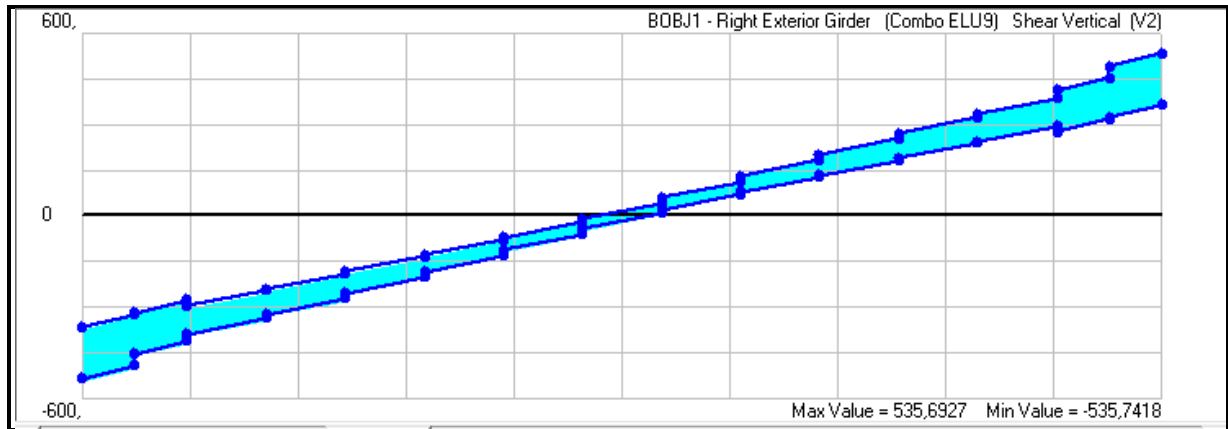


(Figure II-18) Diagramme moment max ELU

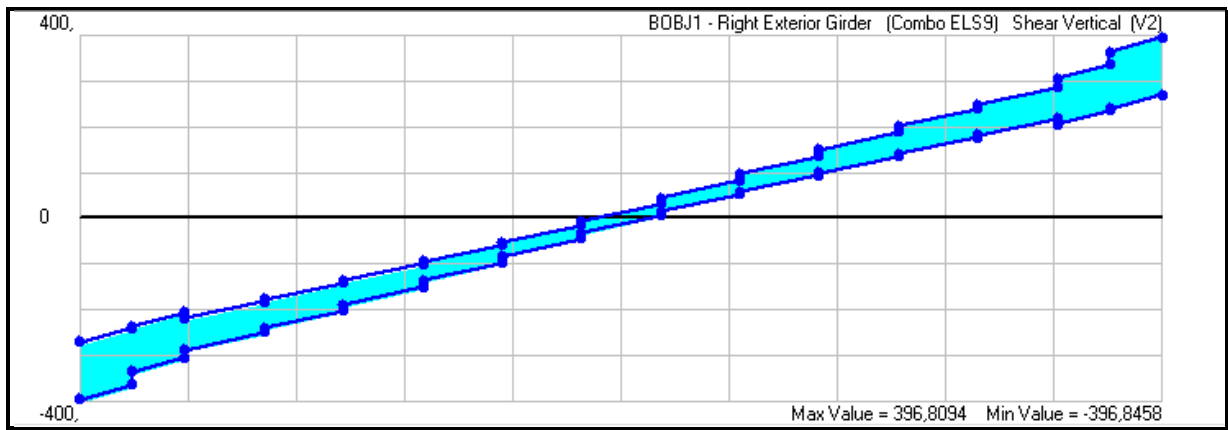


(Figure II-19) Diagramme moment max ELS

CHAPITRE II: ETUDE DU TABLIER



(Figure II-20) Diagramme effort tranchant MAX ELU



(Figure II-21) Diagramme effort tranchant MAX ELS

ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une mauvaise résistance à la traction.

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer ou limiter les sollicitations de traction dans le béton (A. YAZID 2005).

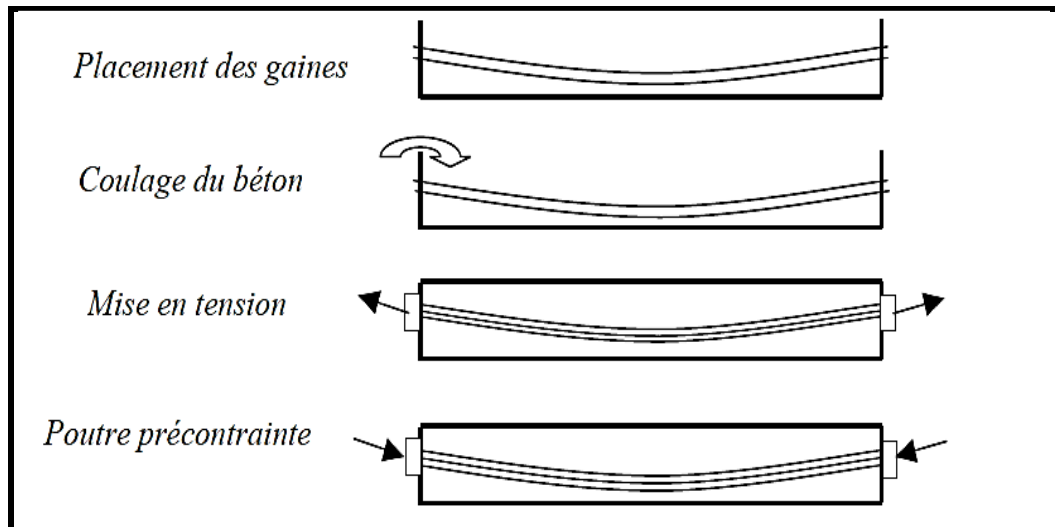
2. MODES DE LA PRECONTRAINTE

2.1 Précontrainte par post-tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appuis sur la pièce à comprimer, cette technique est utilisée pour les ouvrages importants.

2.2 Phases de réalisations

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



(FIGURE 1-III) phases de réalisation

2.3 Caractéristiques des câbles

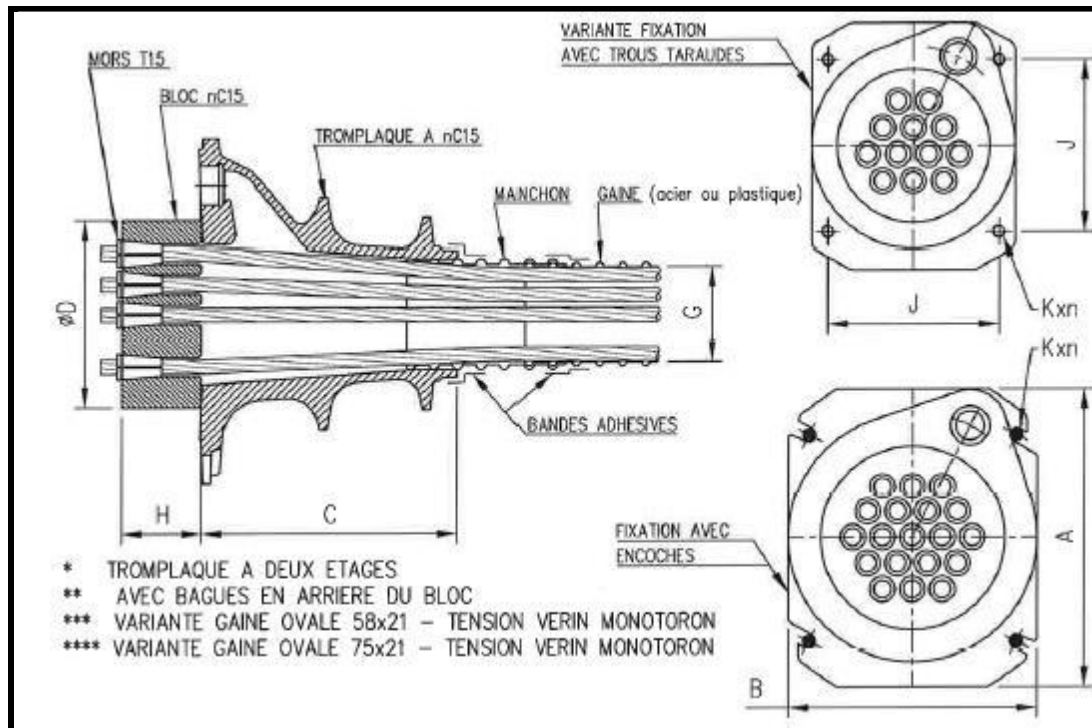
Pour avoir une résistance suffisante dans la poutre, on à travailler avec 2 types de câbles :

Câble T15.

- | | |
|-------------------------------|----------------------|
| ✓ Classe de résistance : | II |
| ✓ Force de repture garantie : | $F_{prg}=1743$ MPA. |
| ✓ Force élastique garantie : | $F_{peg}= 1553$ MPA. |
| ✓ Saction utile d'un toron : | $A=139$ mm. |

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- ✓ Diamètre de la gaine : $\text{Ø}g=80 \text{ mm et } 95\text{mm}$
- ✓ Coefficient de frottement (gaine-cable) : $\text{Ø}= 1.4 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
- ✓ Relaxation a 1000 heures : $\text{Ø}_{1000}=2.5\%$.
- ✓ Relaxation a 3000 heures : $\text{Ø}_{3000}=3\%$.
- ✓ Module d'élasticité : $E=1.9 \times 10^5 \text{ MPA}$.
- ✓ Recule d'ancrage au relachement du verin : $g=6\text{mm}$
- ✓ Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire : $f=0.16 \text{ rad}^{-1}$.



(FIGURE 2-III) détails câbles précontraint à l'about

3. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

Le calcul de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse (section a mi-travée) la valeur minimal de la précontrainte est donnée par :

$$P_{min} = \text{Sup}(P_I ; P_{II})$$

P_I = précontrainte dans le cas ou la section supposée sous critique.

P_{II} = précontrainte dans le cas ou la section est supposée sur critique.

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{S}{h} (h \times \sigma_{ti}) \quad , \quad P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot S \cdot V \cdot \overline{\tau_{ti}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Les moments max développé à la section 0.5L à l'ELS sont :

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$M_{MAX} = 3251.78 \text{KN.m}$ (SOUS G+D240)

$M_{MIN} = 2215.2 \text{KN.m}$ (SOUS G)

Section	B(m ²)	H(m)	V(m)	V'(m)	ρ (%)	Ig(m ⁴)
Poutre seule	0.5250	1.20	0.60	0.60	37%	0.070180
Poutre+hourdis	0.6450	1.40	0.67	0.73	37.5%	0.118440

(TABLEAU 1-III) caractéristique brute de la poutre à mi-travée

➤ Les contraintes limite

$\bar{\sigma}_{ti} =$ Contrainte limite de traction de béton avec $f_{c28} = 35 \text{MPa}$

$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = -2.7 \text{MPa}$ (dans section d'enrobage)

$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{MPa}$ (Hors section d'enrobage)

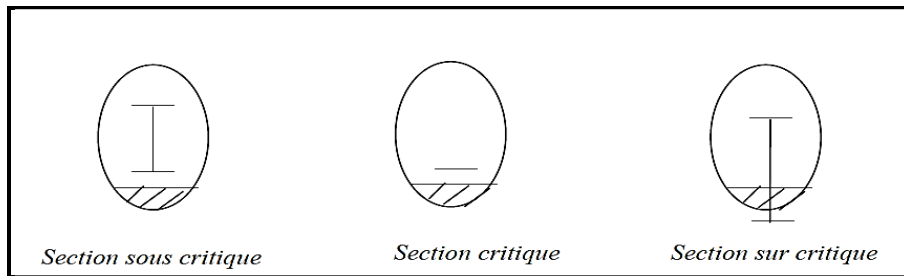
$$PI = \frac{3.251 - 2.215}{0.375 \times 1.40} + \frac{0.6450}{1.40} (1.40 \times (-2.7)) = 0.231 \text{MPa}$$

$$PII = \frac{3.25178 + 0.375 \times 0.6450 \times 0.67 \times (-2.7)}{0.375 \times 0.67 + 0.73 - 0.13} = 3.30 \text{MPa}$$

$$P_{min} = \sup(PI ; PII) \rightarrow \sup(0.231 ; 3.30)$$

$$P_{min} = 3.30 \text{MPa}$$

REMARQUE : Donc la section est sur critique, le fuseau de passage du câble sur une de ses frontières coupe la zone d'enrobage.



➤ L'excentricité

L'excentricité e_0 est :

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

$$e_0 = -48 \text{cm}$$
 (poutre seule)

$$e_0 = -61 \text{cm}$$
 (poutre+hourdis)

➤ Tension à l'origine

$$\sigma_{po} = \min(0.8 F_{prg} ; 0.9 F_{peg}) \text{ avec :}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$F_{prg}=1743 \text{ MPa}$

$F_{peg}=1553 \text{ MPa}$

$$\sigma_{po} = \min(1743 \times 0.8 ; 1553 \times 0.9)$$

$$\sigma_{po} = \min(1394.4 ; 1397.7) = 1394.4 \text{ MPa}$$

➤ L'effort à l'origine

$$A_p = n \times A$$

$$P_o = A_p \times \sigma_{po}$$

<i>cables</i>	<i>n</i>	<i>A(mm)</i>	<i>A_p(mm²)</i>	<i>σ_{po}(MPa)</i>	<i>P_o(MPa)</i>
12T15	12	139	1668	1394.4	2.325
19T15	19	139	2641	1394.4	3.682
					Moy= 3.00

(TABLEAU 2-III) l'effort à l'origine

4. DETERMINATION DE NOMBRES DES CABLES

Le nombre des câbles est déterminé par la relation suivante : $n \geq \frac{P_p}{P}$

Les câbles de l'about doivent être tirés à 100% avant le coulage de l'hourdis, est on estime une perte instantané de 10% et une perte différées de 20% dont une perte totale de 30%

$$P_p = \frac{P}{0.73} = \frac{3.30}{0.70} = 4.71 \text{ MPa} \rightarrow n \geq \frac{4.71}{3.0035} = 1.57$$

Donc on prend 2 câbles de type 12T15 + 19T15

$$P_o = P_{o1} + P_{o2} = 2.325 + 3.682 = 6.007 \text{ MPa}$$

5. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES

Il faut vérifier les équations suivantes :

$$\frac{P}{S} + \frac{P_{eo} \cdot M_{min}}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{P}{S} - \frac{P_{eo} \cdot M_{min}}{I} - \frac{M_{min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \dots \dots \dots (2)$$

$\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = \text{contraintes de compression sur la fibre surperieur et inferieur.}$

$\bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts} = \text{contraintes de traction sur la fibre supérieur et inférieur.}$

I. PHASE DE MISE EN TENSION (P1i)

A la mise en tension la poutre est soumise qu'a son poids propre $Mg = \frac{q.l^2}{8}$

$$M_{min} = 1783 \text{KN.m}$$

On prend les caractéristiques de la poutre seule (section nette) : Avec

- $B_{nette} \approx 0.95 B_{brute} \approx 0.49875 \text{m}^2$.
- $IG_{nette} \approx 0.90 IG_{brute} \approx 0.063162 \text{m}^4$.

On estime une perte instantanée de $\Delta p = 10\%$ donc :

$$P1i = 1.02(P_{min}) - 0.8(P_{min} \times \Delta p)$$

- **PHASE 1**
 - à 28^{ème} jours tirage à 100%

On estime une perte de 10% , et la poutre est soumise qu'a son poids propre

- $\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{MPa}$
- $\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t14} = -2.70 \text{MPa}$ (dans section d'enrobage)
- $\bar{\sigma}_{ti} = -1.5 f_{t14} = -4.05 \text{MPa}$ (hors section d'enrobage)

$$P1i = 1.02(6) - 0.8(6 \times 10\%) = 5.64 \text{MPa}$$

- Fibre supérieur

$$\frac{5.64}{0.4987} + \frac{5.64 \times (-0.48) \times 0.60}{0.063162} + \frac{1.783 \times 0.60}{0.063162} \geq -4.05 \text{MPa}$$

$$2.53 \text{MPa} > -4.05 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

- Fibre inférieur

$$\frac{5.64}{0.4987} - \frac{5.64 \times (-0.48) \times 0.60}{0.063162} - \frac{1.783 \times 0.60}{0.063162} \leq 21 \text{MPa}$$

$$20.08 \leq 21 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

II. SOUS COMBINAISON QUASI-PERMANENTE (P1)

On prend les caractéristiques de la section homogène Avec :

$$B_{homog} \approx 1.15 B_{brute}(p + d)$$

$$IG_{homog} \approx 1.15 IG_{brute}(p + d)$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Section	B(m ²)	H(m)	V(m)	V'(m)	ep(m)	Ig(m ⁴)
Poutre+hourdis	0.74175	1.40	0.67	0.73	0.57	0.136206

Caractéristiques de la section homogène

- $\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 \times f_{c28} = 17.97 \text{MPa}$
- $\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t14} = -2.40 \text{MPa}$ (dans section d'enrobage)
- $\bar{\sigma}_{ti} = -1.5f_{t14} = -3.6 \text{MPa}$ (hors section d'enrobage)

En cette phase la poutre est soumise aux charges permanentes

$$M_{p.p} = 2215 \text{KN.m}$$

$$P1_{max} = 1.02(P_{min}) - 0.8(P_{min} \times \Delta p)$$

On estime une perte totale de $\Delta p = 30\%P_0$.

$$P1_{max} = 1.02(6) - 0.8(6 \times 0.30) = 4.68 \text{MPa}$$

- Fibre supérieur

$$\frac{4.68}{0.74175} + \frac{4.68 \times (-0.61) \times 0.67}{0.136206} + \frac{2.215 \times 0.67}{0.136206} \geq -4.05 \text{MPa}$$

$$3.16 \text{MPa} > -4.05 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

- Fibre inférieur

$$\frac{4.68}{0.74175} - \frac{4.68 \times (-0.61) \times 0.73}{0.136206} - \frac{2.215 \times 0.73}{0.136206} \leq 21 \text{MPa}$$

$$9.74 \text{MPa} \leq 21 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

III. SOUS COMBINAISON RARE (P2)

On prend les caractéristiques de la section homogène Avec :

$$B_{homog} \approx 1.15B_{brute}(p + d)$$

$$IG_{homog} \approx 1.15IG_{brute}(p + d)$$

Section	B(m ²)	H(m)	V(m)	V'(m)	ep(m)	Ig(m ⁴)
Poutre+hourdis	0.74175	1.40	0.67	0.73	0.57	0.136206

- $\bar{\sigma}_{cs} = \bar{\sigma}_{ci} = 0.6 \times f_{c28} = 17.97 \text{MPa}$
- $\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t14} = -2.70 \text{MPa}$ (dans section d'enrobage)
- $\bar{\sigma}_{ti} = -1.5f_{t14} = -4.05 \text{MPa}$ (hors section d'enrobage)

En cette phase la poutre est soumise aux charges permanentes

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$M_{max} = 3251.78 \text{KN.m}$$

$$P2 = 0.98(P_{min}) - 1.2(P_{min} \times \Delta p)$$

On estime une perte totale de $\Delta p = 30\%P_0$.

$$P2 = 0.98(6) - 1.2(6 \times 0.30) = 3.72 \text{MPa}$$

➤ Fibre supérieur

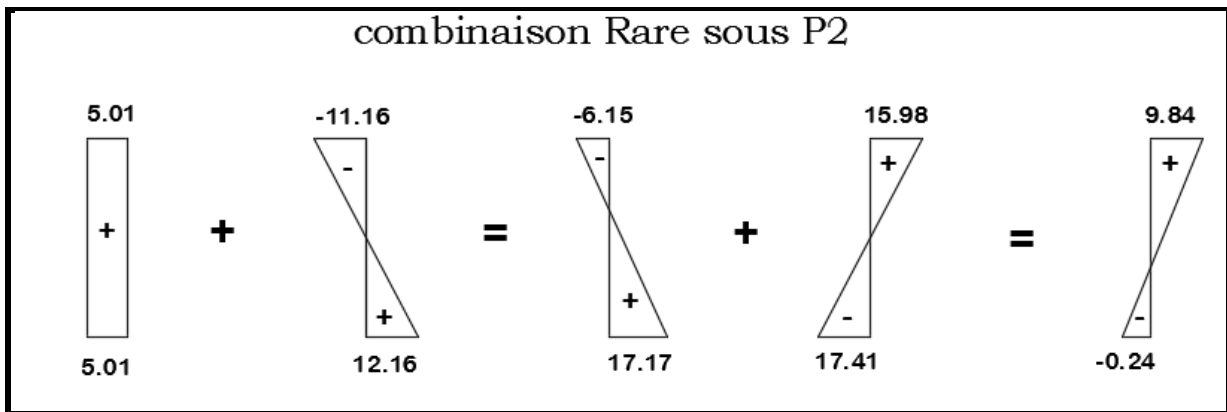
$$\frac{3.72}{0.74175} + \frac{3.72 \times (-0.61) \times 0.67}{0.136206} + \frac{3.251 \times 0.67}{0.136206} \geq -4.05 \text{MPa}$$

$$9.84 \text{MPa} \leq 21 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

➤ Fibre inférieur

$$\frac{3.72}{0.74175} - \frac{3.72 \times (-0.61) \times 0.73}{0.136206} - \frac{3.251 \times 0.73}{0.136206} \leq 21 \text{MPa}$$

$$-0.247 \text{MPa} > -4.05 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

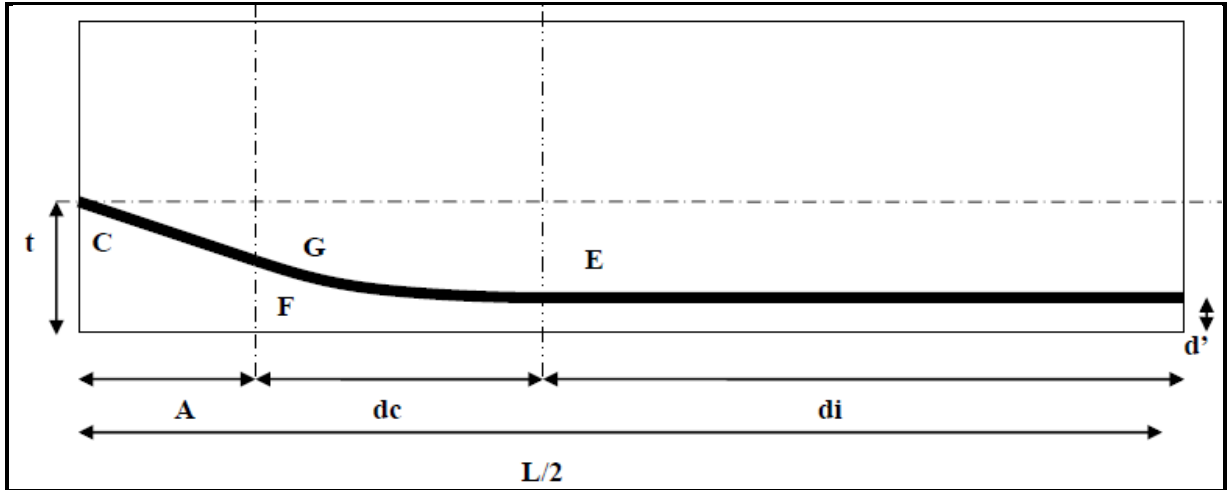


(FIGURE 3-III) contrainte à phase (Combinaison rare)

CONCLUSION : les conditions sont vérifiées pour chaque phases, donc on dispose une seule famille de câble à l'about 2 câbles 12T15+19T15.

6. TRACE DES CABLES

Les câbles sont régulièrement espacés sur la section d'about pour but de réaliser une précontrainte aussi centrée que possible et réduire les efforts de diffusion de la précontrainte, l'angle de relevage est pris $2^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ pour les câbles de la première famille.



(FIGURE 4-III) tracé des câbles

Avec :

E= point de début de relevage.

t= Hauteur du point c par rapport à la fibre inférieur.

EG= tronçon parabolique d'équation $y = a \cdot x^2$

GC= tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre appareil d'ancrage et le câble.

La pente de GC doit être égale à la dérivée de $y = a \cdot x^2$ avec $x = dc$.

$$f'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = tg\alpha \rightarrow a = \frac{tg\alpha}{2dc}$$

$$GF = a \cdot dc^2 = t - d' - GC\sin\alpha$$

$$A = GC \cdot \cos\alpha \rightarrow GC = \frac{A}{\cos\alpha} \rightarrow GC \cdot \sin\alpha = A \cdot tg\alpha$$

$$a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot tg\alpha$$

$$dc = \frac{2}{tg\alpha} (t - d' - tg\alpha)$$

A est choisie d'une manière à limité la courbure , il est pris généralement $A = 1m$

➤ Les câbles d'about

$$\sum M/\text{fib inf}=0 \rightarrow 2PV' = P1d1 + P2(d1 + y)$$

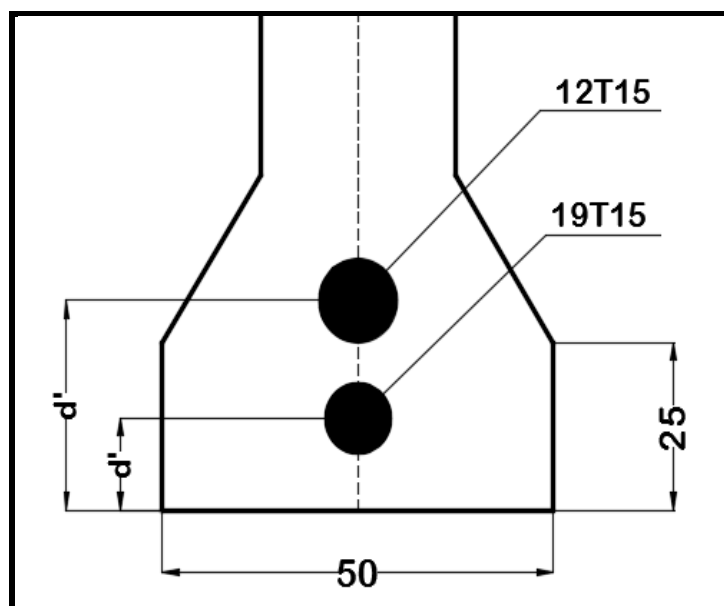
On fixe $y = 45\text{cm}$

$$d1 = \frac{2V'-y}{2} = \frac{2 \times 60 - 45}{2} = 40\text{cm}$$

$$d2 = d1 + y = 40 + 45 = 85\text{cm}$$

On prend comme angle de relevage pour câbles $\alpha1 = 6^\circ$ et $\alpha2 = 12^\circ$

Avec :



(FIGURE 5-III) tracé des câbles

<i>cables</i>	<i>cable N°1</i>	<i>cable N°2</i>
$d'(m)$	0.11m	0.25m

(TABLEAU 3-III) l'enrobage des câbles

➤ Câble N°1

$$dc = \frac{2}{tg\alpha} (t - d' - tg\alpha) = dc = \frac{2}{tg(6)} (0.40 - 0.11 - tg(6)) = 3.518\text{m}$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2dc} = \frac{tg(6)}{2 \times 3.518} = 0.014938$$

➤ Câble N°2

$$dc = \frac{2}{tg\alpha} (t - d' - tg\alpha) = dc = \frac{2}{tg(12)} (0.85 - 0.11 - tg(12)) = 3.645m$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2dc} = \frac{tg(12)}{2 \times 3.645} = 0.029157$$

	N° cable	α°	$tg\alpha$	$t(m)$	$d'(m)$	$dc(m)$	a
Câbles	1	6	0.105104	0.40	0.11	3.158	0.014938
	2	12	0.21255	0.85	0.25	3.645	0.029157

(TABLEAU 4-III) paramètres des câbles 1 et 2

6.1 LES LANGUEURS DES CABLES

Elle est donnée par : $Lt = Lr + Ld + Lc$ Avec:

Lr : longueur du tronçon rectiligne

Ld : longueur du tronçon droit

Lc : longueur du tronçon parabolique

- $Lc = \frac{1}{4a} [\ln(2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2}) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2}]$
- $Lr = \frac{0.5+A}{\cos\alpha}$
- $Ld = di$

➤ Câble 1 19T15

$$Lc = \frac{1}{4 \times 0.014938} \left[\ln \left(2 \times 0.014938 \times 3.158 + \sqrt{1 + (2 \times 0.014938 \times 3.158)^2} \right) + 2 \times 0.014938 \times 3.158 \sqrt{1 + (2 \times 0.014938 \times 3.158)^2} \right] = 3.1626m \approx 3.163m$$

$$Lr = \frac{0.5+A}{\cos\alpha} = Lr = \frac{0.5+1}{\cos(6)} = 1.508 \approx 1.51m$$

$$Ld = di \rightarrow \frac{L}{2} - A - dc = 16.7 - 1 - 3.158 = 12.542m$$

$$Lt = Lr + Ld + Lc = 1.51 + 12.542 + 3.163 = 17.245m$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

➤ Câble 2 12T15

$$Lc = 3.67226m \approx 3.673m$$

$$Lr = 1.5335 \approx 1.54m$$

$$Ld = 12.055m$$

$$Lt = 17.268m$$

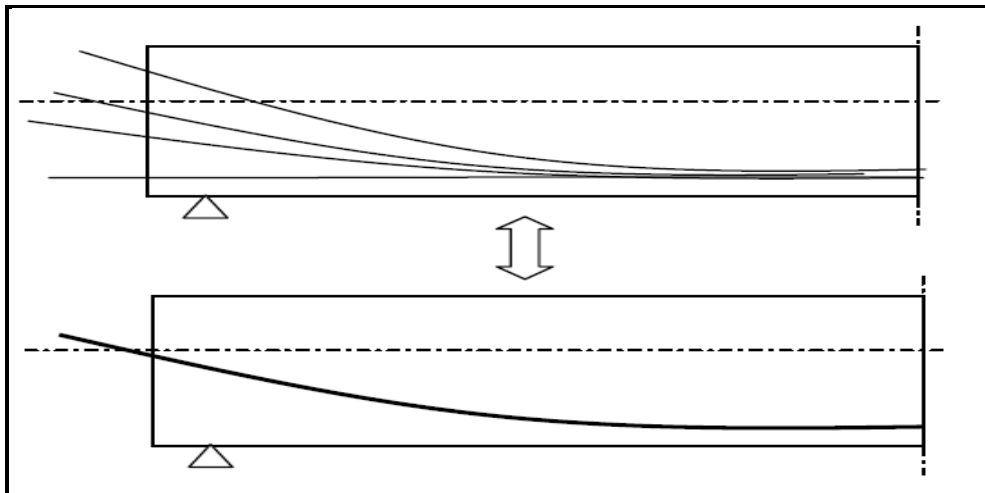
Les longueurs sont résumées dans le tableau suivant :

câbles	Lc (m)	Lr (m)	Ld (m)	Lt (m)	$LT(Lt \times 2)$ (m)
N°1	3.163	1.51	12.542	17.245	34.49
N°2	3.645	1.54	12.055	17.268	34.54

(TABLEAU 5-III) les longueurs des câbles

7. CABLE MOYEN FICTIF

Les câbles de précontrainte dans chaque section, forment un ensemble qui peut être assez complexe, c'est pour quoi, pour les calculs on remplace souvent cet ensemble par un câble moyen fictif qui aurait dans chaque section le même effet des câbles réellement mise en place (A.YAZID 2005).



(FIGURE 5-III) câble moyen fictif

La position des câbles est donnée par la formule suivante :

➤ A l'about $t_{moy} = \frac{\sum t}{n}$

$$t_{moy} = \frac{\sum t}{n} = \frac{0.4+0.85}{2} = 0.575m$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

➤ A x(m) d'appui : $ti = d' + ai \cdot xi^2$ avec $xi = dc + 1 - x$

A (1m) d'appuis

$$\text{Cable1 : } xi = 3.158 + 1 - 1 = 3.158m \rightarrow ti = 0.11 + 0.014938 \times 3.158^2 = 0.2589m$$

$$\text{Cable2 : } xi = 3.645 + 1 - 1 = 3.645m \rightarrow ti = 0.25 + 0.029157 \times 3.645^2 = 0.6374m$$

$$tmoy = \frac{0.259+0.637}{2} = 0.448m$$

➤ A (3m) d'appuis

$$\text{Cable1 : } xi = 3.158 + 1 - 3 = 1.158m \rightarrow ti = 0.11 + 0.014938 \times 1.158^2 = 0.130m$$

$$\text{Cable2 : } xi = 3.645 + 1 - 3 = 1.645m \rightarrow ti = 0.25 + 0.029157 \times 1.645^2 = 0.3289m$$

$$tmoy = \frac{0.130+0.3289}{2} = 0.22945m$$

➤ A (0.25L) d'appuis

$$ti = di = 0.11m \text{ (cable N°1)}$$

$$ti = di = 0.25m \text{ (cable N°2)}$$

$$ti = \frac{0.11+0.25}{2} = 0.18m$$

➤ A (0.5L) d'appuis

$$ti = di = 0.11m \text{ (cable N°1)}$$

$$ti = di = 0.25m \text{ (cable N°2)}$$

$$ti = \frac{0.11+0.25}{2} = 0.18m$$

8. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DES SECTIONS NETTES

La composante du précontraint à la section d'appuis :



(FIGURE 6-III) composante de la précontrainte à l'about

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$V = \sum Pi. \sin \alpha i = P. \sum \sin \alpha i$$

$$N = \sum Pi. \cos \alpha i = P. \sum \cos \alpha i$$

Avec P la force de la précontrainte d'un câble :

$$P. \sum Zi. \cos \alpha i = N. Z \rightarrow Z = \frac{\sum Zi. \cos \alpha i}{\sum \cos \alpha i}$$

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Zi : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la poutre

➤ Section d'about (poutre seule) exemple de calcul

N° cable	α	$\cos \alpha$	Zi(m)	Zi. $\cos \alpha$	Zi ² (m ²)
1	6°	0.9945218	0.40	0.39780	0.16
2	12°	0.9781476	0.85	0.83142	0.7225
		$\sum 1.97267$	$\sum 1.25$	$\sum 1.22922$	$\sum 0.8825$

$$Z = \frac{\sum Zi. \cos \alpha i}{\sum \cos \alpha i} \rightarrow Z = \frac{1.22922}{1.97267} = Z = 0.623m$$

$$B_{gaine} = n. \frac{\pi. \phi^2. gaine}{4} \text{ Avec:}$$

$$\phi_{gaine}(12T15) = 80mm$$

$$\phi_{gaine}(19T15) = 95mm$$

$$B_{gaine} = \frac{3.14 \times 8^2}{4} + \frac{3.14 \times 9.5^2}{4} = 121.086cm^2$$

Le moment d'inertie de la gaine est donnée par :

$$I_g = \frac{n. \pi. \phi^4. gaine}{64} + \frac{\pi. \phi^2. gaine}{4} \times \sum Zi^2$$

$$I_g = \left[\frac{3.14 \times 9.5^4}{64} + \frac{3.14 \times 9.5^2}{4} \times 1600 \right] + \left[\frac{3.14 \times 8^4}{64} + \frac{3.14 \times 8^2}{4} \times 7225 \right] = 476938.58cm^4$$

$$S\Delta = Z \times B = 62.3 \times 121.086 = 7543.657cm^3$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	SΔ(cm ³)	IΔ(cm ⁴)
Section brute	6000	62.3	360000	28800000
Gaine	121.086		7543.657	476938.58
Section nette	5878.914		352456.343	28323061.42

(TABLEAU 6-III) caractéristiques poutre about sans hourdis

$$V' = \frac{S\Delta}{B} = \frac{352456.343}{5399.52} = 59.95 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 120 - 59.95 = 60.05 \text{ cm}$$

$$I_G = I\Delta - \frac{S^2\Delta}{B} = 28323061.42 - \frac{352456.343^2}{5878.914} = 7192377.467 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{BVV'} = \frac{7192377.467}{5878.914 \times 60.05 \times 59.95} = 0.339 \approx 34\%$$

$$ep = Z - V' = 62.3 - 59.95 = 2.35 \text{ cm}$$

Section	Section d'about		Section 0.25L		section 0.5L	
	Poutre	P + H	Poutre	P + H	Poutre	P + H
B(cm)	5878.91	7098.85	5128.85	6328.915	5128.85	6328.915
V'(cm)	59.96	71.80	61	74.5	61	74.5
V(cm)	60.04	68.2	59	65.5	59	65.5
IG(cm ⁴)	7192377.467	12077217.78	6789441.233	11532357.08	6789441.233	11532357.08
ρ(%)	34%	34.7%	36.8%	37.2%	36.8%	37.2%
ep(cm)	2.35	-9.50	-43	-56.25	-43	-56.25

(TABLEAU 7-III) caractéristiques des sections nettes

Remarque : Le calcul des sections est vérifié avec logiciel AutoCAD

9. CARACTERISTIQUES DES SECTIONS HOMOGENESs (P+H)

La section homogène c'est la section obtenue en ajoutant à section nette des armatures longitudinales adhérente multipliée par un coefficient d'équivalence convenable « n »

Avec :

$A_p =$ section d'armatures longitudinales adhérentes (19T15 + 12T15)

$n_p = 5:$ cas des actions courte durée

$n_p = 15:$ cas des actions longue durée

Cette section comporte 2 gaines de 80mm et 95mm de diamètre, le centre de gravité des gaines est de 1.20m de la fibre supérieur

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- $Bh = B_{nette} + (A_p \times np)$
- $Sh = S_n + np \times A_p \times V$
- $I/\Delta = I_n\Delta + n \times B_p \times V^2$
- $IG = I/\Delta - Bh \times Vh^2$
- $V' = \frac{SH}{BH}$
- $V = h - V'$

Exemple de calcul (section médiane 0.50L)

$$Bh = 6328.915 + [5 \times (16.68 + 26.41)] = 6544.365m^2$$

$$Sh = 471420.452 + [5 \times (16.68 + 26.41) \times 1.2] = 471678.992cm^3$$

$$I/\Delta = 46536997.65 + [5 \times (16.68 + 26.41) \times 1.2^2] = 46537307.39cm^4$$

$$V' = \frac{SH}{BH} = 72cm$$

$$V = 140 - 72 = 68cm$$

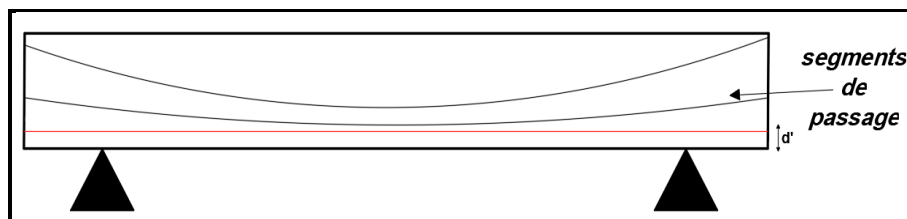
$$IG = I/\Delta - \frac{Sh^2}{B} = 12541175.06cm^4$$

abscisse	B (cm ²)	IG(cm ⁴)	ep(cm)	V(cm)	V'(cm)
0.00L	7305.300	13193859.22	-7.70	69	71
0.25L	6544.365	12541175.06	-54	68	72
0.50L	6544.365	12541175.06	-54	68	72

(TABLEAU 8-III) caractéristiques des sections homogène

10. FUSEAUX LIMITES

Le fuseau limite est la zone dans la poutre limité par deux courbes ou doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section donc on doit vérifier que le câble moyen équivalent passe cette zone



10.1 fuseau limite de traction

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

C'est le fuseau duquel doit se trouver le tracé du câble pour qu'il n'ait pas de traction dans la poutre, donc il faut vérifier que $-C' \leq e_0 \leq C$.

Avec :

- C, C' : limite du noyau central avec $C' = \rho.V'$ et $C = \rho.V$
- e_p : excentricité du câble moyen.
- e_0 : centre de pression
- M_{\min} : Moment due aux charges permanentes.
- M_{\max} : Moment due aux charges permanentes et aux surcharges.
- P : tension finale dans le câble après perte (estimé à 30%) avec $P = \Sigma P_i \cdot \cos \alpha_i$

Donc :

$$P = 0.70P_0 = 0.70 \times 3 = 2.10MN = 2100KN$$

Remarque : le tracé du fuseau se fera par rapport à la ligne de centre de gravité le long de la poutre, donc on prend en considération la section de la poutre nette (P+H) pour les trois points : 0.00L et 0.25L et 0.50L.

Section	0.00L	0.25L	0.50L
$M_{\max}(KN.m)$	0.00	2483.4	3251.8
$M_{\min}(KN.m)$	0.00	1701.2	2215.2
$P(KN)$	4142.61	4142.61	4142.61
$C (cm)$	23.66	24.336	24.336
$C'(cm)$	24.91	27.714	27.714
$\frac{M_{\max}}{P} (cm)$	0.00	59.95	78.50
$\frac{M_{\min}}{P} (cm)$	0.00	41.06	53.47
$-C' - \frac{M_{\max}}{P} (I)$	-24.91	-87.664	-106.214
$C - \frac{M_{\min}}{P} (II)$	23.66	-16.724	-29.134
$e_p (cm)$	-9.50	-56.25	-56.25
$I \leq e_p \leq II$	$-24.91 \leq e_p \leq 23.66$	$-87.6 \leq e_p \leq -16.7$	$-106.2 \leq e_p \leq -29.1$
Observation	vérifier	vérifier	vérifier

(TABLEAU 9-III) Caractéristiques de fuseau limite de traction (poutre+hourdis)

10.2 fuseau limite de compression

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble pour que les contraintes extrêmes restent inférieures à leur valeur limites de compression.

Avec :

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$a = \min(e1; e2)$$

$$a' = \min(e'1; e'2)$$

$$-e'1 = \rho V(1 - \overline{\sigma c} \cdot \frac{B}{P})$$

$$-e'2 = \rho V'(-1 + \overline{\sigma t} \cdot \frac{B}{P})$$

$$e1 = \rho V(1 - \overline{\sigma t} \cdot \frac{B}{P})$$

$$e2 = \rho V'(-1 + \overline{\sigma c} \cdot \frac{B}{P})$$

Section	0.00L	0.25L	0.50L
$\overline{\sigma c}(MPa)$	21	21	21
$\overline{\sigma t}(MPa)$	-2.7	-2.7	-2.7
$Mmax(KN.m)$	0.00	2483.4	3251.8
$Mmin(KN.m)$	0.00	1701.2	2215.2
$P(KN)$	4142.61	4142.61	4142.61
$-e'1$	-61.5	-53.8	-53.8
$-e'2$	-13.38	-16.2	-16.2
$-a'$	-61.5	-53.8	-53.8
$e1$	12.71	14.92	14.92
$e2$	64.75	55.77	55.77
a	12.71	14.92	14.92
$\frac{Mmax}{P} (cm)$	0.00	59.95	78.50
$\frac{Mmin}{P} (cm)$	0.00	41.06	53.47
$-a' - \frac{Mmax}{P} (I)$	-61.5	-94.86	-132.3
$a - \frac{Mmin}{P} (II)$	12.71	-26.14	-38.55
$ep(cm)$	-9.50	-56.25	-56.25
$I \leq ep \leq II$	$-61.5 \leq ep \leq 12.71$	$-94.8 \leq ep \leq -26.14$	$-132.3 \leq ep \leq -38.55$
Observation	vérifier	vérifier	vérifier

(TABLEAU 10-III) Caractéristiques de fuseau limite de compression (poutre+hourdis)

11. LES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

On désigne sous le nom (pertes de la précontrainte) toute différence entre l'effort exercé lors de la mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

Les pertes se divisent en deux groupes :

- Les pertes instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Les pertes différées : se produisant dans (t) plus au moins long après la mise en tension.

11.1 Les pertes instantanées

Les pertes instantanées sont :

- I. Pertes par frottement.
- II. Pertes par recul d'ancrage.
- III. Pertes par raccourcissement instantané du béton.

I. Perte par frottement

Les pertes elles se produisent par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} - e^{-(f\alpha + \varphi x)} \text{ Avec :}$$

$$\sigma_{po} = \text{tension à l'origine } \sigma_{po} = 1394.4 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \text{l'angle de déviation de chaque câble}$$

$$f = \text{coefficient de frottement angulaire } f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$$

$$\varphi = \text{coefficient de frottement linéaire } \varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Avec : $\alpha_1 = 6^\circ$ et $\alpha_2 = 12^\circ$

- Câble N°1 $\alpha_1 = 6^\circ$

- A 0.00L

$$\sigma_p(0) = 0.00 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

➤ A 0.25L

$$\sigma_p(8.35) = \sigma_{po} - (\sigma_{po} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}) = 1394.4 - (1394.4 \times e^{-(0.18 \times 0.104719 + 2.10^{-3} \times 8.35)})$$

$$\sigma_p(8.35) = 48.70 \text{ MPa}$$

➤ A 0.50L

$$\sigma_p(16.7) = \sigma_{po} - (\sigma_{po} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}) = 1394.4 - (1394.4 \times e^{-(0.18 \times 0.104719 + 2.10^{-3} \times 16.7)})$$

$$\sigma_p(16.7) = 70.98 \text{ MPa}$$

➤ Câble 2

➤ A 0.00

$$\sigma_p(0) = 0.00 \text{ MPa}$$

➤ A 0.25L

$$\sigma_p(8.35) = \sigma_{po} - (\sigma_{po} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}) = 1394.4 - (1394.4 \times e^{-(0.18 \times 0.20944 + 2.10^{-3} \times 8.35)})$$

$$\sigma_p(8.35) = 73.828 \text{ MPa}$$

➤ A 0.50L

$$\sigma_p(16.7) = \sigma_{po} - (\sigma_{po} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}) = 1394.4 - (1394.4 \times e^{-(0.18 \times 0.20944 + 2.10^{-3} \times 16.7)})$$

$$\sigma_p(16.7) = 95.698 \text{ MPa}$$

Cables	α		σ_{po}	0.00L		0.25L		0.5L	
	deg	rad		x	$\sigma_p(x)$	x	$\sigma_p(x)$	x	$\sigma_p(x)$
Cable1	6°	0.104719	1394.4	0	0	8.35	48.70	16.7	70.98
Cable2	12°	0.20944	1394.4	0	0	8.35	73.828	16.7	95.698
moy	/	/	/	/	0	/	61.264	/	83.339

(TABLEAU 11-III) pertes par frottement $\Delta\sigma_p$ (MPa)

II. Pertes par recule d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage. Ce recule provoque une diminution de contrainte dans les câbles, son influence donnée par la formule suivante (BPEL 91) :

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot Ep}{\sigma_{po} \left(\frac{f \cdot \alpha}{L} + \phi \right)}} \text{ Avec:}$$

σ_{po} = tension à l'origine $\sigma_{po} = 1394.4 \text{MPa}$

α = l'angle de déviation de chaque cable (rad).

f = coefficient de frottement angulaire $f = 0.18 \text{rad}^{-1}$

ϕ = coefficient de frottement liniaire $\phi = 2 \cdot 10^{-3} \text{m}^{-1}$

g = recule d'ancrage estimé par 6mm

$Ep = 1.9 \cdot 10^5 \text{MPa}$

L = longueur des cables (voir tableau 3 – III)

Remarque :

- Si $d \leq \frac{L}{2}$ on tire les câbles par les deux extrémités.
- Si $d > \frac{L}{2}$ on tire les câbles par une seule extrémité.

Câbles	L (m)	α (rad)	$\frac{f \cdot \alpha}{L} + \phi$	d (m)
N°1	34.49	0.1047	2.546×10^{-3}	17.91
N°2	34.54	0.20944	3.091×10^{-3}	16.265

(TABLEAU 12-III) calcul de d(m)

Remarque : On tire le premier câble par une seule extrémité, et le deuxième câble par les deux extrémités.

Le calcul des pertes est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma\phi(0) = 2 \times \sigma_{po} \left(f \cdot \frac{\alpha}{L} + \phi \right) \times d$$

$$\Delta\sigma\phi(i) = \Delta\sigma(0) \times \left(1 - \frac{i}{d} \right) \text{ Avec :}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$i =$ la distance x par rapport à l'about

Section	0.00L	0.25L	0.50L
abscisse $i(m)$	0.00m	8.35m	16.7m
Câble N°1	127.18	67.88	8.59
Câble N°2	140.17	68.17	≈ 0
moyenne	133.675	68.025	4.295

(TABLEAU 13-III) les pertes par recule d'ancrage $\Delta\sigma\varphi$

III. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Les 2 câbles sera tendue au 28^{ème} jours donc ils subissent une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension, elle est donnée par la formule suivante d'après BPEL :

$$\Delta\sigma\pi(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{bij}} \text{ Avec :}$$

$\Delta\sigma\pi(x)$: perte de tension moyenne de n cables

$\sigma_{bn}(x)$: contrainte de copression du béton due à l'ensemble des cables traversant la section

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \cdot ep}{IG} + n \cdot Ap \cdot \frac{\sigma_{\pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{IG}\right)$$

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_c 28} = 11000^3 \sqrt{35} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Mg : moment du au poids de la poutre à l'abscisse(x)

$\sigma_{\pi}(x)$: contrainte normale dans le cable après toutes les pertes déjà déterminées:

$$\sigma_{\pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bi}} \frac{Mg \cdot ep}{IG} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot Ap (\sigma_{po} - \Delta\sigma\varphi(x) - \Delta\sigma g(x))}{B} \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG}\right)$$

➤ Câbles à l'about (0.00L)

$$Mg = 0.0 \text{ KN.m}$$

$$ep = 2.35 \text{ cm}$$

$$Ap = 1668 + 2641 = 4309 \text{ mm}^2$$

$$IG = 7192377.467 \text{ cm}^4 \text{ (tableau 5 - III)}$$

$$B = 5878.91 \text{ cm}^2 \text{ (tableau 5 - III)}$$

$$\sigma_{\pi}(0) = \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35981.73} \cdot \frac{(2641+1668)(1394.4-133.675)}{587891} \left(1 + \frac{5878.91(2.35)^2}{7192377.467}\right) = 16.33 \text{ MPa}$$

➤ Câbles à 8.35m (0.25L)

$$Mg(8.35) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} = 1337.626KN.m$$

$$ep = -43cm$$

$$Ap = 4309mm^2$$

$$IG = 6789441.233cm^4(\text{tableau 5 - III})$$

$$B = 5128.85cm^2(\text{tableau5 - III})$$

$$\sigma_{pi}(8.35) = \frac{1.9 \cdot 10^5}{3 \times 35981.73} \cdot \frac{13376.26(-43)}{6789441.233} + \frac{1.9 \cdot 10^5}{3 \times 35981.73} \cdot \frac{4309(1394.4 - 68.025 - 61.264)}{512885} \times \left(1 + \frac{5128.85(-43)^2}{6789441.2333}\right)$$

$$\sigma_{pi}(8.35) = 44.69MPa$$

➤ Câbles à 16.7 (0.50L)

$$Mg(16.7) = \frac{ql^2}{8} = 1783.50KN.m$$

$$ep = -43cm$$

$$Ap = 4309mm^2$$

$$IG = 6789441.223cm^4(\text{tableau 5 - III})$$

$$B = 5128.85cm^2(\text{tableau5 - III})$$

$$\sigma_{pi}(16.7) = \frac{1.9 \cdot 10^5}{3 \times 35981.79} \cdot \frac{17835(-43)}{6789441.223} + \frac{1.9 \cdot 10^5}{3 \times 34023.136} \cdot \frac{4309(1394.4 - 4.295 - 83.339)}{512885} \times \left(1 + \frac{5128.85(-43)^2}{6789441.23}\right)$$

$$\sigma_{pi}(16.7) = 46.11MPa$$

Section	0.00L	0.25L	0.50L
abscisse (m)	0.00m	8.35m	16.7m
$\sigma_{pi}(MPa)$	16.33	44.69	46.11

(TABLEAU 14-III) les pertes par raccourcissement béton σ_{pi}

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Les pertes instantanées totales sont : $\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma\varphi(x) + \Delta\sigma g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$

Section	0.00L	0.25L	0.50L
abscisse(m)	0.00	8.35	16.7
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	0	61.264	83.339
$\Delta\sigma\varphi$ (MPa)	133.675	68.025	4.295
σ_{pi} (MPa)	16.33	44.69	46.11
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	150	173.98	133.774

(TABLEAU 15-I4II) pertes instantanées totales

Section	0.00L	0.25L	0.50L
abscisse(m)	0.00	8.35	16.7
σ_{po} (MPa)	1394.4	1394.4	1394.4
$\sigma_{p inst}$ (MPa)	1244.4	1220.42	1260.626

(TABLEAU 16-III) les tensions initiales

11.2 Les pertes différées

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

- Pertes dues au retrait de béton.
- Pertes dues au fluage du béton.
- Pertes dues à la relaxation de l'acier.

11.2.1 Pertes dues au retrait du béton (B.P.E.L 91 Art 3.3.21) :

Le retrait ou raccourcissement du béton engendre un raccourcissement des aciers actifs donc une perte de tension qui est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r[1 - r(to)]. E_p$$

$$r(to) = \frac{t}{t+9rm} \rightarrow rm = \frac{B(\text{aire section})}{U(\text{périmètre})}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

r_m : rayon moyen de la section

t_0 : age du béton à la mise en tension des câbles

$\epsilon_r(t)$: le retrait du béton $\rightarrow \epsilon_r(t) = 3 \cdot 10^{-4}$

➤ Le tirage des câbles se fait au 28^{ème} jours avec :

$$r_m(\text{about}) = \frac{6000}{340} = 17.647 \text{ cm}$$

$$r_m(\text{mediane}) = \frac{5250}{345.44} = 15.198 \text{ cm}$$

- **A l'about**

$$r_m = \frac{5500}{320} = 17.19 \text{ cm}$$

$$r(14) = \frac{28}{28+9(17.647)} = 0.1499$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \cdot 10^{-4} [1 - 0.1499] \cdot 1.910^5 = 48.54 \text{ MPa}$$

- **Médiane**

$$r_m = \frac{5250}{345.44} = 15.198 \text{ cm}$$

$$r(14) = \frac{28}{28+9(15.198)} = 0.1699$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \cdot 10^{-4} [1 - 0.1699] \cdot 1.910^5 = 47.31 \text{ MPa}$$

11.2.2 Pertes dues à la relaxation du béton (BPEL Art 3.3.23)

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur, elle est donnée par cette formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{6}{100} \times \rho 1000 \times \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

$\rho 1000$: relaxation à 1000heurs $\rho = 2.5\%$

μ_0 : coefficient d'armature très basse relaxation $\mu_0 = 0.43$

$f_{prg} = 1743 \text{ MPa}$

$\sigma_{pi}(x)$: tension à l'initiale probable (voir tableau 11 – III)

- **A l'about 0.00L**

$$\Delta\sigma_{pi}(0.00) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1244.44}{1743} - 0.43 \right] \times 1244.44 = 53.006 \text{ MPa}$$

- **A 0.25L (8.35m)**

$$\Delta\sigma_{pi}(8.35) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1220.42}{1743} - 0.43 \right] \times 1220.42 = 40.43 \text{ MPa}$$

- **A 0.50L (16.7m)**

$$\Delta\sigma_{pi}(16.7) = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left[\frac{1260.626}{1814} - 0.43 \right] \times 1260.626 = 55.45 \text{ MPa}$$

11.2.3 Pertes due au fluage (BPEL Art 3.3.2.2)

Le fluage est une déformation du béton dans le temps, les câbles vont subir une perte de tension donnée par la formule suivante (on prend les caractéristique de la poutre+dalle homogène) voir (TABLEAU 4-III).

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b(x) - \sigma_m(x)) \times \frac{E_p}{E_{bi}} \text{ Avec :}$$

σ_b : contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_m : contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

$$\sigma_m(x) = \frac{Mg \cdot ep}{IG} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left(1 + \frac{B \times (ep)^2}{IG} \right)$$

$$\sigma_b(x) = \frac{Mg \cdot ep}{IG} + n \cdot Ap \cdot \frac{(\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d)}{B} \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG} \right)$$

$$\text{D'après BPEL91 art (3.3.24)} \quad \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p$$

- **Exemple de calcul à l'about 0.00L**

$$Mg = 0 \text{ KN.m}$$

$$B = 7305.3 \text{ cm}^2 \text{ voir}$$

$$IG = 13193859.22 \text{ cm}^4$$

$$ep = -7.70 \text{ cm}$$

$$Ap = 1668 + 2641 = 4309 \text{ mm}^2$$

$$Ep = 1.9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$\sigma_{pi}(0.00L) = 1247.395 MPa$$

$$\sigma_m(x) = \frac{Mg \cdot ep}{IG} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left(1 + \frac{B \times (ep)^2}{IG} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_m(0.0L) = 4309 \times \frac{1244.44}{730530} \left(1 + \frac{7305.3 \times (-7.70)^2}{13193859.22} \right)$$

$$\sigma_m(0.00L) = 7.58$$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p \rightarrow \Delta\sigma_d = 48.54 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 53$$

$$\Delta\sigma_d = 92.70 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.00L) = \left[2\sigma_m - n \cdot Ap \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \left(1 + \frac{B(ep)^2}{IG} \right) \right] \cdot \frac{Ep}{Ebi}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.00L) = \left[2(7.58) - 4309 \times \frac{92.7 + \Delta\sigma_{fl}}{730530} \left(1 + \frac{7305.3(-7.70)^2}{13193859.22} \right) \right] \cdot \frac{1.9 \cdot 10^5}{35981.73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.00L) = 77.07 MPa$$

câbles	Section	0.00L	0.25L	0.50L
	Abscisse(m)	0	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d(MPa)$	$92.70 + \Delta\sigma_{fl}$	$81.001 + \Delta\sigma_{fl}$	$93.52 + \Delta\sigma_{fl}$
	$Mg(KN.m)$	0.00	1337.626	1783.50
	$\sigma_{pi}(MPa)$	1244.40	1220.42	1260.625
	$\sigma_m(MPa)$	7.58	14.50	13.25
	$\Delta\sigma_{fl}(MPa)$	77.07	146.03	131.73

(TABLEAU 17-III) les pertes de tensions du au fluage

Les pertes différées totales sont : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p$

Les câbles	Section	0.00L	0.25L	0.50L
	Abscisse	0	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_r(MPa)$	48.54	47.31	47.31
	$\Delta\sigma_p(MPa)$	53	40.43	55.45
	$\Delta\sigma_{fl}(MPa)$	77.07	146.03	131.73
	$\Delta\sigma_d(MPa)$	169.77	227.03	225.24

(TABLEAU 18-III) les pertes différées totales

Le pourcentage des pertes :

$$\%perte = \frac{\sigma_{po} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{po}} \text{ Avec } \sigma_{po} = 1394.4 MPa$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma d$$

Section	0.00L	0.25L	0.50L
Abscisse	0	8.35	16.7
$\sigma_{pi}(MPa)$	1244.40	1220.42	1260.625
$\Delta\sigma d(MPa)$	169.77	227.03	225.24
$\sigma_{p\infty}(MPa)$	1074.63	993.39	1036.385
$\sigma_{po}(MPa)$	1394.4	1394.4	1394.4
% perte(MPa)	23%	28%	26%

(TABLEAU 19-III) le pourcentage des pertes

Conclusion : On remarque que les pertes sont inférieure à la valeur prise en considération dans le calcul de la précontrainte 30%

12. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES (B.P.E.L 91 Art7-3)

Les justifications se font en différentes situations (exploitation ou en construction) à ELS, les contraintes normal exerçant dans une section est donnée par BPEL :

$$\sigma_y = P \left(\frac{1}{B} + \frac{y}{I} ep \right) + \frac{My}{I} \text{ Avec: } \bar{\sigma}_{min} < \sigma_y < \bar{\sigma}_{max}$$

12.1 Justification à ELS

On fait la vérification pour la classe II (traction modérée)

$\bar{\sigma}_c$: La contrainte admissible de compression dans le béton.

$\bar{\sigma}_t$: La contrainte admissible de traction dans le béton.

	contrainte	Situation	Exploitation			Construction
			Rare	Fréquente	Quasi_permanente	rare
Classe II	$\bar{\sigma}_t$	Dans section d'enrobage	$-ft28$	0	/	$-0.7ftj$
		Hors section d'enrobage	$-1.5ft28$	/	/	$-1.5ftj$
	$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0.6ft28$	$0.6fc28$	$0.5fc28$	$0.6ftj$

(TABLEAU 20-III) valeurs limites de contrainte

- Matériaux

Jours	14	28	>60 (1.1×fc28)
$f_{cj}(MPa)$	29.95	35	38.5
$f_{tj}(MPa)$	2.397	2.7	2.91

(TABLEAU 21-III) valeurs des contraintes de béton en fonction de j

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La force de la précontrainte est prise égale à :

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{Po} - 0.8\Delta\sigma_j(\text{PHASE DE CONSTRUCTION})$$

$$\sigma_{P2} = 0.98\sigma_{Po} - 1.2\Delta\sigma_j(\text{PHASE D'EXPLOITATION})$$

σ_{Po} : contrainte à l'origine

$\Delta\sigma_j$: somme des pertes instantanées + différées à temps t

Les pertes différées à temps t est donnée par $\Delta\sigma_j = r(t) \times \Delta\sigma_j$

➤ Phase de construction

Phases	jours	opération	caractéristiques	
I	0	Coulage de la poutre	/	PHASES DE CONSTRUCTIONS
II	14	Mise en tension des 2 câbles à 50% (50% des pertes instantanées)	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre (nette) • Poids de la poutre seule • Précontrainte des câbles à 50% P1 	
III	28	Mise en tension des 2 câbles à 100% (100% des pertes instantanées)	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre (nette) • Poids de la poutre seule • Précontrainte des câbles à 100% P1 	
IV	50	Pose des poutres et coulage de l'hourdis $\Delta\sigma_j(t)$	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre (nette) • Poids poutre + hourdis • Précontrainte des câbles P1 	
V	84	Mise en place de la superstructure (revêtement trottoirs...) $\Delta\sigma_j(t)$	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre +hourdis (homogène) • Poids propre du tablier • Précontrainte des câblesP1 	
VI	>90	Mise en service (exploitation) $\Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre+hourdis (homogène) • Précontrainte des câblesP2 	PHASE D'EXPLOITATION

(TABLEAU 22-III) phases de construction

- **Vérification des contraintes**

➤ En construction

$$\sigma_s = \frac{P1}{B} + \frac{P1.eo.V}{IG} + \frac{Mmin.V}{IG} \geq \bar{\sigma}_{cts}$$

$$\sigma_i = \frac{P1}{B} - \frac{P1.eo.V}{IG} - \frac{Mmin.V}{IG} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

➤ **PHASE II**

$$\sigma_{po} = 0.5 \times 1394.4 = 697.2 MPa$$

$$Mg\left(\frac{L}{2}\right) = 1783.50 KN.m$$

$$\Delta\sigma(14j) = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 133.774 = 66.887 MPa$$

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{Po} - 0.8\Delta\sigma = 1.02(697.2) - 0.8(66.887) = 657.64 MPa$$

$$P1 = Ap \times \sigma_{P1} = 657.64 \cdot 10^{-3} \times (1668 + 2641) = 2833.77 KN$$

$$\sigma_s = \frac{28337.7}{5128.85} + \frac{28337.7(-43)(59)}{6789441.233} + \frac{1783500(59)}{6789441.233} = 10.44 MPa \geq \bar{\sigma}_{cts} = -3.5955 MPa$$

$$\sigma_i = \frac{28337.7}{5128.852} - \frac{28337.7(-43)(61)}{6789441.223} - \frac{1783500(61)}{6789441.223} = 0.98 MPa \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.79 MPa$$

Les conditions sont vérifiées

➤ **PHASE III**

$$\sigma_{po} = 1394.4 MPa$$

$$Mg\left(\frac{L}{2}\right) = 1783.50 KN.m$$

$$\Delta\sigma(28j) = \Delta\sigma_{intant} = 133.774 MPa$$

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{Po} - 0.8\Delta\sigma = 1.02(1394.4) - 0.8(133.774) = 1315.26 MPa$$

$$P1 = Ap \times \sigma_{P1} = 1315.26 \cdot 10^{-3} \times 4309 = 5667.49 KN$$

$$\sigma_s = \frac{56674.9}{5128.85} + \frac{56674.9(-43)(59)}{6789441.233} + \frac{1783500(59)}{6789441.233} = 5.37 MPa \geq \bar{\sigma}_{cts} = -4.05 MPa$$

$$\sigma_i = \frac{56674.9}{5128.852} - \frac{56674.9(-43)(61)}{6789441.223} - \frac{1783500(61)}{6789441.223} = 16.92 MPa \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21 MPa$$

Les conditions sont vérifiées

➤ PHASE IV

Les pertes différées à temps t est donnée par $\Delta\sigma_j = r(50j) \times \Delta\sigma_j$

$$r(t) = \frac{t}{t+9rm} \rightarrow r(50) = \frac{50}{50+9rm}$$

$$rm = \frac{B(\text{aire section})}{U(\text{périmètre})} = 15.19\text{cm}$$

$$Mg + h\left(\frac{L}{2}\right) = 1944.20\text{KN.m}$$

$$\sigma_{po} = 1394.4\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(j) = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}(50j) = 133.774 + 60.32 = 194.10\text{MPa}$$

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{Po} - 0.8\Delta\sigma = 1.02(1394.4) - 0.8(194.10) = 1267.008\text{MPa}$$

$$P1 = Ap \times \sigma_{P1} = 1267.008 \cdot 10^{-3} \times 4309 = 5459.53\text{KN}$$

$$\sigma_s = \frac{54595.3}{5128.85} + \frac{54595.3(-43)(59)}{6789441.233} + \frac{1944200(59)}{6789441.233} = 7.13\text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{cts} = -4.05\text{MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{54595.3}{5128.852} - \frac{54595.3(-43)(61)}{6789441.223} - \frac{1944200(61)}{6789441.223} = 14.26\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21\text{MPa}$$

Les conditions sont vérifiées

➤ PHASE V

On prend les caractéristiques de la poutre homogénéisée de la poutre + dalle (après injection du coulis de ciment) (**VOIR TABLEAU 8-III**)

$$M_{sup. str}\left(\frac{L}{2}\right) = 2215.2\text{KN.m}$$

$$\sigma_{po} = 1394.4\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(j) = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}(84) = 133.774 + 85.72 = 219.50\text{MPa}$$

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{Po} - 0.8\Delta\sigma = 1.02(1394.4) - 0.8(219.50) = 1246.69\text{MPa}$$

$$P1 = Ap \times \sigma_{P1} = 1246.69 \cdot 10^{-3} \times 4309 = 5371.98\text{KN}$$

$$\sigma_s = \frac{53719.8}{6544.365} + \frac{53719.8(-54)(68)}{12541175.06} + \frac{2215200(68)}{12541175.06} = 4.94\text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{cts} = -4.05\text{MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{53719.8}{6544.365} - \frac{53719.8(-54)(72)}{12541175.06} - \frac{2215200(72)}{12541175.06} = 12.14\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21\text{MPa}$$

Les conditions sont vérifiées

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

➤ PHASES D'EXPLOITATION VI

$$MG + D240 \left(\frac{L}{2}\right) = 3251.78KN.m$$

$$\sigma P2 = 0.98\sigma P0 - 1.2\Delta\sigma = 0.98(1394.4) - 1.2(30\% \times 1394.4) = 864.528MPa$$

$$P2 = Ap \times \sigma P2 = 864.528.10^{-3} \times 4309 = 3725.25KN$$

$$\sigma_s = \frac{37252.5}{6544.365} + \frac{37252.5(-54)(68)}{12541175.06} + \frac{3251780(68)}{12541175.06} = 12.41MPa \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21MPa$$

$$\sigma_i = \frac{37252.5}{6544.365} - \frac{37252.5(-54)(72)}{12541175.06} - \frac{3251780(72)}{12541175.06} = -1.42MPa \geq -2.70MPa$$

Les conditions sont vérifiées

Remarque : les contraintes normale pour chaque phases est vérifier donc la poutre est vérifier,

La traction dans la fibre inférieure ne dépasse pas la limite de traction de béton ft28=-2.7MPa donc la poutre est vérifiée pour chaque phases de construction est de service.

Phases	P(KN)	M(KN.m)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_i$ (MPa)	Observat
II	2833.77	1783.50	10.44	0.98	-3.59	17.79	vérifiée
III	5667.49	1783.50	5.37	16.92	21	-4.05	
IV	5459.53	1944.20	7.13	14.26	21	-4.05	
V	5371.98	2215.20	4.94	12.54	21	-4.05	
VI	3725.25	3251.78	12.41	-1.42	21	-2.70	

(TABLEAU 23-III) vérification flexion à mi-travée pour chaque phase

12.2 Ferrailage passif longitudinal

a) Armatures de peau

Les armatures de peau ont pour rôle de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte, la section de ferrailage minimum est donnée par :

$$A_{st} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3cm^2/ml \\ 0.1\%B(\text{section brute de la poutre}) \end{array} \right.$$

Avec : $0.1\%B = 0.1\% \times 5550 = 5.55cm^2/ml$ (on prend un HA12 chaque 15cm).

b) Armatures longitudinales dans les zones tendues

Dans les parties des poutres ou le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armature minimale donnée par la formule suivante :

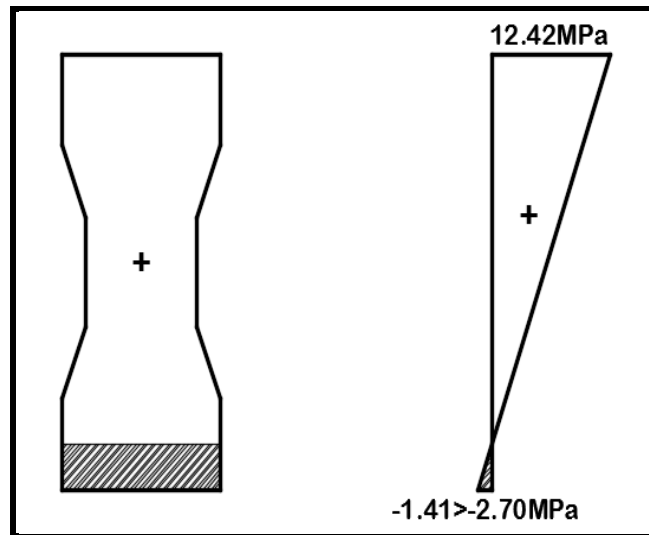
$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{NBt}{f_e} \times \frac{ftj}{\sigma_{bt}}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

B_t : aire de la partie tendue.

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondante $N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2}$

f_e : limite élastique de l'acier $f_e = 500\text{MPa}$



(FIGURE 7-III) contrainte dans le béton phase d'exploitation sous P2

Remarque : la section tendue est calculée à l'aide de logiciel AutoCAD

$$x = 12.24$$

$$B_t = 612\text{cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = N_{Bt} = \frac{612 \times 0.141}{2} = 43.146\text{KN}$$

$$A_s = \frac{612}{1000} + \frac{43.146}{50} \times \frac{2.70}{1.41} = 2.26\text{cm}^2$$

On prend 5T12=5.65cm² avec St=11cm

c) Armature de talons

C'est des armatures utilisées pour l'encadrement des câbles de précontrainte localisé dans le talon et pour assurer la continuité avec les armatures transversal elle est donnée par :

$$\begin{cases} A_c \times f_e \geq c \times t \times f_{t28} \rightarrow \text{si } \emptyset_{\text{gaine}} < C < 1.3\emptyset_{\text{gaine}} \\ A_c \times f_e \geq 1.3 \times t \times f_{t28} \rightarrow \text{si } C > 1.3\emptyset_{\text{gaine}} \end{cases} \quad \text{avec :}$$

$C=11\text{cm}$ (l'enrobage)

$$f_e = 500\text{MPa}$$

$$\emptyset_{\text{gaine}} = 8\text{cm}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$C > 1.3\phi_{gaine} = 11\text{cm} > 10.4\text{cm}$$

$$Ac \times fe \geq 1.3 \times t \times ft28$$

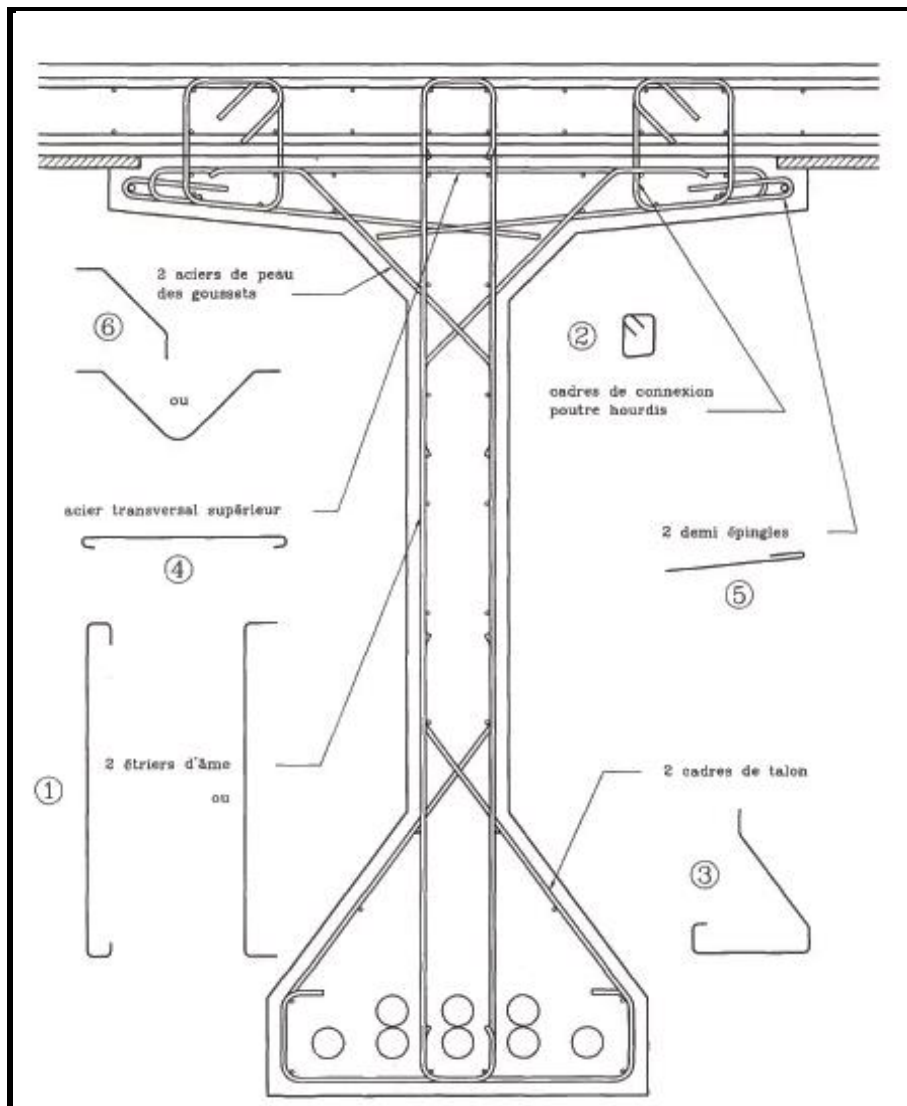
$$\frac{Ac}{t} \geq \frac{1.3\phi_{gaine} - ft28}{fe} \rightarrow \frac{Ac}{t} \geq \frac{(1.3 \times 8) - 2.7}{500} = 0.0154$$

donc on fixe un espacement de 20cm

$$Ac \geq 0.0154 \times 20 = 0.308\text{cm}^2$$

On prend un cadre T12

Le principe de ferrailage de la poutre d'après le guide SETRA (VIPP) est donné par cette photo



(FIGURE 8-III) principe de ferrailage d'une poutre (VIPP)

13. Justifications des contraintes tangentielles

13.1 justification à ELS

Selon BPEL cette justification à pout but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal, ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

la vérification doit porter sur trois paramètres caractéristique de l'état de contraintes en un point de la section.

- σ_x : contrainte normal longitudinal
- τ : contrainte tangentielle
- σ_t : contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversal Eventuelle

D'après (BPEL art 7.2, 2) il faut que les contraintes σ_x, τ, σ_t doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0.4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)] \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \times [f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)] \end{cases}$$

Lorsque $\sigma_x < 0$, les conditions précédente sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0.4 \cdot f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t)$$

Donc notre cas $\sigma_t = 0$

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant est calculée comme suit :

$$\tau(y) = \frac{V_{red} \cdot S}{I_n \cdot b_n} \text{ Avec:}$$

$$V_{red}: \text{Effort tranchant réduit } V_{red} = V - P \cdot \frac{\sum \sin \alpha_i}{n}$$

$$S: \text{Moment statique par rapport à l'axe "Z" passant par "Δ" } S = \frac{I_G}{0.8h}$$

b_n : largeur nette de l'ame de la poutre $b_n = b_o - m \cdot k \cdot \emptyset$

m : Nombre de cable par lit

$K = \frac{1}{2}$ dans le cas des cables injectés au coulis de ciment

I_n : Moment d'inertienet par rapport à l'axe "Z" passant parpar "Δ"

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- phase de construction $\tau = \tau v$
- phase d'exploitation $\tau = \tau v + \tau t$

Remarque1 : Pour les phases voir (TABLEAU 18-III)

Remarque2 : on prend la caractéristique de la poutre nette à l'about

Section	Section d'about	
	Poutre	P + H
$B(cm)$	5878.91	7098.2
$V'(cm)$	59.96	71.80
$V(vm)$	60.04	68.2
$IG(cm^4)$	7192377.467	12077217.78
$\rho(\%)$	34%	34.7%
$ep(cm)$	2.35	-9.50
$r^2(I/B)$	1223.42	1701.44

(TABLEAU 24-III) les caractéristiques à l'about

➤ **PHASE II (exemple de calcul)**

$$\sigma_{po} = 0.5 \times 1394.4 = 697.2 MPa$$

$$V\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{Q \cdot L}{2} = 223.59 KN$$

$$\Delta\sigma(14j) = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 133.774 = 66.887 MPa$$

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{Po} - 0.8\Delta\sigma = 1.02(697.2) - 0.8(66.887) = 657.64 MPa$$

$$P1 = A_p \times \sigma_{P1} = 657.64 \cdot 10^{-3} \times (1668 + 2641) = 2833.77 KN$$

$$V_{red} = V - P \cdot \frac{\sum \sin \alpha_i}{n} = 223.59 - 2833.77 \times \frac{\sin(6^\circ) + \sin(12^\circ)}{2} = -219.10 KN$$

$$V_{red} = -219.10 KN$$

Avec :

$$\bullet \quad \tau(y) = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} \rightarrow S(y) = \frac{I_g}{0.8h} \rightarrow \tau v = \frac{V_{red}}{0.8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$\text{Avec : } b_n = b_o - m \cdot k \cdot \phi = 0.5 - 0.5 \times 2 \times 0.08 = 0.42 m$$

$$\tau v = \frac{V_{red}}{0.8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{2191}{0.8 \times 120 \times 42} = 0.543$$

CHAPITRE III: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- N1 au niveau de centre de gravité :

$$N1 = P1 \times \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 2833.77 \times \frac{1.97267}{2} = 2795.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{N1}{B} \left(1 - \frac{ep \times V}{r^2} \right) = \frac{27950.5}{5878.91} \left(1 - \frac{2.350 \times 60.04}{1223.42} \right) = 4.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{N1}{B} \left(1 + \frac{ep \times V'}{r^2} \right) = \frac{27950.5}{5878.92} \left(1 + \frac{2.350 \times 59.96}{1223.42} \right) = 5.39 \text{ MPa}$$

Au niveau de centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times v$$

$$\sigma_x = 4.27 + \frac{5.39 - 4.27}{120} \times 60 = 4.83 \text{ MPa}$$

- Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq 0.4 \cdot f_{t14} \left[f_{t14} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \dots \dots (1) \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{t14}}{f_{c14}} [0.6 f_{c14} - \sigma_x] \times \left[f_{t14} + \frac{2}{3} (\sigma_x) \right] \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.29 \leq 0.4 \times (2.4) \left[2.4 + \frac{2}{3} (4.83) \right] \\ 0.29 \leq 2 \cdot \frac{2.4}{29.95} [0.6(29.95) - 4.71] \times \left[2.4 + \frac{2}{3} (4.83) \right] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.29 \leq 5.39 \text{ MPa} \\ 0.29 \leq 11.94 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ condition vérifiées}$$

phas es	V (KN)	P (KN)	V _{red} (KN)	τ MPa	Contraintes normales			vérification	
					σ _s	σ _i	σ _x	(1) MPa	(2) MPa
II	223.59	2833.77	-219.10	-0.543	4.27	5.39	4.83	0.29 ≤ 5.39 C.V	0.29 ≤ 11.94 C.V
III	223.59	5667.49	-661.78	-1.64	8.41	10.60	9.505	2.69 ≤ 9.76 C.V	2.69 ≤ 16.02 C.V
IV	263.70	5459.53	-589.20	-1.46	8.10	10.215	9.157	2.13 ≤ 9.51 C.V	2.13 ≤ 16.08 C.V
V	291.83	5371.98	-547.38	-1.17	4.62	10.457	7.505	1.354 ≤ 8.32 C.V	1.354 ≤ 16.04 C.V
VI	396.81	3725.25	-185.14	-0.40	3.20	7.25	5.173	0.155 ≤ 6.64 C.V	0.155 ≤ 15.01 C.V

(TABLEAU 25-III) vérification de contrainte de cisaillement

Remarque : Les contraintes tangentielles sont vérifiées pour toutes les phases de réalisation et en exploitation à ELS.

13.2 Justification à ELU (B.P.E.L 91 Art 7-3)

13.2.1 Armatures transversales minimales :

Elles sont caractérisées par leur section A_c et leur espacement St :

$$St \leq \text{Min} (1m ; 0.8h ; 3bo)$$

$$St \leq \text{Min} (1m ; 0.96m ; 0.75m)$$

$$St \leq 0.75m$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversal de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{0.6 \cdot bn \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{0.6 \times 3000 \times 1.15}{500} = 4.14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

on prend 2 cadres de HA12 , $A_t = 2.26 \text{cm}^2$, Soit 2HA12

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times bn} = \frac{0.0226 \times 500}{0.6 \times 1.15 \times 0.30} = 54.59 \text{cm}$$

On adopte 2HA12 avec $St = 20 \text{cm}$ à l'about et $St = 25 \text{cm}$ en zone médiane

13.2.2 Justification des armatures transversales (B.P.E.L 91 Art 7.3,22)

Le but est de justifier les armatures transversales s'ils sont suffisants pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

$$\frac{A_t \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times St} \geq \tau_{red} - \frac{ftj}{3} \cdot \tan\beta u + \frac{ftj}{3}$$

$$\tau_{red} \leq 0.6 \times \frac{A_t \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times St} \times \tan\beta u + \frac{ftj}{3}$$

Avec :

$\tan\beta$: est l'inclinaison des bielles elle est donnée par:

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u} \Rightarrow 2\tau_{red}^u = 2\tau_v^u + 2\tau_t^u \quad \tau_t: (\text{contrainte due à l'effort de torsion})$$

$$\tau_v^u = \frac{V_{red}^u}{0.8 \cdot h \cdot bn} \quad \text{avec: } V_{red}^u = V_U^{max} - P \cdot \frac{\Sigma \sin\alpha}{n}$$

$$V_U^{max} = 535.7 \text{KN}$$

$$Pu = n(\sigma_p - \Delta\sigma_p) \cdot Ap = (1394.4 - 23\% \times 1394.4) \times (1668 + 2641) \cdot 10^{-3}$$

$$Pu = 4626.52 \text{KN}$$

$$V_{red}^u = 535.7 - 4626.52 \cdot \frac{\sin(6) + \sin(12)}{2} = -187.05 KN$$

$$\tau_v^u = \frac{V_{red}^u}{0.8 \cdot h \cdot bn} = \frac{-187.05}{0.8 \times 140 \times 30} = 0.556 MPa$$

$$\tau_{red}^u = \tau_v^u + \tau_t^u = 0.556 + 0.784 = 1.34 MPa$$

Angle d'inclinaison β_u :

$$Nu = Pu \cdot \frac{\Sigma \cos \alpha}{n} = 4626.52 \times \frac{1.972}{2} = 4561.75 KN$$

$$\sigma_s = \frac{N1}{B} \left(1 - \frac{ep \times V}{r^2} \right) = \frac{45617.7}{7098.2} \left(1 - \frac{9.50 \times 68.2}{1701.44} \right) = 3.98 MPa$$

$$\sigma_i = \frac{N1}{B} \left(1 + \frac{ep \times V'}{r^2} \right) = \frac{45617.7}{7098.2} \left(1 + \frac{9.50 \times 71.80}{1701.44} \right) = 9.00 MPa$$

$$\sigma_x = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times v = 3.98 + \frac{9 - 3.98}{140} \times 68.2 = 6.425 MPa$$

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u} = \frac{2 \times 1.34}{6.425} = 0.417 \rightarrow \beta = 11.31^\circ$$

avec $\beta \geq 30^\circ$ donc on prend $\beta = 30^\circ$

Détermination des armatures verticales :

$$\frac{As}{St} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{ftj}{3} \right) \times \frac{1.15 \cdot bn}{fe} \times \tan \beta$$

$$\frac{As}{St} \geq \left(1.34 - \frac{2.7}{3} \right) \times \frac{1.15 \times 30}{500} \times \tan(30^\circ) = 1.75 cm^2/ml$$

$$\frac{As}{St} \geq \max(1.75 cm^2; 4.14 cm^2)$$

$$St \leq \frac{2.26}{4.14} = 54.6 cm$$

On adopte un ferrailage 2HA12 avec *on adopte un ferrailage 2HA12 avec*

$St = 20 cm$ à l'about et $St = 25 cm$ en zone médiane

13.2.2.1 Armatures transversales supérieures

D'après (B.P.E.L 91) les armatures transversales supérieure doivent être au moins égales à $2 cm^2/ml$ soit un cadre HA12 tous les 20cm.

13.2.3 Justification des bielles de compression du béton (B.P.E.L 91 art 7.6,53)

Il faut respecter la condition suivante :

$$\tau_v^{u^2} + \tau_t^{u^2} \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}\right)^2$$

$$0.556^2 + 0.784^2 = 0.924MPa$$

$$\left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}\right)^2 = \left(\frac{35}{4 \times 1.5}\right)^2 = 34.02MPa$$

$$0.924MPa \leq 34.02MPa \quad (\text{CONDITION VERIFIEE})$$

13.2.4 Justification des armatures longitudinales (B.P.E.L 91 Art 7.6,55)

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibré soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par les recours des armatures longitudinales passives.

L'intensité de l'effort de traction longitudinale due à la torsion le long de l'axe neutre vaut :

$$F_t = \tau_t^u \times bn \times \cot\beta u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{ame\ nette}}$$

$$B_{ame\ nette} = B_{ame\ brute} - B_{gaine} = 1.20 \times 0.25 - 2 \times \frac{0.080^2}{4} = 2968cm^2$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{ame\ nette}} = \frac{0.784 \times 0.300 \times 1.73}{0.2968} = 1.370MPa < 6.425MPa \quad (\text{CONDITION VEREFIEE})$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes de traction et de cisaillement.

14. CALCUL DES DEFORMATIONS

14.1 CALCUL DES FLECHES :

➤ Fleche due au poids propre

L'étude se fera à mi travée, on prend la moyenne entre les inerties de la section d'about et la section médiane.

$$Fg = \frac{5GL^4}{384.Ev.IGeq} = \frac{5 Mg L^2}{48.Ev.IGeq}$$

Avec :

$$Ev = 3700^3 \sqrt{fc28} = 3700^3 \sqrt{35} = 12102.95MPa$$

$$Mg = \text{moment due au poids propre (sous G)} = 221.52t.m$$

$$L = 33.4m \text{ longueur de la poutre}$$

$$IGeq = \text{Moment d'inertiede la section équivalente de la poutre (poutre + hourdis)}$$

$$Fg = \frac{5 \times Mg \times L^2}{48 \times Ev \times IGeq} = \frac{5 \times 221.52 \times 33.4^2}{48 \times 12102.95 \times 0.1286751714} = 16.52cm$$

➤ flèche due aux surcharges

avec :

$$M_Q = 103.658t.m \text{ moment due au surcharges D240}$$

$$Fq = \frac{5 \times Mg \times L^2}{48 \times Ev \times IGeq} = \frac{5 \times 103.658 \times 33.4^2}{48 \times 12102.95 \times 0.1286751714} = 7.74cm$$

➤ Contre flèche

$$f = \int_0^L \frac{Mx}{E.IG} . dx$$

$$Mi = Ni \times ei$$

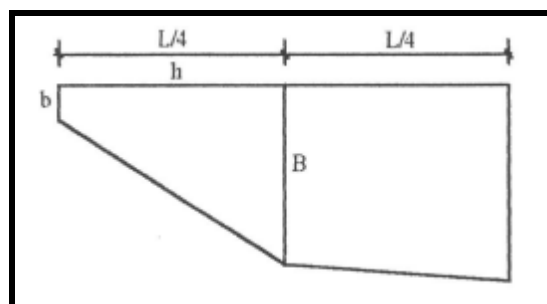
Avec :

$$Ni = P \Sigma \cos \alpha_i$$

$$P = \sigma_{pm} \cdot Ap = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2}$$

σ_{pi} : contrainte initiale

σ_{ps} : contrainte en service (finale)



sections	$\sigma_{pi}(MPa)$	$\sigma_{ps}(MPa)$	$\sigma_{pm}(MPa)$
0.00L	1244.4	1074.63	1159.515
0.25L	1220.42	993.39	1106.905
0.50L	1260.626	1036.385	1148.5055

sections	$\Sigma \cos ai$	N(KN)	ep (m)	Mi = N × e(KN.m)
0.00L	1.973	3815.93	-0.077	-293.83
0.25L	1.973	3642.78	-0.54	-1967.10
0.50L	1.973	3779.70	-0.54	-2041.04

Dans le trapèze (h, b, B) la distance (x) du centre de gravité par rapport à la plus petite est :

$$xi = \frac{h \cdot (2B+b)}{3(B+b)}$$

Les flèches sont négatives vers le haut (contre flèche) est positives vers le bas :

➤ Trapèze (1) :

$$X1 = \frac{8.35 \times (2 \times 1967.10 + 293.83)}{3 \times (1967.10 + 293.83)} = 5.20m$$

$$\rightarrow \frac{1}{EI} \int_{80}^{8.35} Mx \times dx = \frac{Xi \times Ai}{EI} = 5.20 \times \frac{293.83 + 1967.10}{2EI} \times 8.35 = \frac{49084.80}{EI}$$

➤ Trapèze (2) :

$$X1 = \frac{8.35 \times (2 \times 2041.04 + 1967.10)}{3 \times (2041.04 + 1967.10)} + 8.35 = 12.55m$$

$$\rightarrow \frac{1}{EI} \int_{8.35}^{16.7} Mx \times dx = \frac{Xi \times Ai}{EI} = 12.55 \times \frac{2041.04 + 1967.10}{2EI} \times 8.35 = \frac{210011.5055}{EI}$$

$$F_p = -\frac{(49084.80+210011.5055)\times 10^{12}}{12102.95\times 12867517.14\times 10^4} = -166.37\text{mm} = -16.637\text{cm} \text{ (contre flèche)}$$

➤ Fleche totale

En service à vide :

$$f = F_G + F_p = 16.52 - 16.64 = -1.48\text{cm} < 11.14\text{cm} = F_{addm}$$

En charge :

$$f = F_G + F_p + F_q = +16.52 - 16.64 + 7.74 = 7.61\text{cm} < 11.14\text{cm} = F_{addm}$$

Conclusion : on remarque que les flèches (en service et en charge) sont inférieures à la flèche admissible égale $F_{addm} = \frac{L}{300} = \frac{3340}{300} = 11.14\text{cm}$.

14.2 CALCUL DES ROTATIONS

➤ sous poids propre :

Elle est donnée par : $w_G = \frac{L \times M_G}{3 \times E v \times I_G}$

$$w_G = \frac{33.40 \times 221.52 \times 10^{10}}{3 \times 12102.95 \times 12867517.14 \times 10^4} = 1.583 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

➤ sous surcharge

$$w_q = \frac{33.40 \times 103.658 \times 10^{10}}{3 \times 12102.95 \times 12867517.14 \times 10^4} = 0.741 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

➤ sous la précontrainte

$$w_p = \frac{1}{EI} \int Mx \cdot dx = -\frac{\sum A_i}{EI}$$

Avec :

A_i : aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$w_p = -\frac{2 \times \left(\frac{293.83 + 1967.10}{2} + \frac{1967.10 + 2041.04}{2} \right)}{12102.95 \times 12867517.14 \times 10^4} \times 8.35 \cdot 10^9 = -3.361 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

➤ Résultante :

➤ A vide

$$w = w_G + w_p = 1.583 \cdot 10^{-2} - 3.361 \cdot 10^{-2} = -1.778 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

➤ En service

$$w = w_G + w_p + w_q = 1.583 \cdot 10^{-2} - 3.361 \cdot 10^{-2} + 0.741 \cdot 10^{-2} = 1.037 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

Conclusion : Les rotations sont d'ordre négligeable donc notre ouvrage est vérifié vis-à-vis les rotations.

ETUDE DE L'HOURLDIS

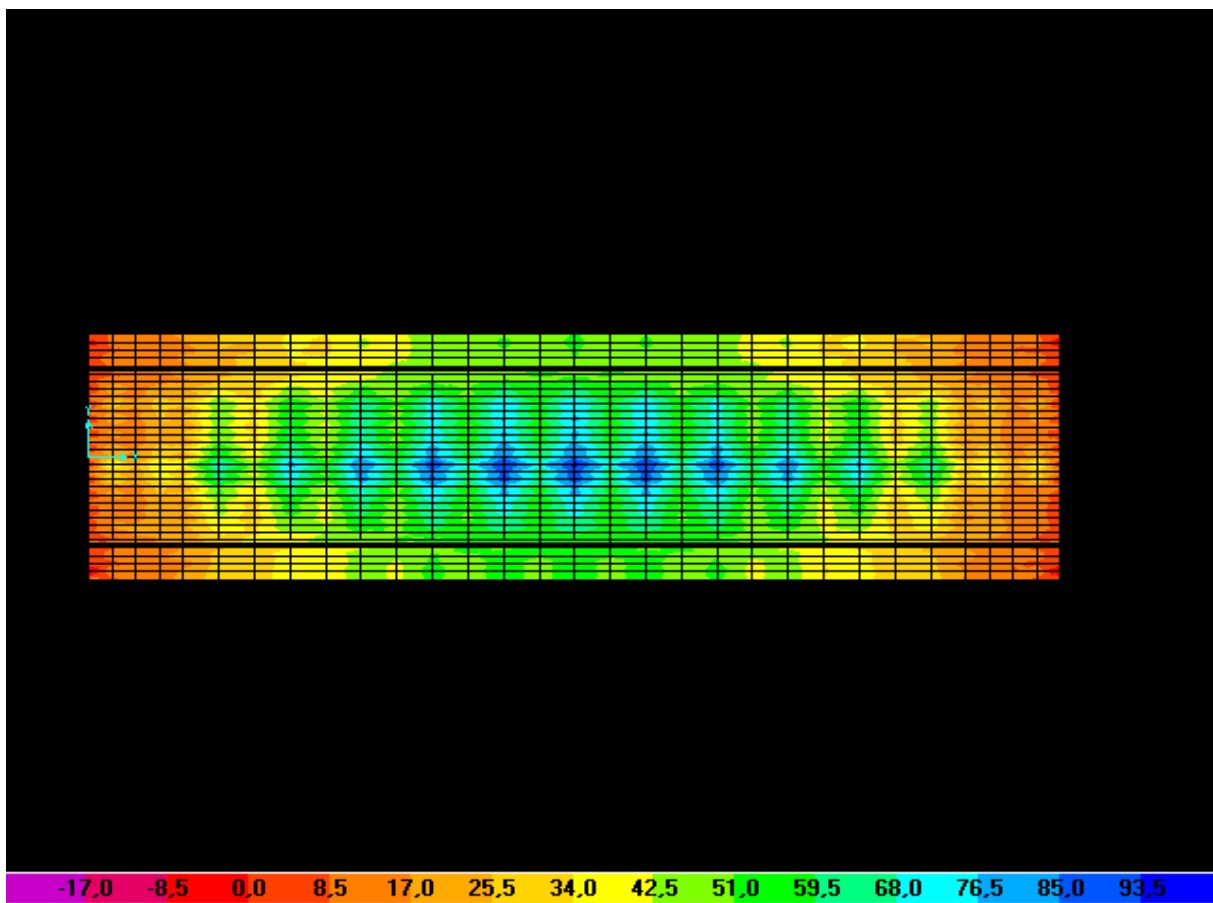
1. ETUDE DE L'HOURLDIS

1.1 Introduction

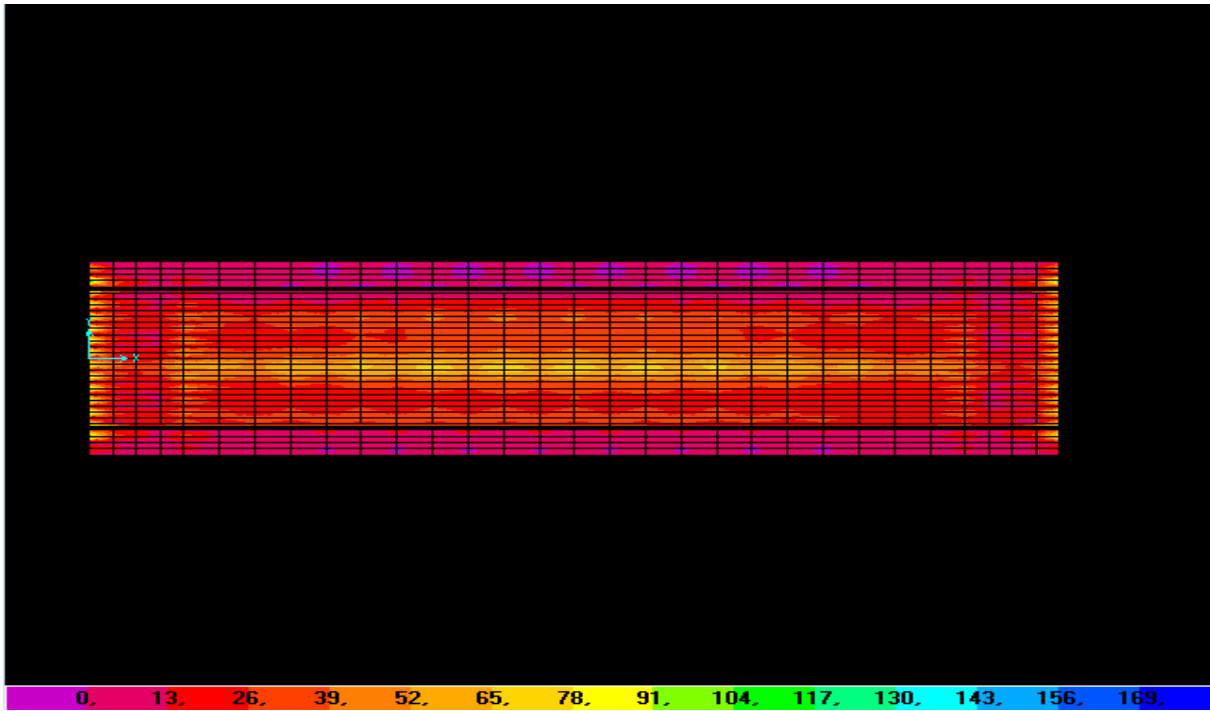
L'hourdis est une dalle en béton armé dans la superstructure du pont , qui est pour but d'une couverture du pont , cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement , revêtement , étanchéité , trottoirs et les surcharges à fin de les transmettre aux éléments porteur .

2. Les efforts et les moments fléchissant

Les efforts et les moments fléchissant sont obtenues à l'aide de logiciel **SAP2000** , ils est modalisé comme un éléments Shell d'une épaisseur de 25cm en béton armé .



(Figure 1-IV) moment transversal shell



(Figure 2-IV) moments longitudinal shell

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

combinaisons	Longitudinalement (M_{1-1})		Transversalement (M_{2-2})	
	TRAVEE	APPUI	TRAVEE	APPUI
ELU1	59.26	26.59	13.65	18.93
ELU2	95.24	23.66	64.54	14.80
ELU3	95.100	23.73	104.05	16.84
ELU4	93.56	23.65	46.11	17.33
ELU5	93.74	23.66	47.63	17.43
ELU6	94.09	22.64	120.39	10.84
ELU7	96.97	22.66	166.99	12.48
ELU8	87.43	22.66	85.84	10.03
ELU9	88.16	22.66	138.4	13.57

Tableau(1-IV) moment fléchissant à ELU

CHAPITRE IV :ETUDE DE L'HOURDIS

combinaisons	Longitudinalement (M ₁₋₁)		Transversalement (M ₂₋₂)	
	TRAVEE	APPUI	TRAVEE	APPUI
ELS1	44.04	19.60	10.60	13.85
ELS2	71.023	17.40	48.81	10.52
ELS3	70.92	17.45	78.46	12.29
ELS4	69.62	17.39	34.35	12.65
ELS5	69.90	17.40	35.49	12.72
ELS6	69.69	16.77	89.18	7.47
ELS7	71.83	16.79	123.7	9.24
ELS8	64.76	16.79	63.59	7.43
ELS9	65.304	16.79	102.51	10.049

Tableau(2-IV) Moments fléchissant à ELS

combinaisons	V 1.3(KN)	V2.3(KN)
ELU1	59.14	65.09
ELU2	185.78	410.42
ELU3	204.34	305.30
ELU4	155.32	436.13
ELU5	156.52	389.99
ELU6	147.13	595.67
ELU7	152.56	399.49
ELU8	135	421.25
ELU9	156.02	303

Tableau(3-IV) les efforts tranchants à ELU

3. Le ferrailage

Le ferrailage de l'hourdis sera fait par logiciel SOCOTEC en flexion simple on tenant compte le moment longitudinal et transversal.

- La fissuration et préjudiciable
- $f_{c28}=28\text{MPa}$
- acier $f_e500\text{MPa}$
- $b= 100\text{cm}$ (en mètre linéaire)
- $h=25\text{cm}$
- $d'=2.5\text{cm}$
- $d=22.5\text{cm}$

3.1 Ferrailage longitudinal

Section de simple armature

section	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Ferrailage par logiciel(cm ²)	A _{st} (cm ²)	choix	Espacement cm
En appuis	26.59	19.60	2.70	5.65	5T12	25
En travée	96.97	71.83	10.62	16.08	8T16	14

Tableau(4-IV) ferrailage longitudinal

3.2 Ferrailage transversal

Section simple armature

Section	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Ferrailage par logiciel(cm ²)	A _{st} (cm ²)	choix	Espacement cm
En appuis	18.93	13.85	1.95	5.65	5T12	25
En travée	166.99	123.7	19.44	29.45	6T25	20

Tableau (5-IV) ferrailage transversal

4. Condition de non fragilité

Elle est vérifiée par la formule suivante donnée par la formule suivante :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} > \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec

- $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=0.6+0.06 \times 28=2.28\text{MPa}$
- $b=1\text{m}$
- $d=0.225\text{m}$
- $h=25\text{cm}$

$$A_{st} > \frac{0.28 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{st} > \frac{0.23 \times 2.28}{500} \times 1 \times 0.225$$

$$A_{st} > 4.72 \text{ cm}^2 \text{ avec } A_{st} \text{ minimum de notre dalle est de } 5.65\text{cm}^2$$

$$5.65 > 4.72\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

5. Condition de non poinçonnement

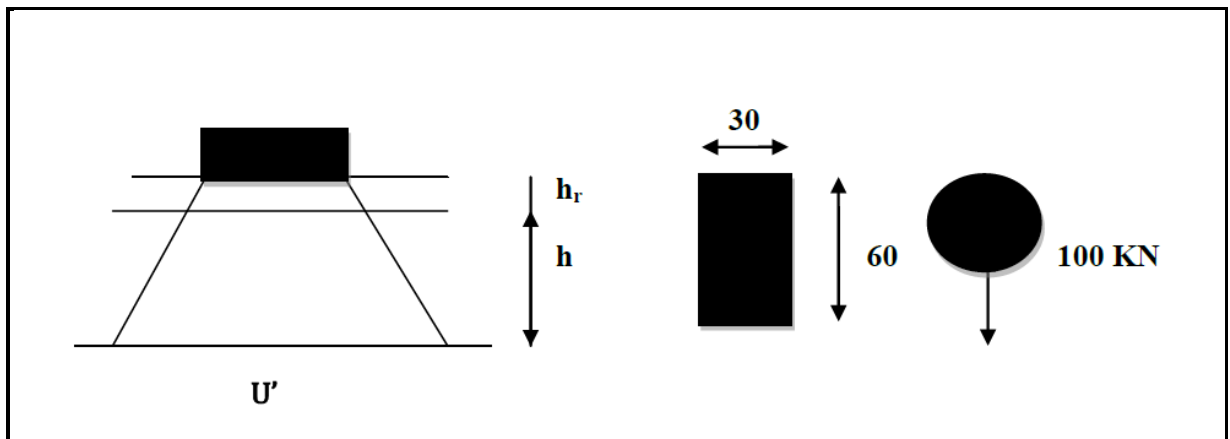
Dans les ponts routier le système de charge Br c'est la charge qui peut engendrer un poinçonnement dans l'hourdis donc on est dans l'obligation de vérifier cette condition qui est donnée par l'équation suivante :

$$P \leq 0.045 \times p_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- **P** est la charge de système Br qui vaut 100KN.
- **h** hauteur total de la dalle.
- **p_c** est le périmètre du contour ai niveau de feuillet moyen

$$p_c = 2 \times (U' + V')$$



(Figure 4-IV) transmission des efforts de Br

Avec :

$$U' = 30 + 25 + 2 \times 8.5 = 72 \text{ cm}$$

$$V' = 60 + 25 + 2 \times 8.5 = 102 \text{ cm}$$

$$p_c = 2(72 + 102) = 348 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } P \leq 0.045 \times 3.48 \times 0.25 \times \frac{28}{1.5}$$

0.1 MN ≤ 0.73 MN Condition vérifiée.

Donc la charge Br ne cause pas un poinçonnement dans l'hourdis

6. Justification aux efforts tranchants

Elle est vérifiée par l'équation suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

6.1 justification à l'effort tranchant longitudinal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

- $T_u=204.34 \text{ KN}$ (voir tableau 4-3)
- $b=1\text{m}$
- $d=0.225\text{m}$

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

$$\tau_{adm} = \min(2.8 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{204.34 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.908 \text{ MPa}$$

$2.8 \text{ MPa} > 0.908 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

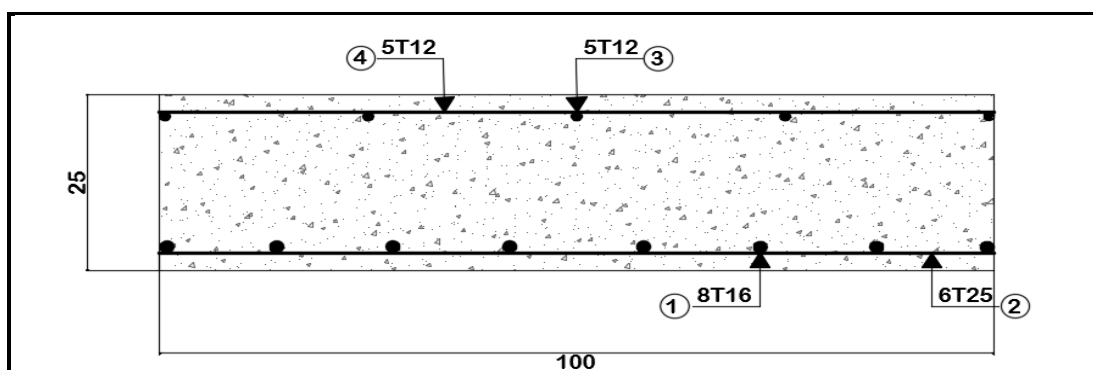
6.2 Justification à l'effort tranchant transversal :

- $T_u=595.67 \text{ MPa}$ (voir tableau IV-3)
- $b=1\text{m}$
- $d=0.225\text{m}$

$$\tau_u = \frac{595.67 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 2.65 \text{ MPa}$$

$2.8 \text{ MPa} > 2.65 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

La longueur de recouvrement est prise égale à $L_c = 50\phi_L$ elle est $L_c \times 2$ dans les zones nodale.



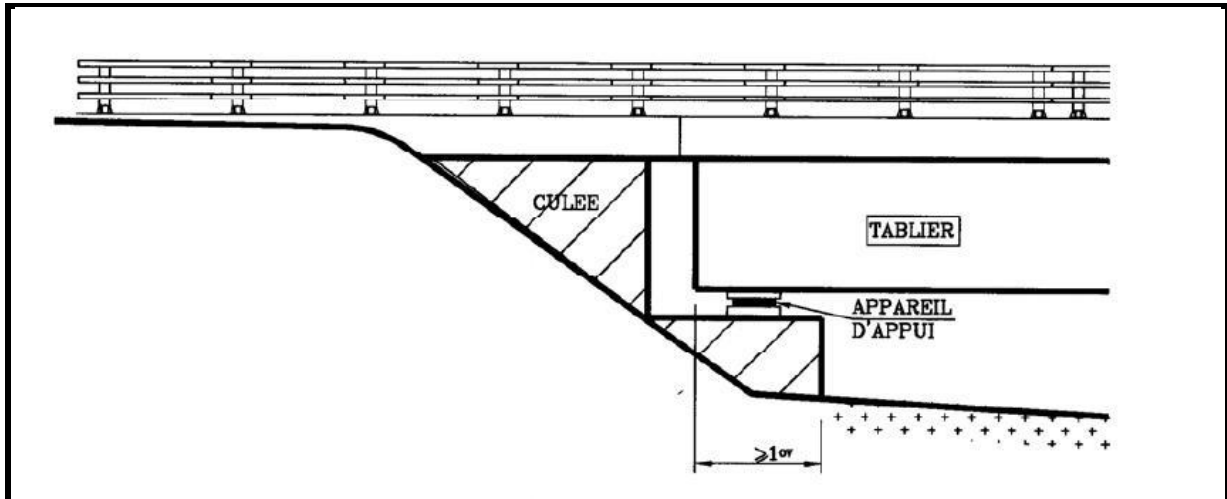
(Figure 5-IV) ferrailage de l'hourdis transversal

ETUDE APPAREILS D'APPUI ET
JOINTS DE CHAUSSEES

A. APPAREILS D'APPUI

➤ Introduction

Le tablier repose sur ses culées par l'intermédiaire d'appareils d'appuis et des joint en extrêmes de traves, conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements Verticale et horizontale. est ils sont le plus couramment employés pour assurer la liaison entre le tablier d'un pont et ses piles.



Figure(V-1) coupe longitudinale d'un appuis avec appareils d'appuis.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- facilité de mise en œuvre.
- facilité de réglage et de contrôle.
- ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure
- ils sont économiques.
- ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- ils n'exigent aucun entretien

➤ Appareils d'appuis en élastomère fretté



L'appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier, adhésiées à l'élastomère au moment de la vulcanisation (modification chimique créant de longues chaînes de polymères sous l'effet conjugué de la température et de la pression). L'élastomère est soumis à des efforts et des déplacements (compression, rotation et cisaillement ou distorsion). L'insertion des frettes dans le bloc d'élastomère contribue à diminuer le tassement sous charge normale et à augmenter la contrainte de compression admissible sans modifier sa raideur en cisaillement.

➤ dimensionnement de l'appareil d'appuis

.1 Aire de l'appareil d'appuis

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} \geq \frac{N_{max}}{a \times b} \quad \text{Avec :}$$

- N_{max} effort normal max à l'appui = 640.26KN.m
- a et b sont la longueur et la largeur de l'appareil d'appuis
- σ_{moy} contrainte moyenne de compression du néoprène $\sigma_{moy} = 15$ MPa.

$$a \times b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{moy}}$$

$$a \times b \geq \frac{640.23 \cdot 10^3}{1500}$$

$$a \times b \geq 426.82 \text{ cm}^2$$

On prend $a=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm} \Rightarrow 900\text{cm}^2 > 426.82\text{cm}^2$

.2 Epaisseur nette de l'élastomère :

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

$$\frac{300}{10} \leq T \leq \frac{300}{5}$$

$$30 \leq T \leq 60$$

Donc on prend $T=48\text{mm}$ avec $t=12\text{mm}$

$$n = \frac{T}{t} = \frac{48}{12} = 4$$

.3 Epaisseur des frettes

L'épaisseur des frettes est déterminée par la formule suivante :

$$t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{avec } t_s \geq 12\text{mm}$$

- β coefficient de forme qui est égale à : $\beta = \frac{a \times b}{2(a+b)t}$

$$\beta = \frac{30 \times 30}{2(30+30)1.2} = 6.25$$

- $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{64023}{30 \times 30} = 71.14 \text{ Kg/cm}^2$
- σ_e coefficient de forme.
- $\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2$ pour l'acier E24-1 Ts $\geq 3 \text{ mm}$.

Feuillets élémentaires (t mm)	Frettes intermédiaires (ts mm)
8	2
10	3
12	3
20	4

(Tableau V-1) épaisseurs de frettes

$$ts > \frac{30}{6.25} \times \frac{71.14}{2200}$$

$$ts > 1.5 \text{ mm}$$

On prend ts = 3mm

➤ **Les efforts horizontaux en tête des appuis**

.1 Déplacement due au retrait

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta_{Lr} = - \frac{100-60}{100} \times \epsilon_r \times L \quad \text{avec}$$

- $\epsilon_r = 25.10^{-5}$
- L=33.4m

$$\Delta_{Lr} = - \frac{100-60}{100} \times 25.10^{-5} \times 33.4$$

$$\Delta_{Lr} = -3.34 \text{ mm}$$

.2 Déplacement due au fluage

On suppose que 40% du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres .On admet que fluage total est 2,5 fois de déformation élastique

$$\Delta_{fl} = - \frac{100-40}{100} \times 2.5 \times \frac{\sigma_n}{E} \times L \quad \text{avec :}$$

- L=33.4m

- $\sigma_n=6.5\text{MPa}$
- $E = 11000\sqrt[3]{28} = 33403\text{MPa}$

$$\Delta_{fi} = -\frac{100-40}{100} \times 2.5 \times \frac{6.5}{33403} \times 33.4$$

$$\Delta_{fi} = -9.75\text{mm}$$

.3 Déplacement due à la température

$$\text{Longue durée : } \pm 25 \cdot 10^{-5} \times L \times 0.4$$

$$\text{Courte durée : } \pm 35 \cdot 10^{-5} \times L \times 0.4$$

$$\text{Longue durée : } \pm 25 \cdot 10^{-5} \times 33.4 \times 0.4 = \pm 3.34\text{mm}$$

$$\text{Courte durée : } \pm 35 \cdot 10^{-5} \times 33.4 \times 0.4 = \pm 4.676\text{ mm}$$

➤ Evaluation du point fixe

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

Rmq : on a un pont d'une seule travée donc automatiquement le point fixe se trouve à mi-travée donc **X=16.7m**. Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta 1i = \text{déformation due à l'élastomère} \\ \delta 2i = \text{déformation due à l'appuis.} \\ \delta 3i = \text{déformation due à la fondation.} \end{array} \right.$$

Rmq : en cas de présence des fondations profondes (des pieux) les fondations sont supposée encastré donc pas de déformation).

- $\delta 1i = \frac{T_i}{n \times G \times A_i}$
- $\delta 2i = 0$
- $\delta 3i = 0$

Avec :

- $K_i = \text{rigidité d'appuis} = \frac{1}{\delta_i}$ avec $\delta_i = \delta_{11} + \delta_{12}$
- $T_i =$ la hauteur de l'élastomère.
- $A_i =$ la surface de l'appareil d'appuis.

- G= module de cisaillement $\left\{ \begin{array}{l} \text{Statique } G=900\text{KN/m}^2 \\ \text{Dynamique } G=1200\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$
- n= nombre de poutre par appuis.
- $H_i =$ pourcentage de l'effort horizontale $H\% = \frac{K_i}{\sum K_i}$

Rmq : les efforts horizontaux à prendre sont :

- Variation linéaire du tablier.
- Effort de freinage.
- Effort de séisme.

.1 Chargement statique

$$\delta_{1i} = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} \quad \text{Avec :}$$

$$A_i = 0.09\text{m}$$

$$T_i = 0.048\text{m}$$

$$N^{\text{bre}} = 16$$

$$G = 900\text{KN/m}^2$$

$$\delta_{11} = \delta_{12} = \frac{0.048}{16 \times 900 \times 0.09}$$

$$\delta_{11} = \delta_{12} = 3.703703704 \cdot 10^{-5} \text{ m/KN}$$

.2 Chargement dynamique

$$G = 1200\text{KN/m}^2$$

$$\delta_{11} = \delta_{12} = \frac{0.048}{16 \times 1200 \times 0.09}$$

$$\delta_{11} = \delta_{12} = 2.77777778 \cdot 10^{-5} \text{ m/KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Xi	Ki = 1/ δi (KN/m)		Xi Ki		Hi%= Ki/ΣKi	
	lent	inst	lent	Inst	lent	inst
X(m)						
0.00m	27000	36000	0	0	50%	50%
33.4m	27000	36000	901800	1202400	50%	50%
Σ	54000	72000	901800	1202400	100%	100%

(Tableau V-2) les rigidités et pourcentages pour chaque appuis

➤ **Efforts horizontaux dans l'appui**

.1 Effort de freinage

La charge maximum de freinage est celle de Bc (voir chapitre II titre 3.3.7)

$$H_{fr}=Bc \times b = 300 \times 1 = 300KN$$

Appuis	Culée1	Culée2
H%	50%	50%
H _{fr} (KN)	150	150

(Tableau V-3) efforts de freinage pour chaque appuis

.2 Variation linéaire du tablier

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

$$H_{vlt} = \frac{n \times G \times A_i \times \Delta L_i}{T_i}$$

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

$$\Delta L_t = 0.01776m$$

$$X = 16.7 \text{ m}$$

$$L_t = 33.4m$$

$$N = 16$$

$$T_i = 0.048m$$

$$\Delta L_i = 0.01776 \cdot (16.7/33.4) = 8.8810^{-3}m = 8.88mm$$

$$H_{vlt} = \frac{16 \times 900 \times 0.09 \times 8.88 \cdot 10^{-3}}{0.048} = 239.76KN$$

Appuis	Culée1	Culée2
ΔL_i (mm)	8.88	8.88
H _{vlt} (KN)	239.76	239.76

(Tableau V-4) forces de VLT pour chaque appuis

.3 Effort de vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe une force de 2KN/m² (voir chapitre II titre 3.3.9.1) donnée par la formule suivante :

$$H_v = F \times Q \times S$$

S : La section latérale sur laquelle agit le vent

$$S = 33.4 \times (1.1 + 0.25 + 0.085) = 49.93 \text{ m}^2$$

Q = pression du vent 2KN/m²

F est un coefficient $\left\{ \begin{array}{l} 1/2 \text{ sur phase de chantier.} \\ 2/3 \text{ pour le reste.} \end{array} \right.$

$$H_v = \left\{ \begin{array}{l} 1/2 \times 2 \times 49.93 = 49.93 \text{ KN/m}^2 \text{ pour phase de construction.} \\ 2/3 \times 2 \times 49.93 = 66.57 \text{ KN/m}^2 \text{ pour le reste.} \end{array} \right.$$

.4 Charge sismique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

Li n'ya pas de protection absolue et de risque nul mais une protection relative et un risque acceptable. (RPOA 2008 2.1)

.4.1 Classe du pont

Pour la prise en compte de séisme les ponts sont classé en 3 classe :

Groupe du pont	Importance
Groupe1	Pont stratégique
Groupe2	Pont important
Groupe3	Pont d'importance moyenne

(Tableau V-5) Groupes de ponts

- Notre pont est un pont de Groupe 2 (pont important).

.4.2 Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération est donnée selon la zone sismique et le groupe du pont donc notre pont est en zone sismique I (Sidi Belabes) il est donnée par le tableau suivant

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

(Tableau V-6) Coefficient d'accélération de zone A.

.4.3 Classification de site

D'après (RPOA titre 3.1.3.1) les sites sont classé en 04 catégories.

Le rapport géotechnique de site indique que le site est un sol meuble donc c'est un site S3

.4.4 Analyse dynamique spectral

La période est égale à $T = 2\pi \sqrt{\frac{M(t)}{K(\frac{KN}{m})}}$ avec :

- M est la masse de tablier $M= 875.33t$ (voir tableau II-9)
- K_i la rigidité par culée $K_x=K_y=36000KN/m$
- K est la raideur du tablier égale à $\sum K=72000KN/m$

On applique au tablier une force horizontale statique donnée par l'expression suivante

RPOA2008 : $F= M \times Sae(T)$

➤ SEISME HORIZONTAL

Selon ROPA 2008 le spectre de réponse dynamique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donnée en fonction de la période (T) est du taux d'amortissement de l'ouvrage ξ .

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

- A coefficient d'accélération de la zone voir tableau
- g l'accélération de la pesanteur $g=9.81m/s^2$
- S coefficient de site voir tableau
- ξ taux d'amortissement de béton armé ($\xi=5\%$)
- η facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$).
- T1 et T2 périodes caractéristique associé à la catégorie de site.

CHAPITRE V :ETUDE APPAREILS D'APPUIS ET JOINT DE CHAUSSEE

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

(Tableau V-7) Valeur de T1 , T2 et S pour composante horizontale

a) Séisme longitudinale

La période propre du pont $T = 2\pi \sqrt{\frac{875.33}{72000}} = 0.69s$

$$\left\{ \begin{array}{l} T1=0.20 \\ T2=0.50 \\ S=1.2 \end{array} \right.$$

$$T2 < T < 3s$$

$0.5s < 0.69s < 3s$ Donc on prend la 3^{ème} équation :

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} = 2.5\eta AgS\left(\frac{T2}{T}\right) \text{ avec } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} = 2.5 \times 0.12 \times 9.81 \times 1.2 \left(\frac{0.5}{0.69}\right)$$

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} = 2.56 \text{ m/s}^2$$

D'après RPOA la force séismique est donnée par la formule suivante : $F = M.Sae$

$$F = 2.56 \times 875.33 = 2240.85 \text{ KN}$$

Appuis	Culée1	Culée2
H%	50%	50%
Fx (t)	112.042	112.042

(Tableau V-8) Force séismique longitudinale

b) Direction transversal

Selon RPOA 2008 pour calculer la période dans le sens transversale il faut défini type du tablier qui est conditionner par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/B \leq 5 \text{ tablier rigide.} \\ L/B > 5 \text{ tablier flexible.} \end{array} \right.$$

Pour notre pont $L/B = 33.4 / 8.5 = 3.93 < 5$ Alors l'ouvrage étudié appartient au domaine des ponts à tablier rigide.

Nous suivons la même démarche que par le séisme longitudinal.

Puisque on à la rigidité $K_x=K_y$ et on à la même masse et la même période donc on à forcement la même force sismique

Appuis	Culée1	Culée2
H%	50%	50%
Fy (t)	112.042	112.042

(Tableau V-9) Force sismique transversal

➤ **SEISME VERTICAL**

Selon ROPA 2008 le spectre de réponse dynamique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donnée en fonction de la période (T) est du taux d'amortissement de l'ouvrage ξ .

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

- A coefficient d'accélération de la zone voir tableau
- g l'accélération de la pesanteur $g=9.81\text{m/s}^2$
- η facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$).
- α coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone forte sismicité $\alpha = 0.7$ pour la zone I.
- T_1 et T_2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site voir tableau

CHAPITRE V :ETUDE APPAREILS D'APPUI ET JOINT DE CHAUSSEE

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.40	0.40

(Tableau V-10) Valeur de T1 et T2 pour composante verticale

Avec $T_v = 2/3 T_h$

$T_v = 0.46s$

$T_2 < 0.46s < 3s$ on prend la 3^{ème} équation

$$Sae^v(T)_{(m/s^2)} = 2.5 \alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

$$Sae^v(T)_{(m/s^2)} = 2.5 \times 0.7 \times 0.12 \times 9.81 \times \left(\frac{0.40}{0.46} \right)$$

$$Sae^v(T)_{(m/s^2)} = 1.79 m/s^2$$

$$F = M s a e^v$$

$$F = 857.33 \times 1.79 = 1566.84 \text{KN}$$

Appuis	Culée1	Culée2
H%	50%	50%
Fz (t)	78.342	78.342

(Tableau V-11) Force sismique vertical

Selon RPOA2008 les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

Avec :

$$E1 = F_x \pm 0.3F_y \pm 0.3F_z$$

$$E2 = F_y \pm 0.3F_x \pm 0.3F_z$$

$$E3 = F_z \pm 0.3F_x \pm 0.3F_y$$

Avec :

$$E1 = 112.042 \pm 0.3 \times 112.042 \pm 0.3 \times 78.342 = 169.16 \text{ t.}$$

$$E2 = 112.042 \pm 0.3 \times 112.042 \pm 0.3 \times 78.342 = 169.16 \text{ t.}$$

$$E3 = 78.342 \pm 0.3 \times 112.042 \pm 0.3 \times 112.042 = 145.567 \text{ t.}$$

	Culée1	Culée2
E1 (t)	169.16	169.16
E2 (t)	169.16	169.16
E3 (t)	145.567	145.567

(Tableau V-12) Forces sismique sous combinaisons

➤ **VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUIS**

.1 Au VLT

Elle doit vérifier $\frac{\Delta L_i}{T_i} \leq 0.5$

Appuis	Culée1	Culée2
ΔL_i (mm)	8.88	8.88
T_i (mm)	48	48
$\frac{\Delta L_i}{T_i}$	0.185 < 0.5	0.185 < 0.5

(Tableau V-13) récapitulatif des résultats VLT

On remarque que dans les 2 appuis la condition est vérifiée.

.2 Au VLT+ Freinage

Elle doit vérifier

$$\frac{\Delta L_i}{T_i} + \frac{\Delta H_f}{T_i} \leq 0.7 \text{ Avec } \frac{\Delta H_f}{T_i} = \frac{H_f}{n \times G \times A_i} = \frac{150}{16 \times 1200 \times 0.09} = 0.087$$

$H_f=150\text{KN}$ (voir tableau V-3)

$N=16$

Appuis	Culée1	Culée2
ΔL_i (mm)	8.88	8.88
T_i (mm)	48	48
H_f (KN)	150	150
$\frac{\Delta L_i}{T_i}$	0.185	0.185
$\frac{\Delta H_f}{T_i}$	0.087	0.087
Σ	0.272 < 0.7	0.272 < 0.7

(Tableau V-14) récapitulatif des résultats VLT+freinage

On remarque que dans les 2 appuis les résultats sont inférieure à 0.7 donc la condition est vérifiée.

.3 Au VLT+Freinage+Séisme

Il faut vérifier que

$$\frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta Hf}{Ti} + \frac{\Delta Ei}{Ti} \leq 1.3$$

Avec

Ei= force sismique (voir tableau V-12)

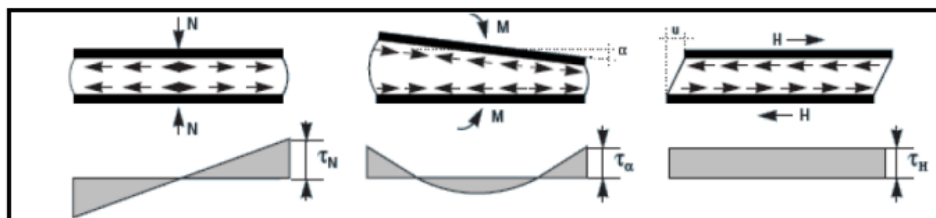
$$\frac{\Delta Ei}{Ti} = \frac{Fs}{n \times G \times Ai} = \frac{1691.6}{16 \times 1200 \times 0.09} = 0.979$$

Appuis	Culée1	Culée2
ΔLi (mm)	8.88	8.88
Ti (mm)	48	48
Hf (KN)	150	150
Fs(KN)	1691.6	1691.6
$\frac{\Delta Li}{Ti}$	0.185	0.185
$\frac{\Delta Hf}{Ti}$	0.087	0.087
$\frac{\Delta Ei}{Ti}$	0.979	0.979
Σ	1.251 < 1.3	1.251 < 1.3

(Tableau V-1) récapitulatif des résultats VLT+freinage+séisme

On remarque que dans les 2 appuis la condition est vérifiée

➤ **VERIFICATION DES CONTRAINTES**



Figure(V-2) déformation de l'appareil d'appuis

.1 Sous contrainte de compression

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_m = \frac{640.23.10^3}{300 \times 300} = 7.11 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développe sur les bords de chaque feuillet :

$$\tau_r = \frac{3 \times t(a+b)N_{max}}{a^2 \times b^2} \leq 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = \frac{3 \times 12(300+300)640.23.10^3}{300^2 \times 300^2} = 1.707 \text{ MPa} < 2.8 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

.2 Distorsion :

La distorsion de contrainte au niveau de plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

1^{er} cas : La déformation lente de l'appareil U (température fluage retrait)

$$\tau_{H1} = \frac{H1}{a \times b} = \frac{G \times u}{T} \text{ avec}$$

$$G = 0.9 \text{ MPa}$$

$$u = 0.01776 \text{ m}$$

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 17.76}{0.48} = 0.333 \text{ MPa}$$

2^{er} cas : l'appareil est soumis à un effort dynamique H₂ (freinage, force de centrifuge..)

Avec dans notre cas la force de freinage = poids d'un camion B_c = 300KN

$$H_2 = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ KN}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H2}{a \times b} = \frac{18.75.10^3}{300 \times 300} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.333 + \frac{0.208}{2}$$

$$\tau_H = 0.437 \text{ MPa}$$

.3 Rotation

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha' t$$

Avec $\alpha' t = \alpha t + \alpha_0$

$$\alpha t = 3 \left(\frac{t}{a} \right)^2 \times n$$

Avec n = nombre de feuillet

$\alpha_0 = 3.10^{-3} \text{ rad}$ Coefficient de défaut de pose pour les tabliers en béton armé coulé sur place.

$$\alpha t = 3 \left(\frac{12}{300} \right)^2 \times 4 = 0.0192$$

$$\alpha't = 0.0192 + 0.003 = 0.0222 \text{ rad}$$

$$\tau\alpha T = \frac{0.9}{2} \left(\frac{300}{48} \right)^2 0.0222 = -0.390 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \tau R + \tau H + \tau\alpha T \leq 5G \\ \tau H1 \leq 0.5G \\ \tau H \leq 0.7G \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = 1.707 + 0.437 + 0.390 = 2.534 \leq 4.5 \quad \dots(\text{Condition vérifiée}). \\ \tau H1 = 0.333 \leq 0.45 \quad \dots(\text{Condition vérifiée}). \\ \tau H = 0.437 \leq 0.63 \quad \dots(\text{Condition vérifiée}) \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de condition de non cheminement et non glissement**

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

➤ $\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{ab} \geq 2 \text{ MPa}$ condition de non cheminement

Avec $N_{\min} = 301.56 \text{ KN}$.

$$\sigma_{\min} = \frac{310.56 \cdot 10^3}{300 \times 300} = 3.35 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \quad \dots(\text{Condition vérifiée})$$

➤ $H \leq f \cdot N_{\min}$ condition de non glissement.

$$H = (\tau_{H2} + \tau_{H1}) \times a \times b$$

$$H = (0.333 + 0.208) \times 300 \times 300 = 48.69 \text{ KN}$$

f= est le coefficient de frottement.

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_{\min}} = 0.1 + \frac{0.6}{3.35} = 0.279$$

$$f \cdot N_{\min} = 0.279 \times 301.53 = 84.127 \text{ KN} > 48.69 \text{ KN} \quad \dots(\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Condition de non flambement :**

Elle doit vérifier la formule suivante :

$$\gamma_s \times pu < pc \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_s = \text{coefficient partiel de sécurité} = 3.$$

pc = la charge critique de l'appareil d'appuis s'obtient par la formule suivante:

$$pc = 4GBS^2 \frac{d}{h} \quad \text{Avec :}$$

B= l'aire de l'appareil d'appuis = 900cm².

d= somme d'une épaisseur de frette et une d'élastomère.

h=hauteur total de l'appareil d'appuis.

G=module de cisaillement = 1200KN/m²

S=facteur de forme (aire nominal en plan à la surface extérieur d'un feuillet)

$$S = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2 \times t} = 6.25$$

$$pc = 4 \times 1.2 \times 0.09 \times (6.25)^2 \times \frac{0.012+0.003}{0.068}$$

$$pc = 3.73 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times pu < pc \rightarrow 3 \times 640.23 \cdot 10^{-3} < 3.73 \text{ MN}$$

1.9207 < 3.73 **Condition vérifiée**

Donc pas de risque de flambement.

➤ **Condition de non soulèvement**

Elle doit vérifier la formule suivante :

$$\alpha t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\text{min}}}{G}$$

avec

$$\alpha t \text{ déjà calculé} = 0.0222 \text{ rad}$$

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

$$\beta = \frac{30 \times 30}{2(30+30)1.2} = 6.25$$

$$\sigma_{\text{min}} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\alpha t \leq \frac{3}{6.25} \times \frac{48^2}{300^2} \times \frac{7.11}{0.9} = 0.097$$

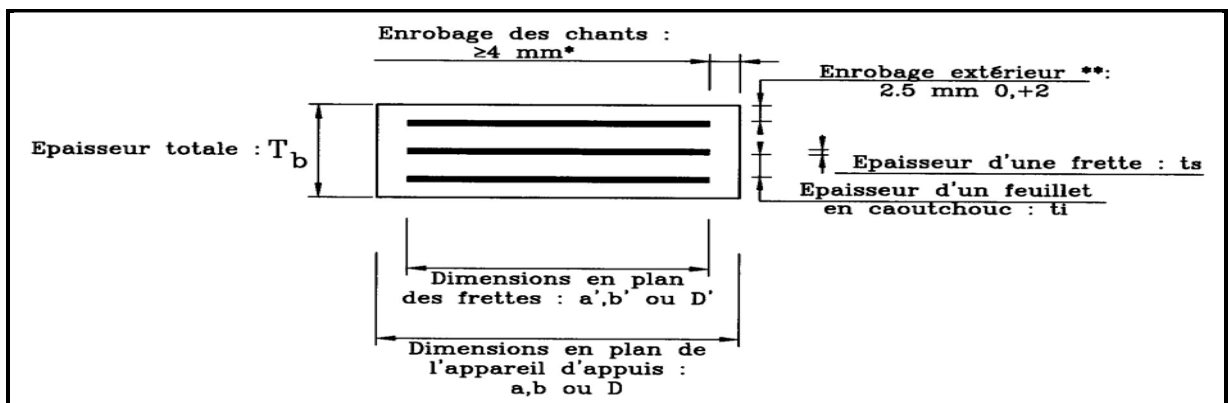
0.0222 < 0.097 ... **(Condition vérifiée)**

La hauteur total de l'appareil d'appuis T_b est ;

$$T_b = n(t_s + t_i) + t_s + 2e \text{ avec } e = \text{enrobage extérieur } e \geq 2.5 \text{ mm}$$

On prend $e = 2.5 \text{ mm}$

$$T_b = 4(12+3) + 3 + 2 \times 2.5 = 68 \text{ mm}$$



Figure(V-3) Détails d'appareils d'appuis

➤ **Les dés d'appuis (bossage)**

Les dés d'appuis ont pour un rôle d'offrir une surface parfaitement horizontale et de diffuser les efforts pour l'appareil d'appuis pour qu'il puisse fonctionner normalement, cet élément est ferrailleur pour limité la fissuration à la tête de l'appui.

.1 Dimensionnement des dés d'appuis

Pour un déplacement de 2cm dans les 2 sens on à :

$$A=B= a+10\text{cm}=40\text{cm}$$

$$H \geq \frac{2 a b}{2(a+b)}$$

$$H \geq \frac{2 \times 30 \times 30}{2(30+30)} = 15$$

Donc on prend $H=20\text{cm}$

.2 Ferrailage des dés d'appuis

• **Armature de chaînage (1)**

Elles reprennent 25% de la charge localisé max

$$N_{\max}=640.23\text{KN}$$

$$A_{st} = \frac{25\% \times N_{\max}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte limite de traction des aciers.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\mu \times f_{t28}}\right) \text{ la fissuration est préjudiciable.}$$

$\mu=1.6$ pour acier haute adhérence.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 500; 110\sqrt{1.6 \times 2.28}\right)$$

$$\sigma_{st} = \min(333.33; 201.097)$$

$$A_{st} = \frac{25\% \times 640.23 \cdot 10^3}{201.097} = 7.61\text{cm}^2$$

On prend $A_{st}=5T14=7.70\text{cm}^2$.

• **Armature de profondeur (2)**

Armatures de profondeur elles reprennent 12.5% de la charge localisé max.

$$A_{st} = \frac{12.5\% \times N_{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{12.5\% \times 640.23 \cdot 10^3}{201.097} = 3.80\text{cm}^2$$

On prend $A_{st}=4T12 = 4.52\text{cm}^2$.

- **Armature de surface (3)**

Armature de surface prend 4% de la charge localisé max.

$$A_{st} = \frac{4\% \times N_{max}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{4\% \times 640.23.10^3}{201.097} = 2.62\text{cm}^2$$

On prend $A_{st}=2T12 = 2.26\text{cm}^2$.

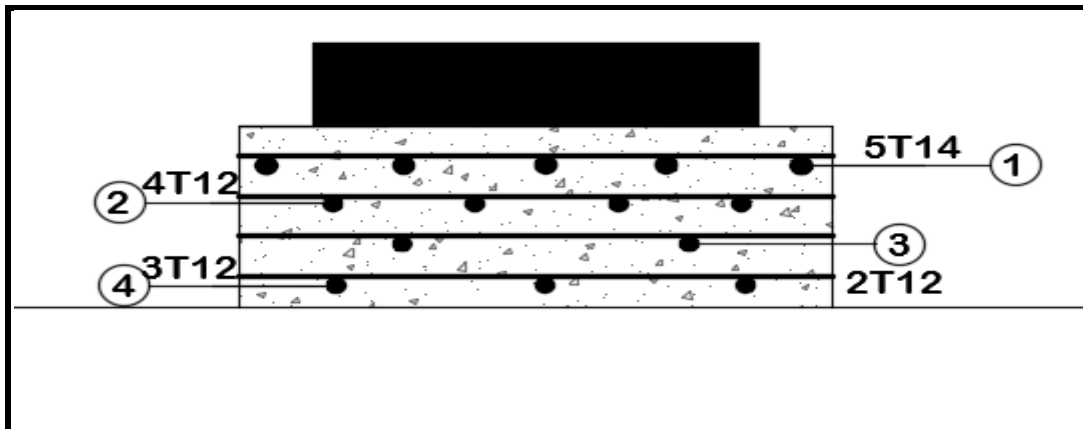
- **Armature inferieur (4)**

Les armatures inferieur reprennent 10% de la charge localisé max.

$$A_{st} = \frac{10\% \times N_{max}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{10\% \times 640.23.10^3}{201.097} = 3.04\text{cm}^2.$$

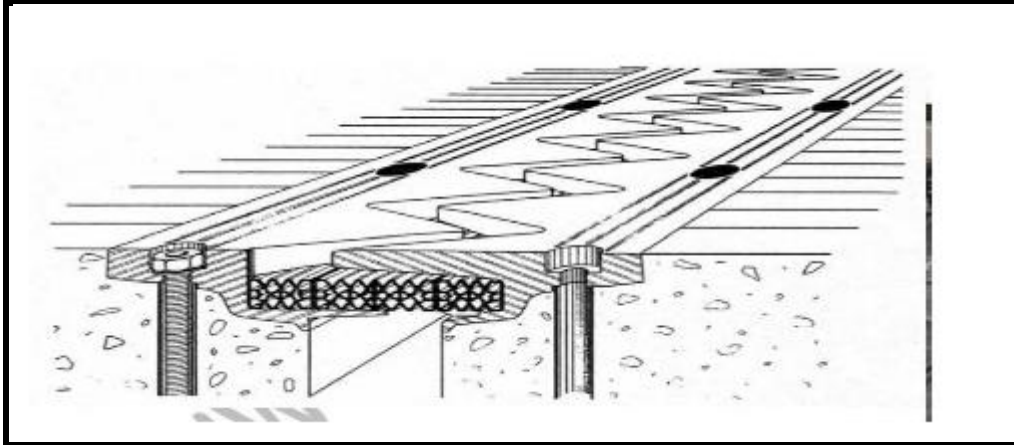
On prend $A_{st}= 3T12 = 3.39\text{cm}^2$



Figure(V-4)Ferrailage de d'appuis

B. JOINT DE CHAUSSEE

1. Introduction



Figure(V-5)Joint de chaussée

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont (wikipedia).

Suivant RPOA les joints de chaussée sont dimensionnés classiquement pour les effets usuels (Température, retrait, fluage) .

Sa réalisation tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports, il est dimensionné avec la formule suivante :

$$W=W_D+ 0.4W_T + \frac{W_S}{3} \text{ avec :}$$

- W = souffle total du joint.
- W_D = Souffle des déformations différées (retrait, fluage).
- W_T = Souffle thermique.
- W_S =Souffle sismique.

2. Calcul des souffles

- Souffle thermique W_T

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3.10^{-4} \text{ avec}$$

l =la moitié de la travée

$$l =16.7\text{m} \rightarrow \Delta l = 0.501\text{cm}$$

- Souffle de déformation différée W_D

1 Retrait :

$$\frac{\Delta l}{l} = 4.10^{-4}$$

$$l = 16.7m \rightarrow \Delta l = 0.668cm$$

2 Fluage :

$$\frac{\Delta l}{l} = Kfl \times 10^{-4}$$

Avec Kfl est un coefficient de fluage à l'instant t=0 au moment ou il subit la contrainte est pris égale entre 2 à 3 .

$$Kfl=3$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 3.10^{-4} \rightarrow \Delta l = 0.501cm$$

$$W_D=0.501+0.668=1.169cm$$

- Souffle sismique W_s

$$F = K.x \text{ avec } x = \frac{F}{K} \text{ (voir tableau V-8 et V-2)}$$

$$X = \frac{1120.42}{72000} = 1.556cm$$

- Souffle total

$$W = W_D + W_T + W_s$$

$$W = 1.169 + 0.501 \times 0.4 + \frac{1.556}{3} = 1.89cm.$$

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

(Tableau V-16) les souffles de chaque joint de chaussée

Donc on prend un joint de type JEP3 avec un souffle inferieur à 5cm

3. Vérification de déplacement

- $\Delta T + \Delta_{\text{freinage}} < W$
- $\Delta T + \Delta_{\text{seisme}} < 1.3W$

Avec W de joint =5cm

$$\Delta T = \Delta_{\text{température}} + \Delta_{\text{fluage}} + \Delta_{\text{retrait}}$$

$$\Delta T = 0.668 + 0.501 + 0.501 = 1.67 \text{cm}$$

- $\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T \times H_s}{G \times s}$

Avec

$$H_s = 150 \text{kN} / 16$$

$$H_s = 9.375 \text{KN} / \text{appuis}$$

$$S = 0.09 \text{m}^2$$

$$T = 0.048 \text{m}$$

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{0.048 \times 9.375}{900 \times 0.09} = 0.556 \text{cm}$$

- $\Delta_{\text{seisme}} = \frac{T \times H_{\text{seisme}}}{G \times s}$

$$H_{\text{seisme}} = 112.96 / 16 \text{ (voir tableau V-8)}$$

$$H_{\text{seisme}} = 70.43 \text{KN}$$

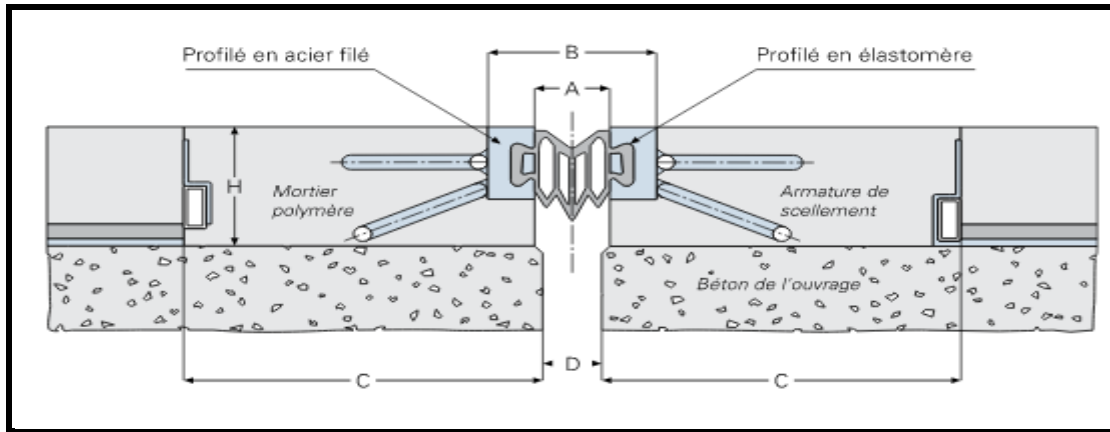
- $\Delta_{\text{seisme}} = \frac{0.048 \times 70.43}{1200 \times 0.09} = 3.13 \text{cm}$

-

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta T + \Delta_{\text{freinage}} < W \rightarrow 1.67 + 0.556 = 2.226 \text{cm} < 5 \text{cm} \dots \text{(Condition vérifiée)} \\ \Delta T + \Delta_{\text{seisme}} < 1.3W \rightarrow 1.67 + 3.13 = 4.8 \text{cm} < 6.5 \text{cm} \dots \text{(Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Conclusion:

Puisque on à un pont isostatique à une seule travée donc on prévoit 2 joint de chaussée pour chaque extrémité de type JEP3.



Figure(V-6) Joint de chaussée type JEP3

ETUDE DES CULÉES

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

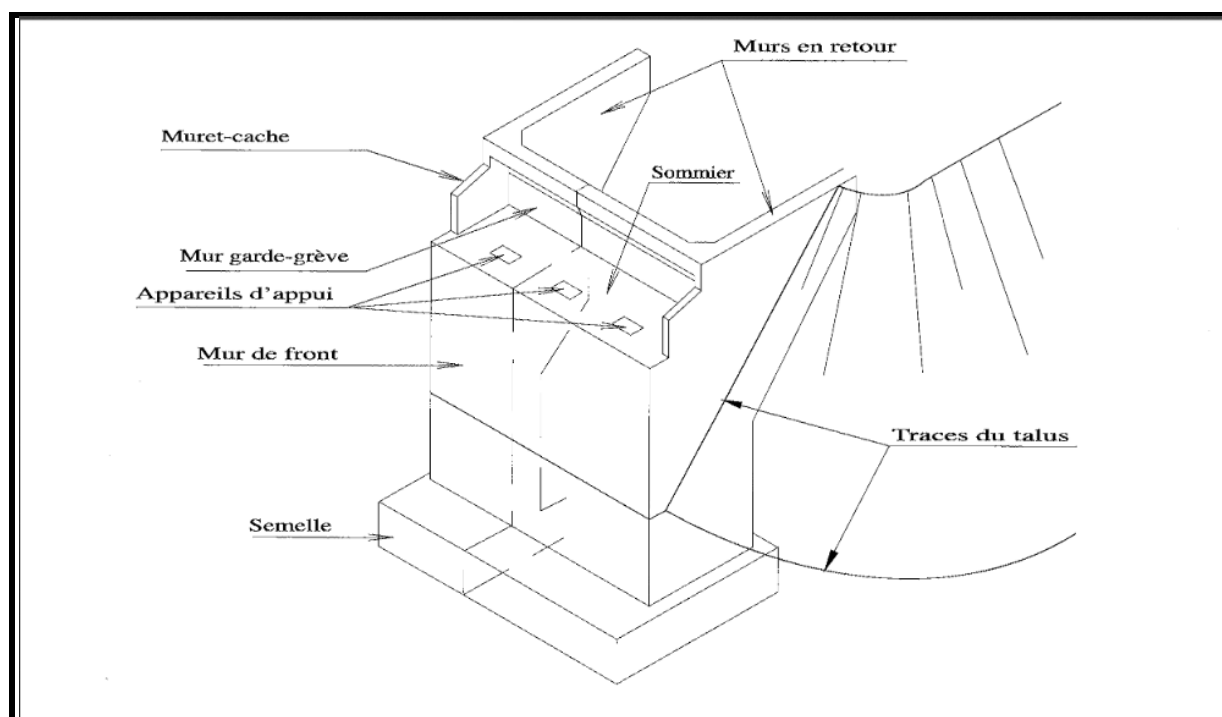
1. INTRODUCTION

Les culées ou les appuis de rives sont des éléments fondamentaux d'un pont destinée a assuré la continuité de l'ouvrage et transmettre des efforts de la superstructure au sol de fondation.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de la nature et le mode de construction du tablier et les contraintes naturelles de site, notre choix a été opté pour des culées remblayées à cause de sa double fonction elle assure à la fois une fonction porteuse de tablier et une fonction de soutènement des remblais.

Une culée remblayée comporte les éléments constructifs suivants :

- Mur de garde grève : destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée.
- Mur de front : c'est sur lequel repose le tablier et soutiens les terres.
- Murs en retours : ils assurent le soutènement des remblais.
- Une dalle de transition : pour but de limité les tassements de la chaussée à l'accès du pont et donner un confort aux usagers.
- Un corbeau d'appuis : sur lequel repose la dalle de transition.



(FIGURE 1-VI) éléments d'une culée remblayée

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

2.1 Hauteur de la culée

La hauteur de la culée noté ($H_{culée}$) est pris égale à :

$$H_{culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

Culée	Culée 1	Culée 2
Côte projet (m)	700.25	701.70
Côte fondation (m)	696.40	697.80
Hauteur de la culée (m)	3.85	3.90

(TABLEAU 1-VI) hauteurs des culées

2.2 Mur de front

$$H=0.85\text{m}$$

$$E=1.30\text{m}$$

$$L=8.8\text{m}$$

2.3 Mur de garde grève

$$H = H_{\text{poutre}} + H_{\text{appareil d'appuis}} + H_{\text{dé d'appuis}}$$

$$H = 1.35 + 0.15 + 0.07 = 1.55\text{m}$$

$$E = \max\left(0.25\text{m}; \frac{H}{8}\right)$$

$$E = \max\left(0.25\text{m}; \frac{1.55}{8}\right) \rightarrow E = \max(0.25\text{m}; 0.19\text{m})$$

$$E = 0.25\text{m}$$

2.4 Mur en retours

Sont des voiles encastrés d'un coté sur le mur de front et l'autre coté sur la semelle de fondation.

$$H_1 = 2.40\text{m}$$

$$H_2 = 2.20\text{m}$$

$$L' épaisseur = 0.5\text{m}$$

2.5 Dalle de transition

Sa longueur est prise égale à :

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

$$L = \min [6\text{m} ; \max (3\text{m} ; 0.6H)]$$

$$\text{Avec } H = H_{\text{MGG}} + H_{\text{MDF}}$$

$$H = 2.40\text{m}$$

$$L = \min [6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0.6 \times 2.40)]$$

$$L = \min [6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 1.44\text{m})]$$

L est prise égale à $L = 3\text{m}$

E est prise égale à $E = 0.30\text{m}$

2.6 Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 0.60m, une petite base de 0.30cm et une hauteur de 30cm.

La largeur de corbeaux est :

$$L = \text{Lgueur de mur de garde greve} - 2 \times \text{Ep de mur en retours}$$

$$L = 8.80 - 1 = 7.80\text{m}$$

2.7 Semelle

La hauteur de la semelle $H = 1.5\text{m}$.

La longueur de la semelle est prise égale à $L = 9.6\text{m}$ (3 pieux de $\emptyset 1.20\text{m}$ de diamètre).

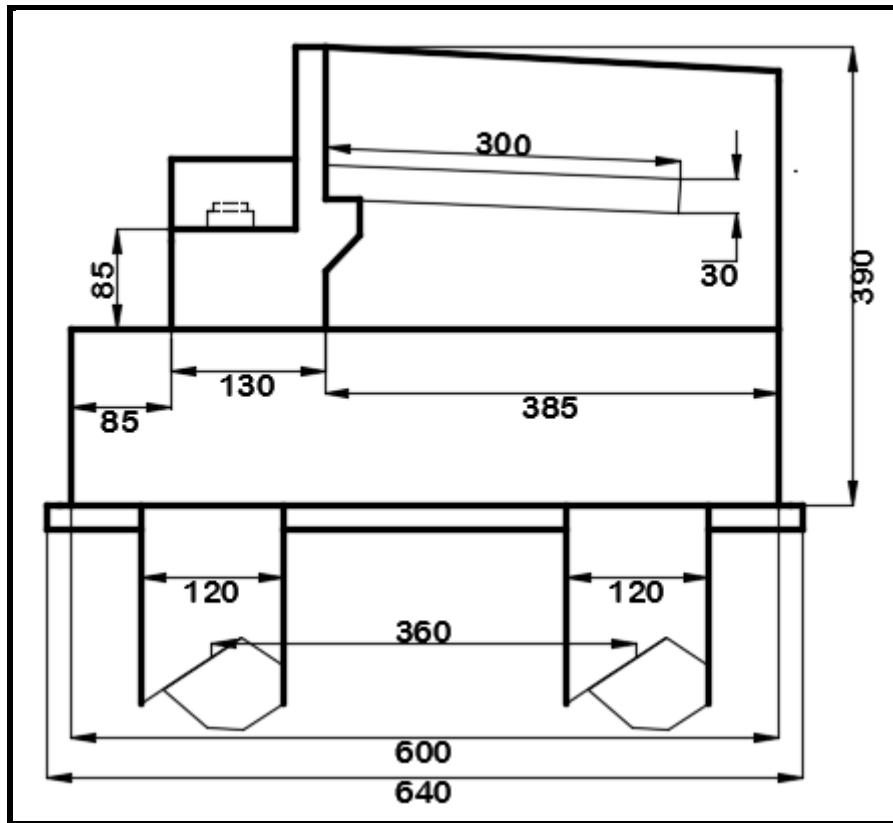
La largeur de la semelle est prise égale à $B = 6\text{m}$ (2 pieux de $\emptyset 1.20\text{m}$ de diamètre).

2.8 Mur latéraux

La hauteur est prise égale à 0.60m.

L'épaisseur est de $E = 0.20\text{m}$.

La longueur est prise égale à $L = 1.05\text{m}$



(FIGURE 2-VI) détails culée

3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

3.1 Calcul coefficient de poussée

- Pour condition sismique

La poussée dynamique est calculé pout toutes méthode scientifique validé, à défaut la méthode de MONOBE-OKABE (Mur de soutènement) cité dans RPOA :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} \text{ Avec:}$$

$\varphi = 30^\circ$ angle interne du remblais sans cohésion

$\beta = 0$ angle de talus avec l'horizontal

$\delta = 0$ angle de frottement remblais – culée (sol – béton)

$\theta =$ angle entre la direction du séisme et la vertical avec $\theta = \arctg\left(\frac{\varepsilon h}{1 \pm \varepsilon v}\right)$

$\varepsilon h = A$ (coefficient d'accélération de la zone)

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

$$\varepsilon_v = 0.3 \times A$$

$$\varepsilon_h = 0.12 \text{ et } \varepsilon_v = 0.036 \text{ (voir (Tableau V-6))}$$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statique et dynamique de la poussée active des terres, elle s'exerce a mi hauteur de la parois.

- **Le cas normal**

$$Kah = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

Les coefficients de poussée sont résumés dans le tableau suivant :

Action sismique	cas	ε_h	ε_v	θ	Kah
Condition normal	1	0.00	0.00	0.00	0.333
Horizontal+vertical	2	0.12	0.036	6.607	0.408
Horizontal	3	0.12	0	6.842	0.411
Horizontal-vertical	4	0.12	-0.036	7.0957	0.414

(TABLEAU 2-VI) les coefficients de poussée sous actions sismique

➤ **Calcul de la poussée des terres**

Le mur de garde grève et le mur de front et aussi la semelle sont soumis aux poussées des terres, les valeurs des poussée sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$Pt = \frac{1}{2} \cdot Kah \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L \quad \text{Avec :}$$

Kah : coefficient de poussée des terres

$$\gamma = 18 \text{KN/m}^3 \text{ (poids volumique des terres)}$$

H= hauteur des parois sollicitées.

Remarque1 : la poussée des terres s'exerce à H/3 des parois.

I. Pour MGG+MDF

Les actions	H(m)	L(m)	Kah	Application Numérique	d(m)	Pt(KN)	Mr (KN.m)
Cas1	2.4	7.8	0.333	$0.5 \times 0.333 \times 18 \times 2.4^2 \times 7.80$	2.5	134.65	336.625
Cas2	2.4	7.8	0.408	$0.5 \times 0.408 \times 18 \times 2.4^2 \times 7.80$	2.5	164.854	412.135
Cas3	2.4	7.8	0.411	$0.5 \times 0.411 \times 18 \times 2.4^2 \times 7.80$	2.5	165.82	414.55
Cas3	2.4	7.8	0.414	$0.5 \times 0.414 \times 18 \times 2.4^2 \times 7.80$	2.5	167.36	418.4

(TABLEAU 3-VI) valeur de poussée des terres sur MGG+MDF sous chaque cas

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

II. Pour la semelle

Les actions	H(m)	L(m)	Kah	Application Numérique	d(m)	Pt(KN)	Mr (KN.m)
Cas1	1.5	9.6	0.333	$0.5 \times 0.333 \times 18 \times 1.5^2 \times 9.60$	0.7	64.735	45.3145
Cas2	1.5	9.6	0.408	$0.5 \times 0.408 \times 18 \times 1.5^2 \times 9.60$	0.7	79.256	55.479
Cas3	1.5	9.6	0.411	$0.5 \times 0.411 \times 18 \times 1.5^2 \times 9.60$	0.7	79.723	55.80
Cas3	1.5	9.6	0.414	$0.5 \times 0.414 \times 18 \times 1.5^2 \times 9.60$	0.7	80.462	56.3234

(TABLEAU 4-VI) valeur de poussée des terres sur semelle sous chaque cas

➤ Calcul de la poussée des surcharges

la culée est soumis à des efforts des surcharges de remblais d'accès aux pont, la charge de ces remblais est de ($Q=10\text{KN/m}^2$), ces charge sont majoré de 20% ($Q_{\text{remb}}=12\text{KN/m}^2$).

la valeur de poussée horizontal des surcharge est donnée par la formule suivante :

$$Ph_{\text{rembl}} = K_{ad} \times Q_{\text{remb}} \times h \times L$$

Remarque : les poussées des surcharges s'exerce à mi hauteur des parois ($h/2$).

I. Pour MGG+MDF

Les actions	H(m)	L(m)	Kah	Application Numérique	d(m)	Ph _{remb} (KN)	Mr (KN.m)
Cas1	2.4	7.8	0.333	$0.333 \times 12 \times 2.4 \times 7.80$	2.9	74.80	216.92
Cas2	2.4	7.8	0.408	$0.408 \times 12 \times 2.4 \times 7.80$	2.9	91.585	265.60
Cas3	2.4	7.8	0.411	$0.411 \times 12 \times 2.4 \times 7.80$	2.9	92.125	267.162
Cas3	2.4	7.8	0.414	$0.414 \times 12 \times 2.4 \times 7.80$	2.9	92.979	269.94

(TABLEAU 5-VI) valeurs de poussée des surcharges sur MGG+MDF sous chaque cas

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

II. Pour la semelle

Les actions	H(m)	L(m)	Kah	Application Numérique	d(m)	Ph _{remb} (KN)	Mr (KN.m)
Cas1	1.5	9.6	0.333	$0.333 \times 12 \times 1.5 \times 9.60$	0.95	57.54	54.663
Cas2	1.5	9.6	0.408	$0.408 \times 12 \times 1.5 \times 9.60$	0.95	70.45	66.93
Cas3	1.5	9.6	0.411	$0.411 \times 12 \times 1.5 \times 9.60$	0.95	70.865	67.322
Cas3	1.5	9.6	0.414	$0.414 \times 12 \times 1.5 \times 9.60$	0.95	71.52	67.944

(TABLEAU 6-VI) valeur de poussée des surcharges sur semelle sous chaque cas

➤ Calcul le poids des terres

Remarque : d'après RPOA 2008, on négligera en général la butée et le poids des terres qui se trouvent à l'aval du mur. il est donnée par la formule suivante :

$$P = \gamma \times h \times Lx \times Ly \text{ Avec :}$$

$$\gamma = 18 \text{KN/m}^3 \text{ (Poids volumique des terres).}$$

$$P = 18 \times 2.4 \times 7.8 \times 3.85 = 1297.296 \text{KN}$$

➤ Calcul surcharge remblais vertical

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Qv = q_{rem} \times L \times h$$

$$Qv = 12 \times 8.80 \times 3.85 = 406.56 \text{KN}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

4. STABILITE DE LA CULEE

➤ Sous charge permanente

ELEMENTS	POIDS PROPRE (KN)	d(m)	Ms(KN.m)
Mur de garde grève	$1.55 \times 0.25 \times 8.80 \times 25 = 85.25$	2.225	189.68
Mur de front	$0.85 \times 8.80 \times 1.30 \times 25 = 243.1$	1.70	413.27
Corbeau	$0.3 \times 0.3 \times 7.80 \times 25 \times 0.5 = 8.775$	2.50	21.94
	$0.3 \times 0.3 \times 7.80 \times 25 = 17.55$	2.45	42.99
Murs en retours	$2 \times 3.85 \times 2.2 \times 0.5 \times 25 = 211.75$	4.36	923.23
Murs latéraux	$0.6 \times 1.05 \times 25 \times 0.2 \times 2 = 6.3$	1.575	9.923
Dalle de transition	$0.3 \times 3 \times 7.80 \times 25 = 175.5$	3.855	676.55
Dés d'appuis	$0.15 \times 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 16 = 9.6$	1.55	14.88
semelle	$1.5 \times 9.6 \times 6.00 \times 25 = 2160$	3.20	6912
Béton de propreté	$22 \times 6.40 \times 10 \times 0.2 = 281.6$	3.20	901.12
	$\Sigma 3199.425$		$\Sigma 10105.58$

(TABLEAU 7-VI) charges permanente de la culée

L'excentricité est donnée par :

$$e = \frac{M_s}{V} = \frac{10105.58}{3199.425} = 3.158m$$

$$e_0 = \frac{B}{2} - e \rightarrow e_0 = e - \frac{B}{2} = 3.158 - 3$$

$$e_0 = 0.158m < \frac{B}{6} \text{ CONDITION VERIFIER.}$$

➤ La stabilité en phase de construction

Eléments	Vi (KN)	Hi (KN)	d/o (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Culée	3199.425	/	3.158	10105.59	/
Poussée des terres MGG+MDF	/	134.65	2.50	/	336.625
Poussée des terres Semelle	/	64.735	0.70	/	45.3145
Poids des terres arrière	1297.296	/	4.36	5656.21	/
Surcharge remblais H sur MGG+MF	/	74.80	2.90	/	216.92
Surcharge remblais H sur semelle	/	57.54	0.95	/	54.663
Surcharge remblais V	406.56	/	4.36	1772.60	/
Réaction du tablier	4376.65	/	1.55	6783.8075	/
Totale Σ	9279.931	331.725		24318.21	653.5225

(TABLEAU 8-VI) charges de la culée en construction

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

• ETUDE DE LA CULEE SOUS COMBINAISONS DE CHARGE

à l'ELU : $1.35G+1.5[Q+Q_{tro}]+1.6[A(L)+Q_{frein}]+0.8Q_{VLT}$

à l'ELS : $G+Q+Q_{tro}+1.2[A(L)+Q_{frein}]+0.6Q_{VLT}$

à l'ELA : $G+Q+0.6[A(L)+0.6Q_{frein}]+0.5[Q_{VLT}+Q_{tro}]+S_{séisme}$

• A l'ELU

Eléments	Coef	Vi (KN)	Hi (KN)	d (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Culée	1.35	4319.223	/	3.158	13640.108	/
Poids des terres arrière	1.35	1751.35	/	4.36	7635.886	/
Surcharge V	1.5	606.84	/	4.275	2594.241	/
Surcharge H sur MGG+MF	1.5	/	112.2	2.90	/	325.38
Surcharge H sur semelle	1.5	/	86.32	0.95	/	82.0325
Poussée des terres MGG+MDF	1.35	/	181.78	2.5	/	454.45
Poussée des terres Semelle	1.35	/	87.392	0.70	/	64.175
Réaction du tablier	1.35	5908.4775		1.55	9158.1401	/
Freinage Bc	1.6	/	240	2.70	/	648
Surcharge A _L	1.6	1496.266	/	1.55	2319.213	/
Variation linéaire	0.8	/	191.808	2.70		517.88
Surcharge trottoir	1.5	90.18	/	1.55	139.779	/
Totale Σ		13718.28	899.5		33507.692	2091.918

(TABLEAU 9-VI) charges de la culée en ELU

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

• À l'ELS

Eléments	Coef	Vi (KN)	Hi (KN)	d (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Culée	1	3199.425	/	3.158	10105.59	/
Poids des terres arrière	1	1297.296	/	4.36	5656.21	/
Surcharge V	1	406.567	/	4.275	1729.494	/
Surcharge H sur MGG+MF	1	/	74.80	2.90	/	216.92
Surcharge H sur semelle	1	/	57.542	0.95	/	54.665
Poussée des terres MGG+MDF	1	/	134.65	2.50	/	336.625
Poussée des terres Semelle	1	/	64.735	0.70		45.3145
Réaction du tablier	1	4376.65		1.55	6783.807	/
Freinage Bc	1.2	/	180	2.70	/	486
Surcharge AL	1.2	1122.2	/	1.55	1739.41	/
Variation linéaire	0.6	/	143.856	2.70		388.42
Surcharge trottoir	1	62.12	/	1.55	96.286	/
Totale Σ		10464.258	590.848		26110.86	1527.95

(TABLEAU 10-VI) charges de la culée en ELS

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

• À L'ELA

Eléments	Coef	Vi (KN)	Hi (KN)	d (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Culée H	1	3199.425	/	/	10105.59	/
Culée V	0.15	/	479.92	/	/	1515.84
Poids des terres arrière	1	1297.296	/	4.36	5656.21	/
Surcharge V	1	404.567	/	4.275	1729.494	/
Surcharge H sur MGG+MF	1	/	92.979	2.90	/	269.64
Surcharge H sur semelle	1	/	71.52	0.95	/	67.644
Poussée des terres MGG+MDF	1	/	167.36	2.50	/	418.4
Poussée des terres Semelle	1	/	80.462	0.70	/	56.3234
Réaction du tablier	1	4376.65		1.55	6783.807	/
Freinage Bc	0.6	/	90	2.70	/	243
Surcharge AL	0.6	561.10	/	1.55	869.705	/
Variation linéaire	0.5	/	119.88	2.55		305.694
Surcharge trottoir	0.5	30.06	/	1.55	46.593	/
séisme	1	/	1120.42	2.70	/	3025.134
Totale Σ		9869.098	2222.541		25191.399	5901.675

(TABLEAU 11-VI) charges de la culée en ELA

5. FERRAILLAGE DE LA CULEE

5.1 Le mur de garde grève

D'après le guide SETRA le mur de garde grève est un élément qui est supposé encastré à la base de mur de front, il est soumis à 3 forces :

- Les poussées de terres.
- Poussées des surcharges locales.
- Poussée de l'effort de freinage.

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

I. Poussée de terres

Le moment dus aux poussées des terres est donnée par la formule suivante :

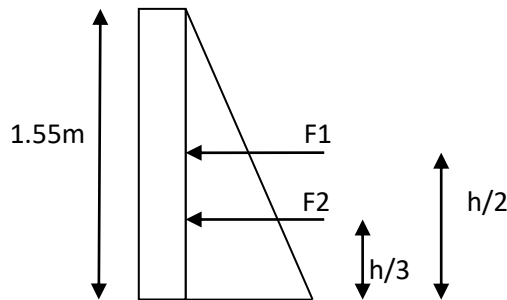
$$\sigma(h) = Ka \times \gamma \times h + Ka \times q$$

$Ka = 0.333$ Coefficient de poussée des terres (voir tableau 2 – VI)

$\gamma = 18KN/m^3$ Poids volumique des terres.

$q = 12KN/m^2$ Surcharge de remblais $10KN/m^2$ majoré par 20%.

$h = 1.55m$ hauteur de mur de garde grève.



- **H1=0.00m**

$$\sigma(h1) = Ka \times q = 0.333 \times 12 = 3.996KN/m^2$$

$$F_1 = \sigma(h1) \times h = 3.996 \times 1.55 = 6.194KN$$

- **H2=1.55m**

$$\sigma(h2) = Ka \times \gamma \times h + Ka \times q = 0.333 \times 18 \times 1.55 + 0.333 \times 12 = 13.287KN/m^2$$

$$F_2 = \frac{\sigma(h2) - \sigma(h1)}{2} \times h = \frac{13.287 - 3.996}{2} \times 1.55 = 7.20KN.$$

Z(m)	$\sigma(h)$ KN/m ²	Force KN	Point d'application/ O (m)	Moments KN.m
0	3.996	6.194	$h/2 = 0.775m$	4.80
1.55	13.287	7.20	$h/3 = 0.517m$	3.72
				Σ 8.52 KN.m

(TABLEAU 12-VI) moment dus au poussée des terres et surcharge remblais

II. Poussée des charges locales

D'après le guide l'effet le plus défavorable se produit par les 2 essieux d'arrière d'un camion type Bc des deux camions accédés qui vaut 120KN.

Cette charge est placée de telle manière telle que les rectangles d'impacte soient au contact de la face arrière du mur de garde grève avec un rectangle d'impacte de dimension (0.75m × 0.25m)

La charge des deux roue est uniformément répartie elle est donnée par la formule suivante :

$$\emptyset = \frac{120}{0.75 \times 0.25} = 640 \text{KN/m}^2$$

Le moment fléchissant de l'encastrement est donnée par la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 \times K}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \quad \text{Avec :}$$

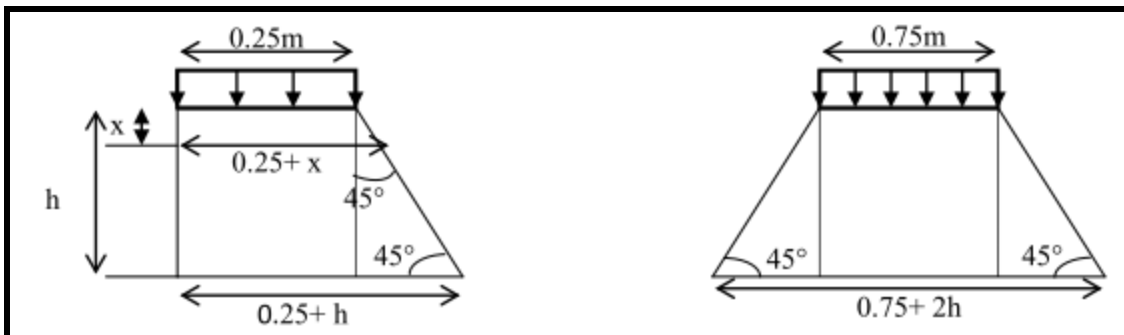
$$K = Kah \times bc \times \delta \times \mu$$

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique des remblais

$bc = 1$ (voir tableau II – 15)

$$\mu = \text{coefficient de pénétration} \begin{cases} \mu = 1.6 \text{ ELU} \\ \mu = 1.2 \text{ ELS} \end{cases}$$

$h = 1.55\text{m}$ hauteur de mur de garde grève



(FIGURE 3-VI) poussée de la charge local situé à l'arrière du mur

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

$$K = 0.333 \times 1 \times 1 \times \mu$$

$$K = 0.333 \begin{cases} 0.5328 \text{ à ELU} \\ 0.3996 \text{ à ELS} \end{cases}$$

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h + 0.25) \times \ln(0.25 + x) - x]_0^h \quad \text{Avec :}$$

$$\int_0^{1.55} \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h + 0.25) \times \ln(0.25 + x) - x]_0^{1.55}$$

$$\int_0^{1.55} \frac{h-x}{0.25+x} dx = 2.003$$

$$M_{pu} = \frac{12 \times k_u}{0.75 + 2h} \times 2.003 = 33.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ps} = \frac{12 \times K_s}{0.75 + 2h} \times 2.003 = 24.95 \text{ KN.m}$$

III. Poussée de surcharge de freinage

Nous considérons un seul essieu d'un camion Bc supposé freiner le moment de cette surcharge est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times P \times h}{0.25 + h} \quad \text{Avec :}$$

μ = Coefficient de pendération

P = 60KN charge d'un essieu arrière avec 2m d'écartement

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1.6 \times 60 \times 1.55}{0.25 + 1.55} = 88.835 \text{ KN.m}$$

$$M_{fs} = \frac{2 \times 1.2 \times 60 \times 1.55}{0.25 + 1.55} = 66.63 \text{ KN.m}$$

Poussée des terres	$M_G = 8.52 \text{ (KN.m)}$
Poussée des charges locales	$M_U = 33.23 \text{ (KN.m)}$
	$M_S = 24.95 \text{ (KN.m)}$
Poussée de surcharge de freinage	$M_U = 88.835 \text{ (KN.m)}$
	$M_S = 66.63 \text{ (KN.m)}$

(TABLEAU 13-VI) récapitulatif des moments de MGG

5.2 Combinaisons d'actions

- ELU = 1.35M_G + 1.6M_Q

$$\text{ELU} = 1.35(8.52) + 1.6(88.835 + 33.23) = \mathbf{206.81 \text{ KN.m}}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

- $ELS = M_G + 1.2M_Q$

$$ELS = 8.52 + 1.2(24.95 + 66.63) = \mathbf{118.42 \text{ KN.m}}$$

5.3 Ferrailage

Le mur de garde grève est calculé en flexion simple, le ferrailage se fait par 1 mètre linéaire dont :

fc28	ft28	b (m)	h(m)	d(m)	d'(m)	Fissuration	Fe MPa
28	2.28	1	0.25	0.225	0.025	Préjudiciable	500

Le ferrailage se fait à l'aide de logiciel SOCOTEC.

- VERTICALEMENT

Le logiciel nous donne une section de ferrailage à ELU $A_{st} = 25.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$, la vérification à ELS nous donne une section de ferrailage $A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on prend une section de ($A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **8T20/ml esp=14cm**).

- VERIFICATION DE CONDITION DE NON FRAGILITE

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{ft_{28}.b.d}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.28 \times 1 \times 0.225}{500} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$2.35 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2 \text{ CONDITION VERIFIER}$$

- ARMATURE DE REPARTITION

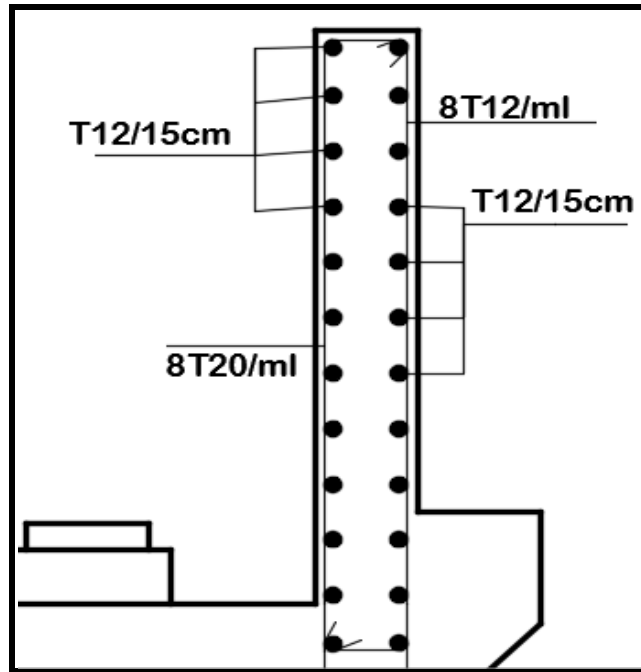
D'après le guide SETRA on disposera une barre de $\varnothing 12$ pour les deux face à chaque 15cm.

$$\text{Pour la nappe supérieur on prend } A_{sc} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{25.13}{3} = 8.37 \text{ cm}^2$$

Donc on prend (**8T12/ml $A_{sc} = 9.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$**)

D'après RPOA le ferrailage minimum est donnée par :

$$A_{min} = 0.5\% B = 19.375 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2 \text{ CONDITION VERIFIER}$$



(FIGURE 4-VI) ferrailage mur de garde grève

6. FERRAILAGE DE LA DALLE DE TRANSITION:

Les charges agissantes sur la dalle sont :

Charge de son poids propre : $R1 = 0.3 \times 3 \times 1 \times 25 = 22.5KN/ml$

Surcharge de remblais : $R2 = 18 \times 1 \times 3 = 54KN/ml$

Revêtement : $R3 = 0.085 \times 22 \times 1 \times 3 = 5.61KN/ml$

Surcharges = $R4 = 12 \times 1 = 12KN/ml$

Charge permanente $G = R1 + R2 + R3 = 82.11KN/ml$

Surcharge $Q = R4 = 12KN/ml$

Avec :

- $M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{82.11 \times 3^2}{8} = 92.38 KN.M$ $M_Q = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{12 \times 3^2}{8} = 13.5KN.m$
- $T_G = \frac{G.L}{2} = \frac{82.11 \times 3}{2} = 123.165KN$ $T_Q = \frac{Q.L}{2} = \frac{12 \times 3}{2} = 18KN$

Type de charge	Charge (KN/ml)	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poids propre	82.11	92.38	123.165
Surcharge	12	13.5	18

(TABLEAU 14-VI) les efforts et moments sur la dalle

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

6.1 Combinaisons de charges

6.1.1 Moment fléchissant

- à ELU

$$M_u = 1.35(M_G) + 1.6(M_Q) = 1.35(92.38) + 1.6(13.5)$$

$$M_u = 146.32 \text{ KN.m}$$

- à ELS

$$M_s = M_G + 1.2M_Q = 92.38 + 1.2(13.5)$$

$$M_s = 108.58 \text{ KN.m}$$

6.1.2 Effort tranchant

- à ELU

$$T_u = 1.35(T_G) + 1.6(T_Q) = 1.35(123.165) + 1.6(18)$$

$$T_u = 195.01 \text{ KN}$$

- à ELS

$$T_s = T_G + 1.2(T_Q) = 123.165 + 1.2(18)$$

$$T_s = 144.77 \text{ KN}$$

6.2 ferrailage

La dalle de transition est calculé en flexion simple, le ferrailage se fait par 1 mètre linéaire dont :

f_{c28}	f_{t28}	b (m)	h(m)	d(m)	d'(m)	Fissuration	Fe MPa
28	2.28	1.00	0.3	0.27	0.03	Très Préjudiciable	500

Le calcul se fait à l'aide de logiciel SOCOTEC

Le logiciel nous donne une section de ferrailage à ELU $A_{st} = 13.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$, la vérification à ELS nous donne une section de ferrailage $A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on prend une section de ($A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ 8T20/ml esp=14cm).

Pour la nappe supérieure on prend une section de ($A_{sc} = 9.03 \text{ cm}^2$ 8T12/ml) avec un espacement de 14cm

6.3 Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.28 \times 1 \times 0.27}{500} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$2.84 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2$ CONDITION VERIFIER

6.4 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{195.01.10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.72 \text{ MPa}$$

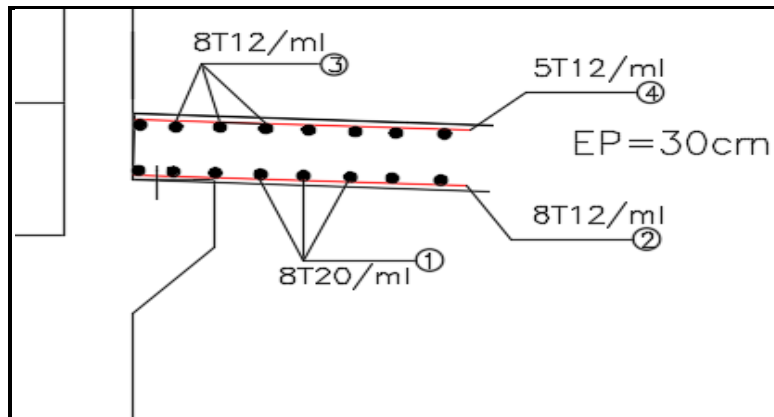
$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0.15 \times 28}{15} ; 4 \text{ MPa} \right] = \tau_{adm} = \min [2.8 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}]$$

$\tau_{adm} = 2.8 \text{ MPa} > 0.72 \text{ MPa}$ CONDITION VERIFIER.

Le ferrailage dans le sens transversal est pris égale à :

- $A_{st}' = \frac{A_{st}}{3} = 8.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc (8T12/ml $A_{st}' = 9.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$) espacement 14cm.
- $A_{sc}' = \frac{A_{sc}}{3} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc (5T12/ml $A_{sc}' = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) espacement 25cm.



(FIGURE 5-VI) ferrailage dalle de transition

7. ETUDE CORBEAU

Les charges agissantes sur le corbeau sont :

$$\text{Réaction de la dalle de transition } R1 = \frac{P.L}{2} = \frac{0.3 \times 3 \times 25}{2} = 11.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction de poids des terres } R2 = \frac{P.L}{2} = \frac{1 \times 18 \times 3}{2} = 27 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

Réaction de poids propre de corbeau $R3 = S \times \gamma b = 0.135 \times 25 = 3.375KN/ml$

Réaction de revêtement $R4 = \frac{P.L}{2} = \frac{0.085 \times 22 \times 3}{2} = 2.085KN/ml$

Réaction de surcharges de remblais $R5 = \frac{q.L}{2} = \frac{12 \times 3}{2} = 18KN/ml$

Charge permanente $G = R1 + R2 + R3 + R4 = 43.71KN/ml$

Surcharge $Q = R5 = 18KN/ml$

- à ELU

$R_{ELU} = 1.35(G) + 1.6(Q) = 1.35(43.71) + 1.6(18) = 88.78KN/ml$

- à ELS

$R_{ELS} = G + 1.2(Q) = 43.71 + 1.2(18) = 66.03KN/ml$

7.1 Vérification de la condition d'une console courte

Le corbeau est supposé comme une console courte il doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$d > \max \left\{ \begin{array}{l} l \text{ (longueur d'application de la charge)} \\ a \text{ (la distance de la résultante de la charge au nu d'appuis)} \end{array} \right.$$

$d =$ la hauteur utile de corbeau.

$l = 0.30m, a = 0.15m, d = 0.54m$

$0.54 > 0.30$ CONDITION VERIFEE Donc on est bien dans le domaine de console courte

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$ avec :

$$\tau_{adm} = \min[0.03(2 + \delta). f_{c28} ; 4MPa]$$

$$\delta = \frac{d}{a} = \frac{0.54}{0.15} = 3.6$$

$$\tau_{adm} = \min[0.03(2 + 3.6). 28 ; 4MPa]$$

$$\tau_{adm} = \min[4.704MPa ; 4MPa] \rightarrow \tau_{adm} = 4MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{88.78 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.165MPa < 4MPa \text{ CONDITION VERIFIER}$$

7.2 Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel SOCOTEC avec

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

$$M_u = R_u \times \frac{L}{2} = 88.70 \times 0.15 = 13.32 \text{ KN.m}$$

$$M_s = R_u \times \frac{L}{2} = 66.03 \times 0.15 = 9.91 \text{ KN.m}$$

fc28	ft28	b (m)	h(m)	d(m)	d'(m)	Fissuration	Fe MPa
28	2.28	1.00	0.6	0.54	0.03	Très Préjudiciable	500

- VERTICALEMENT

Le ferrailage à ELU nous à donnée une section $A_{st}=1.14\text{cm}^2$, la vérification à ELS nous à donnée une section de ferrailage de ($A_{st}=4.52\text{cm}^2/\text{ml}$ $A_{st}=4\text{T12}/\text{ml}$)

7.3 Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{ft_{28}.b.d}{f_e}$$

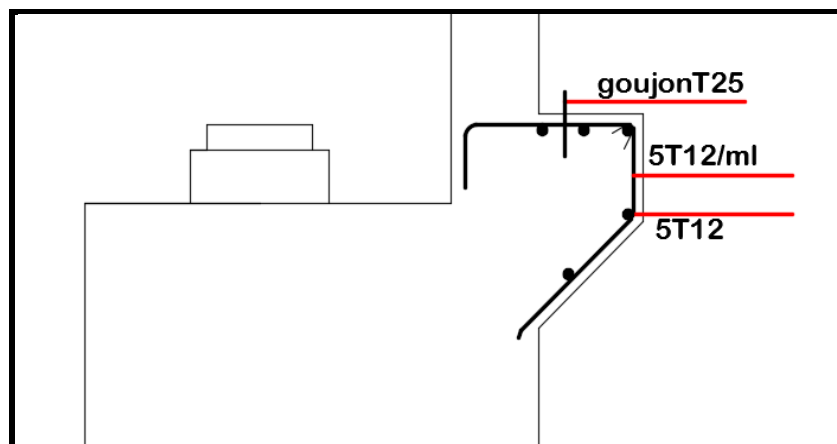
$$A_{min} = 0.23 \frac{2.28 \times 1 \times 0.54}{500} = 5.66 \text{ cm}^2$$

$5.66 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2$ CONDITION NON VERIFIER

Donc on prend une section de 5T12/ml $A_{st}=5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Pour le ferrailage horizontale on prend un ferrailage de 5T12 $A_{st}=5.65 \text{ cm}^2$

D'après le guide SETRA le ferrailage du corbeau est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1m.



(FIGURE 6-VI) ferrailage corbeau

8. ETUDE MUR DE FRONT

Le mur de front est un élément calculé en flexion composé soumis à des efforts horizontaux et verticaux.

8.1 Evaluation des efforts

a) Forces verticales

Il est soumis à :

- (1) Poids de mur de garde grève= $0.25 \times 1.55 \times 25 = 9.69KN/ml$
- (2) Son poids propre = $0.85 \times 1.30 \times 25 = 27.625KN/ml$
- (3) Corbeau= $[(0.3 \times 0.3) + (0.3 \times 0.3 \times 0.5)] \times 25 = 3.375KN/ml$
- (4) Dalle de transition= $0.3 \times 3.00 \times 25 = 22.5KN/ml$
- (5) Réaction du tablier= $\frac{4286.65}{8.50} = 504.32KN/ml$
- (6) Surcharge A(L) = $9.18 \times 16.7 = 153.30KN/ml$
- (7) Murs latéraux = $2 \times 0.2 \times 0.6 \times 15 = 6KN/ml$
- (8) Dés d'appuis= $0.4 \times 0.4 \times 0.15 \times 25 \times \frac{16}{8.8} = 1.13KN/ml$

b) Forces horizontales

Il est soumis à :

- (9) Force de freinage = $\frac{150}{8.5} = 17.65KN/ml$
- (10) Variation linéaire du tablier= $\frac{239.76}{8.5} = 28.21KN/ml$
- (11) Force de séisme = $(0.1 \times 8753.3) = \frac{875.33}{8.5} = 99.47KN/ml$
- (12) Poussées des terres= $0.5 \times 0.414 \times 18 \times 2.4^2 = 21.462KN/ml$
- (13) Poussées des surcharges de remblais= $0.414 \times 12 \times 2.4 = 11.923KN/ml$

c) Sous combinaisons de charges

A ELU : $1.35G+1.5Q+1.6(Q_{\text{frein}}+A(L))+0.8VLT+\text{Séisme}$.

A ELS : $G+Q+1.2(Q_{\text{frein}}+A(L))+0.6VLT+0.8\text{Séisme}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

- ELU

Force	Effort	Coeffi	V (KN)	H (KN)	d (m)	M(KN.m/ml)
1	9.69	1.35	13.08	0	1.175	15.37
2	27.625	1.35	37.30	0	0.65	24.245
3	3.375	1.35	4.556	0	1.40	6.38
4	22.5	1.35	30.375	0	2.81	85.354
5	504.32	1.35	680.832	0	0.50	340.416
6	153.30	1.6	245.28	0	0.50	122.64
7	6	1.35	8.1	0	0.525	4.2525
8	1.13	1.35	1.5255	0	0.50	0.7627
9	17.65	1.6	0	28.24	1.07	-30.2168
10	28.21	0.8	0	22.568	1.07	-24.14776
11	99.47	1	0	99.47	1.07	-106.433
12	21.462	1.35	0	28.9737	0.80	-23.179
13	11.923	1.5	0	17.8845	1.20	-21.4614
			Σ 1021.05	Σ 197.137		
						Σ 393.982

(TABLEAU 15-VI) les efforts appliqué sur MDF ELU

- ELS

Force	Effort	Coeffi	V(KN)	H(KN)	d(m)	M(KN.m/ml)
1	9.69	1	9.69	0	1.175	11.386
2	27.625	1	27.625	0	0.65	17.956
3	3.375	1	3.375	0	1.40	4.725
5	504.32	1	504.32	0	0.50	252.16
6	153.306	1.2	183.967	0	0.50	91.984
7	6	1	6	0	0.525	3.15
8	1.13	1	1.13	0	0.50	0.565
9	17.65	1.2	0	21.18	1.07	-22.663
10	28.21	0.6	0	16.926	1.07	-18.111
11	99.47	0.8	0	79.576	1.07	-85.146
12	21.462	1	0	21.462	0.80	-17.17
13	11.923	1	0	11.923	1.20	-14.31
			Σ 736.107	Σ 175.947		
						Σ 224.53

(TABLEAU 16-VI) les efforts appliqué sur MDF ELS

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

8.2 Ferrailage

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1021.05	393.982
ELS	736.107	224.53

(TABLEAU 17-VI) efforts agissants sur le mur de front

• VERTICALEMENT

fc ₂₈	ft ₂₈	b (m)	h(m)	d(m)	d'(m)	Fissuration	Fe MPa
28	2.28	1.00	1.3	1.17	0.13	Très Préjudiciable	500

Le calcul se fait en flexion composée à l'aide de logiciel SOCOTEC, les résultats à ELU nous ont donné une section d'armature Ast=0.00cm² (SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE) .

8.3 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \frac{ft_{28}.b.d}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \frac{2.28 \times 0.85 \times 1.17}{500} = 10.43 \text{cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage de (Ast=12.06cm² = 6T16/ml esp=20cm).

• HORIZONTALEMENT

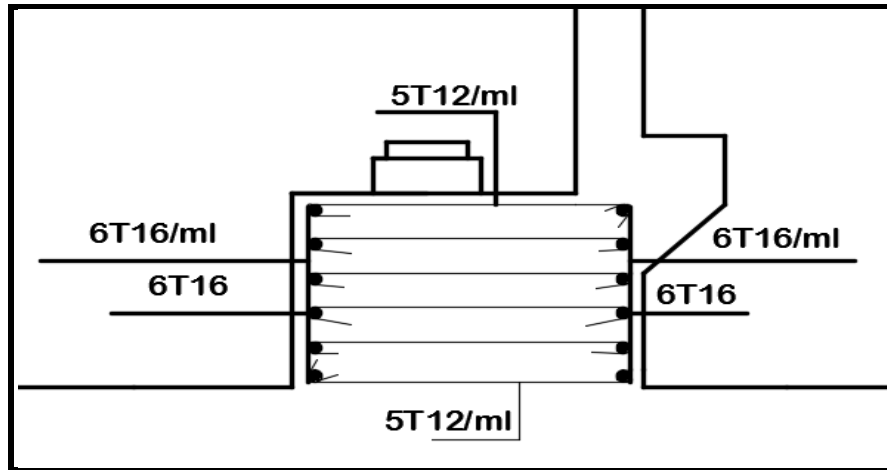
fc ₂₈	ft ₂₈	b (m)	h(m)	d(m)	d'(m)	Fissuration	Fe MPa
28	2.28	1.00	1.3	1.17	0.13	Très Préjudiciable	500

Le calcul se fait en flexion simple à l'aide de SOCOTEC, la section de ferrailage donnée à ELU est de Ast=7.82cm² , et la vérification à ELS nous a donné une section d'armature (Ast=12.06cm²/ml = 6T16/ml esp=20cm)

Ast > Amin CONDITION VERIFIER

- LES ARMATURE DE CONSTRUCTION

$\frac{A_{st}}{3} = 4.02 \text{ cm}^2$ On prend $A_{st}=5T12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $\text{esp}=52 \text{ cm}$ disposé sous chaque appareils d'appuis.



(FIGURE 7-VI) ferrailage mur de front

9. ETUDE MURS EN RETOURS

Le mur en retours à pour but d'assurer le soutènement des terres de remblais d'accès il est supposé encastré sur la semelle il est sollicité par :

- Par son poids propre
- Poussées des terres et les surcharges de remblais.
- Des charges concentrées à 1 m d'extrémité horizontale qui vaut 20KN et verticale de 40KN.

9.1 Evaluation des efforts

9.1.1 Horizontalement

Poussées des terres $P_{TR} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a h \times h^2 = 0.5 \times 18 \times 0.414 \times 2.30^2 = 19.71 \text{ KN/ml}$

Poussées des surcharges $P_{SR} = \gamma \times K_a h \times h = 12 \times 0.414 \times 2.30 = 11.43 \text{ KN/ml}$

Charge concentré $P_{CH} = 20 \text{ KN}$

➤ Les moments horizontaux :

- $P_{TR} = 19.71 \times \left(\frac{2.30}{3}\right) = 15.11 \text{ KN.m}$
- $P_{SR} = 11.43 \times \left(\frac{2.30}{3}\right) = 8.76 \text{ KN.m}$
- $P_{CH} = 20 \times 2.30 = 26 \text{ KN.m}$

A ELU $= 1.35(P_{TR}) + 1.6(P_{SR} + P_{CH}) = 1.35(15.11) + 1.6(8.76 + 26)$

$M_u = 108.02 \text{ KN.m/ml}$

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

$$A_{ELS} = (P_{TR}) + 1.2(P_{SR} + P_{CH}) = 15.11 + 1.2(8.76 + 46)$$

$$M_s = 80.83 \text{ KN.m/ml}$$

9.1.2 Verticalement

$$\text{Poids propre de mur en retours } P_{PRO} = 0.5 \times 2.30 \times 25 = 28.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poussées de la charge vertical } P_{CV} = 40 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge superstructure } = P_{SS} = 0.085 \times 22 \times 0.5 = 0.935 \text{ KN/ml}$$

➤ Les moments verticaux

- $P_{PRO} = 28.75 \times \left(\frac{2.30}{2}\right) = 33.0625 \text{ KN.m}$
- $P_{CV} = 40 \times 2.30 = 96 \text{ KN.M}$
- $P_{SS} = 0.0935 \times 1.15 = 1.80 \text{ KN.m}$

$$A_{ELU} = 1.35(P_{PRO}) + 1.6(P_{CV} + P_{SS}) = 1.35(33.06) + 1.6(96 + 1.80)$$

$$M_u = 194.71 \text{ KN.m/ml}$$

$$A_{ELS} = (P_{TR}) + 1.2(P_{SR} + P_{CH}) = 33.0625 + 1.2(96 + 1.80)$$

$$M_s = 145.62 \text{ KN.m/ml}$$

9.2 FERRAILLAGE

f_{c28}	f_{t28}	b (m)	h(m)	d(m)	d'(m)	Fissuration	Fe MPa
28	2.28	1.00	0.50	0.45	0.05	Très Préjudiciable	500

➤ VERTICALEMENT

Le ferrailage se fait en flexion simple par 1m linéaire à l'aide de SOCOTEC,

$$M_u = 194.71 \text{ KN.m} \quad M_s = 145.62 \text{ KN.m}$$

Le calcul à ELU nous a donné une section de ferrailage $A_{st} = 10.28 \text{ cm}^2$, et la vérification à ELS nous a donné une section $A_{st} = 18.85 \text{ cm}^2$ 6T20 avec esp=20cm

Condition de Non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \frac{2.28 \times 1 \times 0.47}{500} = 4.30 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{min}$ CONDITION VERIFIE

Le ferrailage est disposé sur les deux faces.

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

➤ HORIZONTALEMENT

Le ferrailage se fait à l'aide de SOCOTEC

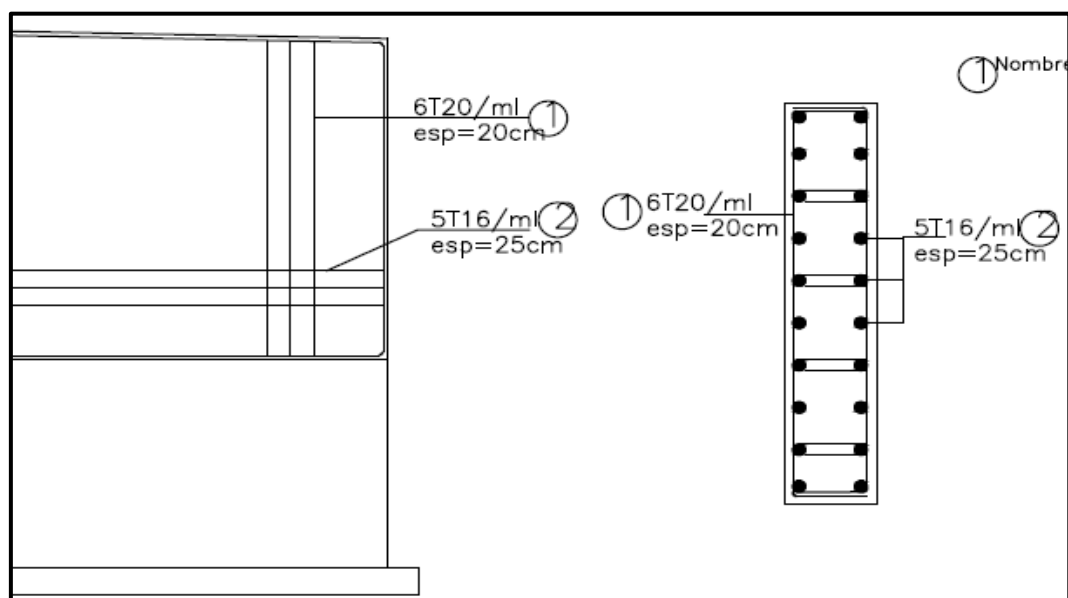
$M_u=108.02\text{KN.m}$

$M_s=80.83\text{KN.m}$

Le calcul à ELU nous à donnée une section de ferrailage $A_{st}=5.62\text{cm}^2$, et la vérification à ELS nous à donnée une section (**$A_{st}=10.05\text{cm}^2$ 5T16 avec esp=25cm**)

$A_{st} > A_{min}$ CONDITION VERIFIE

Le ferrailage est disposé sur les deux faces.



(FIGURE 8-VI) ferrailage mur en retours

10. ETUDE SEMELLE

10.1 Pré-dimensionnement

$$L \geq 3 \times \phi_p$$

Avec :

L : distance entraxe

ϕ_p : diamètre de pieu (1.20m)

$$L \geq 3 \times 1.2 = 3.6m$$

On prend $L = 4m$

➤ La largeur de la semelle :

$$A \geq L + \phi_p + 30cm$$

$$A \geq 4 + 1.20 + 0.30 = 5.50m$$

On prend $A = 6m$

➤ La longueur de la semelle :

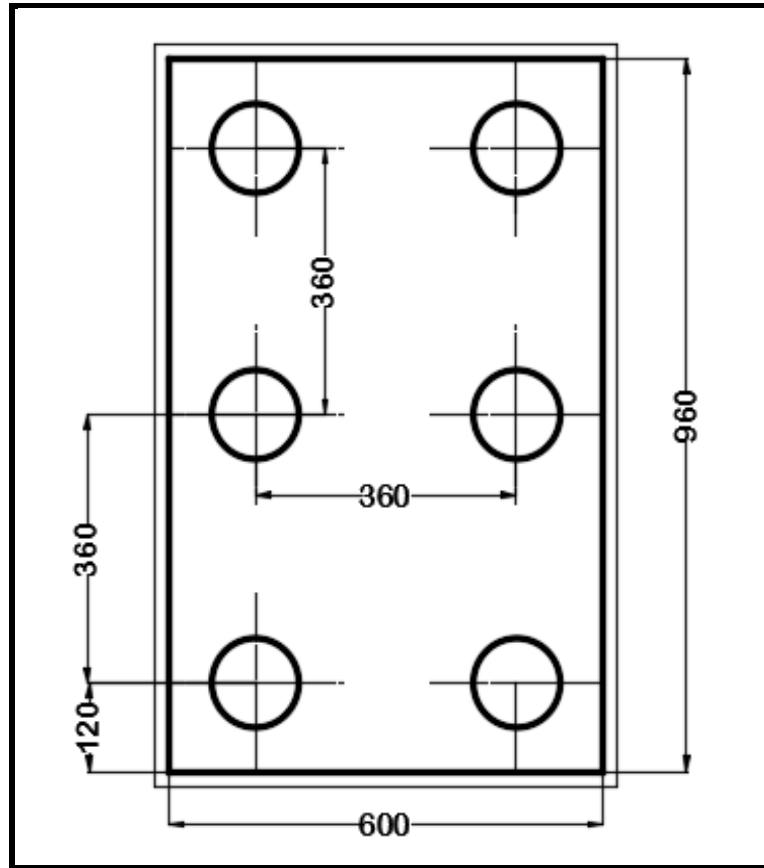
$$B \geq (N_p - 1) \times L \times \phi_p + 30cm$$

Avec :

N_p : Nombre des pieux longitudinal

$$B \geq (3 - 1) \times 4 \times 1.2 + 0.30 = 9.50m$$

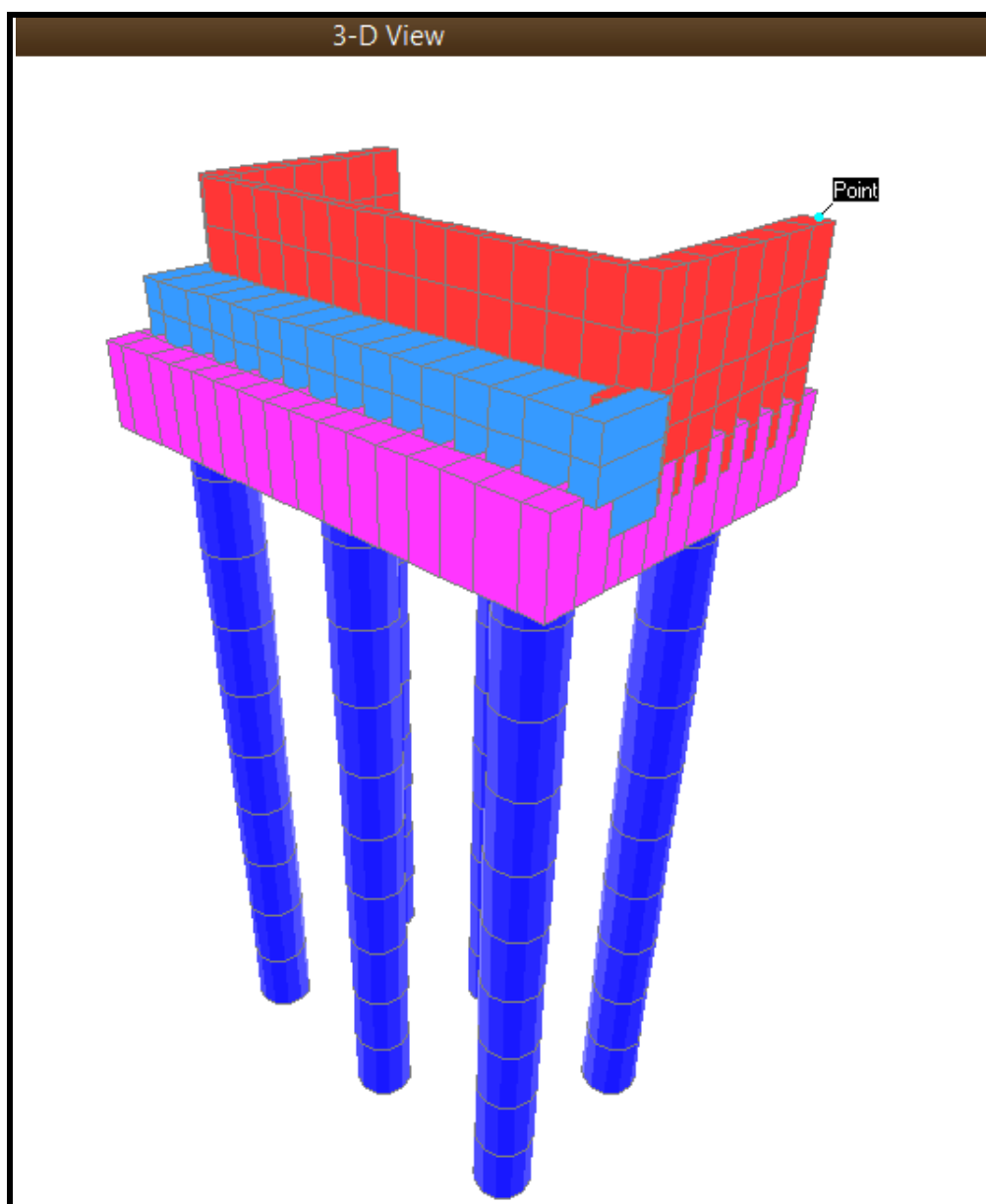
On prend $B = 9.60m$



(FIGURE 9-VI) caractéristique semelle

10.2 Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts dans les pieux, on à utilisé le SAP2000



(FIGURE 10-VI) culée modélisé par SAP en 3D

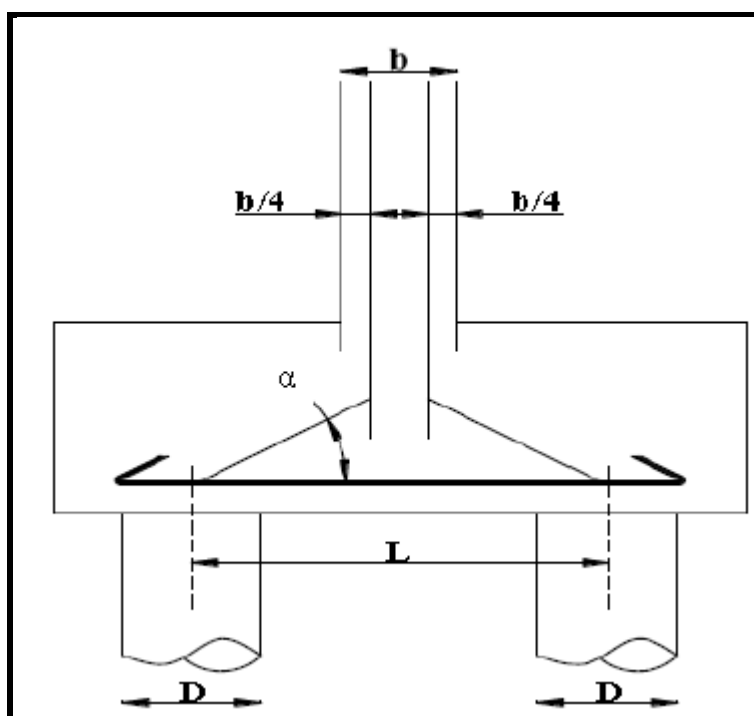
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

<i>combinaisons</i>	<i>N(KN)</i>		<i>T(KN)</i>	<i>M(KN. m)</i>
	<i>Max</i>	<i>Min</i>		
<i>ELU</i>	3074.54	1500.61	151.75	925.81
<i>ELS</i>	2297.04	1192.85	99.87	655.60
<i>ELA</i>	2662.10	629.30	371.73	1043.226

(TABLEAU 18-VI) récapitulatif des résultats

10.3 FERRAILLAGE DE LA CULEE

Le ferrailage est fait à la méthode des bielles, donc il faut la vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \\ H > \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right\}$$


(FIGURE 11-VI) diffusion des efforts dans la semelle

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.3}{4}} = 45.48^\circ \text{ Condition vérifié}$$

$$H > \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow 1.5 > 1.475 \text{ Condition vérifié}$$

➤ ARMATURES TRANSVERSAL INFERIEUR

$$A_i = \frac{T}{\sigma_{st}} \text{ Avec :}$$

T : Effort de traction

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

R : Réaction de chaque pieu

$$T = \frac{R}{\tan \alpha}$$

$$\sigma_{st}(ELU) = \frac{f^e}{1.15} = 434.782 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}(ELS) = \min\left(\frac{1}{2} f^e ; 90\sqrt{\eta ft28}\right) \text{ pour fissuration très préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = \min(250 \text{ MPa} ; 171.90 \text{ MPa})$$

$$\text{Condition de non fragilité } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{f^e} = 84.95 \text{ cm}^2$$

	ELU	ELS
$R(MN)$	3.075	1.50
$T(MN)$	3.0445	1.485
$\sigma_{st}(MPa)$	434.782	171.90
$As(\text{cm}^2)$	70.024	86.40
choix	23T20	18T25
C.N.F $A_{min}(\text{cm}^2)$	84.95	84.95
Section ferrailage	72.26cm ²	88.36cm ²
<i>le choix de ferrailage se fait à ELS avec 18T25 d'une section de 88.36cm²</i>		

(TABLEAU 19-VI) ferrailage semelle inf-transv

Elles sont placées dans une bande axées sur les pieux avec une largeur:

$$L = h + \varnothing_{\text{pieux}} = 1.5 + 1.2 = 2.70 \text{ m.}$$

L'espacement est pris égale à : $St = \frac{\varnothing+h-c}{n-1}$ avec :

$C = \text{l'enrobage} = 5 \text{ cm.}$

$$St = \frac{1.2+1.5-0.05}{18-1} = 15 \text{ cm}$$

➤ ARMATURE DE REPARTITION

Placé entre les bande de 2.7m avec $Arp = \frac{Ai}{3} = 29.45 \text{ cm}^2$

6T25 avec $St = 18 \text{ cm}$

➤ ARMATURES LONGITUDINALES INFERIEUR

$$A_{Li} = \frac{Ai}{3} = \frac{87.97}{3} = 29.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

6T25 avec $St = 20\text{cm}$

➤ ARMATURES TRANSVERSALES SUPERIEUR

$$A_s = \frac{A_i}{10} = 8.836\text{cm}^2/\text{ml}$$

5T16/ml avec $St = 25\text{cm}$

➤ ARMATURE LONGITUDINALES SUPERIEUR

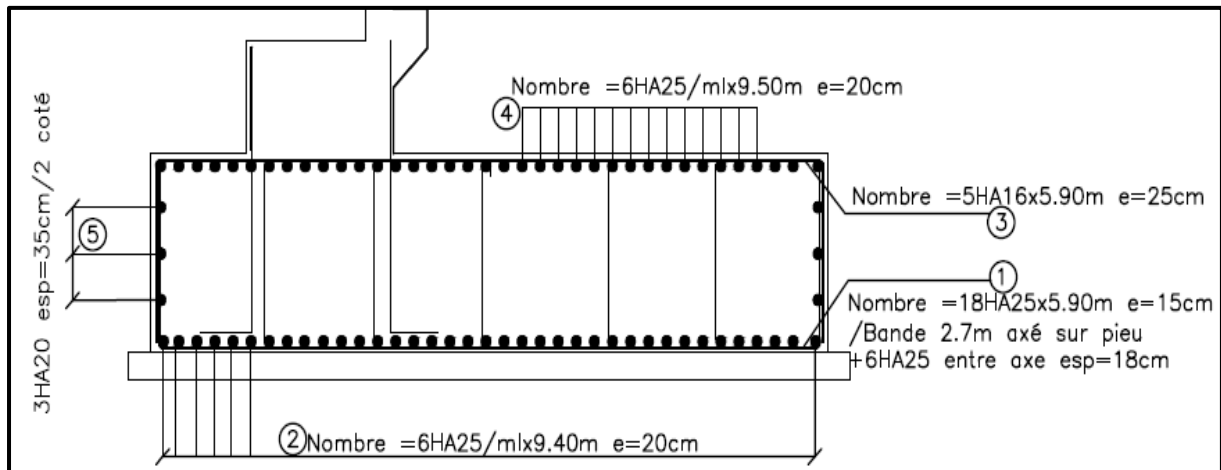
$$A_{LS} = \frac{A_i}{3} = 29.45\text{cm}^2/\text{ml}$$

6T25 avec $St = 20\text{cm}$

➤ ARMATURES LATERALES

$$A_{LA} = \frac{A_i}{10} = 8.836\text{cm}^2$$

3T20 avec $St = 35\text{cm}$ sur les deux cotés de la semelle



(FIGURE 12-VI) ferrailage semelle

11. ETUDE DES PIEUX

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'as pas une bonne portance, pour cela on est obligé de chercher le bon sol (substratum) en utilisant des pieux(les fondations profondes)

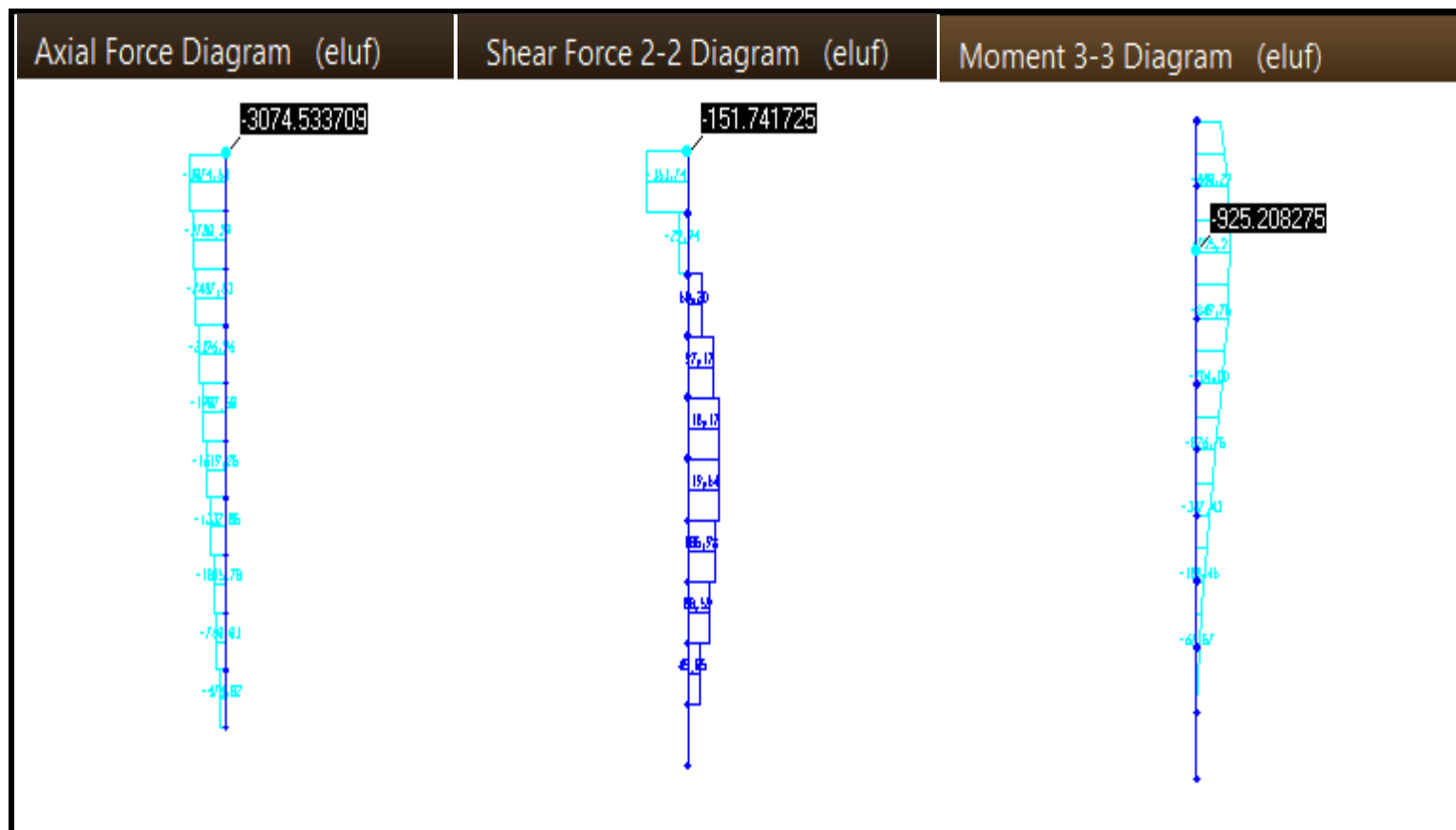
Pour assuré une bonne diffusion des efforts et évité les tassements différentielle il faut les disposés d'une façon symétrique.

Remarque : On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour empêcher le flambement.

11.1 Ferrailage des pieux

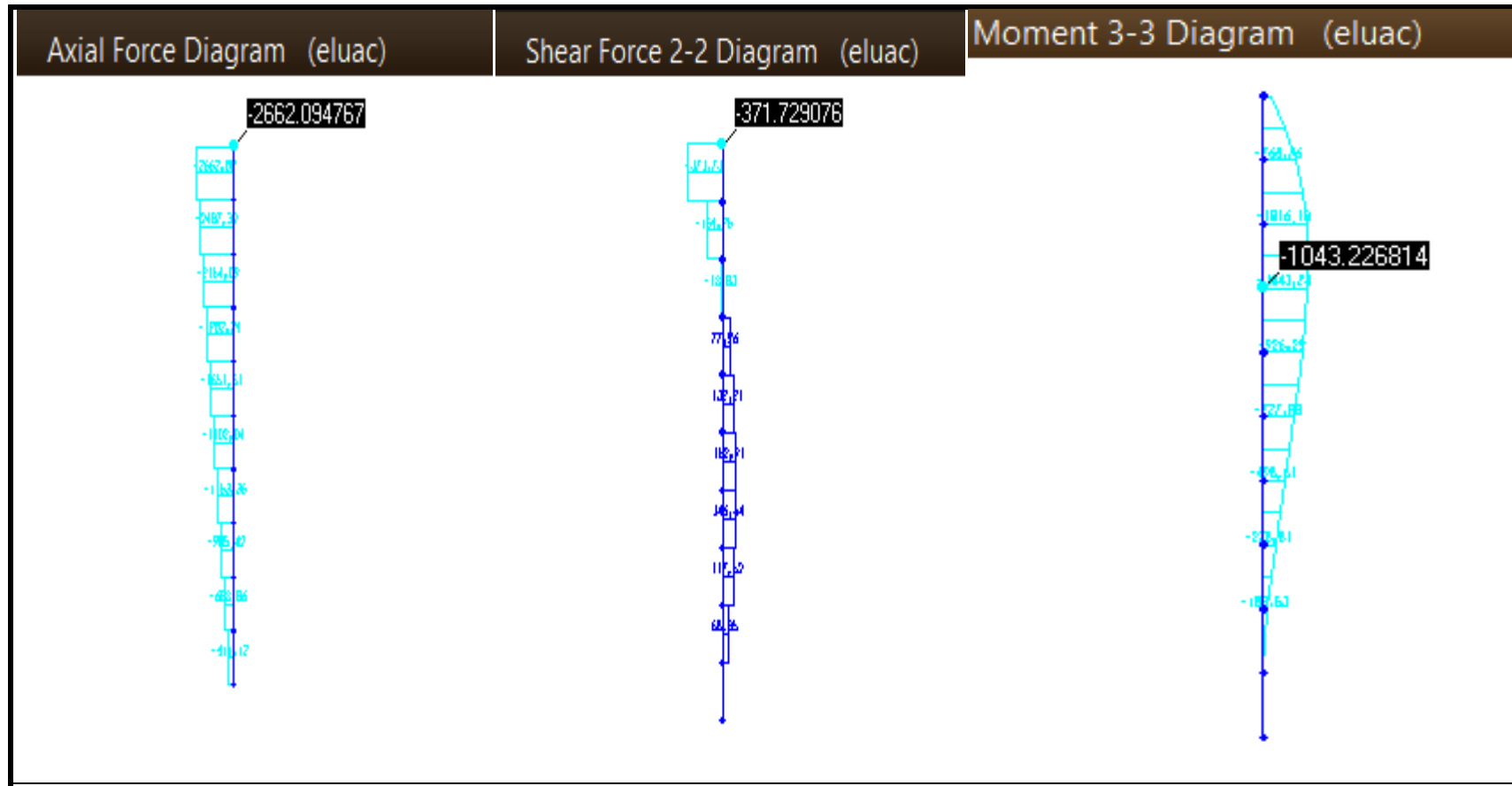
Pour le calcul des efforts pour les pieux, nous avons utilisé le SAP2000

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

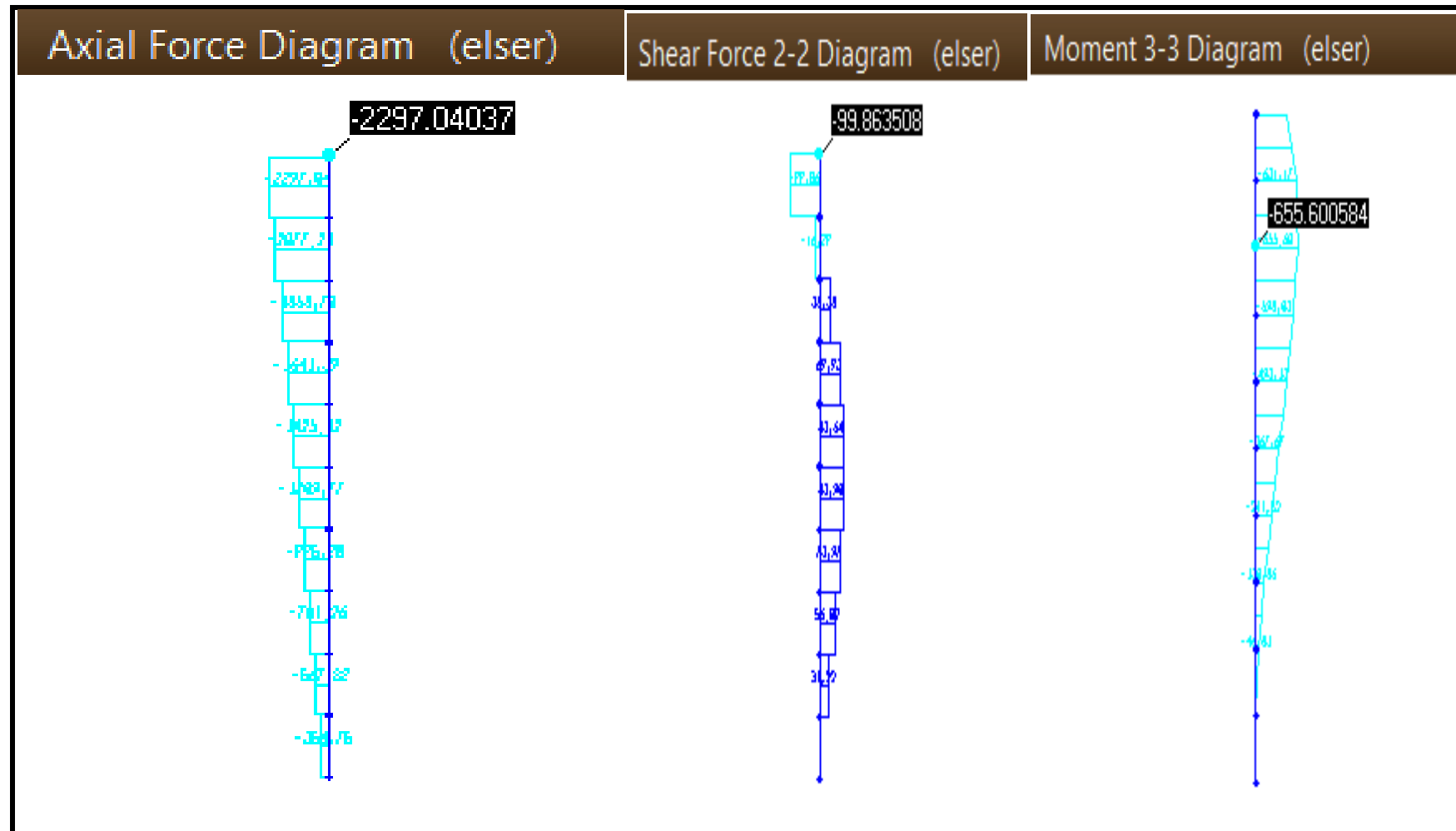


(FIGURE 13-VI) efforts des pieux à ELU

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES



(FIGURE 14-VI) efforts des pieux à ELA



(FIGURE 15-VI) efforts des pieux à ELS

CHAPITRE VI : ETUDE DES CULEES

Avec :

- Nombre des pieux = 6
- $\varnothing_{\text{pieu}} = 1.20\text{m}$
- section de pieu = 1.13m^2
- Longueur de pieu = 15.00m

Le ferrailage ce fait avec logiciel SOCOTEC à la flexion composée

Le Logiciel nous donne un ferrailage $A_{st}=0\text{cm}^2$ (Section entièrement comprimé) pour les trois (3) cas ELU et ELA ELS.

Soit un ferrailage minimum de $0.80\% S_{\text{pieu}}$.

$$A_{st} = 0.8\% \times 1.13 = 90.40\text{cm}^2$$

Soit un ferrailage de $19\text{HA}25 = 93.10\text{cm}^2$ avec $St = 10\text{cm}$

➤ **Armature transversal :**

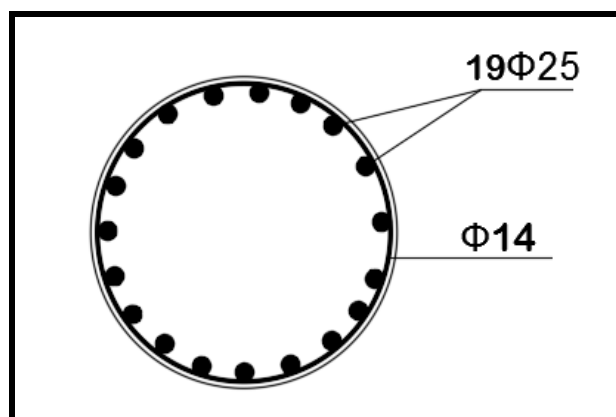
On prend un ferrailage transversal en cerces de HA14 avec $St=20\text{cm}$ dans la zone courante et $St=10\text{cm}$ dans la zone nodale.

Remarque : d'après RPOA on dispose des renforts sur une profondeur de $2 \times \varnothing_{\text{pieu}} = 2.40\text{m}$ de la tête du pieu avec un espacement de 10cm .

La longueur de recouvrement est :

$$L_c = \max(40\varnothing_L; 80\text{cm}) = \max(100\text{cm}; 80\text{cm}) = 100\text{cm}$$

L'ouvrabilité du béton mesuré au cône d'Abrams est donnée par un affaissement de 18cm avec un minimum de 14cm .



(FIGURE 16-VI) ferrailage pieu

CONCLUSION

Dans la première partie de ce mémoire, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante dalle alvéolé on assurant la même inertie comme la première étude avec les mêmes dimensions pour avoir un gabarit plus grand avec des poutres d'inerties plus petites.

Après le dimensionnement et la détermination des charges et des surcharges suivant les règlements (RPOA 2008 , SETRA VIPP , fascicule 61 titre II, ...) un traitement numérique avec SAP2000 V14 nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicité.

A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte, on a utilisé 2 câbles différents 12T15 et 19T15 misent en post-tension pour limité la traction à la fibre inférieur de la poutre.

Toutes les vérifications des pertes de tensions et des contraintes normales et tangentiels et la flèche de la poutre ne dépassent pas les contraintes admissibles.

En fin, le travail à été achevé avec le dimensionnement des appareils d'appuis et joints de chaussées, dont toutes les vérifications faites sont vérifiées.

L'infrastructure dont la culée et les pieux sont calculés est ferrillées suivant le (fascicule 62 titre V ,BAEL 91) et le ferrailage est calculé à l'aide de logiciel SOCOTEC.

L'ouvrage répond positivement à notre problématique il a assurer tout les vérifications

Donc ce mémoire est une expérience qui m'ai en pratique tout ce qu'un étudiant future ingénieur à acquis pendant son parcours académique par l'emploi de connaissance diverses comme (calcul béton armée, géotechnique, programmation numérique, étude sismique ...), cette étude résume à la transition entre le monde académique et professionnel par le traitement d'un cas pratique tout en respectant les normes techniques.

BIBLIOGRAPHIE

I. LIVRES

- **Setra .(1996).** ponts à poutres préfabriqué précontraintes par post-tension VIPP, Setra, France
- **Yazid,a.(2005)** . béton précontrainte, cours et exercices. Bechar, Algérie : centre universitaire de Bechar
- **Document technique réglementaire :** ‘‘ règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art (RPOA)’’ (Edition 2008)
- **Fascicule 61 titre II du CPC :** ‘‘ Programme de charges et épreuve des ponts routes’’ (Edition 1971) SETRA, France
- **Fascicule 62 titre I section II :** ‘‘ règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites ultime (BPEL 91 révisé 99) SETRA. Paris, France
- **Fascicule 62 titre V :** ‘‘ Règles et techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (1993) Paris, France
- **Setra.(1974).** Appareils d’appuis en élastomère fretté. bagnoux-cedex , France :Setra
- **Setra.(1994).** Corniches-collection du guide technique génie civil. bagnoux-cedex, France :Setra

II. COURS

- Cours Calcul des ponts UABT, Mr TALEB.
- Cours béton précontraint UABT , Mr OUDJEDI
- Cours béton armé UABT, Mr HOUTI & Mr HASSAIN

III. SITE WEB

- www.setra.fr
- http://polyetanche.com/files/Joint_CIPEC_20P_A4_Fr_V03_bd.pdf
- www.freyssinet.com

IV. MEMOIRES

- TOUAT.S et SEMMAR.M^{ed} et DJEDDI.T. étude d’un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension. Mémoire master GC. Université Mouloud Mammri. Tizi-Ouzou.Algérie.2014.227p.
- KEFFACHE.R et AIT DAHMANE.K. étude d’un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension. Mémoire master GC. Université Mouloud Mammeri .Tizi-Ouzou.Algérie.2017. 218p
- HOUD.I et DJELAD.S. étude d’un pont en béton précontraint. Mémoire master GC. Université Abou Bakr Belkaid.Tlemcen.Algerie.2019.164p
- ZINOUN.Z et MOUMNI.K. étude du tablier d’un viaduc en béton précontraint. Application au viaduc de la nouvelle rocade N°2 de Rabat-Salé. Mémoire master GC. Université privé de FES. MAROC.249p
- HACINI.Z. Conception et étude d’un pont sur oued Guebli à Kerkra wilaya de Skikda. master GC. Ecole supérieure des travaux publics Kouba.Alger.Algérie.2015.190p

- MESSOUS.M et MEZAGUER.R. étude d'un pont à poutres multiple en béton précontraint par post-tension à destination du trafic ferroviaire , cas du viaduc PK35 de la ligne électrifiée TIZIOUZOU-THENIA. Université Mouloud mammri Tizi-ouzou.Algérie.2017.98p

V. LOGICIELS

- SAP2000. V14
- SOCOTEC
- AUTOCAD2016



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid - TLEMCEM Faculté

de Technologie

Département de Génie Civil

M E M O I R E

Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art - Travaux Publics

ANNEXE 1

Note de calcul SOCOTEC

Réalisé par :

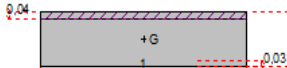
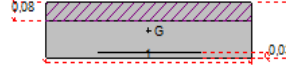
FANDI BOUMEDIENE ANAS

DIB MOHAMMED SOUHIL

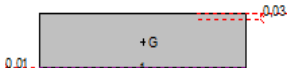
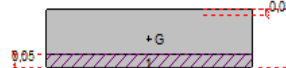
Année Universitaire 2019 / 2020

ANNEXE

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	14/03/2020
FERRAILLAGE LONGITUDINAL TRAVEE		
FERRAILLAGE DALLE		Page 1 / 1

<p>Données saisies :</p> <p> Largeur section : 1 m Hauteur section : 0,25 m Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m Contrainte du béton : f_{ct} 28 MPa Limite élastique de l'acier : f_s 500 MPa Coefficient d'équivalence acier/béton : 15 Coefficient de durée d'application des charges : θ 1 Coefficient de sécurité du béton : γ_b 1,5 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s 1,15 </p> <p> Effort normal ELU : 0 kN Moment fléchissant ELU : 96,97 kN*m </p> <p> Effort normal ELS : 0 kN Moment fléchissant ELS : 71,83 kN*m Section armatures supérieures ELS : 0 cm² Section armatures inférieures ELS : 15,7 cm² </p> <p> Fissuration préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm </p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <p> Section des armatures supérieures : 0 cm² Section des armatures inférieures : 10,62 cm² </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,04$ m</p> 	<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <p> Contrainte de la fibre supérieure du béton : 8,86 MPa Contrainte des armatures inférieures : -231,5 MPa Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 MPa </p> <p> Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 16,8 MPa Contrainte admissible des armatures inférieures : 250 MPa Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 16,8 MPa </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m</p> 
--	---

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	14/03/2020
FERRAILLAGE LONGITUDINAL APPUIS		
FERRAILLAGE DALLE		Page 1 / 1

<p>Données saisies :</p> <p> Largeur section : 1 m Hauteur section : 0,25 m Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m Contrainte du béton : f_{ct} 28 MPa Limite élastique de l'acier : f_s 500 MPa Coefficient d'équivalence acier/béton : 15 Coefficient de durée d'application des charges : θ 1 Coefficient de sécurité du béton : γ_b 1,5 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s 1,15 </p> <p> Effort normal ELU : 0 kN Moment fléchissant ELU : -33,7 kN*m </p> <p> Effort normal ELS : 0 kN Moment fléchissant ELS : -25,12 kN*m Section armatures supérieures ELS : 5,65 cm² Section armatures inférieures ELS : 0 cm² </p> <p> Fissuration préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm </p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <p> Section des armatures supérieures : 3,52 cm² Section des armatures inférieures : 0 cm² </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,01$ m</p> 	<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <p> Contrainte de la fibre supérieure du béton : 0 MPa Contrainte des armatures inférieures : 0 MPa Contrainte de la fibre inférieure du béton : 4,51 MPa </p> <p> Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 16,8 MPa Contrainte admissible des armatures inférieures : 250 MPa Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 16,8 MPa </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ m</p> 
---	--

ANNEXE

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035 FERRAILLAGE TRANSVERSAL APPUIS FERRAILLAGE DALLE	14/03/2020 Page 1 / 1
----------------------------	--	------------------------------

<p>Données saisies :</p> <p> Largeur section : 1 m Hauteur section : 0,25 m Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m Contrainte du béton : f_{ct} : 28 MPa Limite élastique de l'acier : f_s : 500 MPa Coefficient d'équivalence acier/béton : 15 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 1 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,5 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1,15 </p> <p> Effort normal ELU : 0 kN Moment fléchissant ELU : -22,99 kN*m </p> <p> Effort normal ELS : 0 kN Moment fléchissant ELS : -17,74 kN*m Section armatures supérieures ELS : 5,65 cm² Section armatures inférieures ELS : 0 cm² </p> <p> Fissuration préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 8 mm </p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <p> Section des armatures supérieures : 2,39 cm² Section des armatures inférieures : 0 cm² </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,01$ m</p>	<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <p> Contrainte de la fibre supérieure du béton : 0 MPa Contrainte des armatures inférieures : 0 MPa Contrainte de la fibre inférieure du béton : 3,18 MPa </p> <p> Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 16,8 MPa Contrainte admissible des armatures inférieures : 250 MPa Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 16,8 MPa </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ m</p>
--	---

--	--

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035 FERRAILLAGE TRANSVERSAL TRAVEE FERRAILLAGE DALLE	14/03/2020 Page 1 / 1
----------------------------	--	------------------------------

<p>Données saisies :</p> <p> Largeur section : 1 m Hauteur section : 0,25 m Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m Contrainte du béton : f_{ct} : 28 MPa Limite élastique de l'acier : f_s : 500 MPa Coefficient d'équivalence acier/béton : 15 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 1 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,5 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1,15 </p> <p> Effort normal ELU : 0 kN Moment fléchissant ELU : 167 kN*m </p> <p> Effort normal ELS : 0 kN Moment fléchissant ELS : 123,7 kN*m Section armatures supérieures ELS : 0 cm² Section armatures inférieures ELS : 29,45 cm² </p> <p> Fissuration préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 8 mm </p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <p> Section des armatures supérieures : 0 cm² Section des armatures inférieures : 19,44 cm² </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,07$ m</p>	<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <p> Contrainte de la fibre supérieure du béton : 12,5 MPa Contrainte des armatures inférieures : -220,5 MPa Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 MPa </p> <p> Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 16,8 MPa Contrainte admissible des armatures inférieures : 250 MPa Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 16,8 MPa </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,1$ m</p>
--	---

--	--

ANNEXE

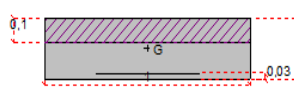
Logiciel développé par	BaelR - Version 1.02.035 DALLE DE TRANSITION DALLE DE TRANSITION	17/04/2020 Page 1 / 1																																																												
<p>Données saisies :</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td>Largeur section :</td><td style="text-align: right;">1 m</td></tr> <tr><td>Hauteur section :</td><td style="text-align: right;">0,3 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0,03 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">0,03 m</td></tr> <tr><td>Contrainte du béton : f_{tj} :</td><td style="text-align: right;">28 MPa</td></tr> <tr><td>Limite élastique de l'acier : f_s :</td><td style="text-align: right;">500 MPa</td></tr> <tr><td>Coefficient d'équivalence acier/béton :</td><td style="text-align: right;">15</td></tr> <tr><td>Coefficient de durée d'application des charges : θ :</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité du béton : γ_b :</td><td style="text-align: right;">1,5</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :</td><td style="text-align: right;">1,15</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td>Effort normal ELU :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELU :</td><td style="text-align: right;">146,3 kN*m</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td>Effort normal ELS :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELS :</td><td style="text-align: right;">108,6 kN*m</td></tr> <tr><td>Section armatures supérieures ELS :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section armatures inférieures ELS :</td><td style="text-align: right;">25,13 cm²</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td colspan="2">Fissuration très préjudiciable</td></tr> <tr><td colspan="2">Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm</td></tr> </table>		Largeur section :	1 m	Hauteur section :	0,3 m	Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m	Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m	Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa	Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa	Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1	Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5	Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15			Effort normal ELU :	0 kN	Moment fléchissant ELU :	146,3 kN*m			Effort normal ELS :	0 kN	Moment fléchissant ELS :	108,6 kN*m	Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²	Section armatures inférieures ELS :	25,13 cm ²			Fissuration très préjudiciable		Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm		<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td>Contrainte de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">8,47 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">-185,1 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">0 MPa</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">200 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td colspan="2">Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,11$ m</td></tr> </table> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> </div>	Contrainte de la fibre supérieure du béton :	8,47 MPa	Contrainte des armatures inférieures :	-185,1 MPa	Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa			Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa	Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa	Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa			Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,11$ m	
Largeur section :	1 m																																																													
Hauteur section :	0,3 m																																																													
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m																																																													
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m																																																													
Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa																																																													
Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa																																																													
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15																																																													
Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1																																																													
Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5																																																													
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15																																																													
Effort normal ELU :	0 kN																																																													
Moment fléchissant ELU :	146,3 kN*m																																																													
Effort normal ELS :	0 kN																																																													
Moment fléchissant ELS :	108,6 kN*m																																																													
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²																																																													
Section armatures inférieures ELS :	25,13 cm ²																																																													
Fissuration très préjudiciable																																																														
Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm																																																														
Contrainte de la fibre supérieure du béton :	8,47 MPa																																																													
Contrainte des armatures inférieures :	-185,1 MPa																																																													
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa																																																													
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa																																																													
Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa																																																													
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa																																																													
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,11$ m																																																														
<p>Résultats des calculs aux ELU</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td>Section des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">13,4 cm²</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td colspan="2">Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ m</td></tr> </table>		Section des armatures supérieures :	0 cm ²	Section des armatures inférieures :	13,4 cm ²			Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ m																																																						
Section des armatures supérieures :	0 cm ²																																																													
Section des armatures inférieures :	13,4 cm ²																																																													
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ m																																																														

Logiciel développé par	BaelR - Version 1.02.035 sans nom	18/04/2020 Page 1 / 1																																																												
<p>Données saisies :</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td>Largeur section :</td><td style="text-align: right;">1 m</td></tr> <tr><td>Hauteur section :</td><td style="text-align: right;">0,6 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0,03 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">0,03 m</td></tr> <tr><td>Contrainte du béton : f_{tj} :</td><td style="text-align: right;">28 MPa</td></tr> <tr><td>Limite élastique de l'acier : f_s :</td><td style="text-align: right;">500 MPa</td></tr> <tr><td>Coefficient d'équivalence acier/béton :</td><td style="text-align: right;">15</td></tr> <tr><td>Coefficient de durée d'application des charges : θ :</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité du béton : γ_b :</td><td style="text-align: right;">1,5</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :</td><td style="text-align: right;">1,15</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td>Effort normal ELU :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELU :</td><td style="text-align: right;">13,32 kN*m</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td>Effort normal ELS :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELS :</td><td style="text-align: right;">9,91 kN*m</td></tr> <tr><td>Section armatures supérieures ELS :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section armatures inférieures ELS :</td><td style="text-align: right;">4,52 cm²</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td colspan="2">Fissuration très préjudiciable</td></tr> <tr><td colspan="2">Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm</td></tr> </table>		Largeur section :	1 m	Hauteur section :	0,6 m	Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m	Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m	Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa	Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa	Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1	Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5	Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15			Effort normal ELU :	0 kN	Moment fléchissant ELU :	13,32 kN*m			Effort normal ELS :	0 kN	Moment fléchissant ELS :	9,91 kN*m	Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²	Section armatures inférieures ELS :	4,52 cm ²			Fissuration très préjudiciable		Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm		<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td>Contrainte de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">0,45 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">-40,4 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">0 MPa</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">200 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td colspan="2">Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m</td></tr> </table> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> </div>	Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0,45 MPa	Contrainte des armatures inférieures :	-40,4 MPa	Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa			Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa	Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa	Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa			Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m	
Largeur section :	1 m																																																													
Hauteur section :	0,6 m																																																													
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m																																																													
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m																																																													
Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa																																																													
Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa																																																													
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15																																																													
Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1																																																													
Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5																																																													
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15																																																													
Effort normal ELU :	0 kN																																																													
Moment fléchissant ELU :	13,32 kN*m																																																													
Effort normal ELS :	0 kN																																																													
Moment fléchissant ELS :	9,91 kN*m																																																													
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²																																																													
Section armatures inférieures ELS :	4,52 cm ²																																																													
Fissuration très préjudiciable																																																														
Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm																																																														
Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0,45 MPa																																																													
Contrainte des armatures inférieures :	-40,4 MPa																																																													
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa																																																													
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa																																																													
Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa																																																													
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa																																																													
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m																																																														
<p>Résultats des calculs aux ELU</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td>Section des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">0,54 cm²</td></tr> <tr><td colspan="2"> </td></tr> <tr><td colspan="2">Position de l'axe neutre : $y_0 = 0$ m</td></tr> </table>		Section des armatures supérieures :	0 cm ²	Section des armatures inférieures :	0,54 cm ²			Position de l'axe neutre : $y_0 = 0$ m																																																						
Section des armatures supérieures :	0 cm ²																																																													
Section des armatures inférieures :	0,54 cm ²																																																													
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0$ m																																																														

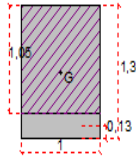
ETUDE CORBEAU

ANNEXE


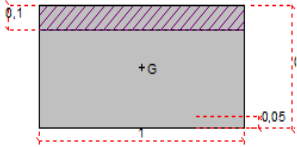
Logiciel développé par	BaelR - Version 1.02.035	16/04/2020
MUR DE GARDE GREVE		
MUR DE GARDE GREVE		Page 1 / 1


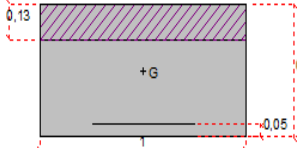
<p>Données saisies :</p> <p> Largeur section : 1 m Hauteur section : 0,25 m Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m Contrainte du béton : f_{tj} : 28 MPa Limite élastique de l'acier : f_s : 500 MPa Coefficient d'équivalence acier/béton : 15 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 1 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,5 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1,15 </p> <p> Effort normal ELU : 0 kN Moment fléchissant ELU : 200,4 kN*m </p> <p> Effort normal ELS : 0 kN Moment fléchissant ELS : 113,6 kN*m Section armatures supérieures ELS : 0 cm² Section armatures inférieures ELS : 25,13 cm² </p> <p> Fissuration préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm </p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <p> Section des armatures supérieures : 0 cm² Section des armatures inférieures : 24,13 cm² </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m</p>	<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <p> Contrainte de la fibre supérieure du béton : 12,1 MPa Contrainte des armatures inférieures : -235 MPa Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 MPa </p> <p> Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 16,8 MPa Contrainte admissible des armatures inférieures : 250 MPa Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 16,8 MPa </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,1$ m</p> 
--	--

Logiciel développé par	BaelR - Version 1.02.035	20/04/2020
FERAILLAGE MUR DE FRONT		
FERAILLAGE MUR DE FRONT		Page 1 / 1

<p>Données saisies :</p> <p> Largeur section : 1 m Hauteur section : 1,3 m Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,13 m Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,13 m Contrainte du béton : f_{tj} : 28 MPa Limite élastique de l'acier : f_s : 500 MPa Coefficient d'équivalence acier/béton : 15 Coefficient de durée d'application des charges : θ : 1 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,5 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1,15 </p> <p> Effort normal ELU : 1 021,1 kN Moment fléchissant ELU : 394 kN*m </p> <p> Effort normal ELS : 736,1 kN Moment fléchissant ELS : 224,5 kN*m Section armatures supérieures ELS : 0 cm² Section armatures inférieures ELS : 12,06 cm² </p> <p> Fissuration très préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm </p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <p> Section des armatures supérieures : 0 cm² Section des armatures inférieures : 0 cm² </p> <p>Section entièrement comprimée.</p>	<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <p> Contrainte de la fibre supérieure du béton : 1,41 MPa Contrainte des armatures inférieures : -2,53 MPa Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 MPa </p> <p> Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 16,8 MPa Contrainte admissible des armatures inférieures : 200 MPa Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 16,8 MPa </p> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 1,05$ m</p> 
--	---

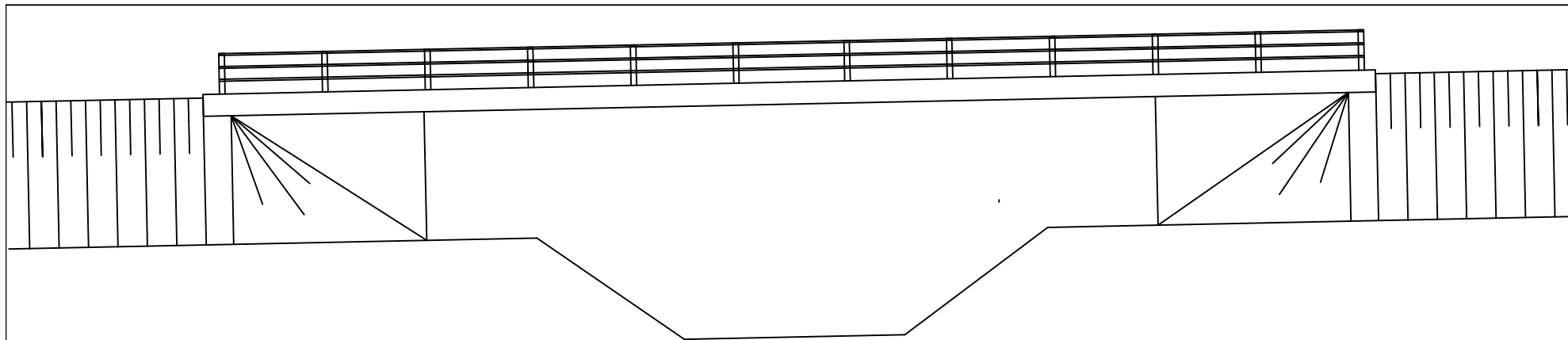
ANNEXE

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035 MUR EN RETOURS HORIZONTELEMENT MUR EN RETOURS HORIZONTELEMENT	20/04/2020 Page 1 / 1																																				
<p>Données saisies :</p> <table style="width: 100%;"> <tr><td>Largeur section :</td><td style="text-align: right;">1 m</td></tr> <tr><td>Hauteur section :</td><td style="text-align: right;">0,5 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0,05 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">0,05 m</td></tr> <tr><td>Contrainte du béton : f_{tj} :</td><td style="text-align: right;">28 MPa</td></tr> <tr><td>Limite élastique de l'acier : f_s :</td><td style="text-align: right;">500 MPa</td></tr> <tr><td>Coefficient d'équivalence acier/béton :</td><td style="text-align: right;">15</td></tr> <tr><td>Coefficient de durée d'application des charges : θ :</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité du béton : γ_b :</td><td style="text-align: right;">1,5</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :</td><td style="text-align: right;">1,15</td></tr> <tr><td>Effort normal ELU :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELU :</td><td style="text-align: right;">108 kN*m</td></tr> <tr><td>Effort normal ELS :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELS :</td><td style="text-align: right;">80,83 kN*m</td></tr> <tr><td>Section armatures supérieures ELS :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section armatures inférieures ELS :</td><td style="text-align: right;">10,05 cm²</td></tr> </table> <p>Fissuration très préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm</p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <table style="width: 100%;"> <tr><td>Section des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">5,62 cm²</td></tr> </table> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,02$ m</p>			Largeur section :	1 m	Hauteur section :	0,5 m	Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m	Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m	Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa	Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa	Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1	Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5	Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15	Effort normal ELU :	0 kN	Moment fléchissant ELU :	108 kN*m	Effort normal ELS :	0 kN	Moment fléchissant ELS :	80,83 kN*m	Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²	Section armatures inférieures ELS :	10,05 cm ²	Section des armatures supérieures :	0 cm ²	Section des armatures inférieures :	5,62 cm ²
Largeur section :	1 m																																					
Hauteur section :	0,5 m																																					
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m																																					
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m																																					
Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa																																					
Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa																																					
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15																																					
Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1																																					
Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5																																					
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15																																					
Effort normal ELU :	0 kN																																					
Moment fléchissant ELU :	108 kN*m																																					
Effort normal ELS :	0 kN																																					
Moment fléchissant ELS :	80,83 kN*m																																					
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²																																					
Section armatures inférieures ELS :	10,05 cm ²																																					
Section des armatures supérieures :	0 cm ²																																					
Section des armatures inférieures :	5,62 cm ²																																					
<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <table style="width: 100%;"> <tr><td>Contrainte de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">3,8 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">-193,4 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">0 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">200 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> </table> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,1$ m</p> 			Contrainte de la fibre supérieure du béton :	3,8 MPa	Contrainte des armatures inférieures :	-193,4 MPa	Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa	Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa	Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa	Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa																								
Contrainte de la fibre supérieure du béton :	3,8 MPa																																					
Contrainte des armatures inférieures :	-193,4 MPa																																					
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa																																					
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa																																					
Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa																																					
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa																																					

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035 MUR EN RETOURS VERTICALEMENT MUR EN RETOURS VERTICALEMENT	20/04/2020 Page 1 / 1																																				
<p>Données saisies :</p> <table style="width: 100%;"> <tr><td>Largeur section :</td><td style="text-align: right;">1 m</td></tr> <tr><td>Hauteur section :</td><td style="text-align: right;">0,5 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0,05 m</td></tr> <tr><td>Position centre de gravité des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">0,05 m</td></tr> <tr><td>Contrainte du béton : f_{tj} :</td><td style="text-align: right;">28 MPa</td></tr> <tr><td>Limite élastique de l'acier : f_s :</td><td style="text-align: right;">500 MPa</td></tr> <tr><td>Coefficient d'équivalence acier/béton :</td><td style="text-align: right;">15</td></tr> <tr><td>Coefficient de durée d'application des charges : θ :</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité du béton : γ_b :</td><td style="text-align: right;">1,5</td></tr> <tr><td>Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :</td><td style="text-align: right;">1,15</td></tr> <tr><td>Effort normal ELU :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELU :</td><td style="text-align: right;">194,7 kN*m</td></tr> <tr><td>Effort normal ELS :</td><td style="text-align: right;">0 kN</td></tr> <tr><td>Moment fléchissant ELS :</td><td style="text-align: right;">146,6 kN*m</td></tr> <tr><td>Section armatures supérieures ELS :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section armatures inférieures ELS :</td><td style="text-align: right;">18,85 cm²</td></tr> </table> <p>Fissuration très préjudiciable Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm</p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <table style="width: 100%;"> <tr><td>Section des armatures supérieures :</td><td style="text-align: right;">0 cm²</td></tr> <tr><td>Section des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">10,28 cm²</td></tr> </table> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03$ m</p>			Largeur section :	1 m	Hauteur section :	0,5 m	Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m	Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m	Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa	Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa	Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1	Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5	Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15	Effort normal ELU :	0 kN	Moment fléchissant ELU :	194,7 kN*m	Effort normal ELS :	0 kN	Moment fléchissant ELS :	146,6 kN*m	Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²	Section armatures inférieures ELS :	18,85 cm ²	Section des armatures supérieures :	0 cm ²	Section des armatures inférieures :	10,28 cm ²
Largeur section :	1 m																																					
Hauteur section :	0,5 m																																					
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m																																					
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m																																					
Contrainte du béton : f_{tj} :	28 MPa																																					
Limite élastique de l'acier : f_s :	500 MPa																																					
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15																																					
Coefficient de durée d'application des charges : θ :	1																																					
Coefficient de sécurité du béton : γ_b :	1,5																																					
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s :	1,15																																					
Effort normal ELU :	0 kN																																					
Moment fléchissant ELU :	194,7 kN*m																																					
Effort normal ELS :	0 kN																																					
Moment fléchissant ELS :	146,6 kN*m																																					
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²																																					
Section armatures inférieures ELS :	18,85 cm ²																																					
Section des armatures supérieures :	0 cm ²																																					
Section des armatures inférieures :	10,28 cm ²																																					
<p>Résultats des calculs aux ELS</p> <table style="width: 100%;"> <tr><td>Contrainte de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">5,41 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">-191,9 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">0 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible des armatures inférieures :</td><td style="text-align: right;">200 MPa</td></tr> <tr><td>Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :</td><td style="text-align: right;">16,8 MPa</td></tr> </table> <p>Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,13$ m</p> 			Contrainte de la fibre supérieure du béton :	5,41 MPa	Contrainte des armatures inférieures :	-191,9 MPa	Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa	Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa	Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa	Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa																								
Contrainte de la fibre supérieure du béton :	5,41 MPa																																					
Contrainte des armatures inférieures :	-191,9 MPa																																					
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa																																					
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,8 MPa																																					
Contrainte admissible des armatures inférieures :	200 MPa																																					
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,8 MPa																																					

ANNEXE

Logiciel développé par	BaelC - Version 1.02.035	28/05/2020																																											
	PIEUX U																																												
	PIEUX	Page 1 / 1																																											
<p>Données saisies :</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 60%;">Diamètre de la section circulaire :</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">1,2 m</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>Distance du cdg des armatures au parement :</td> <td style="text-align: right;">0,05 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Contrainte du béton : f_{cj}</td> <td style="text-align: right;">28 MPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Limite d'élasticité d'acier : f_s</td> <td style="text-align: right;">500 MPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Coefficient d'équivalence acier/béton :</td> <td style="text-align: right;">15</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Coefficient de durée d'application des charges : θ</td> <td style="text-align: right;">1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Coefficient de sécurité du béton : γ_b</td> <td style="text-align: right;">1,5</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s</td> <td style="text-align: right;">1,15</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Effort normal ELU :</td> <td style="text-align: right;">3 075 kN</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Moment fléchissant ELU :</td> <td style="text-align: right;">925 kN*m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Effort normal ELS :</td> <td style="text-align: right;">2 297 kN</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Moment fléchissant ELS :</td> <td style="text-align: right;">655,6 kN*m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Section totale des armatures au calcul ELS :</td> <td style="text-align: right;">0 cm²</td> <td></td> </tr> </table> <p>Fissuration très préjudiciable; Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm .</p> <p>Résultats des calculs aux ELU</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 60%;">Section totale d'armatures :</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">0 cm²</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> </table> <p>La section est entièrement comprimée.</p>			Diamètre de la section circulaire :	1,2 m		Distance du cdg des armatures au parement :	0,05 m		Contrainte du béton : f_{cj}	28 MPa		Limite d'élasticité d'acier : f_s	500 MPa		Coefficient d'équivalence acier/béton :	15		Coefficient de durée d'application des charges : θ	1		Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5		Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15		Effort normal ELU :	3 075 kN		Moment fléchissant ELU :	925 kN*m		Effort normal ELS :	2 297 kN		Moment fléchissant ELS :	655,6 kN*m		Section totale des armatures au calcul ELS :	0 cm ²		Section totale d'armatures :	0 cm ²		<p>Contrainte de la fibre supérieure du béton : 6,79 MPa</p> <p>Contrainte admissible du béton : 16,8 MPa</p> <p>Position de l'axe neutre : $Y_c = -0,181$ m</p> <div style="text-align: center;"> </div>
Diamètre de la section circulaire :	1,2 m																																												
Distance du cdg des armatures au parement :	0,05 m																																												
Contrainte du béton : f_{cj}	28 MPa																																												
Limite d'élasticité d'acier : f_s	500 MPa																																												
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15																																												
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1																																												
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5																																												
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15																																												
Effort normal ELU :	3 075 kN																																												
Moment fléchissant ELU :	925 kN*m																																												
Effort normal ELS :	2 297 kN																																												
Moment fléchissant ELS :	655,6 kN*m																																												
Section totale des armatures au calcul ELS :	0 cm ²																																												
Section totale d'armatures :	0 cm ²																																												



République Algérienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES , VARIANTE
POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE
ELEMENTS DU PONT

ECH: 1/100

PLAN N° 2 : VUE EL ELEVATION

**HYPOTHESES DE
CALCUL**

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

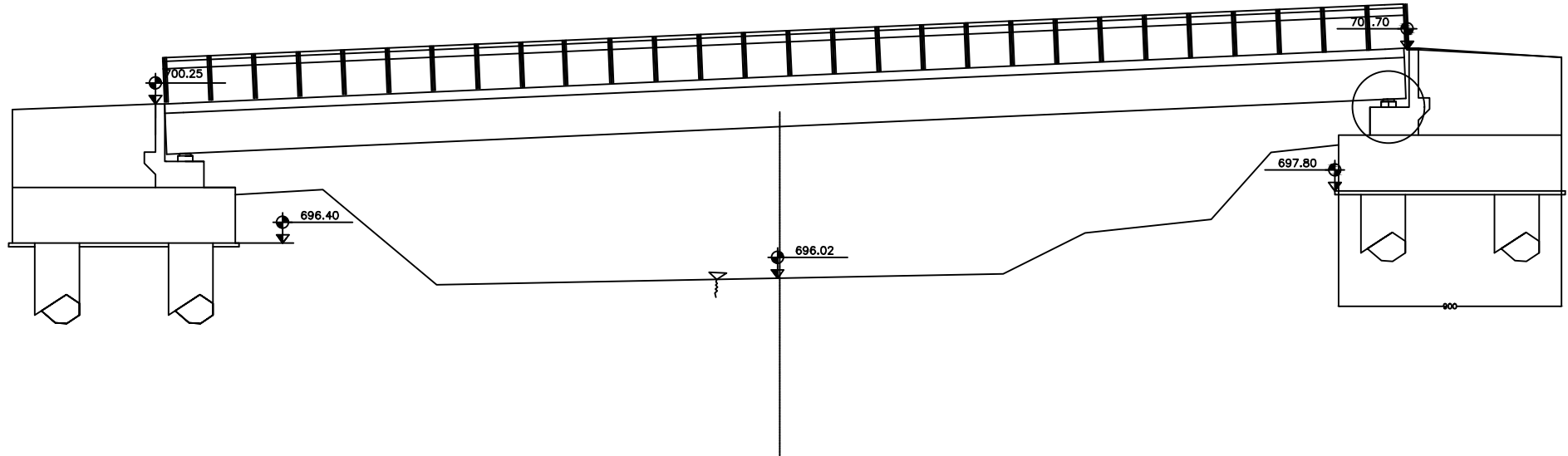
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2,5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

COUPE LONGITUDINALE



République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH: 1/100
ECH: 1/10

PLAN N° 2 : VUE EN ELEVATION (COUPE LONG)

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

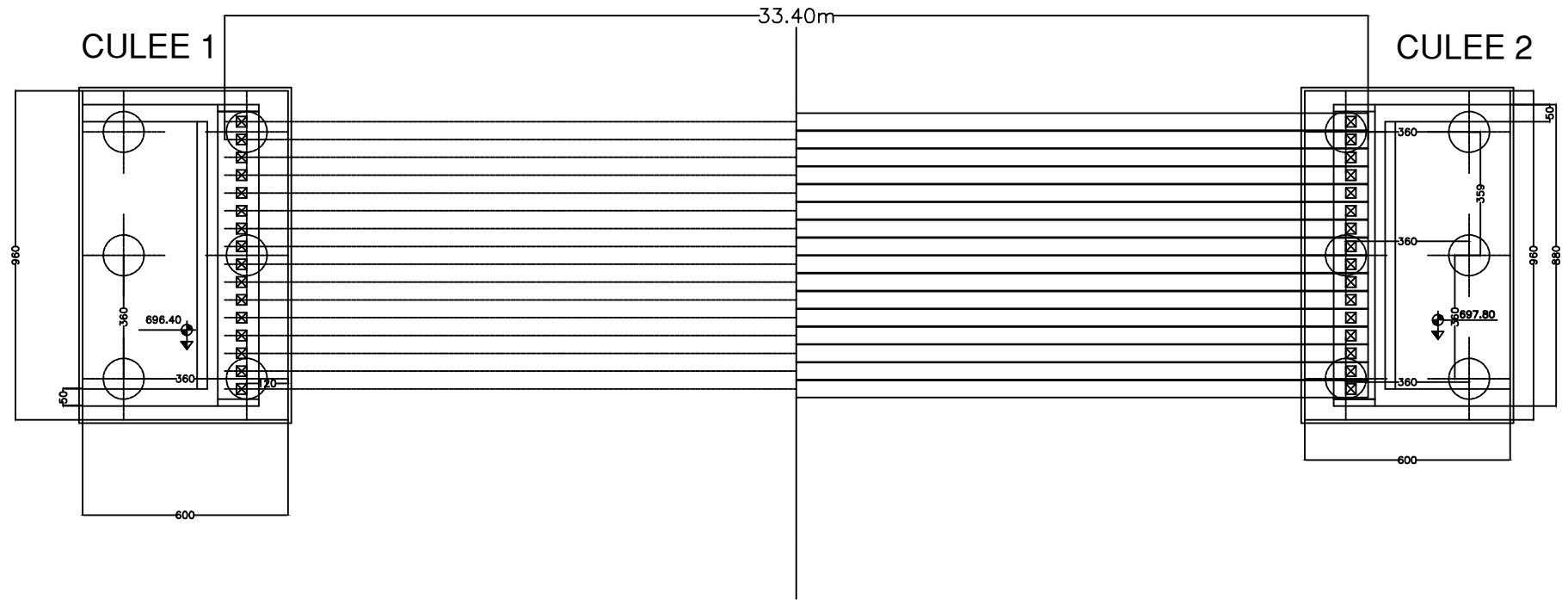
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

TRACE EN PLAN
:ECH:1/100



République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH: 1/100

PLAN N° 3 : TRACE EN PLAN

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

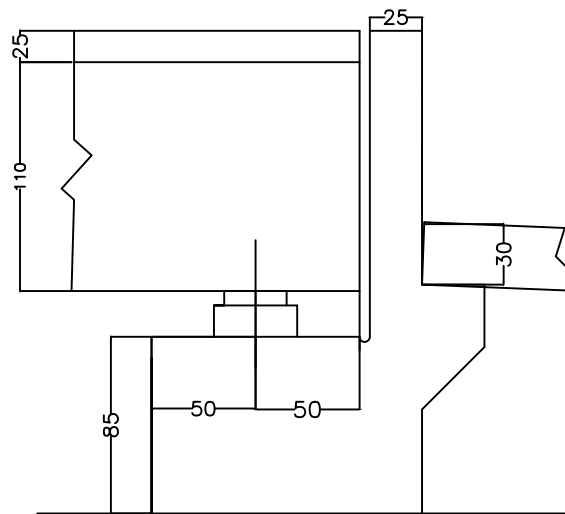
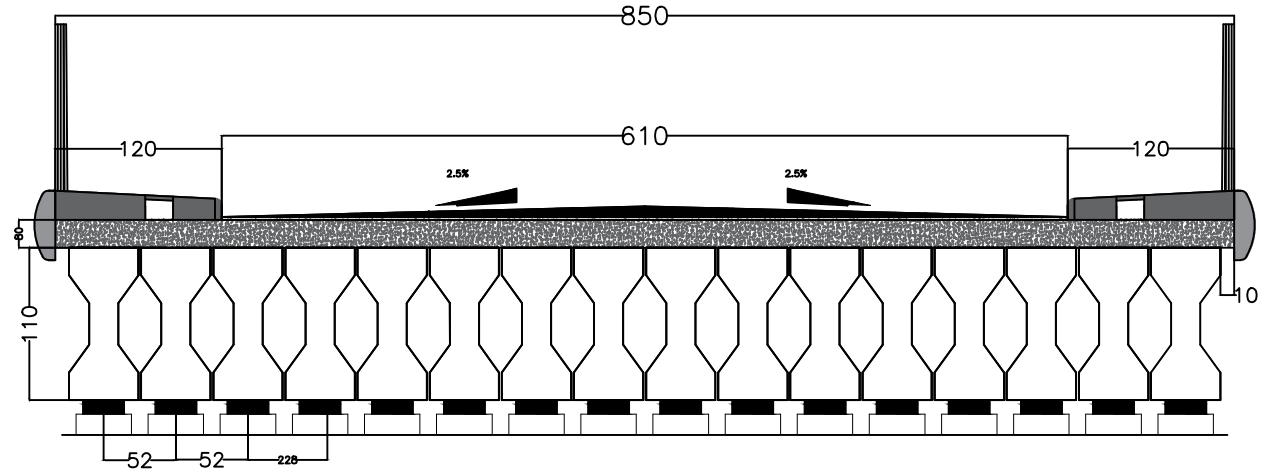
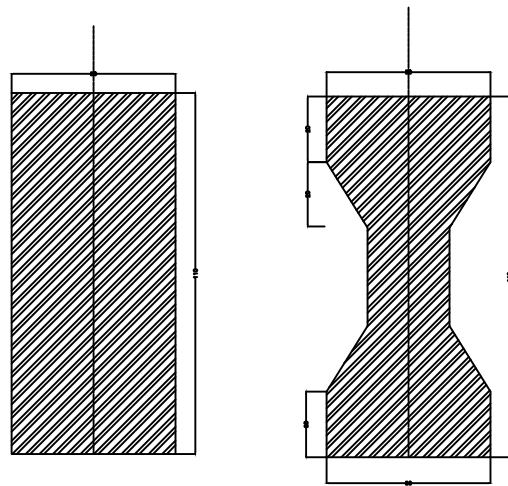
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

PROFIL EN TRAVERS (TABLIER)



République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH: 1/75
ECH: 1/10

PLAN N° 4 : PROFIL EN TRAVERS+DETAILS

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

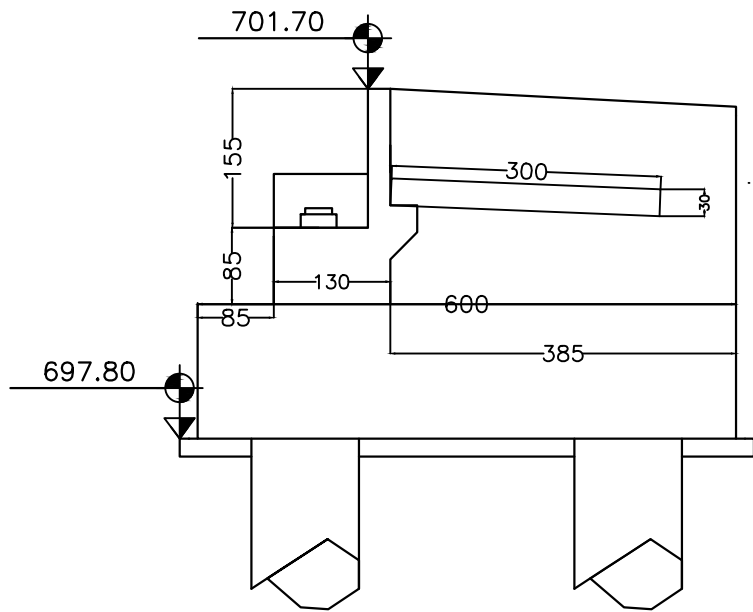
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

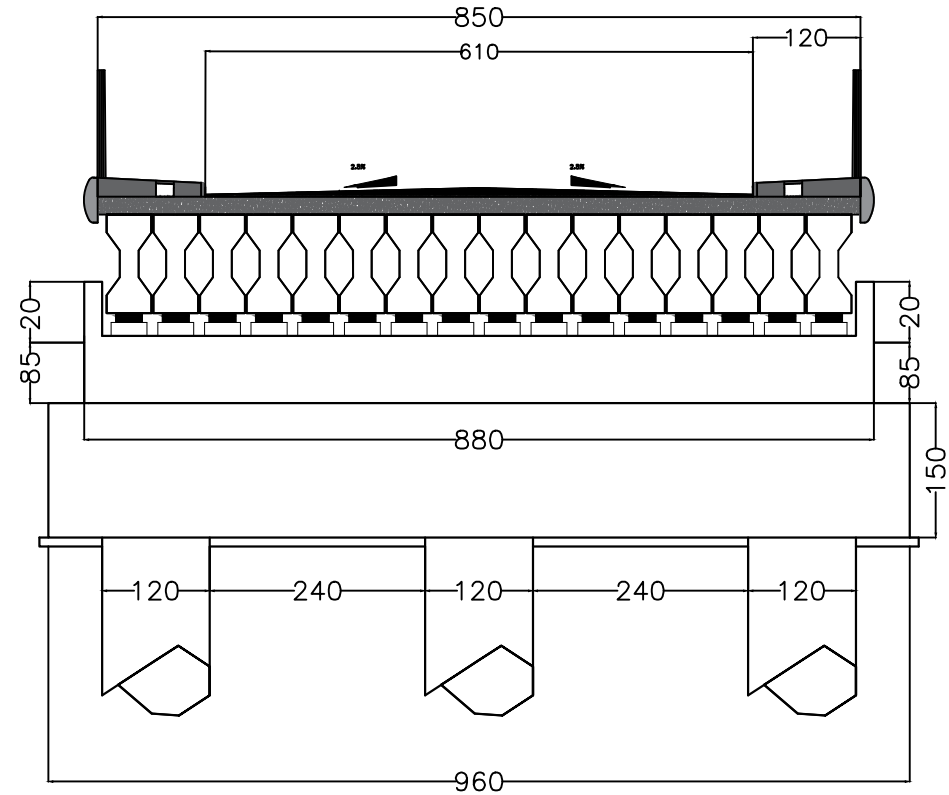
ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

COUPE CULEE (LONGITUDINAL)



COUPE CULEE (TRANSVERSAL)



République Algérienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH 1/75 ET 1./50

PLAN N° 5 : COUPE SUR CULEE

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

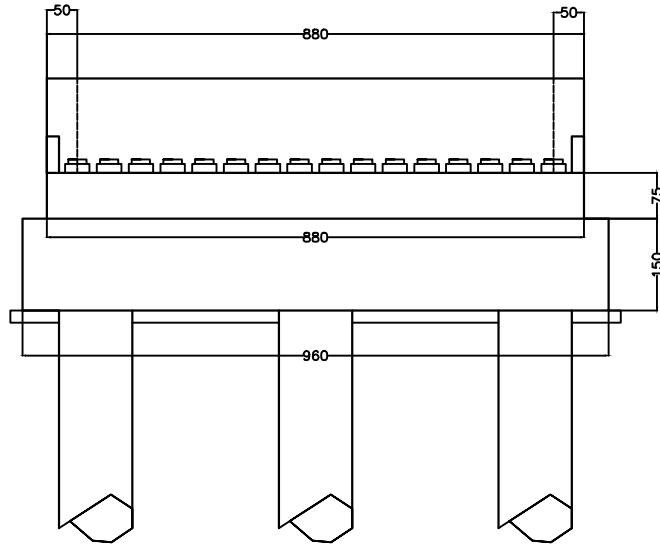
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

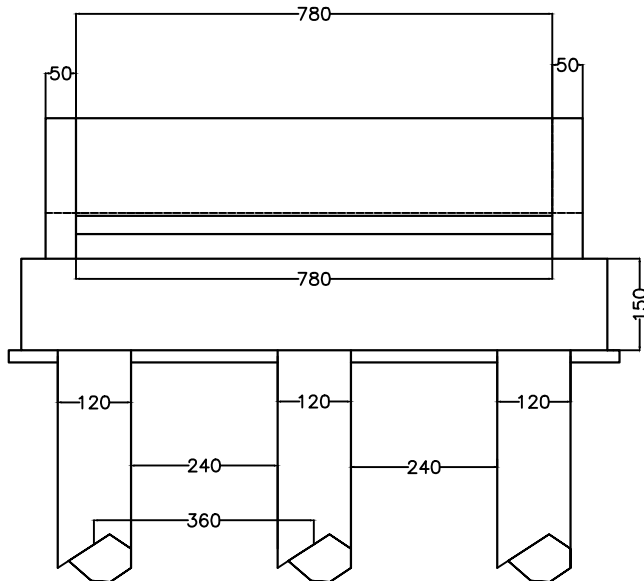
ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

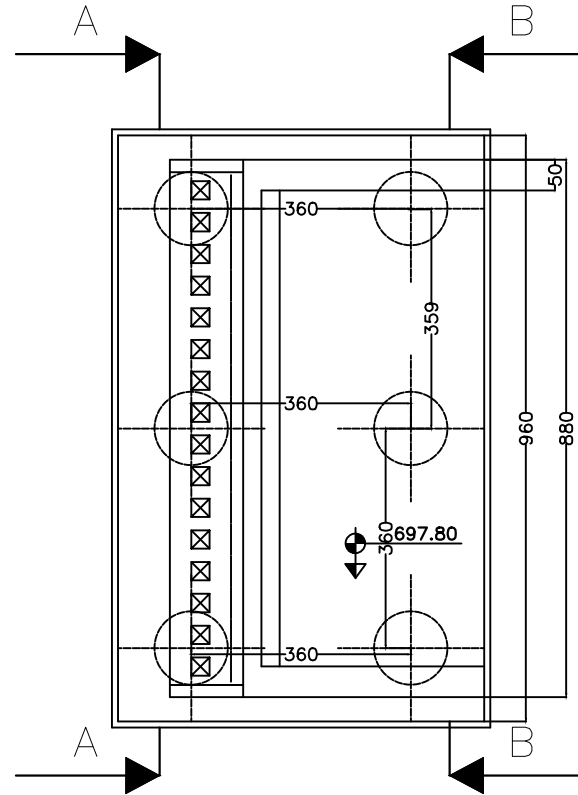
COUPE CULEE (TRANSV A-A)



COUPE CULEE (TRANSV B-B)



COUPE CULEE(SUR PLAN)



République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH 1/75 ET 1/50

PLAN N° 6 : COUPE SUR CULEE

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t
- SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

MATERIAUX

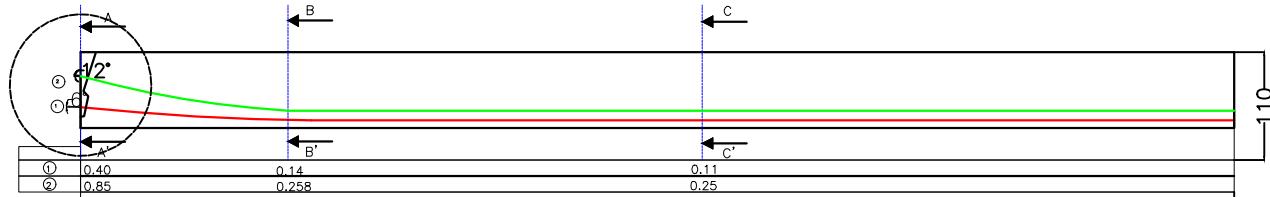
- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

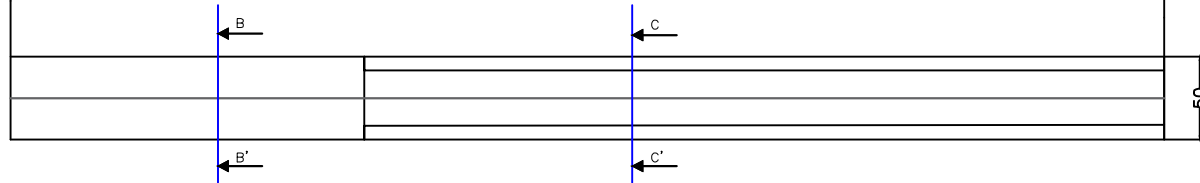
- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

TRACAGE CABLES PRECONTRAIT

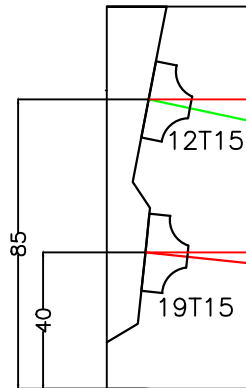
VUE SUR COTE



VUE EN PLAN



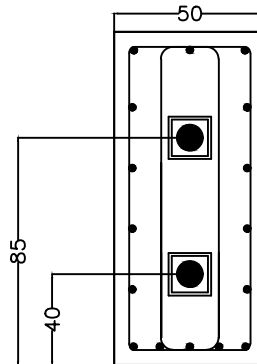
DETAILS ABOUT



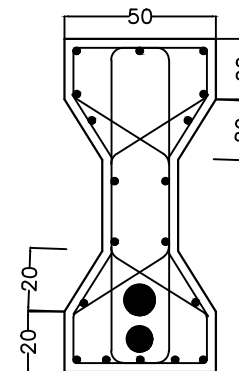
12T15

COUPES POUTRE

COUPE B-B'



COUPE A-A'



NOTA:

— Câbles:

* 12T15 (câble N°2)

* 19T15 (câble N°1)

— F_{peg} : 1553MPa

— F_{prg} : 1743MPa

République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH 1/10 ET 1./100

PLAN N° 7 : TRACAGE CABLES

HYPOTHESES DE CALCUL

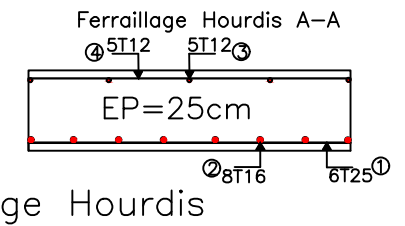
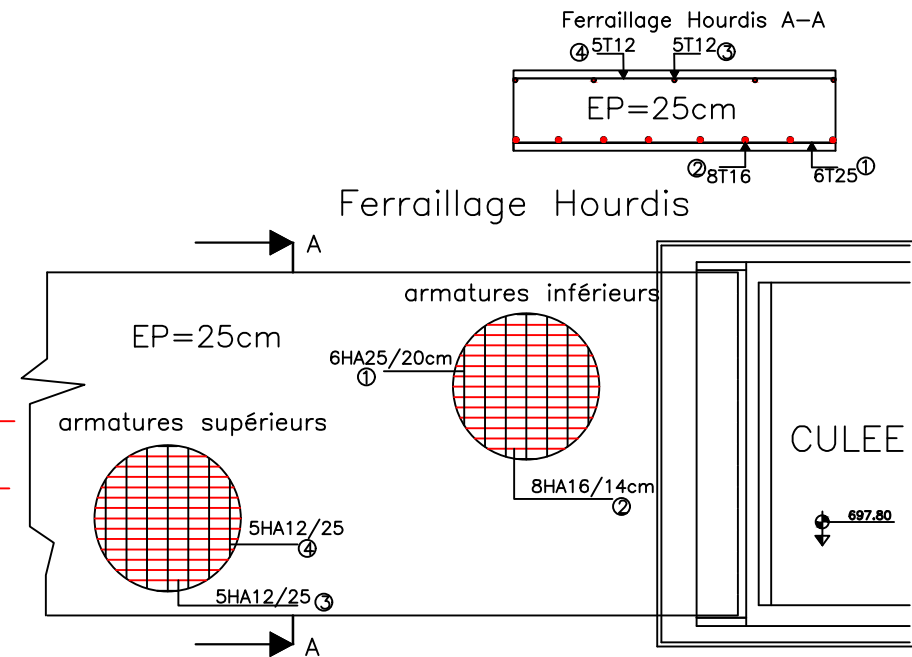
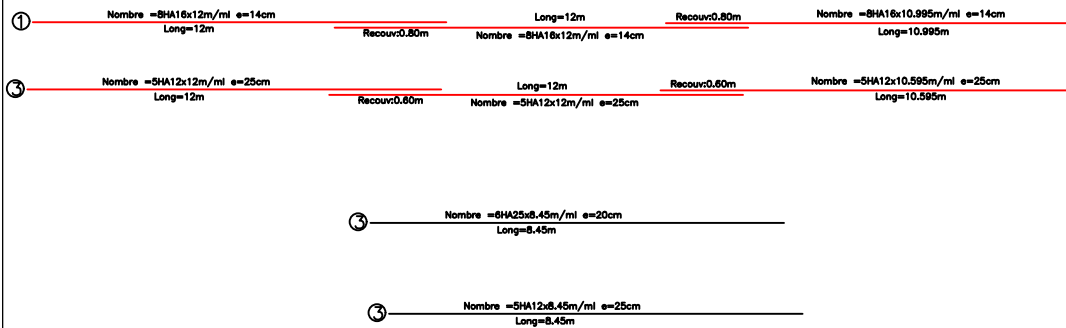
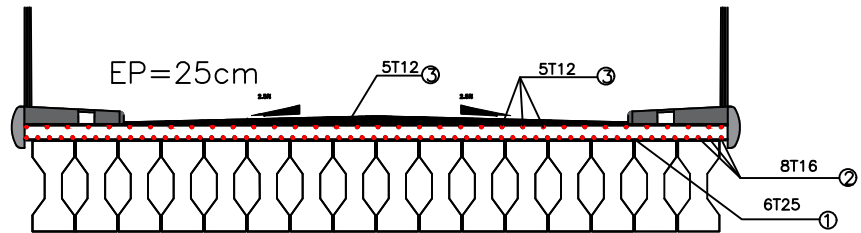
- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

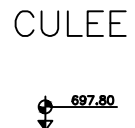


NOTA:

- Enrobage=2.5cm
- Fissuration préjudiciable
- RN 28N/mm²
- FEe 500MPa

République Algérienne Démocratique et Poluaire	
UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCCEN FACULTE DE TECHNOLOGIE GENIE CIVIL	
THEME ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES , VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE	
FERRAILAGE ELEMENTS DU PONT	ECH: 1/75 ECH: 1/10 ECH: 1/100
PLAN N° 8 : FERRAILAGE HOURDIS	

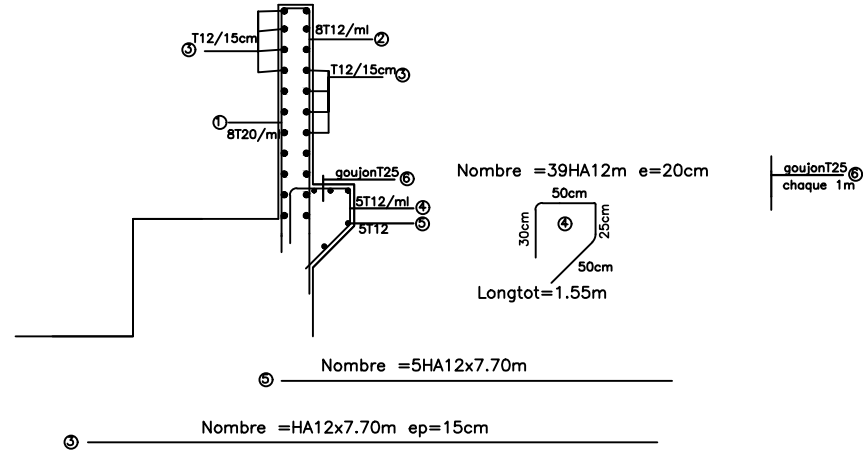
HYPOTHESES DE CALCUL	
<ul style="list-style-type: none"> - SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II. - SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t - SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m). - CONVOI EXCEPTIONNEL 240t 	
MATERIAUX	
<ul style="list-style-type: none"> - BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm² - BETON POUTRES RN35/mm² - BETON TAILLER RN28N/mm² - ACIER Fe500 - CABLES 12T15/19T15 	
ENROBAGES	
<ul style="list-style-type: none"> - 2.5cm SUPERSTRUCTURE - 5cm ELEMENTS SEMELLE-PIEUX 	



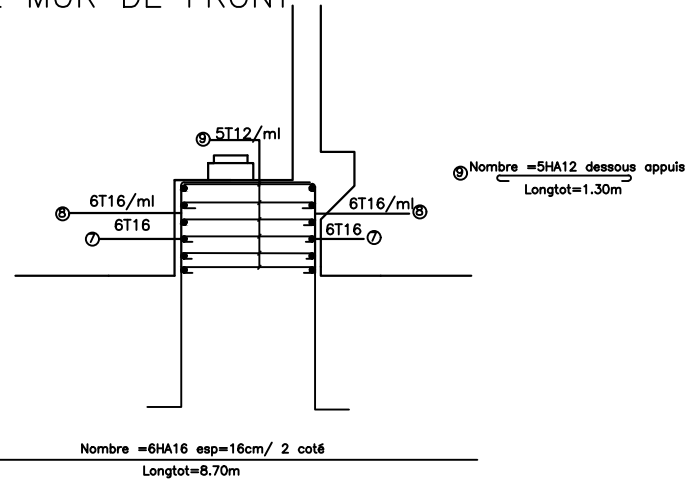
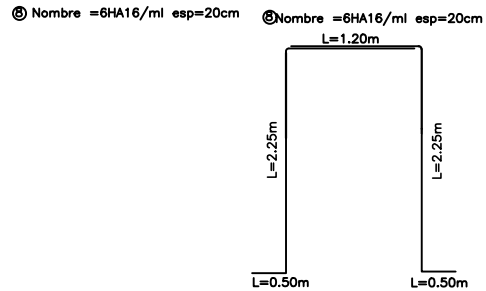
FERRAILLAGE MUR DE GARDE GREVE

longtot=1.80m
 Nombre = 8HA20/ml L=1.80m e=14cm
 ①

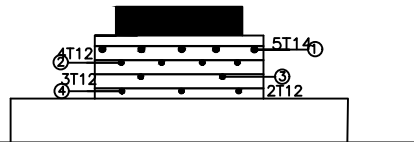
longtot=2.35m
 Nombre = 8HA12/ml L=2.15m e=14cm
 ②



FERRAILLAGE MUR DE FRONT



APPAREIL D'appuis



NOTA:

- Enrobage=5cm
- Fissuration très préjudiciable
- RN 28N/mm²
- F_{Fe} 500MPa

République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCEM
 FACULTE DE TECHNOLOGIE
 GENIE CIVIL

THEME
 ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
 VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH 1/75 ET 1/50
 1/10

PLAN N° 9 : FERRAILLAGE MGG et MURS DE
 FRONT

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t
- SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

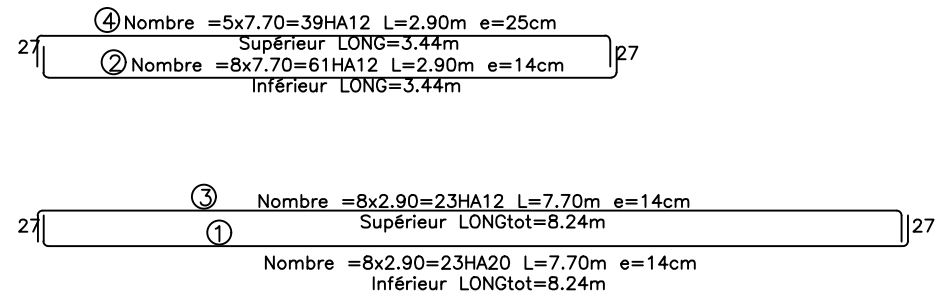
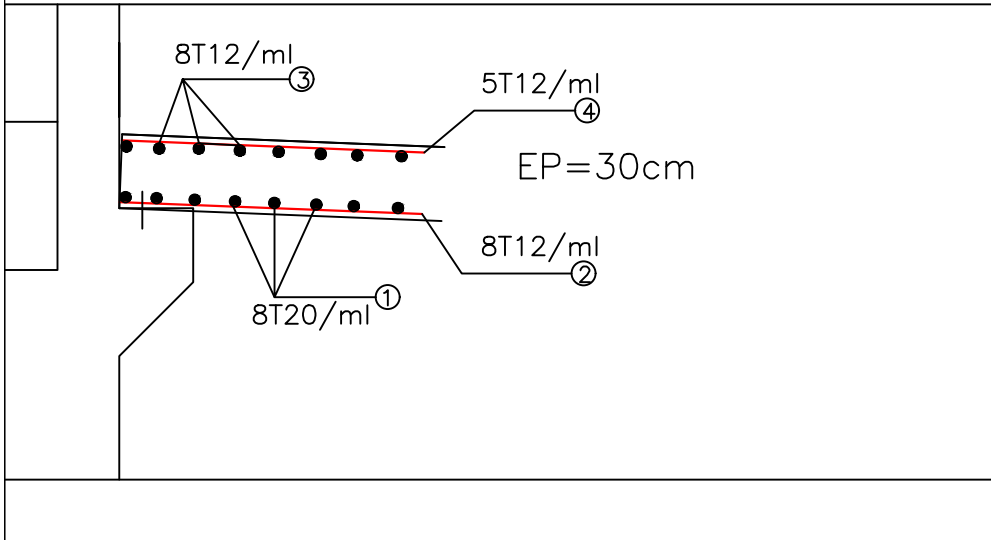
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

FERRAILLAGE DALLE DE TRANSITION



NOTA:

- Enrobage=5cm
- Fissuration très préjudiciable
- RN 28N/mm^2
- FFe 500MPa

République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU
PONT

ECH 1/10

PLAN N° 10: FERRAILLAGE DALLE DE TRANSITION

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE $2 \times (1.00 \times 6.10\text{m})$.
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

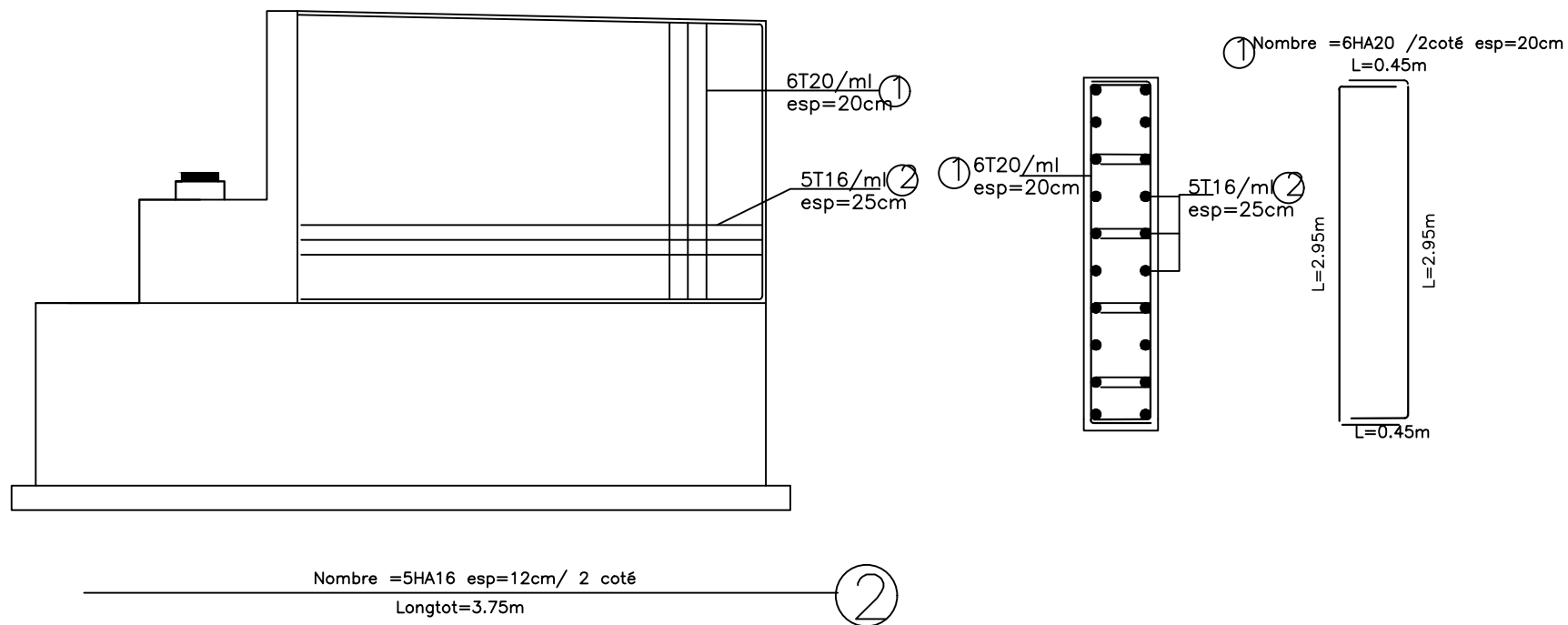
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm^2
- BETON POUTRES RN 35N/mm^2
- BETON TABLIER RN 28N/mm^2
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

FERRAILLAGE MURS EN RETOURS



République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH 1/75 ET 1./50

PLAN N° 11 : FERRAILLAGE MURS EN RETOURS

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

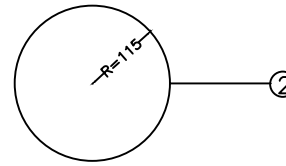
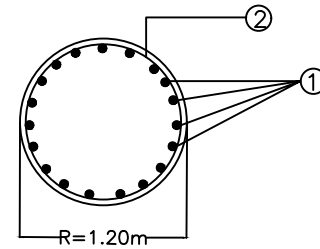
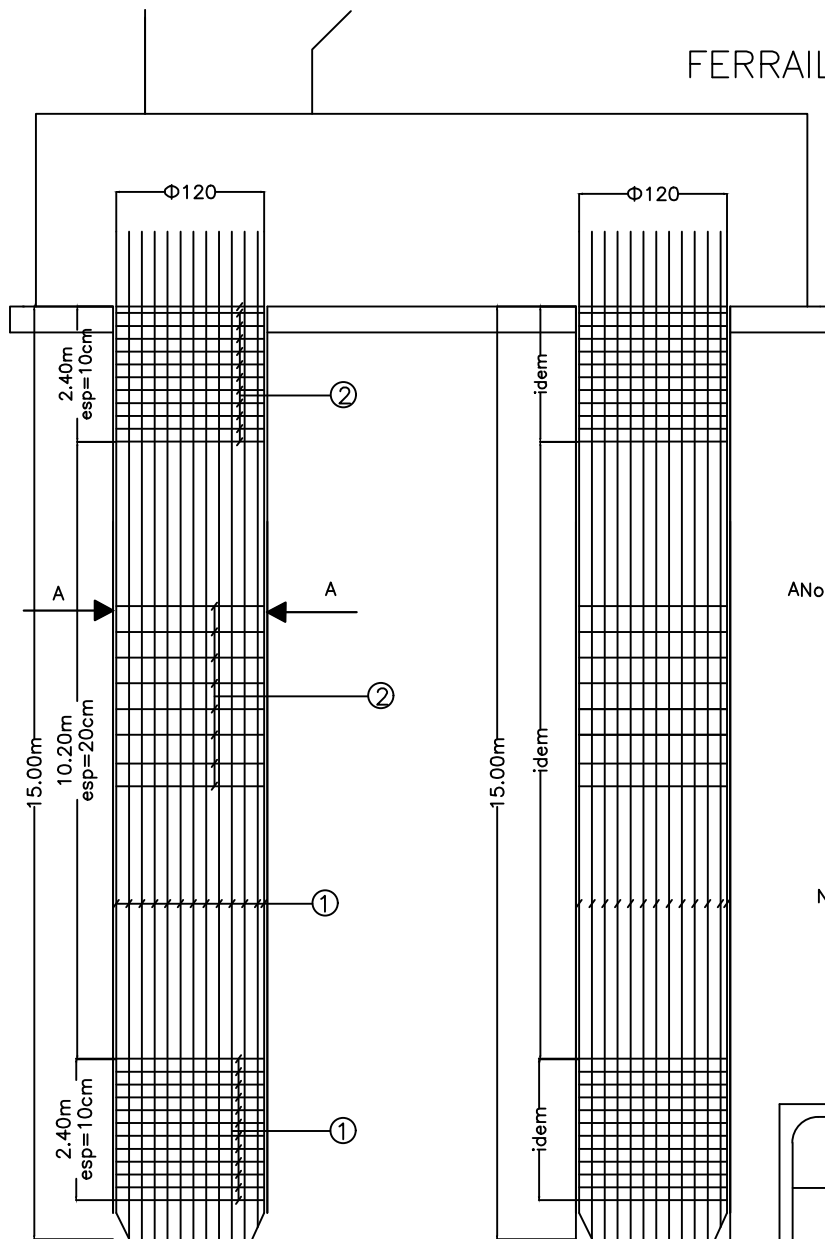
MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

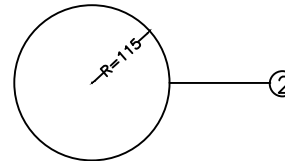
ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX

FERRAILLAGE PIEUX COUPE A-A



A Nombre = 2x24-HA14 e=10cm/pieu



Nombre = 51-HA14 e=20cm/pieu

① Nombre = 19HA25 LONG=5.50m e=20cm
 RECOURV=1.25m Nombre = 19HA25 LONG12m e=20cm

① Nombre = 19HA25 LONG=5.50m e=20cm
 RECOURV=1.25m Nombre = 19HA25 LONG12m e=20cm

NOTA:

- Enrobage=5cm
- Fissuration très préjudiciable
- RN 28N/mm²
- FEE 500MPa

République Algérienne Démocratique et Populaire UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMSEN FACULTE DE TECHNOLOGIE GENIE CIVIL	
THEME ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES, VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE	
FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT	ECH 1/75 ET 1./50 1/10
PLAN N° 10 : FERRAILLAGE PIEUX	

HYPOTHESES DE CALCUL

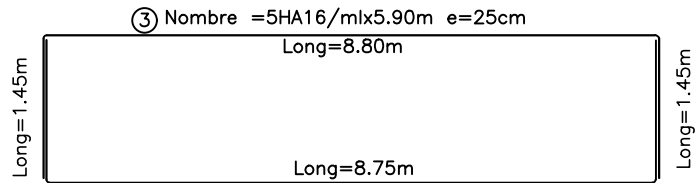
- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

MATERIAUX

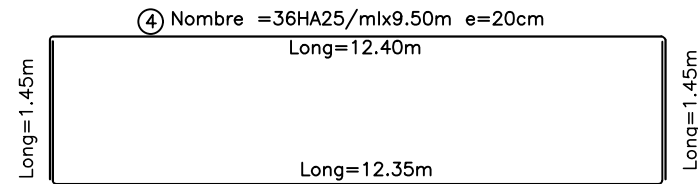
- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX



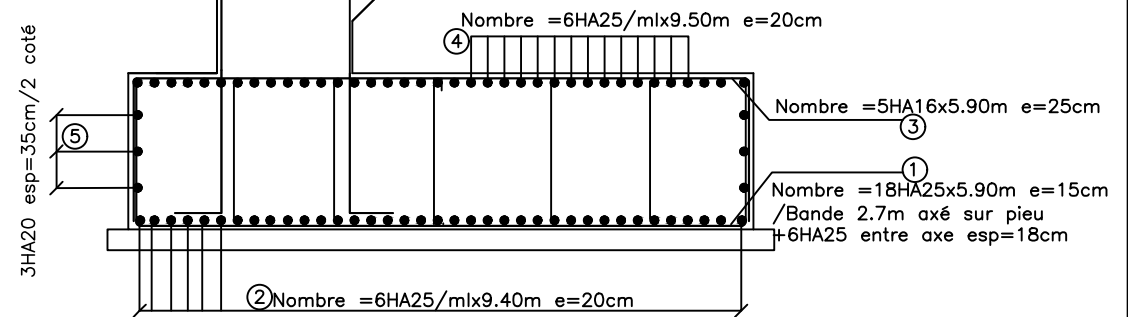
① Nombre = 18HA25x5.85m e=15cm



② Nombre = 36HA25/mlx9.50m e=20cm

⑤ Nombre = 3HA25 /2coté e=35cm

Long=9.50m



République Algérienne Démocratique et Poluaire

UNIVERSITE ABOUBAKER BELKAID TLEMEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
GENIE CIVIL

THEME
ETUDE ET CONCEPTION OA SUR OUED MEKKERA SIDI BELABES ,
VARIANTE POUTRE DALLE ALVEOLEE

FERRAILLAGE ELEMENTS DU PONT

ECH 1/75 ET 1/50

PLAN N° 6 : FERRAILLAGE SEMELLE

HYPOTHESES DE CALCUL

- SURCHARGES A,B SELON FASCICULE 61 TITRE II.
- SURCHARGES MILITAIRE MC120, 110t SUR DEUX EMPREINTE 2x(1.00x6.10m).
- CONVOI EXCEPTIONNEL 240t

MATERIAUX

- BETON INFRASTRUCTURE RN 28N/mm²
- BETON POUTRES RN35/mm²
- BETON TABLIER RN28N/mm²
- ACIER FeE500
- CABLES 12T15/19T15

ENROBAGES

- 2.5cm SUPERSTRUCTURE
- 5cm ELEMENTS SEMELLE+PIEUX