

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art
OA 28/1 de la pénétrante de Skikda
du pk 28+500 jusqu'à pk 28+957

Présenté par :

- SOUILAH EDDIB Amir
- SOUILAH EDDIB Karim

Encadré par :

M.DRIDEH Mohammed
CO/ Dr.FEDROUCHE Ferhat

Promotion 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Après avoir terminé ce mémoire de fin d'étude, nous réservons ces lignes pour exprimer nos remerciements les plus sincères.

*Avant tout, on remercie **ALLAH** qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'où bout dans ce modeste travail.*

*Je tiens également à adresser toute ma gratitude à notre **famille** qui nous a soutenus pour réaliser nos études et qui nous ont toujours encouragés dans chaque pas vers l'avant, mille mercis pour être les parents que vous êtes.*

*Nous souhaitons exprimer, particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre **encadreur** M.DERICH Mohammed et notre **co-encadreur** Dr.FEDROUCHE ferhat de nous avoir fait confiance et accepte de diriger ce mémoire.*

*Nous tenons à remercier tous les **enseignants** et les **travailleurs** de l'école nationale supérieure des travaux publics sans exception sans oublié monsieur Youcef babakhoya.*

*Sans oublier de remercier les membres du **jury** qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous associons, enfin, à ces remerciements tous nos **collègues** ; nous avons eu la chance de rencontrer des amis formidables qui nous ont encouragés et soutenus au cours de ces cinq' ans, qu'ils trouvent ici le témoignage de nous attachement et de nous amitié.*

Karim & Amir

Dédicace

On dédie ce travail à :

❖ *A la personne la plus chère dans notre vie, qui nous 'a soutenue, qui s'est sacrifié pour nous voir grandir, à celle que nous ne saurons jamais remercier, **notre mère**.*

❖ A la mémoire de nos **grands-parents, nos tantes** surtout « Katia, Karima, Chania » et nos **oncles** « Salih, Réad » et toute notre **famille** qui ont marqué notre enfance par leur générosité de cœur.

❖ À nos **cousins** et **cousines** surtout « Mehdi, lamine, Malik, Zaki, Alilou, Bochra, Othman »

❖ A mes très chers **amis**,

✚ De l'**ENSTP** sans exception surtout :

« Nafaa, Walid, Amer, Marread, Imad, Billel, Hatem, Ikbal, Mouaad, Adil »

✚ De l'**ESTI** (Annaba) sans exception surtout

« Ameur, Malik, Hamoud, Yanis, Hako, Ouzani, yahya, Rahim, Zegadi, Haroune, Abdou »

✚ Tous nos **amis d'enfance** sans exception surtout :

« Fares, Heitem, Chawki, Housseem, Mehdi, Mohammed Ali ».

❖ A nos **enseignants** qui nous 'ont donné les clefs de la réussite.

❖ *A tous **ceux et celles** qui nous 'aiment, dont les noms n'ont pas été mentionnés, mais qui sont toujours présent dans nos cœurs.*

❖ À vous...

On prie Dieu, le tout puissant, pour qu'il vous donne bonheur et prospérité

Karim & Amir

تصميم ودراسة جسر

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة عمل فني OA 28/1 على مدخل الطريق السيار شرق غرب، والذي يربط ميناء سكيكدة بالطريق السريع شرق غرب. الهيكل عبارة عن جسر مستقيم بطول 450 متر وعرض 11.25 متر.

يشمل العمل الذي يتعين القيام به:

- ✓ دراسة مقارنة بين الخرسانة العادية والخرسانة عالية الأداء في أسطح الجسور
- ✓ التصميم العام: تم اقتراح ثلاثة (3) خيارات: (جسر عوارض الإجهاد المسبق ، جسر مركب من الخرسانة والصلب ، جسر صندوق خرساني سابق الإجهاد منجز بطريقة التتابع المتتالي)
- ✓ اختيار البديل الأفضل بينهما بناءً على القيود المختلفة والبيانات الطبيعية والاقتصادية للمشروع.
- ✓ الدراسة والتحجيم التفصيلي: اخترنا جسر العارضة مُجهَّذ طوله 40 مترًا.
- ✓ دراسة البنية الفوقية والبنية التحتية ، بما في ذلك حساب الإجهاد ، الدراسة الزلزالية وأبعاد العناصر الهيكلية المختلفة.
- ✓ دراسة سطح الجسر تتم يدويًا باستخدام طريقة Guyon Massonnet ، ويتم التحقق من طريق النمذجة على برنامج حساب ROBOT.

البرنامج : Robot2009 ، Autocad2013 ، EXPERT BA 2010 .
الكلمات المفتاحية : التصميم ، الجسر ، الخرسانة سابقة الإجهاد ، المزيج ، القطاعات ، المحامل ، السطح ، الرصيف ، الدعامة ، الأساس.

Conception et étude d'un ouvrage d'art

Résumé

- ✚ L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art OA 28/1 sur la pénétrante, qui relie le port de Skikda à l'autoroute est-ouest à la Wilaya de Skikda ; L'ouvrage est un pont routier droit d'une longueur de 450 m et largeur de 11.25 m
- ✚ Le travail à effectuer comporte :
 - ✓ Etude comparative entre un béton ordinaire et béton de hautes performances dans les tabliers du pont.
 - ✓ la conception générale : on a proposé trois (3) variantes (pont à poutres précontraintes par post-tension, pont mixte Acier-Béton, pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement).
 - ✓ Le choix de la meilleure variante entre elles en se basant sur différentes contraintes, données naturelles et économiques du projet.
 - ✓ L'Etude et le dimensionnement détaillé : on a opté pour un pont poutres en précontraintes de 40m.

- ✓ l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux.
- ✓ L'étude du tablier est faite manuellement à l'aide de la méthode de Guyon Massonnet, la vérification est effectuée par une modélisation sur le logiciel de calcul ROBOT.

✚ Logiciels : Robot2009, Autocad2013, EXPERT BA 2010.

✚ Mots clés: conception, pont, béton précontraint, mixe, voussoirs par encorbellement successif, appareil d'appuis, tablier, pile, culée, fondation.

Design and study of a structure

Abstract

✚ The object of this work is to design and study a work of art OA 28/1 on the penetrating road, which connects the port of Skikda to the east-west highway to the Wilaya of Skikda; The structure is a straight bridge with a length of 450 m and a width of 11.25 m

✚ The work to be carried out includes:

- ✓ Comparative study between ordinary concrete and high performance concrete in bridge decks
- ✓ The general design proposed three (3) variants : (post-tensioned post-tensioned girder bridge, mixed steel-concrete bridge, pre-stressed concrete box bridge built by cantilever).
- ✓ The choice of the best variant between them based on different constraints, natural and economic data of the project.
- ✓ Study and detailed sizing: we opted for a 40m prestressed beam bridge.
- ✓ the study of the superstructure and infrastructure, including the calculation of the prestress, the seismic study and the dimensioning of the various structural elements.
- ✓ The study of the deck is done manually using Guyon Massonnet's method; the verification is carried out by modeling on the ROBOT calculation software.

✚ Software: Robot2009, Autocad2013, EXPERT BA 2010.

✚ Keywords: design, bridge, prestressed concrete, mix, segments with successive corbelling, bearing, deck, pier, abutment, foundation.

NOTATIONS ET SYMBOLES :

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{Vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

σ_s : Contrainte admissible de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f : Coefficient de frottement en courbe.

A_p : Section des aciers actifs.

$\emptyset$: Diamètre de la gaine.

Φ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;

f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

f_{peg} : Limite de élastique garantie des aciers actifs.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Epaisseur de l'âme.

b_t : Largeur totale des talons.

B : Section brute.

I : Moment d'inertie de la section.

i^2 : Rayon de giration.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

L : La portée de la travée.

ρ_b : Masse volumique du béton.

l_c : Largeur chargeable.

n : Nombre de voies.

l_v : Largeur d'une voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

bc : Coefficient de pondération du convoi BC.

bt : Coefficient de pondération du convoi Bt.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

δ : Coefficient de majoration dynamique.

V : Effort tranchant.

M_f : Moment fléchissant.

α : Paramètre de torsion.

θ : Paramètre d'entretoisement.

ρ_P : Rigidité flexionnelle de la poutre

ρ_E : Rigidité flexionnelle de l'entretoise

γ_P : Rigidité torsionnelle de la poutre

γ_E : Rigidité torsionnelle de l'entretoise

IP : Moment d'inertie de la poutre.

IE : Moment d'inertie de l'entretoise.

I_0 : Moment d'inertie de la poutre en section d'about.

I_m : Moment d'inertie de la poutre en section médiane.

K_α : Coefficient de répartition transversale.

$2b$: Largeur active.

n : Nombre de poutres.

ν : Coefficient de poisson.

$P_{\min}$: Précontrainte minimale ;

B_n : Section nette.

σ_{ti} : Contrainte limite de traction du béton

σ_{ts} : Contrainte limite de traction du béton

P_0 : Effort à l'origine.

n : Nombre de câbles.

e_0 : Excentricité du câble moyen.

$\sigma_{\sup}$: Contrainte sur la fibre supérieure.

$\sigma_{\inf}$: Contrainte sur la fibre inférieure.

V_u : Effort tranchant limite.

m : Nombre de gaines par lit.

$V_{\min}$: Effort tranchant minimum.

$V_{\max}$: Effort tranchant maximum.

$\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x.

σ_{p0} : Tension initiale.

$\Delta\sigma_f$: Perte de tension par frottement.

$\Delta\sigma_{rec}$: Perte de tension par glissement.

$\Delta\sigma_{rac}$: Perte de tension par déformation instantané

r_m : Rayon moyen de la section.

$\Delta\sigma_p(x)$: Perte due à la relaxation de l'acier.

$\Delta\sigma_{flu}$: Perte due au fluage du béton.

$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction.

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau y.

M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / A_p ;

σ_{bt} : Contrainte de traction dans le béton.

N_u : Effort normale résistant ultime.

M_u : Moment fléchissant résistant ultime / A_p ;

s_t : Espacement des armatures transversales.

M_t : Moment entravée.

Q_u : Charge concentrée à l'ELU.

U_c : Largeur d'impact de la roue.

F_g : Flèche due aux charges permanentes.

F_p : Flèche due à la précontrainte.

F_c : Flèche de construction.

F_D : Flèche due à la surcharge D240.

θ_g : Rotation due aux charges permanentes.

θ_D : Rotation due à la surcharge D240.

θ_P : Rotation due à la précontrainte.

$\Delta h_{\max}$: Déplacement maximal à l'appui.

R_i : Rigidité d'un appui.

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal.

τ_N : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.

G : valeur nominale des charges permanentes

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T : période fondamentale.

T1, T2 : périodes caractéristiques

Sae (T) : spectre de réponse élastique.

K : Raideur.

g : Accélération de la pesanteur.

S: coefficient de site ;

η : Facteur de correction de l'amortissement.

(ξ):Taux d'amortissement.

F: La force sismique.

d : Déplacement.

Ec : l'énergie cinétique du système

Ep : l'énergie potentielle du système.

Pt : Poussée des terres ;

Ka : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Poids volumique des terres.

R: Réaction d'appui des fûts.

B : Entre axe des fûts

h : Hauteur du chevêtre.

b0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

D : Diamètre du plus grand cercle inscrit

Mt : Moment de torsion.

τ_u (v): Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

τ_u (Mt): Contrainte de cisaillement dû à la torsion.

Ns : Effort normal dû au séisme.

Hs : Effort horizontal dû au séisme.

Kh : Accélération sismique horizontale.

Lf : Longueur de flambement.

γ_f : Coefficient de majoration

ea : Excentricité additionnelle.

Mu*, Nu*: Efforts exercés sur le fût.

(Nu)⁻, (Mu)⁻: Efforts admissible.

Qp : Effort de pointe.

Qf : Effort de frottement latéral.

Qn : Charge nominale.

Cu : Coefficient de réaction du sol.

I : Moment d'inertie du pieu ;

Mu*, Nu*: Efforts exercés sur le pieu.

Mu, Nu : Efforts admissible.

n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil.

(a, b) : les dimensions en plan de l'appareil.

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

n : Nombre de fût composant la pile.

E : module de déformation instantanée de béton.

I : moment d'inertie longitudinal d'un fût.

l: hauteur du fût.

M : est la masse totale du tablier.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

a : accélération du sol ;

b : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage.

μ : masse linéique du tablier.

L : longueur travée.

U : périmètre extérieur du chevêtre.

Qr : les charges de chaussées A(l)

Qrp : les charges militaires ou exceptionnelles.

Ad : La charge accidentel.

b : la petite cote du rectangle circonscrit.

Φl : plus gros diamètre des armatures longitudinales.

B : diamètre des pieux,

d : entraxe des pieux.

n : Nombre de barre.

d : Enrobage.

Φ : Diamètre de pieu.

b : diamètre des pieux.

y : déplacement en tête des pieux.

E : module d'élasticité du béton.

α : longueur élastique du pieu.

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

L : longueur du pieux.

Table des matieres

Chapitre master : étude comparative entre béton ordinaire et béton haute performance dans les tabliers des ponts

1	Introduction :	2
2	Le béton :	2
2.1	Définition :	2
2.2	Composition du béton :	2
2.2.1	Les Ciments :	2
2.2.2	Les Granulats	3
2.2.3	Les Adjuvants	4
2.2.4	L'eau de gâchage	4
2.2.5	Les Additions	4
2.3	Rôle des différents éléments constituant le béton	5
2.4	L'ouvrabilité du béton	5
2.4.1	Définition	5
2.4.2	Facteurs qui influent sur l'ouvrabilité	5
2.4.3	La mesure de l'ouvrabilité	5
3	Les Bétons à Hautes Performances (BHP)	6
3.1	Définition	6
3.2	Les BHP se caractérisent par :	6
3.3	Principes de formulation des BHP	6
3.3.1	A. Défloculation des grains de ciment	6
3.3.2	B. Optimisation du squelette granulaire	7
3.4	Constituants des BHP	7
3.5	Dimensionnement des structures en BHP	7
3.6	La mesure de l'ouvrabilité	7
3.6.1	Fluidité et mobilité en milieu non confiné.	7
3.6.2	Mobilité en milieu confiné :	8
3.7	Les propriétés des BHP	8
3.7.1	Propriétés exceptionnelles à l'état frais	8
3.7.2	Les performances élevées aux jeunes âges	9
3.7.3	Les performances mécaniques élevées à long terme	9

non défini.

5	Avantage BHP dans le tablier du pont a poutre	10
6	Conclusion	10

Chapitre I : Présentation générale

1	INTRODUCTION :	11
2	PRESENTATION DU PROJET :	11
3	DONNEES FONCTIONNELLES :	11
3.1	TRACE EN PLAN :	12
3.2	PROFIL EN LONG :	12
3.3	PROFIL EN TRAVERS :	13
4	DONNEES NATURELLES :	13
4.1	DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES :	13
4.1.1	GEOTECHNIQUES DE LA REGION :	13
4.1.2	GEOLOGIE GENERALE DE LA REGION :	14
4.1.3	SISMICITE :	15
4.1.4	GEOMORPHOLOGIE, GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE :	16
4.2	DONNEES HYDROGEOLOGIQUES ET HYDRAULIQUE :	17
4.2.1	BASSIN VERSANT ET DEBITS DE CRUE :	17
4.2.2	NIVEAUX D'EAU :	18
4.3	DONNEES CLIMATIQUES	18
4.3.1	TEMPERATURE :	18
4.3.2	NEIGE :	18
4.3.3	VENT :	18
5	CONCLUSION :	18

Chapitre II : Conception et Pré-dimensionnement

1	INTRODUCTION.....	19
2	LES CRITERES DE CHOIX.	19
3	Les paramètres intervenants dans le choix de type d'ouvrage	19
4	PROPOSITION DES VARIANTES	19
4.1	Variante I: Pont a poutres multiples précontraintes par post tension	19
4.1.1	Introduction	19

4.1.3	PRINCIPE DE CONSTRUCTION	21
4.1.4	DOMAINE D'EMPLOI.....	21
4.1.5	Avantages et inconvénients :.....	21
4.1.6	Implantation des appuis :.....	22
4.1.7	Pré dimensionnement :	22
4.1.8	Présentation autocade :	23
4.2	Variante 2: Ponts mixtes (acier-béton) :	25
4.2.1	Introduction et Domaine d'emploi :	25
4.2.2	Avantages et inconvénients :.....	25
4.2.3	Implantation des appuis :.....	25
4.2.4	Pré dimensionnement des bipoutres	25
4.2.5	Présentation autocade :	26
4.3	Variante N°3 : Pont caisson en béton précontrainte construit par encorbellement Successifs.....	27
4.3.1	Introduction	27
4.3.2	Domaine d'emploi	28
4.3.3	Avantages et Inconvénients.....	28
4.3.4	Implantation des appuis :.....	28
4.3.5	pré dimensionnement	29
4.3.6	Présentation autocade :	29
5	Analyse multicritères :.....	30
6	Conclusion :	31

Chapitre III : MATERIAUX

1	Introduction :	32
2	REFERENCES ET REGLEMENTS DE CALCUL.....	32
3	Matériaux :	32
3.1	Béton :.....	32
3.1.1	Densité :	32
3.1.2	Résistance à la compression :.....	32
3.1.3	Résistance à la traction :	32
3.1.4	Contraintes admissibles de compression du béton :.....	33
3.1.5	Déformation longitudinale du béton E :	33

3.2	Aciers :	34
3.2.1	Aciers passifs :	34
3.2.2	LES ACIERS ACTIFS :	35
4	CONCLUSION :	35

Chapitre IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

1	Introduction	36
2	Classification des actions	36
3	Types d'actions	36
4	Evaluation des actions hors trafic	36
	Charges permanentes	36
4.1	Les charges permanentes (CP)	37
4.1.1	Poids propre d'une poutre	37
4.1.2	Poids des entretoise	37
4.1.3	Poids de la dalle :	37
4.2	Les charges permanentes (CCP) (les éléments non porteurs):	38
4.2.1	Poids des trottoirs + corniches	38
4.2.2	Poids du revêtement	38
4.2.3	Poids de glissière et du garde-corps =	38
4.3	Un tableau récapitulatif	38
5	Evaluation des actions dues au trafic	39
5.1	CARACTERISTIQUES DU PONT.	39
5.2	Classe du pont :	39
5.3	Evaluation des surcharges:	39
5.3.1	V.2.2.1.Système de charges A(l) :	39
5.3.2	IV.4.2. Système de charges Bc :	40
5.3.3	IV.4.3. Système de charges Bt :	41
5.3.4	IV.4.4. Surcharge militaire Mc 120 :	42
5.3.5	IV.4.5. Surcharge exceptionnelle D240 :	42
5.3.6	Surcharges sur les trottoirs :	43
5.3.7	Coefficient de majoration dynamique	43
5.3.8	Effort de freinage	43
6	Calcule des réaction	44
6.1	Réaction de la charge permanente	44

6.1.2	Réaction de la charge permanente de la pile	44
6.2	Réaction de a surcharge A(l)	44
6.2.1	Réaction A(l) de la culée	44
6.2.2	Réaction A(l) dans la pile	45
6.3	Réaction de a surcharge Bc	45
6.3.1	Réaction Bc de la culée	45
6.3.2	Réaction Bc dans la pile	45
6.3.3	Résultats des réactions	46
6.4	Réaction Mc 120.....	46
6.4.1	Réaction Mc 120 de la culée	46
6.4.1	Réaction Mc 120dans la pile	46
6.5	Réaction d240	47
6.5.1	Réaction d240 de la culée.....	47
6.5.2	Réaction d240 dans la pile	47
6.6	Surcharge du trottoirs (st)	47
6.6.1	Réaction st de la culée	47
6.6.1	Réaction st dans la pile.....	48
6.7	Un tableau récapitulatif	48
7	Combinaison de charges.....	48
7.1	Etat limite	48
7.1.1	État limite de service	48
7.1.2	État limite ultime	49
7.2	Coefficient des actions dues au trafic	49
7.3	Tableaux des combinaisons	49
8	CONCLUSION.....	49

Chapitre V : CALCUL DES SOLLICITATION

1	Introduction.....	50
2	CALCUL DU TABLIER.....	50
2.1	CALCUL LONGITUDINAL:	50
2.1.1	la charge permanente.....	50
2.1.2	Surcharge A(l)	50
2.1.3	Surcharge Bc	51
2.1.4	Mc 120.....	51
2.1.5	Surcharge d240.....	51

2.1.7	Tableaux recapitulative	52
2.2	REPARTITION TRANSVERSALE :	52
2.2.1	Introduction	52
2.2.2	Choix de la méthode.....	52
2.2.3	Principe de la méthode	53
2.2.4	Détermination des paramètres de calcul.....	54
2.2.5	Moments fléchissant et effort tranchant engendrés sur chaque poutre	59
2.2.6	COMBINAISON.....	60
3	MODELISATION NUMERIQUE	61
3.1	Modélisation	61
3.2	Affectation des charges	61
3.2.1	Charges permanentes.....	61
3.2.2	Exploitation statique.....	62
3.2.3	Charges roulantes	62
3.3	RESULTAT.....	63
3.3.1	Poutre	63
3.3.2	Poutre + dalle	64
3.3.3	Poutre + dalle après chargement	64
3.4	Tableaux récapitulatif	66
4	Etude comparative	66
5	CONCLUSION	66

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

1	INTRODUCTION.....	67
2	Le principe du béton précontraint	67
3	Mode de la précontrainte	67
4	La précontrainte par post-tension	67
4.1	Etapas générales de réalisation	67
4.2	AVANTAGES ET INCONVENIENTS.....	68
4.2.1	. Avantages	68
4.2.2	Inconvénients	68
5	DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL	68
5.1	Armatures de précontrainte	68
5.2	. La géométrie des câbles de précontrainte.....	68
5.3	Classe de la précontrainte	68

5.4.1	POUR LES CABLES	69
5.4.2	□POUR LES MOMENTS	69
5.4.3	POUR LA POUTRE	69
5.4.4	POUR LE BETON	70
5.4.5	POUR LES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II D'APRES LE BPEL 91 :	70
6	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :	70
6.1	Détermination des effort de précontraintes	70
6.1.1	FORCE DE LA PRECONTRAINTE	70
6.1.2	.Détermination de nombre de câbles à mi travée	71
6.1.3	Détermination de nombre de câbles à l'about	71
6.1.4	Vérification des contraintes.....	72
6.2	Tracé des câbles de précontrainte	74
6.2.1	DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES	75
6.2.2	LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL	77
6.2.3	ALLURE DES CABLES	78
6.3	Calcul des pertes	79
6.3.1	Pertes par frottement	79
6.3.2	Perte due au recule d'ancrage.....	80
6.3.3	Perte par déformation instantané du béton	81
6.3.4	Perte par fluage.....	82
6.3.5	Perte par retrait	83
6.3.6	Perte par relaxation.....	83
6.4	Justification de la précontrainte	84
6.4.1	Justification de la poutre à l'ELS :	84
6.4.2	Justifications de la poutre à l'ELU	91
6.4.3	Etude la zone d'about :	93
6.4.4	Section minimale (armatures de peau) :	96
7	CONCLUSION :	96

Chapitre VII : Etude de l'hourdis

1	INTRODUCTION.....	97
2	Géométrie de l'hourdis	97
3	MODELISATION NUMERIQUE	97
3.1	Méthode de calcul.....	97

3.2.1	Charge permanente.....	97
3.2.2	Exploitation statique.....	98
3.2.3	Charges roulante.....	98
3.3	RESULTAT.....	99
4	Ferraillages	99
4.1.1	Nape inferieure transversal.....	100
4.1.2	Nappe inferieure longitdunale	100
4.1.3	Nappe superieure transeversal.....	100
4.1.4	Nappe supérieure longitudinale.....	101
4.1.5	Croquis de ferraillage	101
5	Flèches et contre flèches	101
5.1	Modelisation	101
5.2	Chargement.....	102
5.3	Les fleches	102
5.3.1	La flèche due au poids propre	102
5.3.2	La contre flèche due a la précontrainte	103
6	CONCLUSION	103

Chapitre VIII : étude sismique

1	Introduction :	104
2	Classification et données du RPOA.....	104
3	Calcule sismique selon (RPOA) :	104
3.1	Modélisation	104
3.2	Détermination de la masse du système :.....	104
3.3	Raideur des éléments	105
3.4	Amortissement.....	105
3.5	Modélisation du sol :	105
3.6	Combinaison de résistance	105
4	Pré-dimensionnement de l'Appareille d'appuis.....	106
4.1	Définition géométrique.....	106
4.2	Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	106
4.3	Dimensionnement des frettes.....	107
4.4	Schéma AUTOCAD	107
4.5	Vérification de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :	108
5	ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	108

5.1.1	CRITERE N°1 : MASSES MODALES.....	109
5.1.2	CRITERE N°2 : ANGLE DE BIAIS	109
5.1.3	CRITERE N°3 : ANGLE DE COURBURE.....	109
5.1.4	CRITERE N° 4 : SYMETRIE TRANSVERSALE.....	109
5.2	SEISME LONGITUDINAL :.....	109
5.2.1	DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME :.....	109
5.2.2	DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :	109
5.2.3	Détermination de la période fondamentale	112
5.2.4	SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE.....	112
5.2.5	Evaluation des force statique.....	113
5.2.6	Calcule de l'effortt total	113
5.2.7	Répartition des efforts	113
5.2.8	Déplacement du tablier par rapport au sol	113
5.3	Séisme transversale	114
5.3.1	METHODE DE LA PILE INDEPENDANTE.....	114
5.3.2	DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME :.....	114
5.3.3	DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :	115
5.3.4	Détermination de la période fondamentale	117
5.3.5	VERIFICATION DU CRITERE D'APPLICATION	118
5.3.6	SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE.....	118
5.3.7	Calcule et répartition des efforts :	118
5.4	Séisme verticale	119
6	L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION.....	119
7	CONCLUSION	120

Chapitre IX : Equipements

1	INTRODUCTION.....	121
2	Evaluation des efforts et déplacements horizontaux	121
2.1	Température.....	121
2.2	Fluage + retrait.....	121
2.3	Freinage Bc.....	121
2.4	Freinage A(l).....	122
3	Vérification de l'appareille d'appuis.....	122
3.1	Dimension d'appareil d'appuis.....	122

3.3	Sécurité au flambement	123
3.4	Limitation de la distorsion	123
3.5	Condition de non glissement	123
3.5.1	Sur pile	124
3.5.2	Sur culé.....	124
4	Etudes des d's d'appuis.....	125
4.1	Les dimensions des d's d'appuis	125
4.2	Ferraillage du dé d'appui	125
4.2.1	Armatures de chainage	125
4.2.2	Armatures horizontale	125
4.2.3	Frette supérieure	125
4.2.4	Frette inférieure	125
4.3	Croquet de ferraillage	126
5	PLOT PARASISMIQUE.....	126
6	Joins de chaussée.....	126
6.1	Dimensionnement.....	126
6.2	Type de joint.....	127
7	L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT :	127
8	La couche d'étanchéité :	127
9	LES CORNICHES.....	128
10	LES DISPOSITIONS RETENUES	128
11	CONCLUSION	128

Chapitre X: Etude statique de la pile

1	INTRODUCTION :	129
2	Structure des piles.....	129
3	Pré dimensions des éléments de la pile.....	129
3.1	CHEVETRE	129
3.2	Fûts (pile numéro 5)	130
3.3	SEMELLE	130
3.4	Les pieux :	130
4	Evaluation des efforts pour une travée chargée :.....	131
4.1	Calcul des charges verticales sur la pile :	131

4.3	Calcule des surcharges verticales sur la pile	131
4.4	Calcule des surcharges horizontales sur la pile :	131
5	ETUDE DE FONDATION.....	132
5.1	Calcule des moments induits par les charges :	132
5.2	Calcule des moments induits par les surcharges :	132
5.3	VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE	133
5.3.1	Calcule a l'état limite de service (ELS) :	134
5.3.2	Calcule a l'Etat limite ultime (ELU) :	134
5.4	Actions sur les pieux.....	134
5.4.1	CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER :.....	135
5.5	Ferraillage des pieux.....	136
5.6	Etude de la semelle	137
5.6.1	Méthode de bielle	137
5.6.2	Ferraillage.....	137
6	Etude de la colonne :.....	138
6.1	Calcule des moments induits par les charges :	138
6.2	Calcule des moments induits par les surcharges :	139
6.3	Calcule des sollicitations	140
6.3.1	Calcule a ELS.....	140
6.3.2	Calcule a ELU	140
6.4	Vérification de flambement de la colonne.....	140
6.5	Ferraillage de la pile	140
6.5.1	Sollicitation plus défavorable ELS.....	140
6.5.2	Sollicitation plus défavorable ELU	141
6.5.3	Ferraillage à l'aide de ROBOT expert	141
7	Etude de la Chevêtre :	141
7.1	Etude du chevêtre à la flexion	142
7.1.1	Modélisation.....	142
7.1.2	Evaluation des efforts.....	142
7.1.3	Combinaison.....	143
7.1.4	Résultats	143
7.1.5	FERRAILLAGE a l'aide de ROBOT expert.....	144
7.2	Etude du chevêtre à la torsion.....	144
7.2.1	La contrainte tangente de torsion	144

7.2.3	Ferraillage.....	145
8	CONCLUSION	145

Chapitre XI : Etude sismique de la pile

1	Introduction.....	146
2	CALCULS JUSTIFICATIFS DE L'OUVRAGE.....	146
2.1	Les efforts sismiques dans les appuis	146
2.2	La période propre de la pile	146
2.2.1	Période transversale.....	147
2.2.2	Période vertical.....	147
2.3	Calcul de l'accélération de la pile.....	147
2.3.1	Composante horizontale	147
2.3.2	Composante verticale	147
3	Etude de fondation	148
3.1	Calcul de l'effort total de la pile	148
3.1.1	Effort horizontal	148
3.1.2	Effort vertical	148
3.2	Effort de la Semelle	148
3.3	Evaluation des actions sismiques	149
3.4	Les règles de cumul des effets de différentes actions.....	150
3.5	Combinaisons sismiques.....	150
3.6	Combinaison de résistance	150
3.6.1	Calcul des efforts de charge et surcharge sur tablier.....	150
3.6.2	Calcul des efforts de charge et surcharge sur pile	151
3.7	Combinaison d'action en pied de la semelle	151
3.8	Résultat et ferraillage.....	152
3.8.1	Ferraillage longitudinale	152
3.8.2	Ferraillage transversale	152
4	Action sur pieux	153
5	Etude de la pile.....	154
5.1	Evaluation des actions sismiques	154
5.2	Les règles de cumul des effets de différentes actions.....	154
5.3	Combinaisons sismiques.....	155
5.4	Combinaison de résistance	155

5.4.2	Calcule des efforts de charge et surcharge sur pile	155
5.5	Combinaison d'action en pied du futs	156
5.6	Résultat et ferrailage	157
5.6.1	Ferrailage longitudinale	157
5.6.2	Ferrailage transversale	157
6	Cocnclusion	157

Chapitre XII : étude statique de la culée

1	INTRODUCTION.....	158
2	Type de culée	158
2.1	Culées enterrées	158
2.2	Culées remblayées	158
3	Prés dimensionnent de la culée	159
3.1	Mur garde grève :	159
3.2	Mur en retour :	159
3.3	La dalle de transition :	159
3.4	Corbeaux.....	159
3.5	Mur frontal :	159
3.6	La semelle de liaison :	159
4	Conception AUTOCAD.....	160
5	Donné géométrique	161
6	Evaluation des efforts:	161
6.1	Calcul des charges verticales sur culée :	161
6.2	Calcule des charges horizontales sur culée :	161
6.3	Calcule des surcharges verticales sur culée	161
6.4	Calcule des surcharges horizontales sur culée :	161
7	Etude de la culée :	162
7.1	Calcule des moments induits par les charges	162
7.2	Calcule des moments induits par les surcharges : 4	164
7.3	COMBINAISON	164
7.3.1	Calcule a l'état limite de service (ELS) :	164
7.3.2	Calcule a l'Etat limite ultime (ELU) :	165
8	Action sur pieux	165

8.1.2	Calcule ELU	166
9	Ferraillage des éléments de la culée :	166
9.1	Ferraillage du mur garde grève.....	166
9.1.1	Détermination des efforts :	166
9.1.2	Combinaison d'action	168
9.1.3	Ferraillage :	168
9.2	Mur frontal.....	168
9.2.1	Combinaison d'actions	169
9.2.2	Ferraillage mur frontal	169
9.3	Mur en retour:	169
9.3.1	Evaluation des efforts.....	169
9.3.2	Combinaisons des efforts	170
9.3.3	RESULTAT DU ROBOT	170
9.3.4	Ferraillages	172
9.4	Dalle de transition.....	172
9.4.1	Evaluation des efforts.....	173
9.4.2	Combinaison d'actions sur la dalle de transition :	173
9.4.3	Ferraillage :	173
9.5	Corbeau d'appui de la dalle de transition	173
9.5.1	Evaluation des efforts.....	173
9.5.2	Les combinaisons d'actions sur le corbeau	174
9.5.3	Ferraillage du corbeau	174
9.6	Etude de la semelle	174
9.6.1	Ferraillage.....	174
9.7	Actions sur les pieux.....	175
9.7.1	CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER :	175
9.7.2	Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :	176
9.7.3	Ferraillage des pieux	176
10	Conclusion	177

LISTE DES FIGURES

Chapitre master : étude comparative entre béton ordinaire et béton haute performance dans les tabliers des ponts

Figure 1 - Mélange du béton	2
Figure 2 - le ciment	2
Figure 3 - les granulats	3
Figure 4- diamètre des granulats	3
Figure 5 -Schématisation de l'essai d'affaissement au cône d'Abrams	6
Figure 6- mesure d'étalement au cône d'Abrams	8
Figure 7 - L'essai de la boîte en L	8

Chapitre I : Présentation générale

Figure I- 1 plan général.....	11
Figure I- 2 plan de situation	11
Figure I- 3 Tracé en plan.....	12
Figure I- 4 profil en long.....	12
Figure I- 5 profil en travers.....	13
Figure I- 6 Schéma géologique de la Petite Kabylie dans le domaine interne Maghrébin (Andrieux et Djellit, 1989).....	14
Figure I- 7 Carte géologique de la région de Skikda d'après J. M. Vila	14
Figure I- 8 Sismicité de la wilaya de Skikda (1860-2011)	15
Figure I- 9 Carte de zonage sismique d'Algérie (RPOA 2008).....	16
Figure I- 10 vue panoramique du site	16
Figure I- 11 bassin versant du safsaf et bassin définie par l'OA 28/1	17

Chapitre II : Conception et Pré-dimensionnement

Figure II- 1 Morphologie générale de pont type VIPP.....	20
Figure II- 2 profil en long de la variante pont a poutre précontrainte	22
Figure II- 3 les sections de la poutre	23
Figure II- 4 vue longitudinale de la poutre	23
Figure II- 5 vue en plan de la poutre	23
Figure II- 6 coupe transversale sur pile du pont a poutre précontrainte	24
Figure II- 7 coupe transversale sur cule du pont a poutre précontrainte	24
Figure II- 8 profil en long de la variante pont mixe	25
Figure II- 9 la section en I de la poutre metalique	26
Figure II- 10 vue longitudinale de la poutre métallique	27
Figure II- 11 coupe transversal du pont mixe	27
Figure II- 12 profil en long de la variante pont caisson.....	28
Figure II- 13 coupe transversale de la section vousoire sur pile	29
Figure II- 14 coupe transversale de la section vousoire de clavage	29

Figure II- 15 vue longitudinale d'un travert pont caisson	29
Figure II- 16 coupe transversal du pont caisson.....	30

Chapitre III : MATERIAUX

Figure III- 1 limitation des contraintes des sections en B P	35
--	----

Chapitre IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

figure IV- 1 sections le long de la poutre	37
figure IV- 2 section d'entretoise.....	37
figure IV- 3 les sections trottoir + corniche	38
figure IV- 4 model type de notre pont selon RCPR	39
figure IV- 5 systeme de chargement Bc	40
Figure IV- 6 système de chargement Bt	41
figure IV- 7 système de chargement Mc120.....	42
figure IV- 8système de chargement D240	42
figure IV- 9 schema de reaction charge permanente max sur cule	44
figure IV- 10 schéma de réaction charge permanente max sur pile	44
figure IV- 11 schéma de réaction charge Al max sur cule.....	44
figure IV- 12 schéma de réaction charge Al max sur pile	45
figure IV- 13 schéma de réaction charge Bc max sur cule	45
figure IV- 14 schéma de réaction charge Bc max sur pile.....	45
figure IV- 15 schéma de réaction charge Mc120 max sur cule	46
figure IV- 16 schéma de réaction charge Mc120 max sur pile	46
figure IV- 17 schéma de réaction charge D240 max sur cule	47
figure IV- 18 schéma de réaction charge D240 max sur pile	47
figure IV- 19 schéma de réaction charge st max sur cule	48
figure IV- 20 schéma de réaction charge st max sur pile	48

Chapitre V : CALCUL DES SOLLICITATION

Figure V- 1 schéma de la charge permanente	50
Figure V- 2 schéma de la charge Al	50
Figure V- 3 schéma de la charge Bc.....	51
Figure V- 4 schéma de la charge Mc120	51
Figure V- 5 schéma de la charge D240	51
Figure V- 6 schéma de la surcharge trottoir.....	52
Figure V- 7 schéma des positions actives des poutres.....	54
Figure V- 8 Dimensionnement d'une section équivalente à la section médiane	55
Figure V- 9 ligne d'influence des poutres	58
Figure V- 10 calcule de $K\alpha$ moy poutre 5	58
Figure V- 11 modelisation poutres + dalle	61

Figure V- 12 exemple de charge permanente revêtement	62
Figure V- 13 exemple de la charge statique Al 1	62
Figure V- 14 disposition de la charge Mc120.....	62
Figure V- 15 affectation de la charge roulante Mc120.....	63
Figure V- 16 résultat du moment sous le poids propre poutre seule	63
Figure V- 17 résultat de l'effort tranchant sous le poids propre poutre seule	63
Figure V- 18 résultat du moment sous le poids propre poutres + dalle.....	64
Figure V- 19 résultat de l'effort tranchant sous le poids propre poutres + dalle	64
Figure V- 20 résultat du moment max poutres + dalle après chargement ELU.....	64
Figure V- 21 résultat de l'effort tranchant max poutres + dalle après chargement ELU	65
Figure V- 22 résultat du moment max poutres + dalle après chargement ELS	65
Figure V- 23 résultat de l'effort tranchant max poutres + dalle après chargement ELS	65

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

Figure VI- 1 .les caractéristique géométrique de la poutre+l'hourdis à mi travée.....	70
Figure VI- 2 les caractéristique géométrique de la poutre seule à mi travée	71
Figure VI- 3 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES selon BPEL.....	73
Figure VI- 4 Disposition des cables dans la section mediane.....	75
Figure VI- 5 Caractéristiques des plaques d'ancrages	75
Figure VI- 6 dimension plaque d'ancrage	76
Figure VI- 7 emplacement des plaques d'ancrage dans la section about.....	76
Figure VI- 8 allure des trace des cables.....	78
Figure VI- 9 les angles d'ancrage	78
Figure VI- 10 résultat des rayons et angles de déviation.....	79
Figure VI- 11 les sections de la poutre dans différentes endroits	84
Figure VI- 12 Diagramme des contrainte a mit travet.....	89
Figure VI- 13 zone de consantration des contraintes	94
Figure VI- 14 zone de régularisation.....	94
Figure VI- 15 faconage des Acier	95
Figure VI- 16 Ferrailage d'une poutre précontrainte	96

Chapitre VII : Etude de l'hourdis

Figure VII- 1 coupe transversal de la dale	97
Figure VII- 2 vue 3D de la dalle	97
Figure VII- 3 exemple de laffectation de la charge du revetment.....	98
Figure VII- 4 exemple de l'affectation de la charge Al(2).....	98
Figure VII- 5 affectation de la charge Bc 1ml	98
Figure VII- 6 disposition de la charge Bc 1ml.....	99
Figure VII- 7 le moment max a els (G+st+1.2 bt).....	99
Figure VII- 8 croquis du ferrailage de la dalle.....	101
Figure VII- 9 modélisation d'une poutre.....	101
Figure VII- 10 cas de chargement	Figure VII- 11 affectation de la charge
précontrainte.....	102
Figure VII- 12 charge de précontrainte	102

Figure VII- 13 la fléchés due au poids propre	102
Figure VII- 14 la flèche due a la précontrainte	103

Chapitre VIII : étude sismique

Figure VIII- 1 Constitution type d'appareil type b selon la norme SETRA	106
Figure VIII- 2 présentation 3D de notre appareil d'appuis	107
Figure VIII- 3 direction du seime longitudinale	109

Chapitre IX : Equipements

Figure IX 1 VUE 3D DE LA L'APPAREILLE D'APPUIS	122
Figure IX 2 croquis de ferailage du des d'appuis	126
Figure IX 3 Modèles des joints Wd.....	127
Figure IX 4 le corniche de notre pont.....	128
Figure IX 5 garde-corps de notre pont.....	128
Figure IX 6 glissière de sécurité de notre pont	128

Chapitre X: Etude statique de la pile

Figure X- 1 structure des piles	129
Figure X- 2 coupe en travers sur pile avec les pieux.....	130
Figure X- 3 les différentes coupes de la semelle et les pieux	131
Figure X- 4 distribution des charges sur pile repère la tête des pieux.....	132
Figure X- 5 distribution des surcharges sur pile repère la tête des pieux	132
Figure X- 6 entraxe des pieux	133
Figure X- 7 Croquis de ferrailage des pieux.....	136
Figure X- 8 croquis de ferailage de la semelle	138
Figure X- 9 distribution des charges sur pile repère la tête de la semelle	138
Figure X- 10 distribution des surcharges sur pile repère la tête de la semelle.....	139
Figure X- 11 croquis de ferrailages de la colonne	141
Figure X- 12 modélisation 3D du chevetre.....	142
Figure X- 13 poids du tablier /ml	142
Figure X- 14 réaction max	142
Figure X- 15 moment max ELS	143
Figure X- 16 EFFORT TRANCHANT ELU.....	143
Figure X- 17 croquis de ferailage de la chevetre	145

Chapitre XI : Etude sismique de la pile

Figure XI- 1 la période selon pont courants en zone sismique	146
Figure XI- 2 les action sismique sur pile repere bas de la semelle	149
Figure XI- 3 croquis de ferrailage des pieux	152
Figure XI- 4 les action sismique sur pile repere tete de la semelle	154
Figure XI- 5 croquis de ferailage de la pile sismique.....	157

Chapitre XII : étude statique de la culée

Figure XII- 1 modèle culé enterrée	158
Figure XII- 2 model culée remblayée.....	158
Figure XII- 3 vue 3D de notre culée.....	160
Figure XII- 4 les dimension des éléments de la culée	160
Figure XII- 5 vue en plans de la culée.....	160
Figure XII- 6 distrubution des charge verticale sur culée.....	162
Figure XII- 7 distribution des charges horizontales sur culée	162
Figure XII- 8 distrubution des surcharges verticales et horisontales sur culée	164
Figure XII- 9 entraxe des pieux dans la culée.....	165
Figure XII- 10 shematisation de la pousse dune charge locale.....	167
Figure XII- 11 ferrailage du mur garde grève.....	168
Figure XII- 12 feraillage du mur frontal.....	169
Figure XII- 13 cartographie du moment xx du mur en retour	170
Figure XII- 14 cartographie du moment yy du mur en retour	170
Figure XII- 15 cartographie de l'effort tranchant yy	171
Figure XII- 16 cartographie de l'effort tranchant xx	171
Figure XII- 17 croquis de ferrailage du mur en retour	172
Figure XII- 18 distribution des charges dans la dalle de transition.....	172
Figure XII- 19 croquis de feraillage totale de la culée	177

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre master : étude comparative entre béton ordinaire et béton haute performance dans les tabliers des ponts

Tableau 1- tableau des classes d'affaïssement	6
Tableau 2 - comparaison entre BO et BHP.....	9

Chapitre I : Présentation générale

Tableau I- 1 Coefficient d'accélération de zone (RPOA), 2008	16
Tableau I- 2 les débits journaliers et instantanés du bassin versant	17

Chapitre II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II- 1 tableau d'analyse multicritères	30
---	----

Chapitre III : MATERIAUX

Tableau III- 1 Contrainte admissible ELU en situation durable / accidentelle	33
Tableau III- 2 Contrainte admissible ELS en situation durable / accidentelle	33
Tableau III- 3 contrainte admissible des armatures passives els.....	34

Chapitre IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV- 1 données sur la travée du pont	36
Tableau IV- 2 résumés des charges permanentes	38
Tableau IV- 3 caractéristique du pont	39
Tableau IV- 4 classe des ponts selon RCPR	39
Tableau IV- 5 Le coefficient α_1	40
Tableau IV- 6 Valeur de v_0	40
Tableau IV- 7 résultat du système de charge A_1	40
Tableau IV- 8 coefficient b_c	41
Tableau IV- 9 résultat du système de charge B_c	41
Tableau IV- 10 Valeurs de coefficient b_t	41
Tableau IV- 11 résultat du système de charge B_t	41
Tableau IV- 12 résultat du système de charge M_{c120}	42
Tableau IV- 13 résultat du système de charge D_{240}	42
Tableau IV- 14 résultat des coefficients de majoration	43
Tableau IV- 15 résultat de l'effort de freinage A_1	43
Tableau IV- 16 résultat A_1 une travée chargée	44
Tableau IV- 17 résultat A_1 deux travées chargées	45
Tableau IV- 18 Majoration de la réaction B_c	46

Tableau IV- 19 resume des reactions	48
Tableau IV- 20 Coefficients multiplicateurs des actions dues aux trafics.....	49
Tableau IV- 21 combinaison d'action.....	49

Chapitre V : CALCUL DES SOLLICITATION

Tableau V- 1 résumé des moments et des efforts tranchant	52
Tableau V- 2 position active des poutres.....	54
Tableau V- 3 Valeur k_0 ($\theta = 0.46$ $\alpha = 0$)	56
Tableau V- 4 Valeur k_1 ($\theta = 0.46$ $\alpha = 1$)	57
Tableau V- 5 Valeur k_α ($\theta = 0.46$ $\alpha = 0.226$)	57
Tableau V- 6 K_α ($\theta = 0.46$ $\alpha = 0.226$) Pour chaque poutre	57
Tableau V- 7 Le coefficient K_α moy pour Surcharge concentrée.....	59
Tableau V- 8 Le coefficient K_α moy pour Charge uniformément répartie	59
Tableau V- 9 Le coefficient K_α moy pour des différentes charges pour chaque poutre.....	59
Tableau V- 10 calcule des moments pour chaque poutre	60
Tableau V- 11 calcule des efforts tranchants pour chaque poutre	60
Tableau V- 12 combinaison des moments ELS et ELU	60
Tableau V- 13 combinaison des efforts tranchants ELS et ELU	61
Tableau V- 14 recapitulation des resultats.....	66
Tableau V- 15 comparaison des résultats des deux méthode.....	66

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

Tableau VI- 1 caractéristique du cable	69
Tableau VI- 2 les sollicitations (chapitre calcule des sollicitations)	69
Tableau VI- 3 caractéristiques de la poutre	69
Tableau VI- 4 Caractéristiques du béton	70
Tableau VI- 5 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II.....	70
Tableau VI- 6 valeur minimale de la precontrainte.....	71
Tableau VI- 7 valeur des containte de verification	72
Tableau VI- 8 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES selon BPEL	73
Tableau VI- 9 Calcule des contraintes admissible	73
Tableau VI- 10 caractéristique des poutres dans chaque phase	73
Tableau VI- 11 vérification des contraintes.....	74
Tableau VI- 12 résultat de détermination de l'angle de relevage	77
Tableau VI- 13 calcule des pertes de frotment pour les 4 cable	80
Tableau VI- 14 résultat des pertes par recule d'ancrage	80
Tableau VI- 15 donne pour calcule de la perte due au raccourcissement du béton.....	81
Tableau VI- 16 résultat des pertes due au raccourcissement du béton.....	82
Tableau VI- 17 résultat des pertes par fluage	82
Tableau VI- 18 résultat des pertes par retrait du béton.....	83
Tableau VI- 19 résultat des pertes par relaxation.....	83
Tableau VI- 20 récapitulative des résultats des pertes	84

Tableau VI- 21 caractéristique des section	85
Tableau VI- 22 contrainte admissible.....	85
Tableau VI- 23 contrainte limite de vérification.....	86
Tableau VI- 24 vérification des contraintes phase 1 et 2.....	87
Tableau VI- 25 vérification des contraintes phase 3 et 4.....	87
Tableau VI- 26 vérification de contrainte dans la phase 3	88
Tableau VI- 27 calcul de la contrainte tangentielle τ_1	90
TABLEAU VI- 28 CALCULE DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE τ	90
Tableau VI- 29 CALCULE DE MOMENT STATIQUE PAR ROBOT.....	91
Tableau VI- 30 résultat des contraintes tangentielle et l'angle de bille	92
Tableau VI- 31 Ferrailage complémentaire Erreur ! Signet non défini.	

Chapitre VIII : étude sismique

Tableau VIII- 1 Dimensionnement des frettes.....	107
Tableau VIII- 2 calcul de raideur des culées	110
Tableau VIII- 3 calcul des raideurs longitudinales des fûts	110
Tableau VIII- 4 calcul des raideurs longitudinales des piles.....	111
Tableau VIII- 5 valeur de T1 et T2 pour la valeur horizontale.....	112
Tableau VIII- 6 répartition des efforts.....	113
Tableau VIII- 7 masse du système	114
Tableau VIII- 8 calcul de la raideur des culées.....	115
Tableau VIII- 9 Vue en plan des fûts.....	116
Tableau VIII- 10 calcul de la raideur transversale des fûts	116
Tableau VIII- 11 calcul des raideurs transversales des piles.....	116
Tableau VIII- 12 calcul des périodes propres	117
Tableau VIII- 13 vérification de la méthode.....	118
Tableau VIII- 14 résultat des accélérations	118
Tableau VIII- 15 répartitions des efforts transversales	118
Tableau VIII- 16 L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION.....	119

Chapitre IX : Equipements

Tableau IX- 1 dimension des frettes.....	122
Tableau IX- 2 Vérification au flambement.....	123
Tableau IX- 3 Modèles des joints Wd.	127

Chapitre X: Etude statique de la pile

Tableau X- 1 calcul des moments induit par les charges	132
Tableau X- 2 calcul des moments induit par les surcharges.....	133
Tableau X- 3 Capacité portante des pieux	133
Tableau X- 4 vérification de la stabilité de la pile à ELS.....	134
Tableau X- 5 vérification de la stabilité de la pile à ELU	134
Tableau X- 6 coefficient χ_{0M} , χ_{0P} WARNER	135
Tableau X- 7 calcul des coefficients de WARNER	135
Tableau X- 8 Moment fléchissant et effort tranchant.....	136

Tableau X- 9 calcule de l'angle de bielle	137
Tableau X- 10 calcule Armatures transversales inférieures	137
Tableau X- 11 calcule des moments induit par le charges	139
Tableau X- 12 calcule des moments induit par le SURcharges	139
Tableau X- 13 combinaison d'action ELS	140
Tableau X- 14 combinaison d'action ELU.....	140
Tableau X- 15 vérification du flambement.....	140
Tableau X- 16 caractéristique de la chevetre	144
Tableau X- 17 calcule du moment de torsion phase de construction	145
Tableau X- 18 calcule du moment de torsion phase de service	145

Chapitre XI : Etude sismique de la pile

Tableau XI- 1 donnees pour calcule de la période de la pile	146
Tableau XI- 2 caractéristiques de la semelle	148
Tableau XI- 3 les efforts dus a la semelle.....	148
Tableau XI- 4 évaluation des efforts sismiques	149
Tableau XI- 5 cumule des efforts sismique	150
Tableau XI- 6 calcules des combinaisons sismique	150
Tableau XI- 7 la charge sur tablier (chapitre étude statique) repère le bas de fondation.....	150
Tableau XI- 8 la surcharge sur tablier (chapitre étude statique) repère le bas de fondation	151
Tableau XI- 9 calcule des réactions max et min	151
Tableau XI- 10 Calcule des efforts de charge et surcharge sur pile.....	151
Tableau XI- 11 Combinaison d'action en pied de la semelle	152
Tableau XI- 12 Capacité portante des pieux (rapport géotechnique).....	153
Tableau XI- 13 action sur les pieux.....	153
Tableau XI- 14 vérification avec la capacité portante de pieux	153
Tableau XI- 15 evaluation des efforts sismiques	154
Tableau XI- 16 cumule des efforts sismique	155
Tableau XI- 17 calcules des combinaisons sismique	155
Tableau XI- 18 la charge sur tablier (chapitre étude statique) repère tête la semelle	155
Tableau XI- 19 la surcharge sur tablier (chapitre étude statique) repère tête la semelle.....	156
Tableau XI- 20 calcule des réactions max et min	156
Tableau XI- 21 Calcule des efforts de charge et surcharge sur pile.....	156
Tableau XI- 22 calcule Combinaison d'action en pied du futs.....	157

Chapitre XII : étude statique de la culée

Tableau XII- 1 les dimensions des éléments de la culée	161
Tableau XII- 2 calcule des moments induits par les charges propres	163
Tableau XII- 3 calcule des moments induits par les surcharges	164
Tableau XII- 4 combinaisons ELS	164
Tableau XII- 5 combinaisons ELU	165
Tableau XII- 6 Capacité portante des pieux de la culée	165

Tableau XII- 7 calcule de réactions sur pieux a ELS	166
Tableau XII- 8 calcule de réactions sur pieux a ELU	166
Tableau XII- 9 donnees mur garde greve	166
Tableau XII- 10 valeur M_p/K	168
Tableau XII- 11 combinaison d'action ELS sur mur frontal.....	169
Tableau XII- 12 calcule des sollicitation dans la dalle de transition.....	173
Tableau XII- 13 verification de la methode de bielle	174
Tableau XII- 14 calcule de l'armature transversal inferieure de la semelle.....	175
Tableau XII- 15 $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$	175
Tableau XII- 16 Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ	176
Tableau XII- 17 sollicitation dans les pieux	176

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'ingénieur en génie civil et travaux publics ; Ce projet a pour vocation la mise en pratique de l'ensemble des connaissances de l'étudiant, et son acclimatation progressive à son futur métier. Ce projet est la transition finale entre la formation à l'école et le métier d'ingénieur ; Pour notre projet, on a choisi un sujet qui devrait nous permettre de consolider notre formation en calcul de pont. Le projet est la conception et l'étude d'un pont routier.

Le développement des ponts s'est imposé grâce à la croissance de plus en plus importante des besoins de la population appelée à se déplacer constamment sur terre, et notamment lors des franchissements des cours d'eau ou la traversée de différents obstacles susceptibles de gêner considérablement la libre circulation des personnes.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit *in situ*, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare).

Les premiers ponts étaient construits en lianes, en bois et en pierres entre autre. Cependant, ces types ont été abandonnés au profit des ponts en béton armé puis en béton précontraint, aux ponts métalliques et aux ponts haubanés et aux ponts suspendus.

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art ; Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Quant à la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect de normes et de règles appropriées.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- 1) Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi
- 2) Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques
- 3) L'étude de détail de la solution retenue.

L'étude d'un tel ouvrage nécessite les données suivantes :

- ✚ Le plan de situation indiquant les obstacles à franchir, tels que les cours d'eau, les chaussées...
- ✚ La coupe longitudinale le long de l'axe du pont avec les conditions du gabarit sous le pont.
- ✚ Les largeurs du pont et de la chaussée, des bandes d'arrêt d'urgence, des trottoirs...
- ✚ Les conditions de fondations : données géologiques et géotechniques.
- ✚ Les conditions locales, possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction et conditions climatiques et météorologiques, périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, ainsi que période de gel/dégel.

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans techniques, économiques et esthétiques, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs limites et leurs coûts.

Chapitre master

**Étude comparative entre béton
ordinaire et béton haute performance
dans les tabliers des ponts**

1 Introduction :

Les tabliers des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (VIPP) sont constitués de poutres précontraintes par post-tension de hauteur constante, solidarisiées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place en béton armé. Le matériau utilisé pour la construction des tabliers est le béton précontraint (béton, armature passives « acier », armature active « les câbles ».

Dans ce chapitre on va se concentrer sur l'utilisation du béton dans le tablier du pont afin de faire la comparaison entre un béton ordinaire et béton de hautes performances.

2 Le béton :

2.1 Définition :

Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment et d'eau.

- Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit.
- La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier.

Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomerat solide.

Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.



Figure 1 - Mélange du béton

2.2 Composition du béton :

2.2.1 Les Ciments :

2.2.1.1 Définition du ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière minérale finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réactions et processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau.



Figure 2 - le ciment

2.2.1.2 La fabrication des ciments courants

Le constituant principal des ciments est le clinker (K), qui est obtenu à partir de la cuisson d'un mélange approprié de calcaire et d'argile, en proportion moyenne 80 % / 20 %.

Le clinker, finement broyé avec du gypse (moins de 5 %) pour régulariser la prise, donne le ciment Portland (CEM I). Les autres types de ciment sont obtenus en ajoutant par cobroyage au mélange d'autres constituants tels que les laitiers granulés de haut fourneau (S), les matériaux pouzzolaniques (Z ou Q), les cendres volantes (V ou W), les schistes calcinés (T), le calcaire (L ou LL), les fumées de silice(D).

2.2.1.3 Types des ciments

Les ciments courants sont subdivisés en 5 types selon la nature et la proportion de leurs constituants :

- CEM I : Ciment Portland
- CEM II : Ciment Portland composé
- CEM III : Ciment de Haut Fourneau
- CEM IV : Ciment pouzzolanique
- CEM V : Ciment composé

2.2.1.4 Les classes de résistance

Les ciments sont répartis en trois classes de résistance, 32,5 - 42,5 - 52,5, définies par la valeur de la résistance normale du ciment à 28 jours.

2.2.2 Les Granulats

2.2.2.1 Définitions

Les granulats sont des grains minéraux appelés fillers, sablons, sables, graves ou gravillons suivant leurs dimensions.

Ils sont obtenus en exploitant des gisements de sables et de graviers d'origines alluvionnaires terrestres ou marines, en concassant des roches massives (calcaires ou éruptives) ou encore par recyclage de produits tels que les matériaux de démolition.

Les granulats les plus usuels pour la fabrication des mortiers et des bétons sont élaborés à partir de roches d'origines alluvionnaires (granulats roulés ou semi concassés) ou à partir de roches massives (granulats concassés).

Le granulat est désigné par sa classe granulaire d/D ou O/D avec :

- d : dimension inférieure du granulat
- D : dimension supérieure du granulat



Figure 3 - les granulats

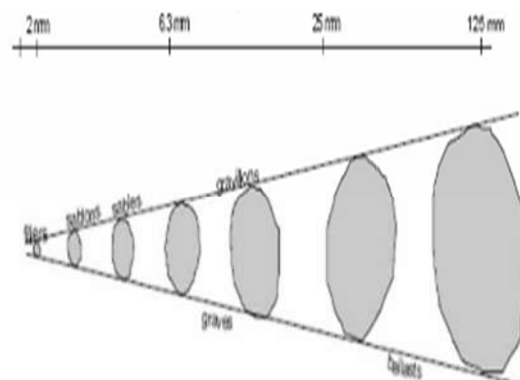


Figure 4- diamètre des granulats

2.2.2.2 Le rôle des granulats pour bétons

Les granulats constituent le squelette du béton.

Les granulats, qui sont généralement moins déformables que la matrice de ciment, s'opposent à la propagation des microfissures provoquées dans la pâte par le retrait. Ils améliorent ainsi la résistance de la matrice.

La nature des liaisons qui se manifestent à l'interface granulat/pâte de ciment, conditionne les résistances mécaniques du béton.

Le choix d'un granulat est donc un facteur important de la composition du béton.

2.2.3 Les Adjuvants

2.2.3.1 Définition

Un adjuvant, selon la norme NF EN 934-2, est un produit dont l'incorporation à faible dose (inférieure à 5 % de la masse de ciment) aux bétons, mortiers ou coulis lors du malaxage ou avant la mise en œuvre, provoque les modifications recherchées de telle ou telle de leurs propriétés, à l'état frais ou durci.

2.2.3.2 La classification

La norme NF EN 934-2 classe les adjuvants pour bétons, mortiers et coulis, suivant leur fonction principale.

On peut distinguer trois grandes catégories d'adjuvants :

- ceux qui modifient l'ouvrabilité du béton : plastifiants-réducteurs d'eau, Super-plastifiants (anciennement fluidifiants) ;
- ceux qui modifient la prise et le durcissement : accélérateurs de prise, accélérateurs de durcissement, retardateurs de prise ;
- ceux qui modifient certaines propriétés particulières : entraîneurs d'air, générateurs de gaz, hydrofuges de masse.

2.2.4 L'eau de gâchage

Le "gâchage" est l'opération irréversible d'ajout de l'eau au ciment. Cette opération se poursuit par le malaxage.

L'eau de gâchage est la quantité totale d'eau que l'on utilise pour faire le béton.

2.2.5 Les Additions

2.2.5.1 Les pigments

Norme NF EN 12878

La coloration du béton dans la masse est obtenue avec des pigments, de préférence minéraux, plus stables que les pigments de synthèse. La combinaison des teintes avec les granulats et les ciments nécessite des essais préalables permettant de choisir le colorant approprié et son dosage (généralement compris entre 1 et 3 % du poids de ciment).

2.2.5.2 Les fillers

Les fillers sont des produits obtenus par broyage fin de roches naturelles.

Ils peuvent être d'origine siliceuse (norme NF P 18-501) ou calcaire (norme NF P 18-508).

2.2.5.3 Les fumées de silice

Norme NF P 18-502 / PR EN 13263-1

Les fumées de silice sont des particules très fines (environ 1 μm) présentant une très forte teneur en silice amorphe.

Elles proviennent de la réduction de quartz de grande pureté par du charbon dans des fours à arc électrique utilisés pour la production de silicium.

2.2.5.4 Les cendres volantes

Norme NF EN 450 / NF P 18-050

Les cendres volantes sont des particules pulvérulentes obtenues par dépoussiérage électrostatique ou mécanique des gaz de chaudières alimentées au charbon pulvérisé.

2.3 Rôle des différents éléments constituant le béton

- **Ciment:** c'est le constituant qui va réagir chimiquement avec l'eau, devenir résistant, et lier tous les ingrédients.
- **L'eau:** c'est elle qui va hydrater le ciment et rendre le mélange malléable.
- **Les granulats:** ils vont former une disposition plus ou moins ordonnée qui va conférer au béton sa résistance. C'est le ciment hydraté qui va "coller" les granulats.
- **Le sable:** il permet de remplir les trous qui subsistent entre les gros granulats.
- **Les plastifiants:** ils augmentent l' « ouvrabilité » du béton (facilité avec laquelle on peut travailler le béton).

2.4 L'ouvrabilité du béton

La propriété essentielle du béton frais est son ouvrabilité qui le rend apte à remplir n'importe quel volume, à condition que sa composition ait été étudiée en conséquence et que les moyens de mise en œuvre soient appropriés.

2.4.1 Définition

L'ouvrabilité caractérise l'aptitude d'un béton à remplir les coffrages ou les moules et à enrober convenablement les armatures.

2.4.2 Facteurs qui influent sur l'ouvrabilité

De nombreux facteurs influent sur l'ouvrabilité : nature et dosage en ciment, forme et dimensions des granulats, granulométrie, emploi d'adjuvants et, bien entendu, dosage en eau. Il ne faut cependant pas considérer que le dosage en eau puisse être augmenté au-delà d'une certaine valeur dans le seul but d'améliorer l'ouvrabilité.

Un excès d'eau se traduit, entre autres inconvénients, par la diminution de la compacité et, corrélativement, des résistances et par un phénomène de ressuage, qui est la création à la surface d'une pièce en béton, d'un film d'eau, générateur de fissures après évaporation.

Les autres conséquences sont :

- une porosité accrue,
- un risque de ségrégation des constituants du béton,
- un retrait augmenté,
- un état de surface défectueux avec présence de bullage.

2.4.3 La mesure de l'ouvrabilité

La grandeur qui caractérise l'ouvrabilité est la consistance ; sa mesure peut être effectuée facilement sur le chantier avec la méthode du cône d'Abrams ou "slump test", qui est un essai d'affaissement d'un volume de béton de forme tronconique (norme d'essai NF EN 12350-2). L'ouvrabilité d'un béton est sa capacité à maintenir, durant un temps déterminé, une fluidité compatible avec les caractéristiques du coffrage ou du moule et les moyens de mise en place prévus. L'emploi d'adjuvant, dit de nouvelle génération permet d'apporter un meilleur maintien de l'ouvrabilité des bétons en général et plus particulièrement pour les bétons autoplaçants.

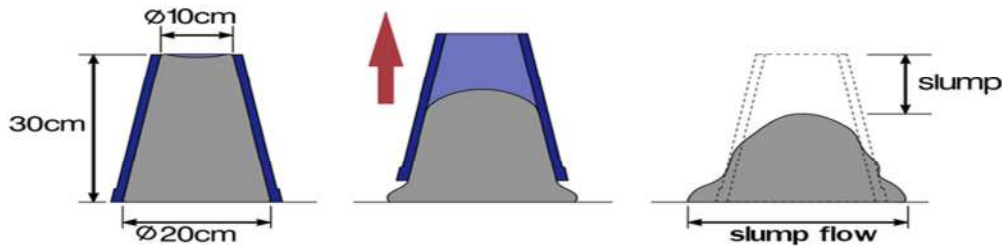


Figure 5 -Schématisation de l'essai d'affaissement au cône d'Abrams

Tableau 1- tableau des classes d'affaissement

Classe de consistance	Affaissement
S1	10 à 40 mm
S2	50 à 90 mm
S3	100 à 150 mm
S4	160 à 210 mm
S5	≥220 mm

3 Les Bétons à Hautes Performances (BHP)

3.1 Définition

Les bétons à hautes performances (BHP) ont été utilisés pour leur haute résistance, qui est passée de 30 à 35 mpa, à plus de 100 mpa pour les bétons à très hautes performances.

3.2 Les BHP se caractérisent par :

- une résistance à la compression à 28 jours supérieure à 50 MPa
- un rapport E/Liant inférieur à 0,4.
- une microstructure très dense et une forte réduction de la porosité
- un réseau capillaire non connecté et très haute compacité
- une résistance aux agents agressifs (environnement sévère, agressions marines).

3.3 Principes de formulation des BHP

La recherche des hautes performances passe par la réduction de la porosité du béton durci. On cherchera pour formuler un BHP, à diminuer la porosité de la matrice cimentaire et à optimiser le squelette granulaire.

La limitation de la porosité implique essentiellement deux conditions :

- ✚ une très faible teneur en eau ;
- ✚ une granulométrie comportant des éléments fins en quantité suffisante pour remplir les espaces entre les plus gros granulats.

Deux démarches sont généralement associées pour optimiser la formulation d'un BHP :

3.3.1 A. Défloculation des grains de ciment

- L'emploi des super plastifiants permet une réduction de la teneur en eau du mélange et s'opposent à la floculation des grains de ciment, ce qui augmente leur réactivité, facteur en particulier de performances à court terme.
- Les rapports E/Liant sont de l'ordre de 0,35 au lieu de 0,45 à 0,50 pour un béton usuel (soit une réduction de la teneur en eau de plus de 30 %).

3.3.2 B. Optimisation du squelette granulaire

Les performances des BHP peuvent être optimisées par l'ajout de particules ultrafines tel que les fumées de silice en comblant les micros vides inter-granulaires.

3.4 Constituants des BHP

Les constituants du BHP sont :

- **ciments** : types CEM I, CEM II ou CEM III, classes de résistance conseillées 42,5 ou 52,5 conformes à la norme NF EN 197-1 ;
- **granulats** : conformes à la norme NF EN 12620 : granulats pour bétons ;
- **additions** : cendres volantes silico-alumineuses, laitiers de haut-fourneau, additions calcaires, additions siliceuses, ultrafines (fumées de silice) conformes à leurs normes respectives ;
- **adjuvants** : plastifiants réducteur d'eau et super plastifiants haut réducteur d'eau conformes à la norme NF EN 934-2.

3.5 Dimensionnement des structures en BHP

Les BHP offrent des résistances en compression importantes aux jeunes âges de l'ordre de :

- 15 MPa à 24 heures
- 40 MPa à 7 jours.
- 60 MPa à 28 jours

Les BHP offrent à long terme, des performances mécaniques en compression, traction, flexion et cisaillement qui permettent :

- ✓ d'optimiser le dimensionnement et la conception des structures ;
- ✓ de réaliser des structures soumises à des sollicitations importantes et à des contraintes élevées ou des ouvrages subissant des environnements agressifs sévères ;
- ✓ de concevoir des structures plus élancées.

3.6 La mesure de l'ouvrabilité

Les BHP doivent présenter une grande fluidité et pouvoir s'écouler sans apport d'énergie externe (vibration) à travers des zones confinées (armatures et coffrages).

3.6.1 Fluidité et mobilité en milieu non confiné.

➤ La mesure d'étalement au cône d'Abrams :

La fluidité et la mobilité du BHP en milieu non confiné sont caractérisées par la mesure de l'étalement au cône d'Abrams (essai d'étalement ou slump flow). Le matériel utilisé pour réaliser cet essai est constitué d'un cône d'Abrams posé sur une plaque métallique. L'essai consiste à remplir le cône d'Abrams en une fois, puis de le soulever et de mesurer le diamètre moyen de la galette d'étalement obtenue (2 mesures correspondant à 2 diamètres perpendiculaires). Plus le diamètre est grand, plus le matériau est fluide.

Des valeurs de l'ordre de 600 à 750 mm correspondent à l'étalement moyen conseillé d'un BHP.

L'étalement doit être défini en fonction des caractéristiques de la formulation et des conditions et méthodes de mise en œuvre. Cet essai est utilisé pour la mise au point de la formulation du BHP.

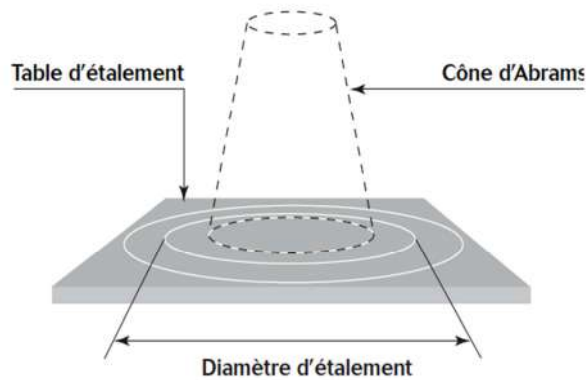


Figure 6- mesure d'étalement au cône d'Abrams

3.6.2 Mobilité en milieu confiné :

➤ L'essai de la boîte en L

La mobilité du BHP en milieu confiné et son aptitude à traverser une zone fortement armée, sont mesurées avec l'essai de la boîte en forme de L.

Cet essai permet de vérifier que la mise en place du béton ne sera pas contrariée par des blocages de granulats en amont des armatures.

La méthode consiste à remplir de BHP la partie verticale d'une boîte en forme de L, puis en levant une trappe (séparant les parties verticale et horizontale de la boîte) de laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale à travers des armatures de diamètre 12 mm (ferraillage complexe : 3 barres distantes de 41 mm, ou simple : 2 barres distantes de 59 mm). Après écoulement du béton, on mesure la différence de hauteur dans les parties verticale (H1 côté trappe) et horizontale (H2).

Le résultat de l'essai s'exprime par le taux de remplissage $H2/H1$ qui traduit la capacité à circuler en milieu confiné. Une valeur de ce rapport supérieure à 0,8 traduit un bon écoulement du BHP.

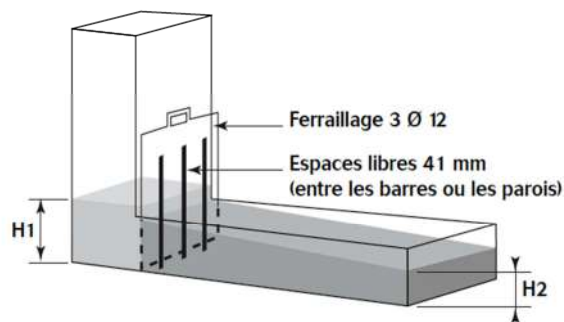


Figure 7 - L'essai de la boîte en L

3.7 Les propriétés des BHP

3.7.1 Propriétés exceptionnelles à l'état frais

- ✓ une grande fluidité
- ✓ une ouvrabilité accrue (valeur d'affaissement au cône supérieure à 150 mm pendant plusieurs heures),
- ✓ une aptitude au pompage améliorée,
- ✓ un maintien de la plasticité dans le temps,
- ✓ une bonne stabilité à l'état frais, ce qui :

- garantit un bon remplissage des coffrages et un enrobage parfait des armatures
- facilite la mise en œuvre dans les zones très ferraillées
- permet des bétonnages complexes dans des conditions d'accès difficiles
- améliore le rendement de mise en place du béton (il en résulte une réduction du délai d'exécution de l'ouvrage et un gain sur le coût de la main d'œuvre) ;
- une bonne stabilité à l'état frais, ce qui garantit l'absence de ségrégation ;
- une faible viscosité, qui autorise le pompage sur de longues distances.

3.7.2 Les performances élevées aux jeunes âges

Les résistances mécaniques importantes des BHP aux jeunes âges permettent

- ✓ des décentrement et des décoffrages rapides et une accélération et optimisation des cycles de coffrage/décoffrage ;
- ✓ des délais avant mise en tension des armatures de précontraints raccourcis ;
- ✓ une accélération et une optimisation des cadences de fabrication.
- ✓ une simplification de l'organisation des chantiers,
- ✓ une augmentation de la productivité et des gains significatifs sur les délais de construction des ouvrages.
- ✓ Des résistances mécaniques importantes à long terme

3.7.3 Les performances mécaniques élevées à long terme

- ✓ une meilleure adhérence acier/béton ;
- ✓ un fluage inférieur à celui des bétons ordinaires ;
- ✓ une augmentation du module d'élasticité ;
- ✓ une diminution des sections de béton ;
- ✓ une résistance importante aux agents agressifs ;
- ✓ un faible risque de corrosion des armatures ;
- ✓ une forte résistance aux cycles de gel/dégel ;
- ✓ une faible perméabilité.
- ✓ un coût d'entretien réduit pendant la durée d'utilisation de l'ouvrage.

4 Comparaison entre béton ordinaire et béton de haute performance

Tableau 2 - comparaison entre BO et BHP

	BO	BHP
Résistance a la compression	De 16 a 40 MPa	Supérieur a 60 MPa
Fluidité	Faible	Très grandes
Rapport E/L	0.45 a 0.50	0.35
une microstructure	Poreux	Très dense (réduction des ports)
Utilisation des fines	Faible	Elevé
Adjuvant	Au besoin	plastifiants réducteur d'eau et super plastifiants
Squelette granulaire	Granulat 3/8;8/15;15/25	Granulat 3/8; 8/15
Dosage du ciment	250a 350 Kg/m³	500 ;600 ;700 Kg/m³
Dmax	Grand	Petit
Serrage	Vibration	Auto plaçant

5 Avantage BHP dans le tablier du pont a poutre

Le recours à des bétons à hautes performances permet d'envisager de nombreuses variantes de dimensionnement par rapport à un béton traditionnel.

L'augmentation de la résistance du béton est le paramètre essentiel favorisant l'extension du domaine d'emploi de la structure.

Nous passons en revue les avantages potentiels d'un recours à un béton à haute performance :

- ❖ On peut tout d'abord diminuer la hauteur des poutres, ce qui se révéler intéressant lorsque se présente le problème du gabarit et permet de gagner un gain de poids appréciable
- ❖ Une autre possibilité consiste à élargir la gamme de portée vers le haut, on peut envisager des portées de 60 à 65 m
- ❖ Une troisième possibilité consiste à augmenter l'espacement entre poutre jusqu'à 4.5m Qui implique une diminution de nombre de poutres.
- ❖ Une dernière possibilité à envisager avec prudence, consiste à réduire les sections des poutres

6 Conclusion

Les bétons de hautes performances sont des matériaux très avantageux par rapport au béton ordinaire, il donne des performances mécanique très élevée (résistance, durabilité, fluage...), c'est pour cela il est très recommandé dans le domaine de la construction des ouvrage d'art.

❖ Reference

T41 Bétons et ouvrages d'art (Tome 1). Les ponts courants en béton

Cours madame Badaoui ENSTP

VIPP Ponts a poutres prefab précontraint post-tension 1996-02



Chapitre I

Présentation générale



1 INTRODUCTION :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

2 PRESENTATION DU PROJET :

La présent mémoire concerne le projet d'exécution de l'ouvrage d'art OA28/1, situé entre le PK 28+500 et le PK 28+957 de la Pénétrente Autoroutière reliant le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 31km en 2x2 Voies. L'ouvrage d'art assure le franchissement de l'Oued Safsaf et de la route RN3AB.



Figure I- 1 plan général



Figure I- 2 plan de situation

3 DONNEES FONCTIONNELLES :

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement à sa mise en service.

3.1 TRACE EN PLAN :

C'est une projection verticale de pont sur le plan horizontale est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

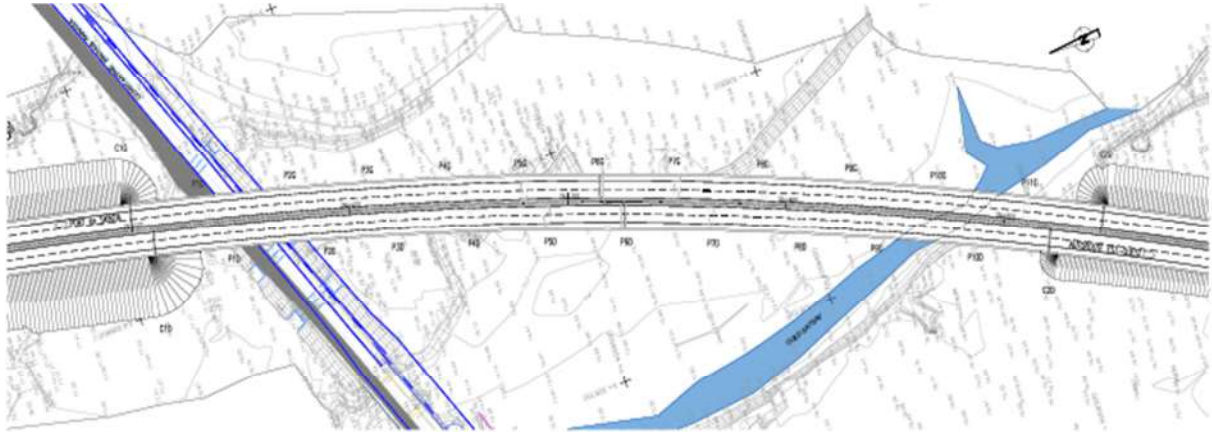


Figure I- 3 Tracé en plan

La structure géométrique de l'ouvrage est une courbe de rayon 2013 m du coup le pont est calculé comme un pont droits de longueur de 450 m.

L'ouvrage d'art assure le franchissement de l'Oued Safsaf et de la route RN3AB.

3.2 PROFIL EN LONG :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles.

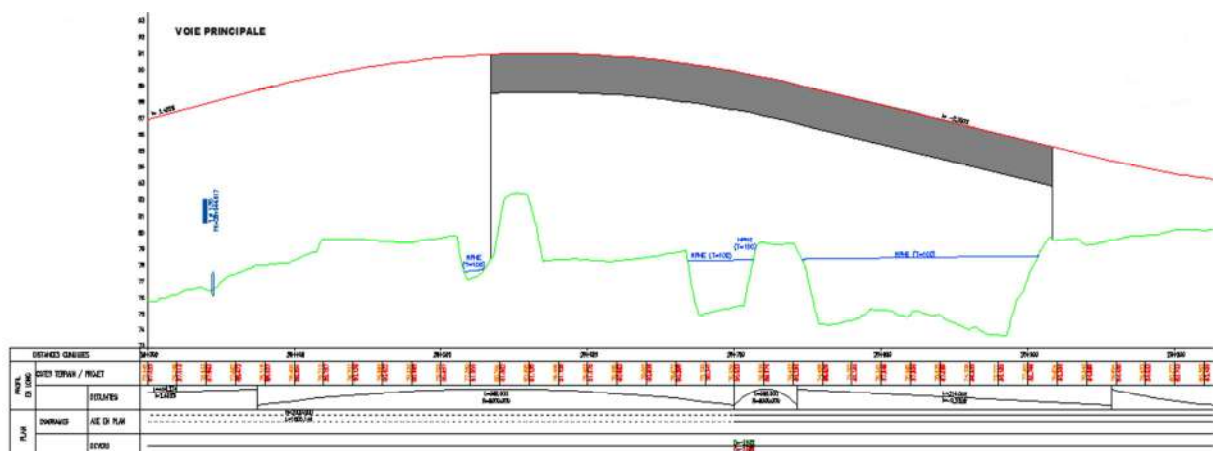


Figure I- 4 profil en long

Déclivité :

Du PK 28+500 jusqu'à PK 28+743 ----- rayon 800

Du PK 28+743 jusqu'à PK 28+945 ----- La pente longitudinale -2.2 %

Le point le plus bas est le Pk 28+885.

3.3 PROFIL EN TRAVERS :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de modifier si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

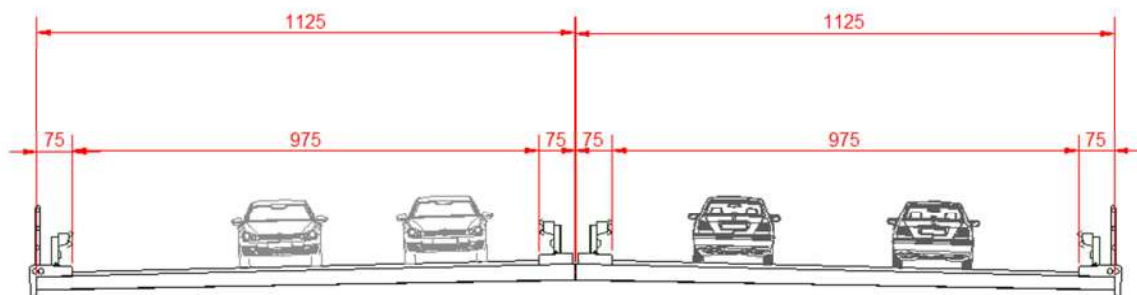


Figure I- 5 profil en travers

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

Largeur totale $L = 11.25$ m.

Nombre de voies de circulations : $N = 2$ Voies (sens unique).

Dévers de 2,5 %.

4 DONNEES NATURELLES :

4.1 DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES :

4.1.1 GEOTECHNIQUES DE LA REGION :

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des critères du choix de la solution de franchissement.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et le niveau possible des fondations.

Les résultats des sondages mécaniques et forces axiales agissantes sur les pieux sont dans l'annexe A

4.1.2 GEOLOGIE GENERALE DE LA REGION :

La région du projet se trouve dans la petite Kabylie qui fait partie de la chaîne alpine des Maghrebides. Elle s'étend sur plus de 120 km le long du littoral, entre le massif de Cavallo à l'Ouest et le massif de Filfila à l'Est, avec une extension N-S de plus de 50 km.

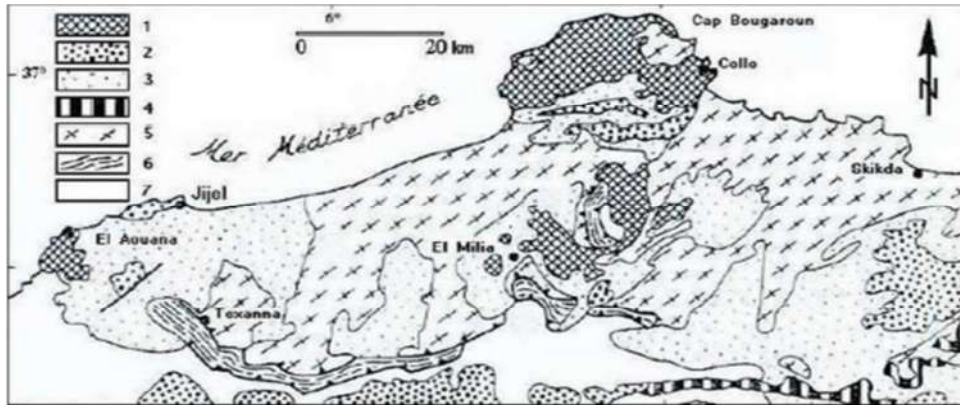


Figure I- 6 Schéma géologique de la Petite Kabylie dans le domaine interne Maghrébin (Andrieux et Djellit, 1989)

L'édifice structural de la région étudiée est caractérisé par un empilement de nappes de charriage.

Structuralement la région de Skikda est très tectonisée surtout dans les parties Est et Ouest. La majorité des failles et des chevauchements sont d'âge Alpin mais certaines fractures sont ante Alpine réactivées à l'époque Alpine. Les failles se concentrent surtout dans Djebel Sidi Driss, Kef Hahouner, Col de Bissy, Djebel Tengout et suivant généralement une direction Sud-Ouest - Nord Est.

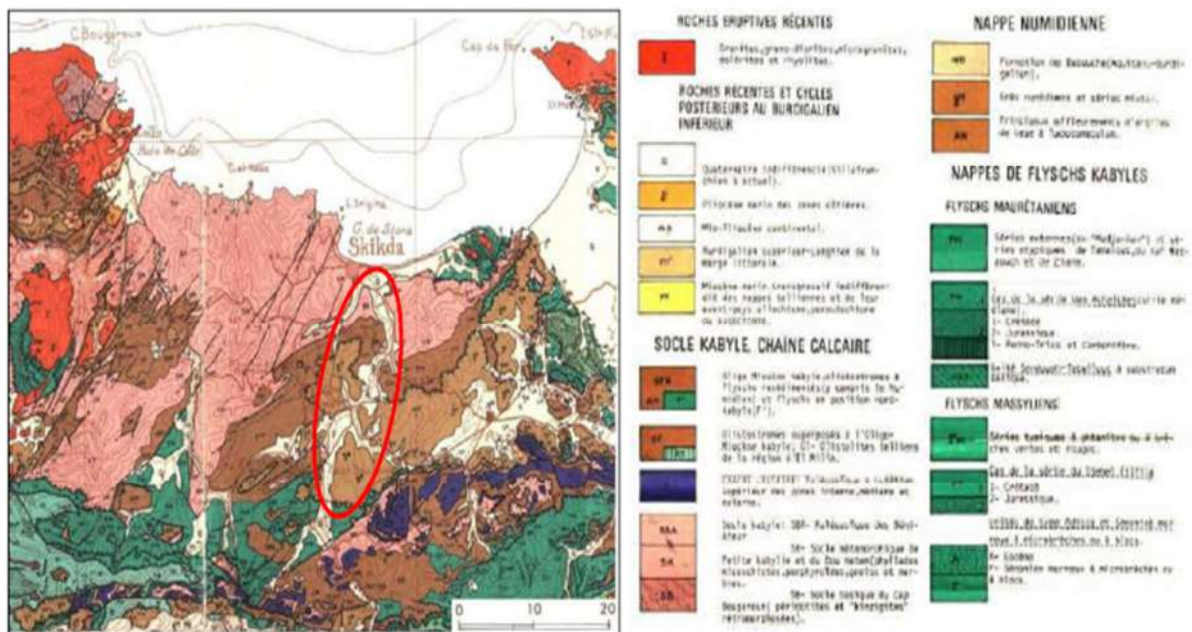


Figure I- 7 Carte géologique de la région de Skikda d'après J. M. Vila

D'après l'analyse des éléments disponibles et de bibliographie complémentaire, du point de vue géologique, le site du viaduc se place sur des alluvions et des terrasses quaternaires sus jacentes aux formations de d'âge Oligocène-Miocène inférieur, qui doivent correspondre à la « Nappe Numidienne ».

4.1.3 SISMICITE :

Du point de vue sismique, le territoire algérien est divisé en 3 régions:

- L'Atlas tellien: fortement sismique;
- L'Atlas saharien: moyennement sismique;
- Le Sahara: peu sismique

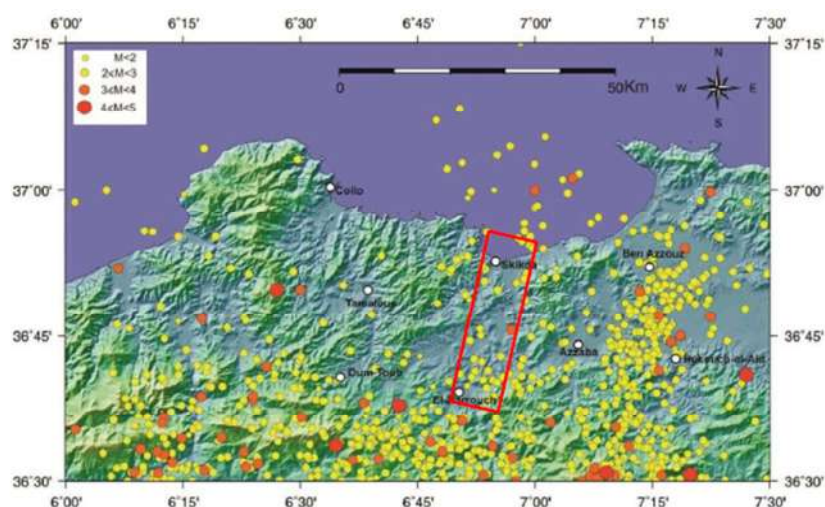


Figure I- 8 Sismicité de la wilaya de Skikda (1860-2011)

L'analyse de la sismicité (période entre 1860 et 2011), de la région de Skikda montre trois zones actives:

- La région d'El Harouche;
- Le golfe et la plaine de Skikda ;
- La transversale Skikda-Constantine.

D'après la Carte de Zonage Sismique du Territoire National Algérien (Figure 9), présentée dans le Document Technique

Réglementaire DTR RPOA (Règlement Parasismique Algérien Applicable au Domaine des Ouvrages D'Art– RPA 2008), publié par le Ministère des Travaux Publics, on constate que le site du projet se situe dans la Zone IIa, c'est-à-dire, dans une zone de risque sismique moyenne.

Le présent ouvrage est considéré comme un ouvrage important (Groupe 2), donc le coefficient d'accélération au site à considérer pour les calculs est de 0,20g – Tableau 1.

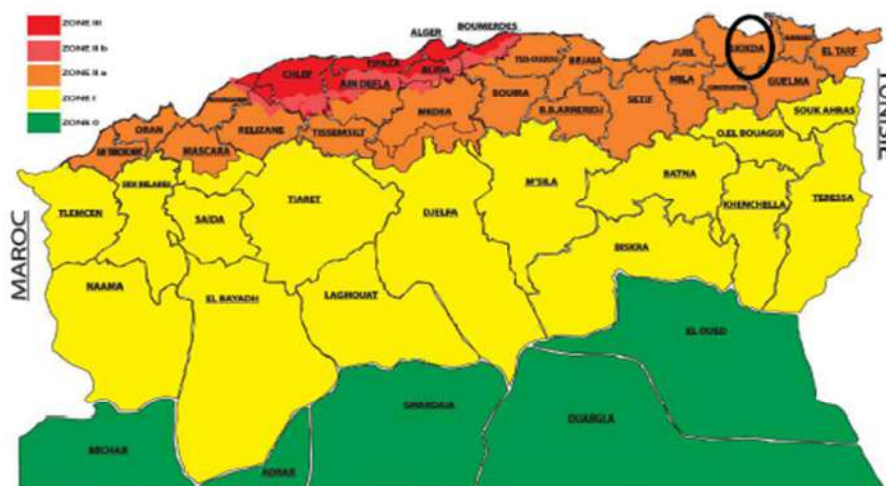


Figure I- 9 Carte de zonage sismique d'Algérie (RPOA 2008)

Tableau I- 1 Coefficient d'accélération de zone (RPOA), 2008

Groupe	Zone			
	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

4.1.4 GEOMORPHOLOGIE, GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE :

Le viaduc fait la traversée de la RN3AB et de l'oued Safsaf et se déroule sur la plaine alluviale de l'Oued Safsaf, notamment sur les dépôts anciens de terrasse du lit majeur et sur les alluvions actuelles du lit mineur. La section de traversée de l'oued Safsaf est légèrement emboîtée entre digues de faible hauteur, a des rives pratiquement symétriques et un chenal central aplati de 126m de largeur.

La plaine alluviale est localement très aplatie et elle est utilisée surtout pour des fins agricoles (terres arables), essentiellement dans le lit majeur, moins sujet aux inondations périodiques.



Figure I- 10 vue panoramique du site

4.2 DONNEES HYDROGEOLOGIQUES ET HYDRAULIQUE :

4.2.1 BASSIN VERSANT ET DEBITS DE CRUE :

L'étude a commencé par la délimitation de la surface du bassin versant de l'Oued Safsaf qui est traversé par l'axe de l'ouvrage d'art OA 28/1 de la Pénétrente du Port de Skikda.

Pour ce but on a utilisé les cartes topographiques à échelle 1:50000 et 1:25000, la carte topographique à échelle de 1:2000 qui ont été fournis par l'APD.

Les plus importantes caractéristiques du bassin versant de l'OA 28/1, correspondante au franchissement de l'Oued Safsaf (Figure 2.1) sont les suivants :

- Surface – 457 km² ;
- Périmètre – 111.5 km ;
- Altitude maximale: 1160 m ;
- Altitude minimale: 62.8 m ;
- Altitude moyenne : 611.4 m ;
- Dénivelé spécifique : 1097.2 ;
- Longueur de la cours d'eau principal : 42 km ;
- Pente moyenne : 0,026.



Figure I- 11 bassin versant du safsaf et bassin définie par l'OA 28/1

Tableau I- 2 les débits journaliers et instantanés du bassin versant

	100 ans	500 ans
surface du bassin versant	A = 457 km ²	A = 457 km ²
débit maximal instantané	Qd = 595 m ³ /s	Qd = 802 m ³ /s
débit maximal journalier	Qi = 847 m ³ /s	Qi = 1142 m ³ /s

4.2.2 NIVEAUX D'EAU :

Les nouveaux sondages programmés pour l'ouvrage d'art montrent un niveau d'eau souterraine placé soit au sein des alluvions grossières soit aux niveaux d'altération plus intense du massif d'argilites. Il n'y a aucune indication que les niveaux d'eaux souterraines soient des niveaux stabilisés ou non. Le piézomètre installé dans le sondage S28-1 (projet des terrassements) et mesuré pendant 4 mois, environ, indique la présence d'eau à une profondeur variable entre 6,3 et 6,7m, aussi dans les dépôts alluvionnaires grossiers.

4.3 DONNEES CLIMATIQUES

4.3.1 TEMPERATURE :

La température annuelle de la région est de l'ordre de : 20 C° ; Elle intervient dans le calcul au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

4.3.2 NEIGE :

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

4.3.3 VENT :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixé par le fascicule 61-titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction, et 2 KN/m² pour les ouvrages en service.

5 CONCLUSION :

Après avoir rassemblé tous les données nécessaires, on peut passer à l'étape suivant de conception, Ou on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du projet.



Chapitre II

Conception et Pré-dimensionnement

1 INTRODUCTION

Dans le domaine des ouvrages d'art comme dans bien d'autres domaines la solution d'un problème n'est pas unique ; Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique tout en respectant les contraintes imposées. Ce chapitre fait l'objet d'analyser trois solutions possibles avec leurs limites et leurs couts en évaluant les contraintes de chacune pour aboutir au meilleur choix.

2 LES CRITERES DE CHOIX.

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- ✓ L'obstacle à franchir ;
- ✓ La voie portée : pont (route, rails.....etc.) ;
- ✓ Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- ✓ La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- ✓ La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- ✓ Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire ;
- ✓ La méthode de construction du tablier.

3 Les paramètres intervenants dans le choix de type d'ouvrage

- ✓ Les profils (en long, en travers), le tracé en plan ;
- ✓ Les positions possibles des appuis ;
- ✓ La nature du sol de fondation ;
- ✓ Le gabarit à respecter ;
- ✓ Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

4 PROPOSITION DES VARIANTES

Après l'analyse des critères, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employée.

Pour cet ouvrage, on propose trois variantes :

- **Variante N° 1** : pont à poutres précontraintes par post-tension ;
- **Variante N° 2** : pont mixte Acier-Béton ;
- **Variante N° 3** : pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif.

4.1 Variante I: Pont a poutres multiples précontraintes par post tension

4.1.1 Introduction

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension.

Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mises en place spécifiquement adaptés.

4.1.2 MORPHOLOGIE

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

Les entretoises, dont le nombre est variable, ont pour rôle de raidir la structure transversalement. Leur hauteur est sensiblement égale à celle des poutres.

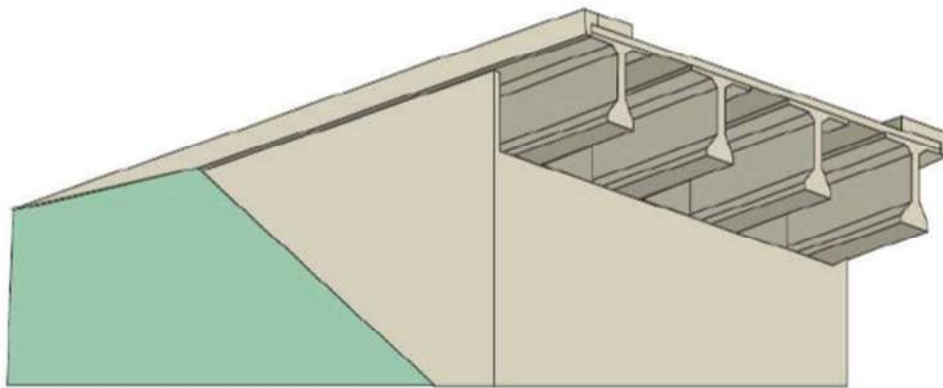


Figure II- 1 Morphologie générale de pont type VIPP

4.1.3 PRINCIPE DE CONSTRUCTION

Comme nous le verrons dans les chapitres qui suivent, le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié au mode de construction qui, pour la réalisation d'une travée, comporte les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication,
- mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plus tôt possible, pour permettre de libérer les coffrages,
- mise en attente des poutres sur une aire de stockage,
- mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock,
- mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés,
- réalisation en place d'entretoises reliant les poutres,
- mise en précontrainte éventuelle des entretoises,
- coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis,
- mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante.

4.1.4 DOMAINE D'EMPLOI

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueurs égales dégageant des tirants d'air bien proportionnés du point de vue du rapport hauteur/longueur. Ce type d'ouvrage peut également être utilisé pour le franchissement de brèches de moindre importance pouvant ne comporter que quelques travées, voire une travée unique, mais dans des conditions moins économiques.

Il permet ainsi le franchissement :

- + d'une rivière ou d'un canal, lorsque les gabarits de navigation n'imposent pas de dégager des ouvertures exceptionnelles.
- + d'une succession d'obstacles de faible portée, mais rapprochés (routes, voies ferrées) pour lesquels des ouvrages isolés ne seraient ni compétitifs, ni très satisfaisants du point de vue esthétique,
- + des zones de terrains dégagés pour lesquels des remblais ne sont pas réalisables (vallée tourbeuse par exemple), ou se révèlent non économiques,
- + des voies de circulation très importantes pour lesquelles on ne veut ni interrompre, ni même ralentir notablement la circulation
- + d'une brèche de grande hauteur ou d'accès difficile, pour laquelle l'emploi de cintres appuyés sur le sol est difficilement envisageable...

4.1.5 Avantages et inconvénients :

4.1.5.1 Les avantages :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.)
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- L'absence à peu près complète de pathologie grave.

4.1.5.2 Les inconvénients :

- Poids propre très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension ou post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.

4.1.6 Implantation des appuis :

Notre pont est de longueur de 440 m ce qui nous donne 11 travées de poutre de 40m avec 10 piles et 2 culées.

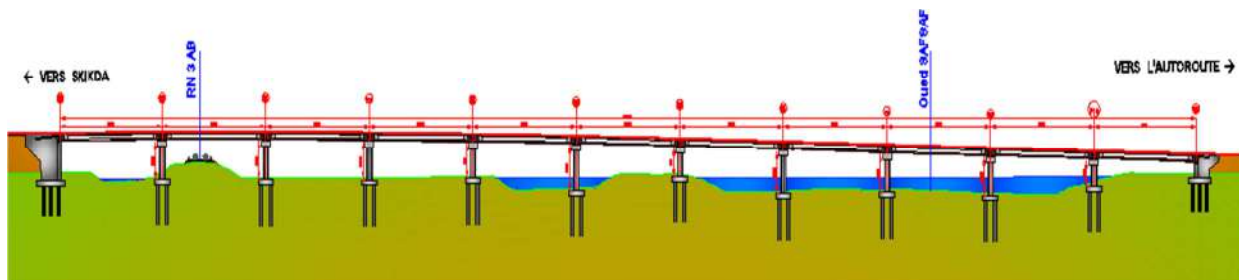


Figure II- 2 profil en long de la variante pont à poutre précontrainte

4.1.7 Pré dimensionnement :

Cette conception se fera suivant le Guide de conception VIPP Ponts à poutres préfabriquées précontraintes post-tension 1996-02 (SETRA).

✚ nombre de poutre :

Le nombre de poutre est déterminé par le rapport entre la largeur et l'entraxe des poutres

$$N = (La/\lambda) + 1.$$

La : l'entraxe des poutres de rives égales $11.25 - 0.65(2) = 9.95$ m.

λ : l'entraxe des poutres $1.40\text{m} < \lambda < 2.00$ m on prend $\lambda = 1.6583$ m.

Donc : $N = 7$ poutres.

✚ hauteur des poutres :

On considère généralement un élancement optimal L/h égale au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres.

L : la portée du pont entre appuis ($L = 40$ m).

Hauteur tablier $L/20 < H_t < L/17 \rightarrow H_t = 2.25$ m

Epaisseur de la dalle : $e = 25$ cm

Hauteur de la poutre $H_p = H_t - e = 2.25 - 0.25 = 2$ m.

✚ largeur de la table de compression :

$$0.6 h \leq b \leq 0.7 h$$

h : hauteur des poutres.

b : largeur de la table de compression.

$1.2 \leq b \leq 1.4$ on prend $b = 1.2$ m

✚ épaisseur de la table de compression :

L'épaisseur de la table de compression $e_b \geq 10$ cm on prend $e_b = 15$ cm

✚ largeur du talon :

b_t : la largeur du talon

$0.6 \text{ m} \leq b_t \leq 0.9 \text{ m}$ on prend $b_t = 0.65$ m

✚ épaisseur du talon en travée :

e_t : épaisseur du talon

$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$ on prend $e_t = 25$ cm

✚ gousset du talon en travée :

α : l'angle d'inclinaison du gousset du talon

$45^\circ \leq \alpha \leq 56.30^\circ$ on prend $\alpha = 45^\circ$

✚ épaisseur de l'âme :

- en travée :
 $20 \text{ cm} \leq e_a \leq 25 \text{ cm}$ on prend $e_a = 25 \text{ cm}$
- sur appuis :

Au voisinage des appuis, l'âme est dimensionnée pour résister à l'effort tranchant, l'épaisseur est égal a $e_a = 65 \text{ cm}$.

✚ épaisseur de la dalle :

$20 \text{ cm} \leq e_d \leq 30 \text{ cm}$ on prend $e_d = 25 \text{ cm}$

Figure 5 : Les dimensions de la poutre

✚ entroise

Epaisseur d'Entroise d'about = 30 cm

Hauteur dentotroise 1.5

4.1.8 Présentation autocade :

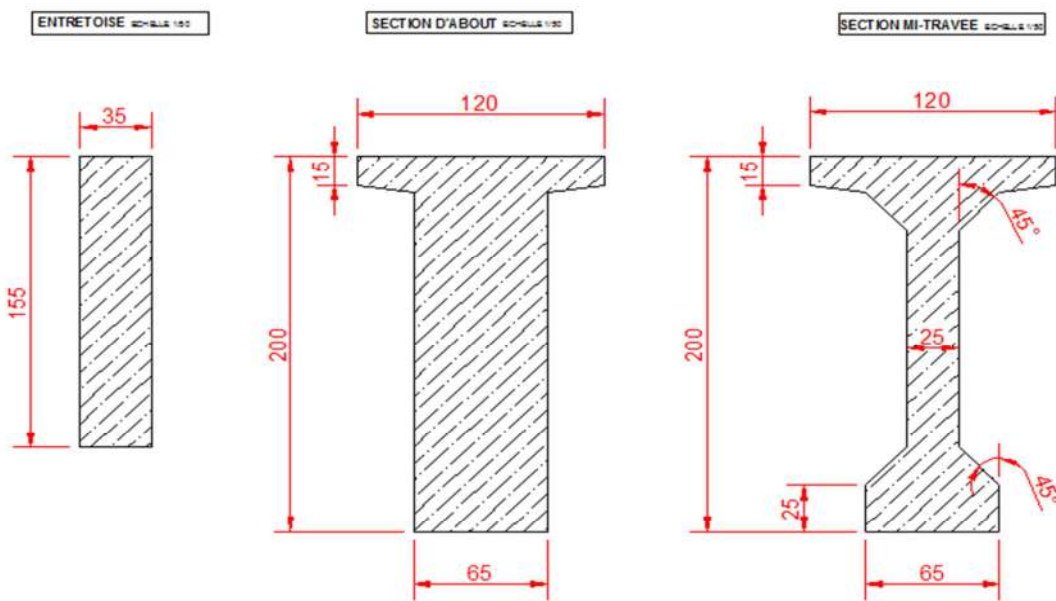


Figure II- 3 les sections de la poutre



Figure II- 4 vue longitudinale de la poutre

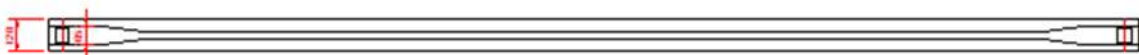


Figure II- 5 vue en plan de la poutre

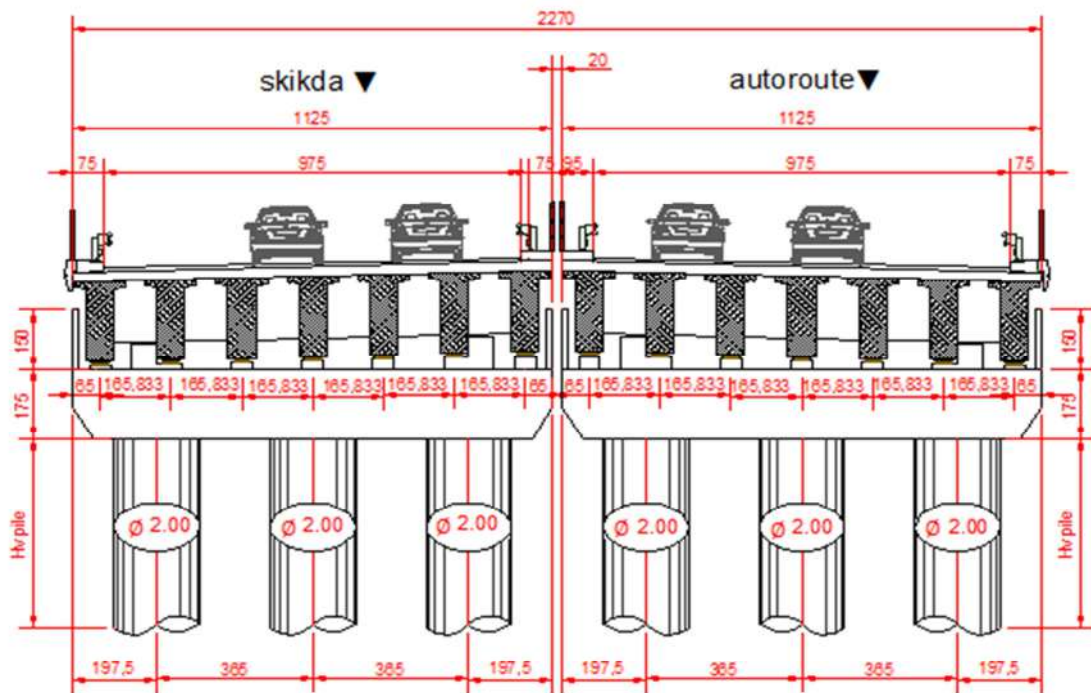


Figure II- 6 coupe transversale sur pile du pont a poutre précontrainte

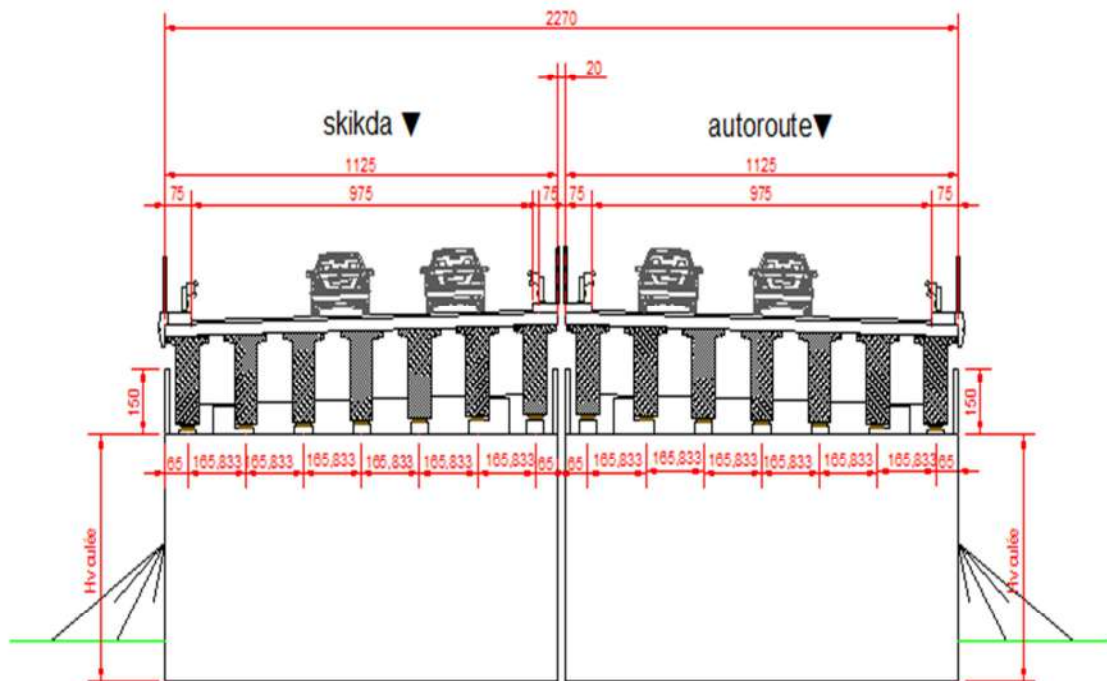


Figure II- 7 coupe transversale sur cule du pont a poutre précontrainte

4.2 Variante 2: Ponts mixtes (acier-béton) :

4.2.1 Introduction et Domaine d'emploi :

Les progrès effectués par les sidérurgistes et les charpentiers métalliques ainsi que l'absence de pathologies importantes ont permis aux ouvrages mixtes d'étendre fortement leur domaine d'emploi économique. Ils sont désormais très compétitifs pour des portées courantes comprises entre 40 et 110 m, pour des largeurs comprises entre 9 et 25 m, et pour des longueurs totales allant d'une centaine de mètres à plus d'un kilomètre.

Il faut noter que les domaines d'emploi des différentes structures sont de plus en plus vastes soit pour des raisons économiques, soit pour des raisons esthétiques. Ainsi : des bipoutres à entretoises sont de plus en plus souvent utilisés pour des tabliers de 15 m de largeur totale, domaine autrefois réservé aux ouvrages à pièces de pont, des pièces de pont sont de plus en plus souvent utilisées sur des tabliers à 2 voies pour des raisons uniquement esthétiques.

4.2.2 Avantages et inconvénients :

4.2.2.1 Avantage :

- utilisable dans le milieu rural ou urbain.
- une grande portée de 30 à 130m.
- leur construction est facile, rapide et fiable.
- Bonne résistance aux séismes.

4.2.2.2 Inconvénients :

- Entretien périodique contre la corrosion.
- Demande des mains d'oeuvre qualifiées (surtout les soudeurs) ;
- coût de l'acier est très élevé.

4.2.3 Implantation des appuis :

Cette variante comporte **7 travées** identiques de **63 m** de longueur chacune ; avec 06 piles et 02 culée.

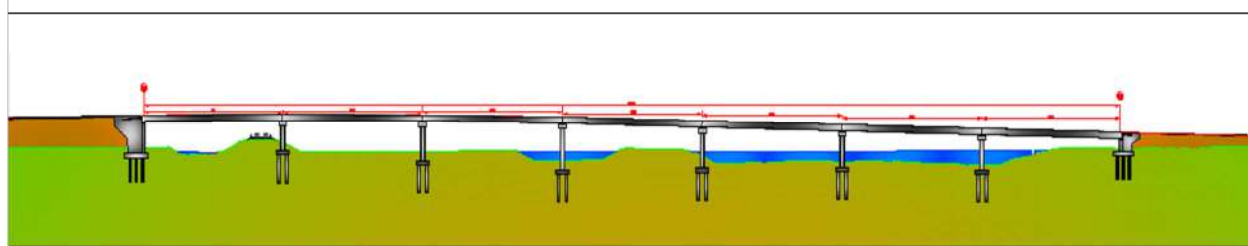


Figure II- 8 profil en long de la variante pont mixte

4.2.4 Pré dimensionnement des bipoutres

La détermination des caractéristiques géométriques de la poutre principale se fera en suivant le guide SETRA 2010.

4.2.4.1 POUTRES

Entraxe des poutres : les deux poutres porteuses espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle

$$L = 0.55 LT = 6.18 \text{ m avec : } LT = 11.25 \text{ m.}$$

Donc : **L = 6 m.**

Hauteur des poutres H pour un bipoutre à entretoises :

$$H_p = \max \left(\frac{X}{28} \left(\frac{L_t}{28} \right)^{0.45} ; 0.4 + \frac{X}{35} \right)$$

Pour un ouvrage de hauteur constante $X/24$ sur pile et $X/36$ à mi- travée pour un ouvrage de hauteur Variable avec plus de deux travées.

Avec :

x = la portée 63 m

L_t = la largeur totale du tablier 11.25m

AN : (2.18 ; 2.2)

Donc : **H=2.2m**

4.2.4.2 SEMELLE

Largeur des semelles inf B inf pour un bipoutre à entretoises

$$B_{inf} = \left(0.25 + \frac{L_t}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0.92 + \frac{L_t}{150} \right)$$

B inf = 1 m avec un épaisseur : $t_{inf} = 70$ mm.

Largeur des semelles sup. Bsup : Binf - 0,100 pour un tablier à deux voies

B sup= 0.9 m avec un épaisseur : $t_{sup} = 50$ mm

Epaisseur de l'âme : $10 \text{ mm} < t_w < 22\text{mm} \Rightarrow t_w = 20\text{mm}$.

4.2.4.3 DALLE

La dalle : bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et variable dans le sens transversal, 30 cm au droit des poutres et 25 cm dans les autres sections avec une largeur égal à 11.25 m.

Pour un largeur de tablier strictement inférieur 13 à 14 m .on prévoit une **Entretoise** : de type IPE 600 tous les **8 mètres**

4.2.5 Présentation autocade :

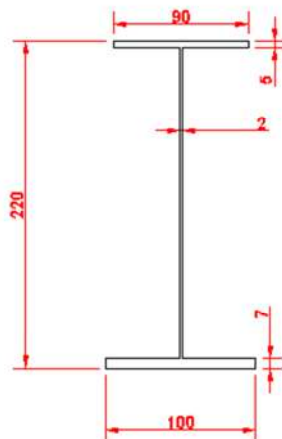


Figure II- 9 la section en I de la poutre metalique



Figure II- 10 vue longitudinale de la poutre métallique

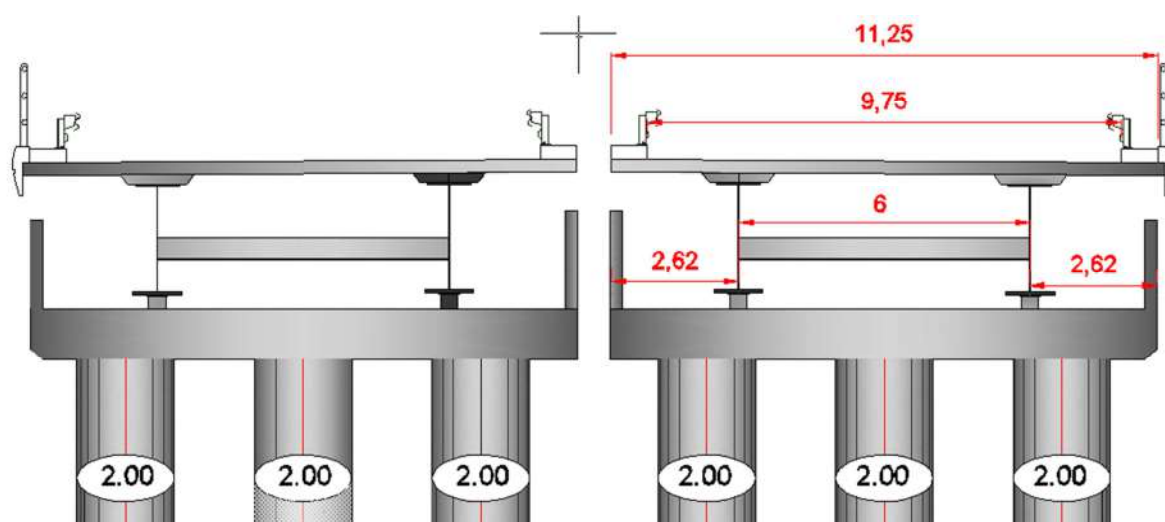


Figure II- 11 coupe transversal du pont mixte

4.3 Variante N°3 : Pont caisson en béton précontrainte construit par encorbellement Successifs

4.3.1 Introduction

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

Après bétonnage (voussoir coulé en place) ou pose (voussoir préfabriqué) d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus et permettent aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

La technique de construction par encorbellements successifs s'applique au tablier en caisson en béton précontraint dont les portées sont comprises en général entre 60 et 150 mètres.

4.3.2 Domaine d'emploi

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 70 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

4.3.3 Avantages et Inconvénients

4.3.3.1 Avantages

Il est adapté aux ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes ;

- L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations ;
- Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique indéniable (surtout pour une variation longitudinale parabolique) ;
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de la navigation pendant la construction (suppression des cintres et échafaudages) ;
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages limités (limités à la longueur d'un voussoir) ;
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, du à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif ;

Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ ;

- Diminution du nombre de pile ce qui implique l'économie sur les fondations.

4.3.3.2 Inconvénients :

- Ouvrages hyperstatiques sensibles aux tassements différentiels ;
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à des délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution des sollicitations dans les structures rendues continues ;
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles ;

4.3.4 Implantation des appuis :

Cette variante comporte 04 travées centrales identiques de **90 m** de longueur chacune et 02 travées de rives de **40 m** de longueur chacune.

Le tablier est hyperstatique et à hauteur variable.

Avec 05 piles et 02 culées

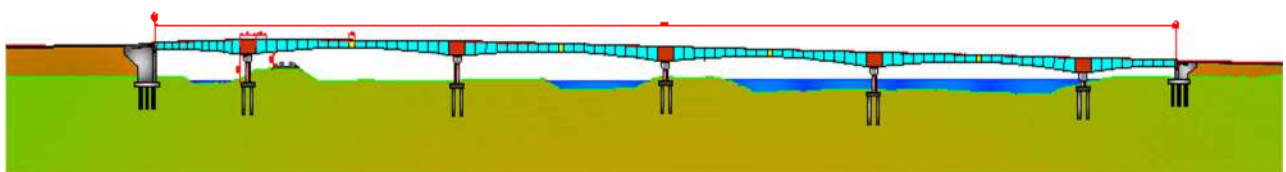


Figure II- 12 profil en long de la variante pont caisson

4.3.5 pré dimensionnement

La détermination des caractéristiques géométriques du caisson de la travée principale se fera en suivant le guide SETRA 2003 :

avec : **L = 90 m , B = 11.25 m**

Hauteur sur la pile :

- pour une préférence h = variable

$$l/18 < h_p < l/16$$

$$l/35 < h_c < l/30$$

AN:

$$90/18 < h_p < 90/16$$

$$5.00 < h_p < 5.62$$

$$\text{d'ou } h_p = 5 \text{ m}$$

$$90/35 < h_c < 90/30$$

$$2.57 < h_c < 3$$

$$\text{d'ou } h_{clé} = 2.6 \text{ m}$$

Epaisseur des âmes :

$$Ea = \frac{1}{275} + 1.25 \times \frac{B}{l} - 0.125$$

AN :

$$Ea = 0.36 \text{ m}$$

La résistance à l'effort tranchant impose de conserver une épaisseur utile d'âme :

$$Ea_{\min} = 0.26 + L/500 = 0.44 \text{ m}$$

$$\text{AN: } Ea_{\min} = 0.26 + 90/500$$

$$\text{Soit } Ea = 0.55 \text{ m}$$

Epaisseurs du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées. En appelant toujours D sa portée entre axes des âmes, les différentes épaisseurs données par les formules statistiques suivantes :

On a

$$e_1 \geq 20 \text{ ou } 25 \text{ cm ;}$$

$$e_3 = 0.10 + D/25 = 0.33,$$

On prend $e_3 = 0.35 \text{ m ;}$

$$\text{Soit } e_3 = e_4 = e_2$$

AN :

$$\text{Soit } e_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$e_3 = 0.10 + 5.65/25 = 0.326 ;$$

$$\text{soit } e_3 = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{d'ou } e_3 = e_4 = e_2 = 0.3$$

Epaisseur du hourdis inférieur :

- épaisseur du hourdis inférieur sur pile est donnée selon : $35 \text{ cm} \leq EP \leq 80 \text{ cm ;}$

$$\text{Soit : } Ep = 0.60 \text{ m}$$

- épaisseur du hourdis inférieur sur culée est donnée selon :

$$Ec \geq Ea/3$$

AN:

$$Ec \geq 0.55/3$$

$$Ec \geq 0.18$$

$$\text{Soit : } Ec = 0.25 \text{ m}$$

Gousset supérieur inférieur :

Pour le gousset supérieur l'angle α est compris entre 30° et 45° ; soit 45°

Pour le gousset inférieur l'angle α varie de 40° à 45° ; soit 45°

4.3.6 Présentation autocade :

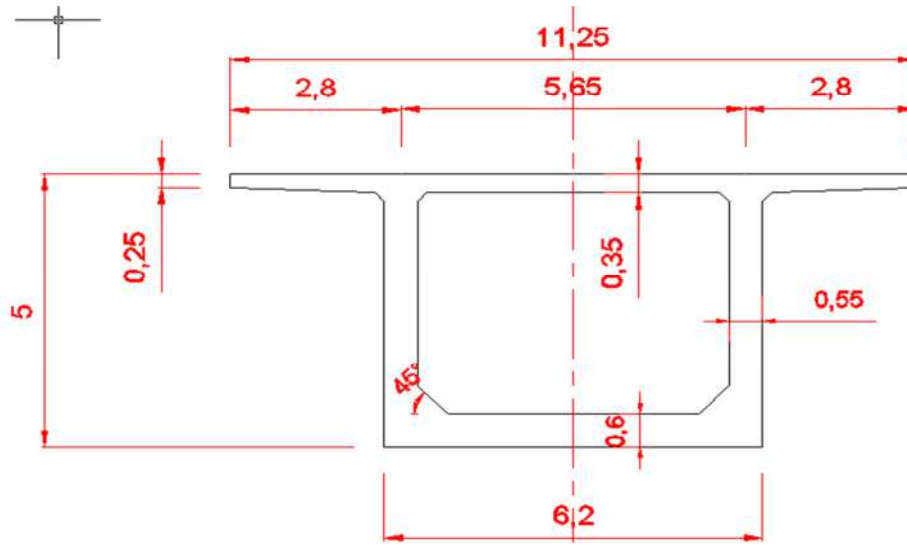


Figure II- 13 coupe transversale de la section vousoire sur pile

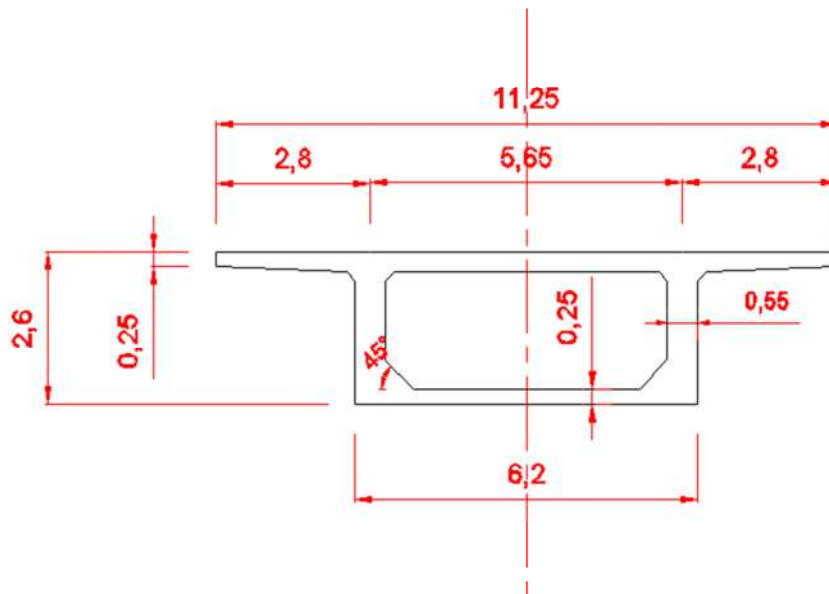


Figure II- 14 coupe transversale de la section vousoire de clavage

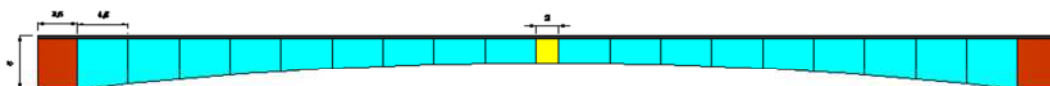


Figure II- 15 vue longitudinale d'un travert pont caisson

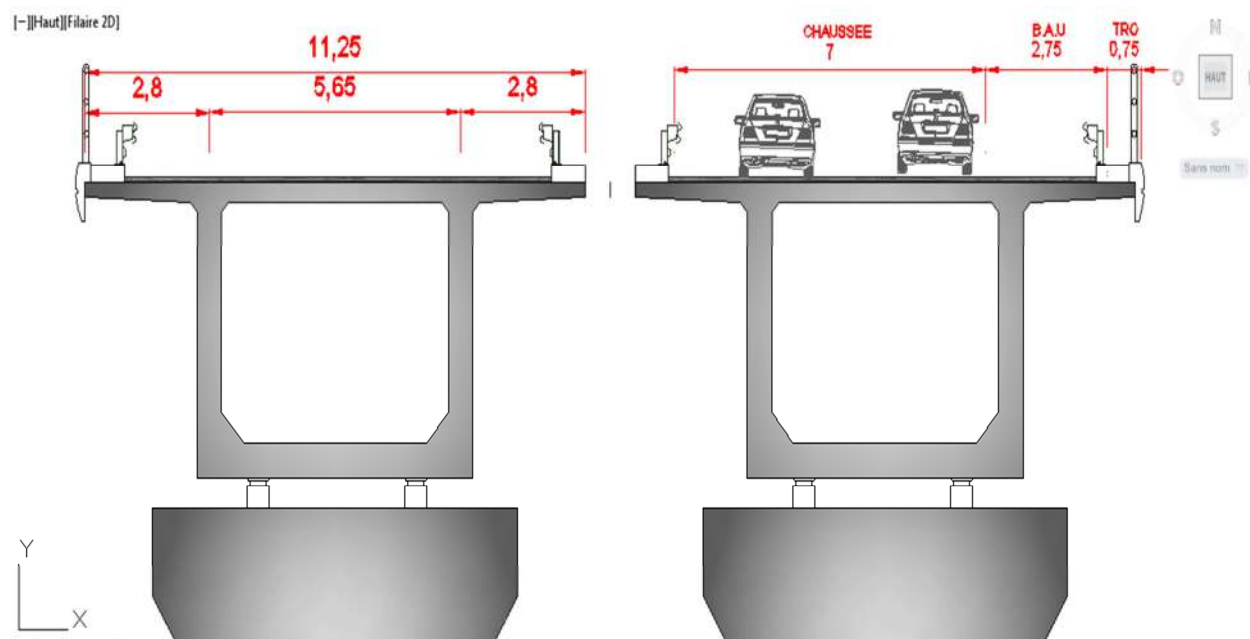


Figure II- 16 coupe transversal du pont caisson

5 Analyse multicritères :

L'analyse multicritères consiste en premier lieu à choisir une série de critères permettant de rendre compte des avantages et inconvénients de chaque variante.

Les critères de notre analyse sera basée sur :

- Prix total ;
- Gabarit ;
- L'économie ;
- L'entretien ;
- L'exécution ;
- L'esthétique.

Tableau II- 1 tableau d'analyse multicritères

Type de pont	Ponts à poutres	Pont mixte	Pont voussoir
Longueur totale	440	440	440
Longueur d'une travée	40	63	90 (rives 40)
Nombre de travées	11	7	6
prix unitaire (DA)/m2	250000	300000	300000
Prix total	110 x 10 ⁶	132 x 10 ⁶	132 x 10 ⁶
Gabarit sur RN			
Economie	Poids propre relativement important qui impose l'utilisation des fondations profondes.	- Matière première chère. - Dépense de transport des pièces. - Coût de main-d'œuvre relativement	- Coffrage spécial (équipement mobile). - Coût de main-d'œuvre et matériels relativement élevé.

		élevé (main d'œuvre spécialisé). Demande un entretien spécial au long terme	
L'exécution	-En générale, ce type de ponts ne demande pas des grands moyens ; -La préfabrication des poutres pose un problème de transport surtout pour les grandes portées	- Besoins d'un Main-d'œuvre qualifié. Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goudrons) - Rapidité d'exécution de ce type ;	- Conditions de réalisation pénible pour cette méthode de construction (coulage surplace). - Difficulté d'installation de cintre et échafaudages
L'entretien	- L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf dans le cas de chocs des camions	-Les ponts mixtes nécessitent un entretien périodique ; - La zone de Skikda est une zone humide	-Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique ; - Bonne durabilité.
L'esthétique	Pour le côté esthétique, ces ponts ne sont pas bons.	N'est pas bon du point de vue esthétique.	Du point de vue esthétique, le pont caisson s'adapte mieux à l'environnement

6 Conclusion :

La solution jugée la plus avantageuse et qui fera l'objet de notre étude est : **Pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension).**

Chapitre III

MATERIAUX

1 Introduction :

Le choix des matériaux de construction est très important dans la conception et l'étude du pont ; On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction qui sont en rapport avec la conception et les calculs à effectuer.

2 REFERENCES ET REGLEMENTS DE CALCUL

On considère les principaux documents suivants comme base de prescriptions de nos calculs :

- Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers RCPR 2008.
- Le guide de conception courante en zone sismique (SETRA)
- Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008)
- Béton armé aux états limites (BAEL91) modifié 99.

3 Matériaux :

3.1 Béton :

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

Le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de **20 MPa à 40 MPa** et à la traction de **2 à 4 MPa**).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

3.1.1 Densité :

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

3.1.2 Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est Notée **fc28**.

- ❖ Pour la superstructure (tablier) : - **fc28 = 40 MPa**.
- ❖ Pour l'infrastructure :
 - **Piles: fc28 = 27 MPa**
 - **Culées: fc28 = 27 MPa**
 - **Fondations: fc28 = 27 MPa**

3.1.3 Résistance à la traction :

Elle se déduit conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression: **BAEL (art2.1.12. B.A.E.L 91-REV99):**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(40) = \mathbf{3 \text{ MPa}} \text{ (pour superstructure).}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = \mathbf{2,22 \text{ MPa}} \text{ (pour infrastructure).}$$

3.1.4 Contraintes admissibles de compression du béton :

➤ **A Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

γ { 1,5 en situations durables ou transitoires.
1,15 en situations accidentelles.

Le coefficient θ dépend de la durée d'application de la combinaison de charge :

θ { 1 Si $t > 24h$;
0.9 Si $1h < t < 24h$;
0.85 Si $t < 1h$

Tableau III- 1 Contrainte admissible ELU en situation durable / accidentelle

F_{c28}	γ_b	f_{bu} (MPa)
Superstructure 40 MPa	1.5	22.66
	1.15	29.56
Infrastructure 27 MPa	1.5	15.3
	1.15	19.95

➤ **A Etat limite de service (ELS) :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

Tableau III- 2 Contrainte admissible ELS en situation durable / accidentelle

F_{c28}	σ_{bc}
Superstructure 40 MPa	24
Infrastructure 27 MPa	16.2

3.1.5 Déformation longitudinale du béton E :

On considère un module de déformation « Eij » défini par le BPEL comme suit :

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}.$$

- Pour le béton du tablier $E_{ij}=37619.47 \text{ MPa}$.
- Pour le béton des piles et fondation $E_{ij}=33000 \text{ MPa}$.

❖ Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}.$$

- Pour le béton du tablier $E_{vj}=12653.82 \text{ MPa}$.
- Pour le béton des piles et fondation $E_{vj}=11100 \text{ MPa}$.

3.1.6 Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec ν : Coefficient de poisson

- $\nu = 0,20$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0,00$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

3.2 Aciers :

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes:

Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

Dans les ouvrages en béton précontraint, on utilise deux types d'aciers :

- Les aciers actifs : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs : Reprennent les efforts tranchants et limitent la fissuration

3.2.1 Aciers passifs :

Les armatures passives sont comparables à celles du béton armé, les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures et la limite élastique de ces aciers a de 400 à 500 MPa. On a choisis des aciers feE 500.

3.2.1.1 Contrainte limite :

❖ Etat limite ultime (E.L.U)

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante :

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

Dans le calcul a ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

γ_s { 1 pour une situation accidentelle.
1,15 pour une situation durable ou transitoire

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa.}$$

❖ A Etat limite de service (ELS) :

Cas de fissuration peu nuisible Pas de limitation de la contrainte

Cas de fissuration préjudiciable $\sigma_s = \text{Max} (f_e/2 ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot x \cdot f_{tj}})$

Cas de fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \text{Max} (2 f_e/5 ; 88 \sqrt{\eta \cdot x \cdot f_{tj}})$

Le coefficient η est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

η { 1.00 Pour les treillis soudés et les ronds lisses
1.60 Pour les aciers à haute adhérence

Tableau III- 3 contrainte admissible des armatures passives els

Fissuration	Contrainte limite MPa		Super	Infra
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{F_s}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		$\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \text{Min} (f_e/2 ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot x \cdot f_{tj}})$		240.99	207.31
Très préjudiciable	$\sigma_s = \text{Min}(2 f_e/5 ; 88 \sqrt{\eta \cdot x \cdot f_{tj}})$		192.79	165.85

3.2.1.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égale à $E_s = 2.10^5$ MPa.

3.2.2 LES ACIERS ACTIFS :

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance, leur fabrication nécessite différents traitement thermomécaniques, ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

Les câbles sont constitués de torons parallèles qui sont à leur tour constitués d'ensemble de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres. Les torons utilisés dans ce projet sont de type T15 de diamètre Φ 15.3mm.

3.2.2.1 Caractéristiques principale des torons :

- Tension minimale de rupture $f_{prg} = 1770$ MPa
- Limite élastique $f_{peg} = 0.9 \times f_{prg} = 1593$ MPA
- Module d'élasticité $E_p = 190\ 000$ MPA
- Section droite d'un toron $A_p = 140$ mm²
- Diamètre de la gaine : $\phi=80$ mm
- Coefficient de relaxation à 1000 heures $\rho_{1000} = 2.5$ %.

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

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

f_{peg} : La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte Les caractéristiques du câble de précontraint sont en détail dans le chapitre (étude de la précontrainte).

3.2.2.2 Classe de justification de la précontrainte

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures

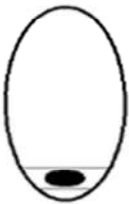
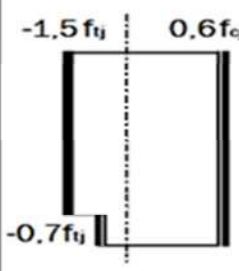
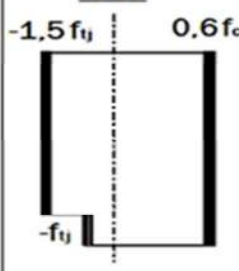
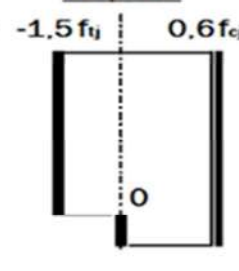
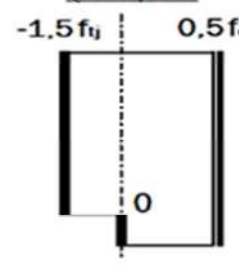
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II 				

Figure III- 1 limitation des contraintes des sections en B P

4 CONCLUSION :

En se référant à ce qui a été exploité dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude tous en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.

Chapitre IV

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

1 Introduction

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère un niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévue lors de son exécution. Pour assurer sa fonction il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle ou fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Le présent chapitre décrit les principales actions applicables au pont. Selon le RCPR (Fascicule n°61 titre II).

2 Classification des actions

-  les actions hors trafic
-  Les actions dues au trafic

Les actions hors trafic sont composées d'action permanentes et actions variables.

Les actions de trafic sur un pont routier consistent en actions variables et en actions accidentelles, représentées par différents modèles.

3 Types d'actions

Les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables

- Action permanente :
 - Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle, entretoise).
 - Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).
- Les actions variables :
 - Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR).
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures

4 Evaluation des actions hors trafic

Charges permanentes $G = CP + CCP$

Tableau IV- 1 données sur la travée du pont

L poutre	40 (m)
L porté	39 (m)
Nbr poutre	7
Epaisseur dalle	0.25 (m)
Largeur dalle	11.25(m)
ρ béton	25(KN/m ³)
ρ rev	24(KN/m ³)

4.1 Les charges permanentes (CP)

4.1.1 Poids propre d'une poutre

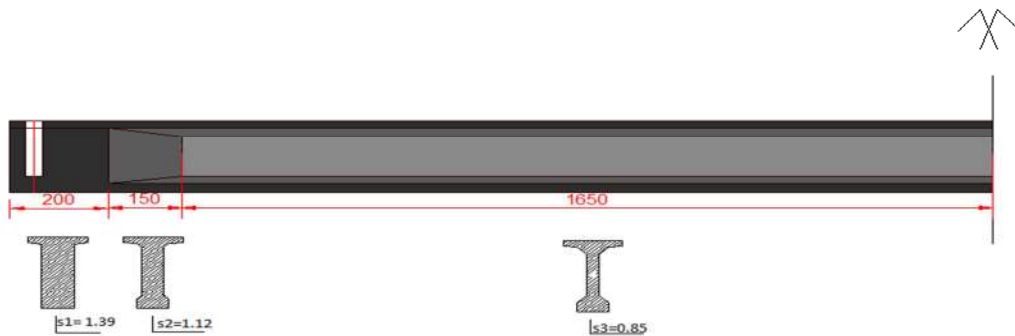


figure IV- 1 sections le long de la poutre

$$\begin{aligned} \text{Poids propre d'une poutre} &= [(1,39 \times 2) + (1,12 \times 1,5) + (0,85 \times 16,5)] \times 25 \times 2 \\ &= 924,25 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Poids de tous les poutre} &= \text{Poids propre d'une poutre} \times \text{nombre des poutre} \\ &= 924,25 \times 7 \\ &= 6469,8 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.1.2 Poids des entretoise

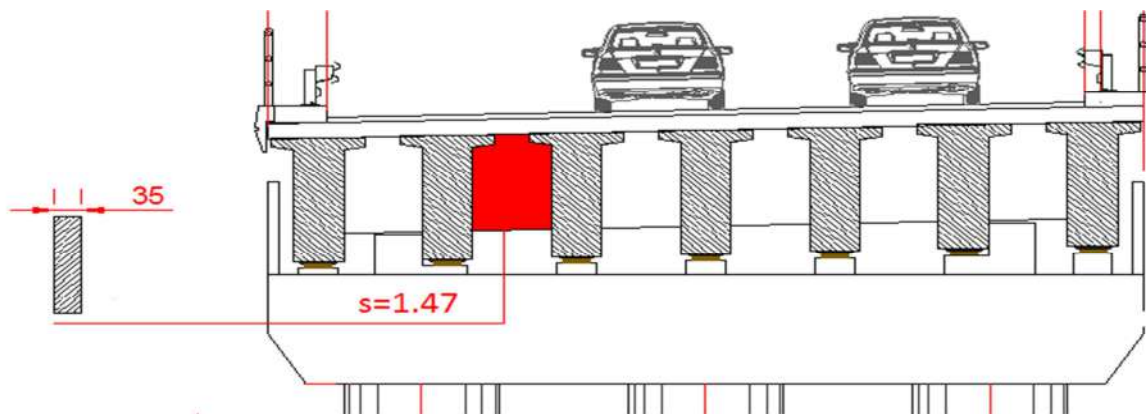


figure IV- 2 section d'entretoise

$$\begin{aligned} \text{Poids des entretoise} &= \text{poids une seule entretoise} \times (\text{nombre des poutres} - 1) \\ &= [1,47 \times 0,35 \times 2 \times 25] \times 6 \\ &= 154,35 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.1.3 Poids de la dalle :

$$\begin{aligned} \text{Poids de la dalle} &= \text{longueur de la poutre} \times \text{épaisseurs de la dalle} \times \text{largeurs de la dalle} \times \text{masse volumique de béton} \\ &= 40 \times 0,25 \times 11,25 \times 25 \\ &= 2812,5 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.2 Les charges permanentes (CCP) (les éléments non porteurs):

4.2.1 Poids des trottoirs + corniches

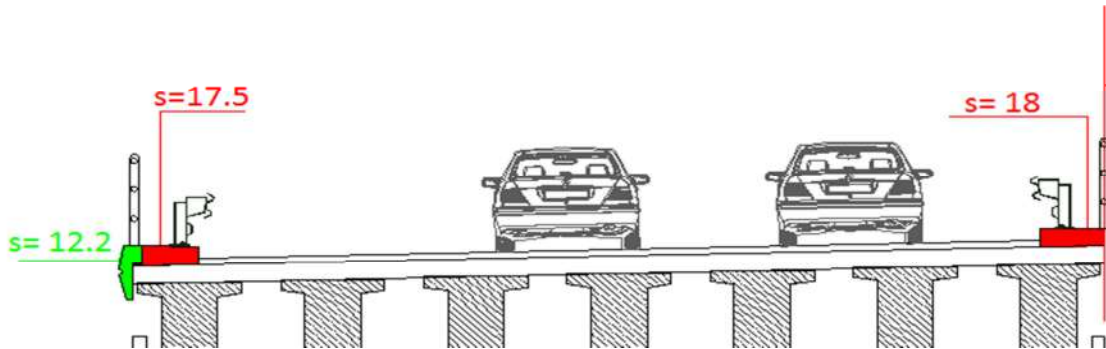


figure IV- 3 les sections trottoir + corniche

$$\begin{aligned} \text{Poids des trottoirs + corniches} &= (17.5 + 18 + 12.2) \times 40 \times 25 \\ &= 480 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.2.2 Poids du revêtement

Poids du revêtement = longueur de la poutre X épaisseurs du revêtement X largeurs roulable X masse volumique de béton

$$\begin{aligned} &= 0.08 \times 24 \times 9.75 \times 40 \\ &= 748.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.2.3 Poids de glissière et du garde-corps =

Poids de glissière et du garde-corps est donnée par 0.5 KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée

$$\begin{aligned} \text{Poids de glissière et du garde-corps} &= (0.5 \times 2 + 0.5 \times 2) \times 40 \\ &= 80 \text{ KN} \end{aligned}$$

4.3 Un tableau récapitulatif

Tableau IV- 2 resumes des charges permanente

Poids propre d'une poutre	924.25 KN
Poids entretoise	154.35 KN
Poids de la dalle	2812.5 KN
Poids trottoirs + corniche	480 KN
Poids de revêtement	748.8 KN
Poids des glissières et du garde-corps	80 KN
CCP	1308.8 KN
G	10745.4 KN
G	268.6 KN/ml

5 Evaluation des actions dues au trafic

5.1 CARACTERISTIQUES DU PONT.

- Largeur roulable :** elle est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenus ou bordures.
- Largeur chargeable :** elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

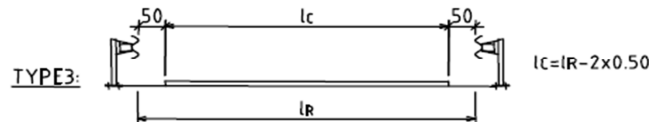


figure IV- 4 model type de notre pont selon RCPR

- Nombre de voies :** Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = L_c / 3$$

Tableau IV- 3 caractéristique du pont

Lr	9.75 (m)
Lc	8.75 (m)
N	2
Largeur d'une vois	4.38 (m)

5.2 Classe du pont :

Tableau IV- 4 classe des pont selon RCPR

Classe du pont	Description
Première classe	$L_r \geq 7m$
Deuxième classe	$5,5m < L_r \leq 7m$
Troisième classe	$L \leq 5,5m$

➡ Dans notre cas il s'agit d'un pont de première classe

5.3 Evaluation des surcharges:

5.3.1 V.2.2.1.Système de charges A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤ 200 doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg / m²) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

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

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

Tableau IV- 5 Le coefficient a1

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	/	/	/
	Troisième	0.9	0.8	/	/	/

Le coefficient **a2** est le rapport entre la largeur de la voie réglementaire et la largeur de la voie du pont. Donner par $a2 = V_0 / V$

Tableau IV- 6 Valeur de v0

Classe de pont	V ₀
Première	3.5
Deuxième	3
Troisième	2.75

Tableau IV- 7 résultat du système de charge A1

N des voies	L (m)	A (l) (KN/m ₂)	a1	a2	A (l) (KN/m ²)	L _v (m)	A (l) (KN/ml)
1	40	9.22	1	0.8	7.38	4.38	32.28
2	40	9.22	1	0.8	7.38	8.75	64.56

5.3.2 IV.4.2. Système de charges Bc :

Le système B représente tous catégorie de camion. Un camion B_c comporte trois essieux de 12t /12t/ 6t

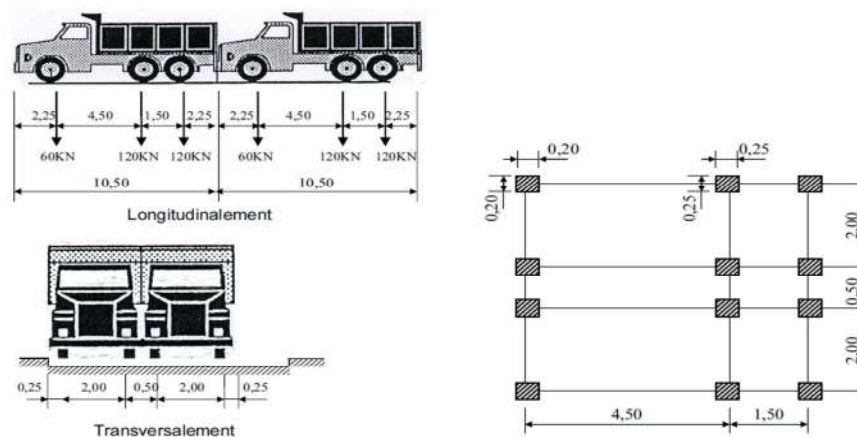


figure IV- 5 système de chargement Bc

- ✚ **Dans le sens transversal :** le nombre de camions à charger transversalement dépend du nombre de voies de circulation de ce pont.
- ✚ **Dans le sens longitudinal :** le nombre de camion par file est limité à deux. La distance entre les deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Tableau IV- 8 coefficient bc

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Deuxième	1	1	/	/	/
Troisième	1	0.8	/	/	/

Tableau IV- 9 résultat du système de charge Bc

N ° des voies	B _c (KN)	bc	B _c x bc (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

5.3.3 IV.4.3. Système de charges B_t :

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

- Masse portée par chaque essieu : **16t.**
- Distance entre les deux essieux : **1.35 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu: **2 m**

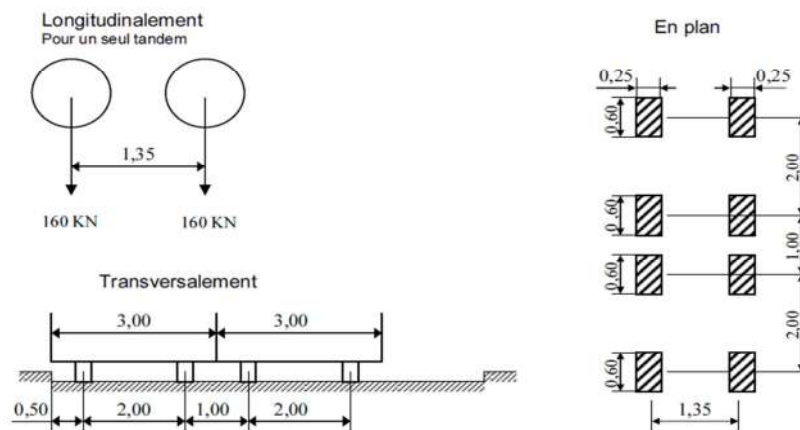


Figure IV- 6 système de chargement B_t

Tableau IV- 10 Valeurs de coefficient bt

Classe du pont	bt
Première	1.2
Deuxième	1

Tableau IV- 11 résultat du système de charge B_t

N ° des voies	B _t (KN)	bt	B _t x bt (KN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

5.3.4 IV.4.4. Surcharge militaire Mc 120 :

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ;

- ✚ dans le sens **transversal**, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée
- ✚ dans le sens **longitudinal**, la distance libre entre les points de contact des convois avec la chaussée doit être au moins égale à **30,50m**.

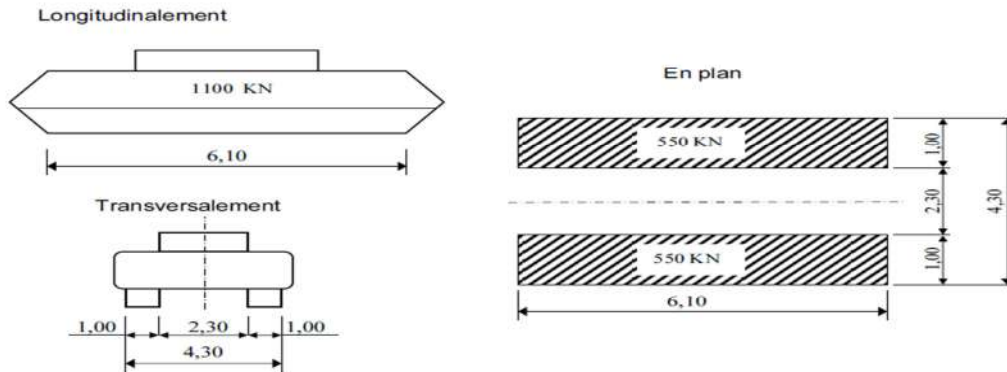


figure IV- 7 système de chargement Mc120

Tableau IV- 12 résultat du système de charge Mc120

Q (Mc120)=	1100 (kN)
Q(Mc120) =	180.33 (kN/ml)

5.3.5 IV.4.5. Surcharge exceptionnelle D240 :

Le convoi D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et de 18.6 m de long.

Le convoi exceptionnel est supposé circuler seul sur tout le pont et au milieu de la voie chargeable.

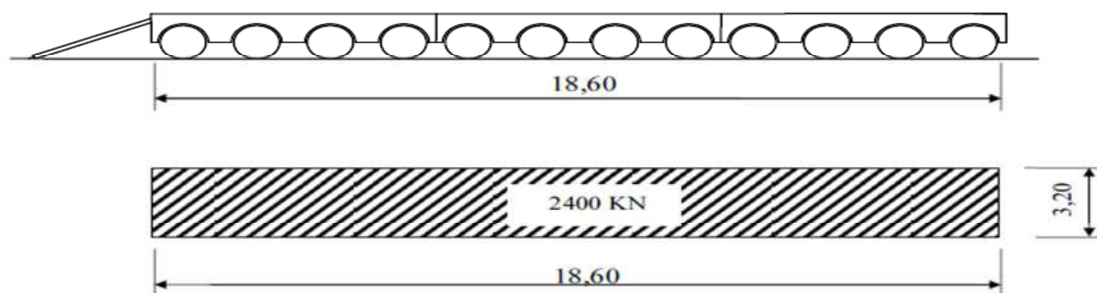


figure IV- 8 système de chargement D240

Tableau IV- 13 résultat du système de charge D240

Q (D240)=	2400 (kN)
Q (D240)=	129.03 (kN/ml)

5.3.6 Surcharges sur les trottoirs :

On applique sur les trottoirs une charge uniforme de 0.15 t/m² réservés à la circulation des Piétons de façon à produire l'effet maximal envisagé :

- Premier trottoir chargé : $P = 1.5 \times 0.75 = 1.125 \text{ KN/ml}$.
- Deuxième trottoir chargé : $P = 1.5 \times 0.75 = 1.125 \text{ kN /ml}$.

Les deux trottoirs chargés : $P_{\text{tot}} = 2.25 \text{ kN/ml}$.

5.3.7 Coefficient de majoration dynamique

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

Avec :

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge maximale de B.

Tableau IV- 14 résultat des coefficients de majoration

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	40	10745.4	1320	1.062
Bt			768	1.055
Mc120			1100	1.059

Note : Le D 240 n'est pas majoré.

5.3.8 Effort de freinage

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

5.3.8.1 Effort de freinage correspondant à la charge A (L):

$$F_A = \frac{s}{20+0.0035 \times s} \times A(l)$$

Tableau IV- 15 résultat de effort de freinage Al

N ° des voies	S (m ²)	A (l) (KN/m ²)	F (kN)
1	175	7.38	62.64
2	350	7.38	121.67

5.3.8.2 Effort de freinage correspond au système de charge Bc:

L'effort de freinage développé par ce camion sur le pont est égal à son poids **30t** multipliée par le coefficient b_c mais sans majoration.

Donc : $F = 30 \times 1.2 = 36 \text{ t} = 360 \text{ KN}$.

6 Calcul des réaction

6.1 Réaction de la charge permanente

6.1.1 Réaction de la charge permanente de la culée

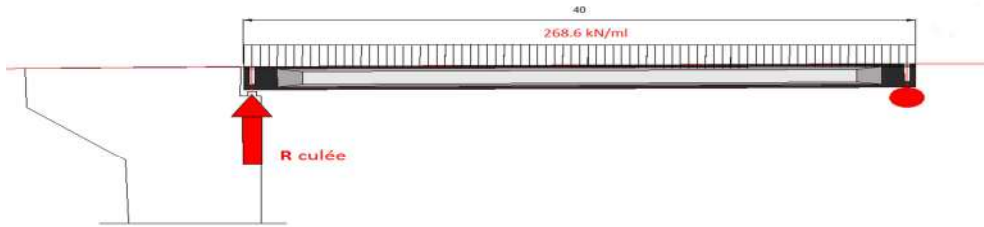


figure IV- 9 schema de reaction charge permanente max sur cule

$$R_{G \text{ culée}} = 268.6 \times 40 / 2 = 5372.7 \text{ kN}$$

6.1.2 Réaction de la charge permanente de la pile

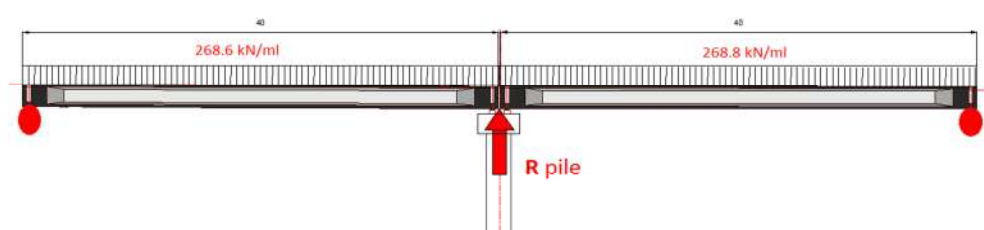


figure IV- 10 schéma de réaction charge permanente max sur pile

$$R_{G \text{ pile}} = [(268.6 \times 40) / 2] \times 2 = 10745.4 \text{ KN}$$

6.2 Réaction de a surcharge A(l)

6.2.1 Réaction A(l) de la culée

$$L = 40 \quad A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \text{ kg/m}^2$$

Tableau IV- 16 resultat Al une travet chargee

N des voies	L (m)	A (l) (KN/m ₂)	a1	a2	A (l) (KN/m ²)	L _v (m)	A (l) (KN/ml)
1	40	9.22	1	0.8	7.38	4.38	32.28
2	40	9.22	1	0.8	7.38	8.75	64.56

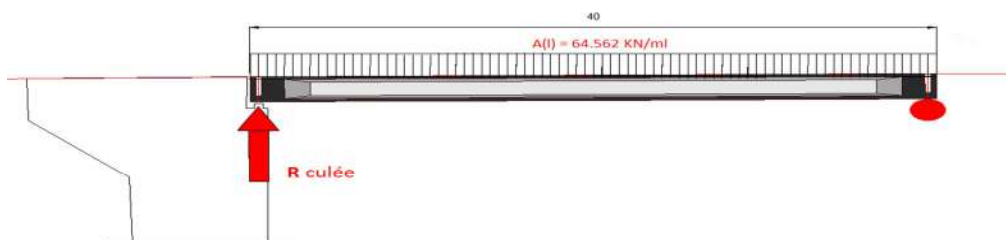


figure IV- 11 schéma de réaction charge Al max sur cule

$$R_{A(l) \text{ culée}} = 64.562 \times 40 / 2 = 1291.23 \text{ KN}$$

6.2.2 Réaction A(l) dans la pile

$$L = 80$$

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

Tableau IV- 17 resultat Al deux travets chargees

N des voies	L (m)	A (l) (KN/m ₂)	a1	a2	A (l) (KN/m ²)	L _v (m)	A (l) (KN/ml)
1	80	6.21	1	0.8	4.97	4.38	21.75
2	80	6.21	1	0.8	4.97	8.75	43.49

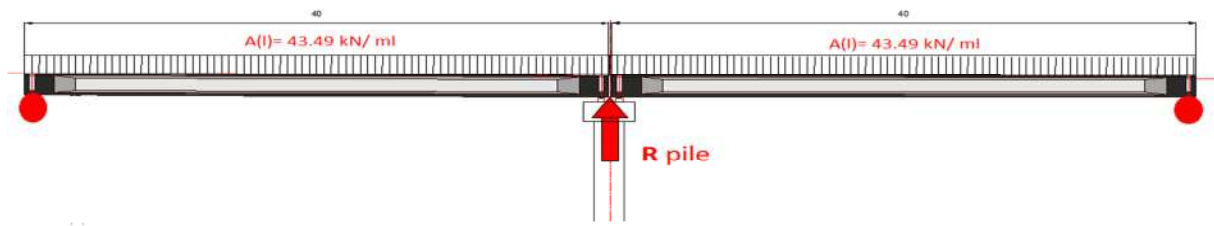


figure IV- 12 schéma de réaction charge Al max sur pile

$$R_{A(l) \text{ pile}} = (43.49 \times 40 / 2) \times 2 = 1739.65 \text{ KN}$$

6.3 Réaction de a surcharge Bc

6.3.1 Réaction Bc de la culée

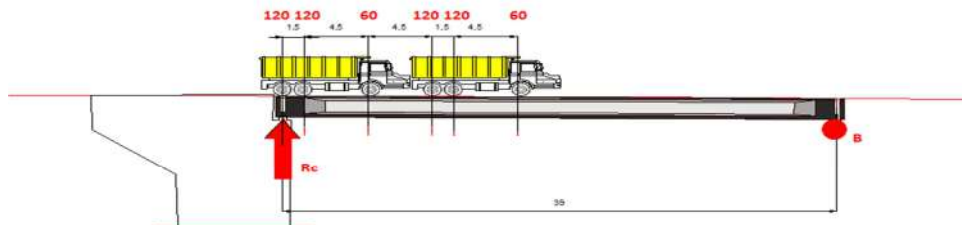


figure IV- 13 schéma de réaction charge Bc max sur culée

$$\Sigma M/B = 0 \text{ donc on a : } R_c \times 39 = 120 \times (39 + 37.5 + 28.5 + 27) + 60 \times (33 + 22.5)$$

$$R_c = 491.54 \text{ KN}$$

6.3.2 Réaction Bc dans la pile

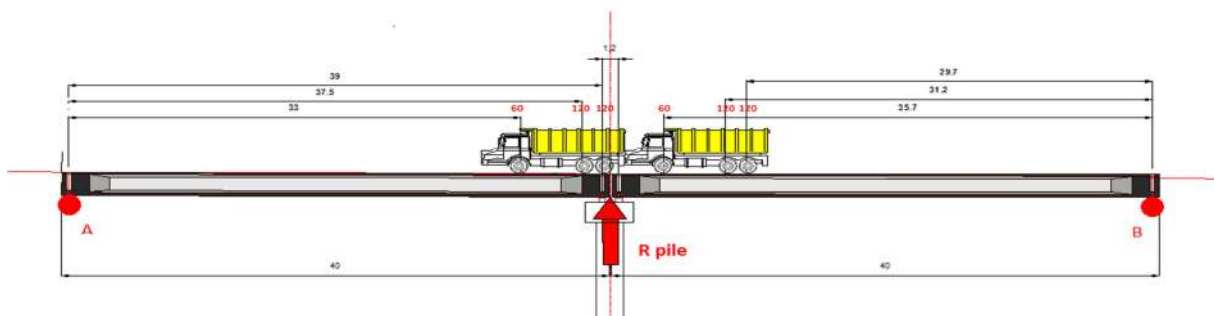


figure IV- 14 schéma de réaction charge Bc max sur pile

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc: } R_{ca} \times 39 = 120 \times (39+37.5) + 60 \times (33)$$

$$R_{ca} = 286.15 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \text{ donc } R_{cb} \times 39 = 120 \times (31.2+29.7) + 60 \times (35.7)$$

$$R_{cb} = 242.3 \text{ KN}$$

$$R_c = R_{cd} + R_{cg} = 528.46 \text{ kN}$$

6.3.3 Résultats des réactions

Tableau IV- 18 Majoration de la réaction Bc

	Cule		Pile	
N ° DE VOIES	1	2	1	2
Q (KN)	600	1200	600	1200
Rc (KN)	491.54 KN	491.54 KN	528.46	528.46
bc	1.2	1.1	1.2	1.1
δ	1.054	1.062	1.054	1.062
n	1	2	1	2
R _{Bc culée} (KN)	621.7	1148.5	668.607	1235

$$R_{Bc \text{ culée}} = R_c \times bc \times \delta \times n$$

6.4 Réaction Mc 120

6.4.1 Réaction Mc 120 de la culée

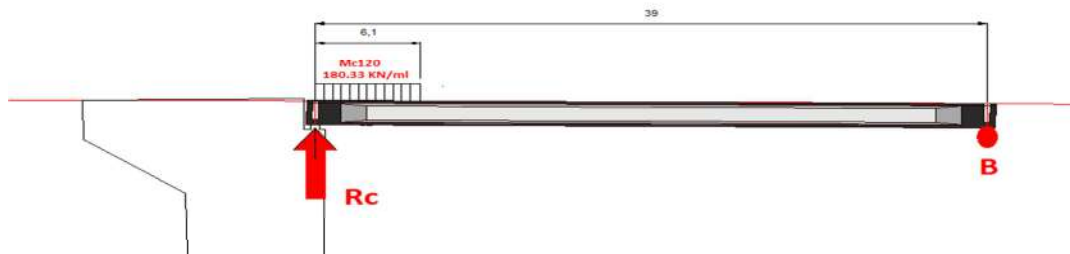


figure IV- 15 schéma de réaction charge Mc120 max sur cule

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc on a : } R_{Mc120 \text{ culé}} \times 39 = 180.33 \times 6.1 \times \delta \times (39-(6.1/2))$$

$$\text{Donc } R_{Mc120 \text{ culé}} = 1074.22 \text{ KN}$$

6.4.1 Réaction Mc 120 dans la pile

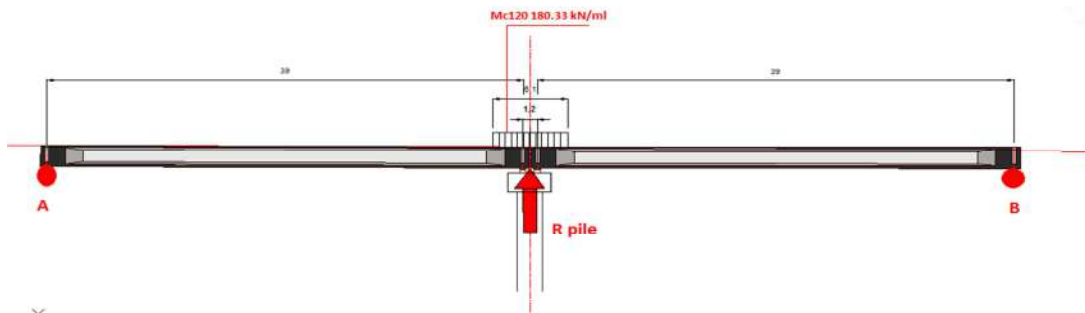


figure IV- 16 schéma de réaction charge Mc120 max sur pile

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc on a : } R_{M120g} \times 39 = (180.33 \times 6.1/2) \times \delta x (39 - (6.1/4 - 1.2/2))$$

$$R_{M120g} = 568.64 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \text{ donc on a : } R_{M120d} \times 39 = (180.33 \times 6.1/2) \times \delta x (39 - (6.1/4 - 1.2/2))$$

$$R_{M120d} = 568.64 \text{ KN}$$

$$R_{M120} = R_{M120d} + R_{M120g} = 1137.28 \text{ kN}$$

6.5 Réaction d240

6.5.1 Réaction d240 de la culée

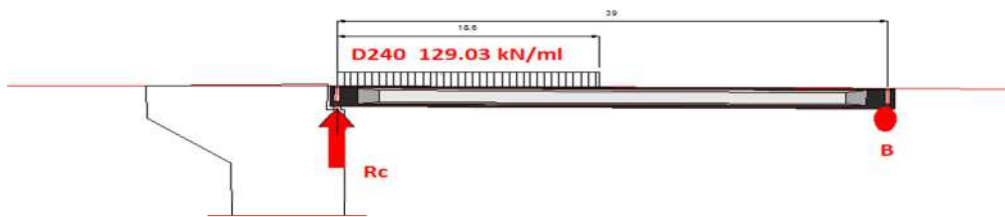


figure IV- 17 schéma de réaction charge D240 max sur cule

$$\Sigma M/b = 0 \text{ donc on a : } R_{D240 \text{ culé}} \times 39 = 129.03 \times 18.6 \times (39 - (18.6/2))$$

$$R_{D240 \text{ culé}} = 1827.69 \text{ KN}$$

6.5.2 Réaction d240 dans la pile

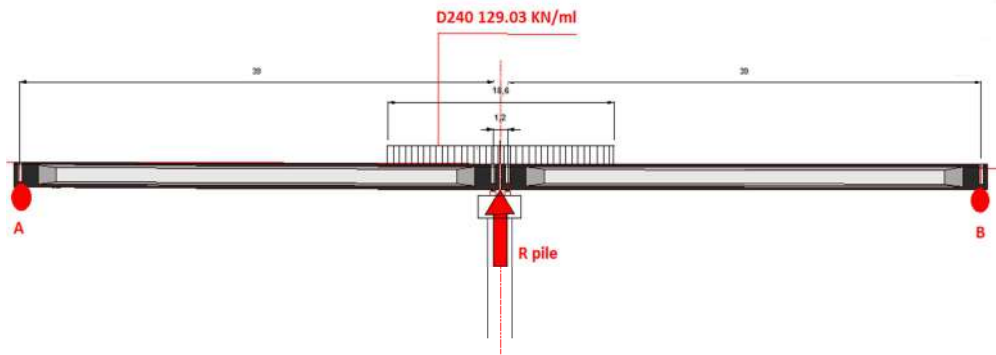


figure IV- 18 schéma de réaction charge D240 max sur pile

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc on a : } R_{d240g} \times 39 = (129.03 \times 18.6/2) \times (39 - (18.6/4 - 1.2/2))$$

$$R_{d240g} = 1075.36 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \text{ donc on a : } R_{d240g} \times 39 = (129.03 \times 18.6/2) \times (39 - (18.6/4 - 1.2/2))$$

$$R_{d240g} = 1075.36 \text{ KN}$$

$$R_{d240} = R_{d240g} + R_{d240d} = 2150.73 \text{ kN}$$

6.6 Surcharge du trottoirs (st)

6.6.1 Réaction st de la culée

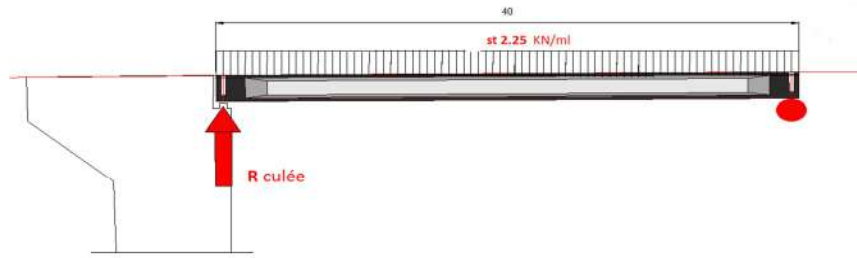


figure IV- 19 schéma de réaction charge st max sur cule

$$R_{st \text{ culée}} = 2.25 \times 40 / 2 = 45 \text{ kN}$$

6.6.1 Réaction st dans la pile

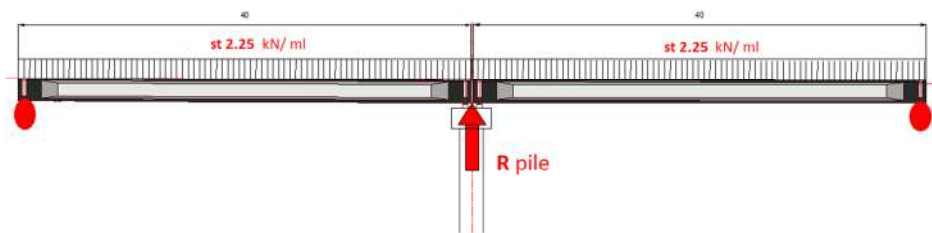


figure IV- 20 schéma de réaction charge st max sur pile

$$R_{st \text{ pile}} = (2.25 \times 40 / 2) \times 2 = 90 \text{ KN}$$

6.7 Un tableau récapitulatif

Tableau IV- 19 resume des reactions

Charge	Culée	Pile
G	5372.7	10745.4
A(l)	1291.23	1739.65
Bc	1148.5	1235
Mc 120	1074	1137.28
D240	1827.69	2150.73
ST	45	90

7 Combinaison de charges

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, mais d'abord il faut le multiplier ces actions par des coefficients de pondérations.

7.1 Etat limite

On distingue conventionnellement deux états limites état limite de service et état limite ultime

7.1.1 État limite de service

les états limite de service sont des états correspondant à des condition au de la des quelle les exigences d'aptitudes s spécifiées (sécurité de la circulation...) pour une structure ou un élément structurale ne sont plus satisfaite ; on distingue :

- Els rare
- Els fréquent
- Els quasi permanent

7.1.2 État limite ultime

Les états limites ultimes sont des états limites associée à la ruine des structure c'est à dire à son effondrement ou à d'autre forme de défaillance structurale il correspondant a l'atteinte de capacité structurale de la structure ou a une perte d'équilibre statique ; on distingue :

- Elu fondamentaux
- Elu accidentel
- Elu sismique

7.2 Coefficient des actions dues au trafic

Tableau IV- 20 Coefficients multiplicateurs des actions dues aux trafics

Charge	ELU	ELS
Charge de chaussée	1.07	1.2
Charge militaire	1	1
Charge sur trottoirs	1.07	1

7.3 Tableaux des combinaisons

Tableau IV- 21 combinaison d'action

Elu	Els
1.35G+1.6AL1+1.6ST	1 G+1.2AL1+1ST
1.35G+1.6AL2+1.6ST	1 G+1.2AL2+1ST
1.35G+1.6BC1+1.6ST	1 G+1.2BC1+1ST
1.35G+1.6BC2+1.6ST	1 G+1.2BC2+1ST
1.35G+1.6BT1+1.6ST	1 G+1.2BT1+1ST
1.35G+1.6BT2+1.6ST	1 G+1.2BT2+1ST
1.35G +1.35D240	1G+D240
1.35G +1.35MC120	1G+Mc120

8 CONCLUSION

Enfin, on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR). Mais cela ne présente qu'une brève étape avant le calcul des sollicitations en moments fléchissant et effort tranchant qui effectué a l'aide de logiciels de modélisation et calcul (Autodesk robot).

Chapitre V

CALCUL DES SOLLICITATIONS

1 Introduction

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre à la répartition longitudinale et transversale de ces dernières afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes puis sous l'effet des surcharges.

2 CALCUL DU TABLIER

2.1 CALCUL LONGITUDINAL:

2.1.1 la charge permanente

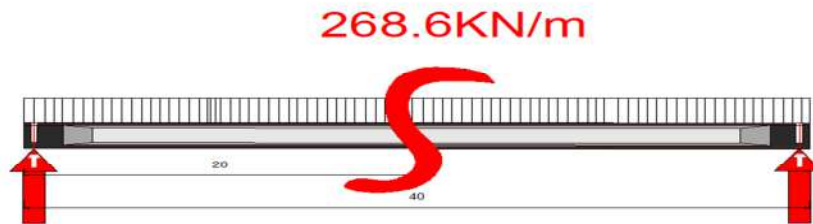


Figure V- 1 schéma de la charge permanente

- réaction : $R_G = 268.6 \times 40 / 2 = 5372.7 \text{ kN}$ (chapitre charges et surcharges)
- moment a (l/2) : $M_o = R_G \times (l/2) - 268.6 \times (l/2) \times ((l/2) / 2)$
 $M_o = 5372.7 \times (40/2) - 268.6 \times (40/2) \times ((40/2) / 2)$
 $M_o = 53727 \text{ KN.m}^2$
 $M_o/poutre = 53727/7 = 7675.28 \text{ KN.m}$
- effort tranchant a (x=0) : $T_o = R_G = 5372.7 \text{ kN}$
 $T_o/poutre = 5372.7 / 7 = 767.52 \text{ KN}$

2.1.2 Surcharge A(l)

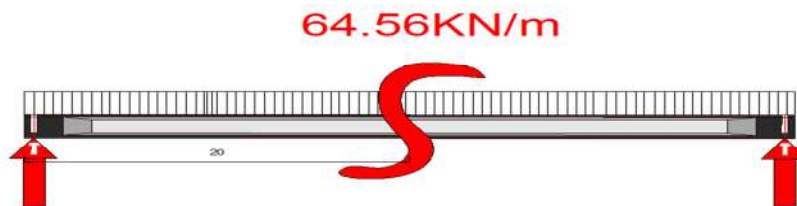


Figure V- 2 schéma de la charge Al

- $R_{A(l)} = 64.562 \times 40 / 2 = 1291.23 \text{ KN}$ (chapitre charges et surcharges)
- moment a (l/2) : $M_o = R_{A(l)} \times (l/2) - 64.562 \times (l/2) \times ((l/2) / 2)$
 $M_o = 1291.23 \times (40/2) - 64.562 \times (40/2) \times ((40/2) / 2)$
 $M_o = 12904.2 \text{ KN.m}^2$
 $M_o/poutre = 12904.2/7 = 1843.46 \text{ KN.m}^2$
- Effort tranchant a (x=0) : $T_o = R_{A(l)} = 1291.23 \text{ kN}$
 $T_o/poutre = 1291.23/7 = 184.46 \text{ KN}$

2.1.3 Surcharge Bc

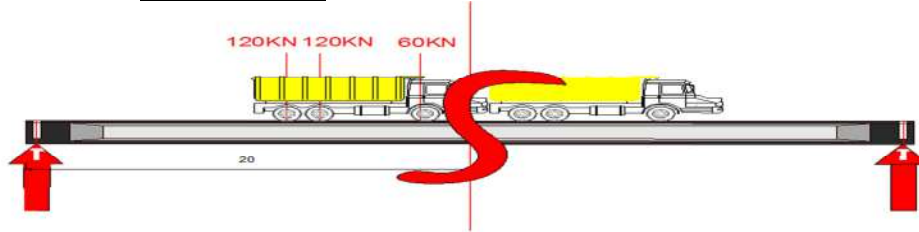


Figure V- 3 schéma de la charge Bc

- Réaction R_{bc} $R_{bc} = 1148.5 \text{ KN}$ (chapitre charges et surcharges)
- moment a (l/2) : $M_o = R_{bc} \times (l/2) - (120 \times (6.75 + 8.25) + 60 \times 2.25)$
 $M_o = 15025.6 \text{ m}^2$
 $M_o / \text{poutre} = 15025.6 / 7 = 2146.5 \text{ KN.m}^2$
- Effort tranchant a (x=0) $T_o = R_{bc} = 1148.5 \text{ kN}$
 $T_o / \text{poutre} = 1148.5 / 7 = 164.11 \text{ KN}$

2.1.4 Mc 120



Figure V- 4 schéma de la charge Mc120

- Réaction $R_{M120} = 1074.22 \text{ KN}$ (chapitre charges et surcharges)
- moment a (l/2) : $M_o = R_{M120} \times 20 - 180.33 \times 6.1 / 2 \times 6.4 / 4$
 $M_o = 20645.7 \text{ m}^2$
 $M_o / \text{poutre} = 20645.7 / 7 = 2949.38 \text{ KN.m}^2$
- Effort tranchant a (x=0) $T_o = R_{M120} = 1074.22 \text{ KN}$
 $T_o / \text{poutre} = 1074.22 / 7 = 153.46 \text{ KN}$

2.1.5 Surcharge d240

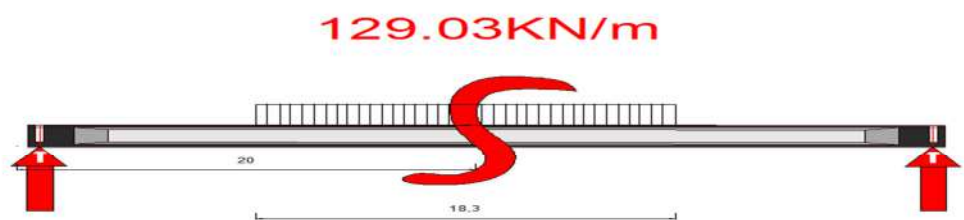


Figure V- 5 schéma de la charge D240

- Réaction $R_{D240} = 1827.69 \text{ KN}$ (chapitre charges et surcharges)
- moment a (l/2) : $M_o = R_{D240} \times 20 - 129.03 \times 18.6 / 2 \times 18.6 / 4$
 $M_o = 34873.9 \text{ m}^2$
 $M_o / \text{poutre} = 34873.9 / 7 = 4981.89 \text{ KN.m}^2$
- Effort tranchant a (x=0) $T_o = R_{D240} = 1827.69 \text{ KN}$
 $T_o / \text{poutre} = 1827.69 / 7 = 261.09 \text{ KN}$

2.1.6 Surcharge des trottoirs (st)

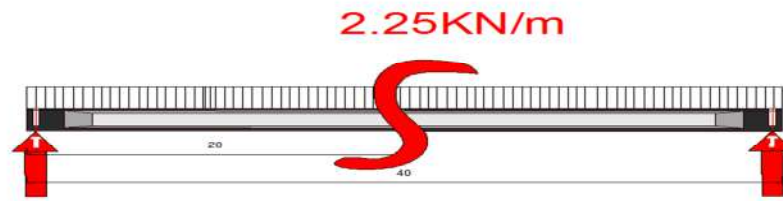


Figure V- 6 schéma de la surcharge trottoir

- $R_{st} = 2.25 \times 40 / 2 = 45 \text{ kN}$ (chapitre charges et surcharges)
- moment a (l/2) : $M_o = R_{st} \times (l/2) - 2.25 \times (l/2) \times ((l/2) / 2)$
 $M_o = 787.5 \text{ KN.m}^2$
 $M_o / \text{poutre} = 787.5 / 7 = 112.5 \text{ KN.m}^2$
- Effort tranchant a (x=0) $T_o = R_{st} = 45 \text{ kN}$
 $T_o / \text{poutre} = 45 / 7 = 2.46 \text{ KN}$

2.1.7 Tableaux recapitulative

Tableau V- 1 résumé des moments et des efforts tranchant

Surcharge	M0 (KN.m ²) a x=l/2	T0 (KN) a x=0
G	7675,28	767,52
st	112,5	6,42
Al2	1843,46	184,46
Mc120	3005,5	153,46
D240	4107,92	261,09
Bc 2	2146,5	164,11
Bt2	1550,13	102,15

2.2 REPARTITION TRANSVERSALE :

2.2.1 Introduction

Pour la répartition transversale des charges on utilise la méthode de Guyon Massonnet qui est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts.

2.2.2 Choix de la méthode

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement θ et qui vérifier la condition suivante :

Si $\theta < 0,3$ La méthode de J. Courbon.

Si $\theta > 0,3$ La méthode de Guyon-Massonnet

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

$$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b \times O}$$

$$\rho_E = \frac{E \times I_E}{L \times O}$$

b_0 : entraxe des poutres

L : portée de la travée.

I_p : moment d'inertie de la poutre.

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

ρ_P : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

ρ_E : rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

✚ Moment d'inertie :

- Inertie de la poutre :

I_p : moment d'inertie de la poutre = $I_0 + 8(I_m - I_0)/3\pi$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about = $0,5067 \text{ m}^4$

I_m : moment d'inertie de la section médiane = $0,4205 \text{ m}^4$

Donc $I_p = 0.434 \text{ m}^4$

- Inertie de l'entretoise :

Pour une poutre dans la longueur présente une variation de section et comme il n'y a pas d'entretoise intermédiaire, la dalle joue ce rôle, l'espacement fictif de ces entretoises est donc $L_0 = 1 \text{ m}$ pour le calcul de I_E .

$I_E = I_D = b h^3/12 = 1 (0.25)^3/12 = 1.3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

I_D : inertie de dalle

b : largeur de la dalle $b = 1 \text{ m}$

h : l'épaisseur de la dalle $h = 0.25 \text{ m}$

✚ rigidité flexionnelle

- la poutre

$$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_0} = E \times \frac{0.434}{1.6583} = 0.261 E$$

- de l'entretoise

$$\rho_E = \frac{E \times I_E}{L_0} = E \times \frac{0.0013}{1} = 0.0013 E$$

✚ Vérification

$$2b = (n) b_0 \implies 2b = (7) = 1.6583 = 11.6 \text{ m} \implies b = 5.8 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{5.8}{40} \sqrt[4]{\frac{0.261 \times E}{0.0013 \times E}} = 0.46 > 0.3$$

Donc on applique la méthode de Guyon-Massonnet

2.2.3 Principe de la méthode

Cette méthode consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de répartition transversale $K\alpha$ dépend essentiellement du paramètre de torsion α , et d'entretoisement θ . Pour chaque effort, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la poutre qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

2.2.4 Détermination des paramètres de calcul

2.2.4.1 Largeur active :

On prend l'entraxe des poutres qu'on va appeler b_0 avec ($b_0 = 1.6583$ m) et n le nombre de poutre ($n=7$) et $2b$ est la largeur active et avec les lois suivante on va déterminer cette dernière.

$$2b = (n) b_0$$

$$2b = (7) \times 1.6583 = 11.6 \text{ m} \Rightarrow b = 5.8 \text{ m}$$

2.2.4.2 Position active des poutres

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont. La position active d'une poutre est le rapport entre sa position et la largeur de la dalle b .

$$P_x = 1.6583 / 5.8 \times y \times b$$

$$Y(-3, -2, 1, 0, 1, 2, 3) \Rightarrow P_x = (-0.857b, -0.571b, -0.285b, 0, 0.285b, 0.571b, 0.857b)$$

Tableau V- 2 position active des poutres

Poutre	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Position réelle	-4.9749	-3.3166	-1.6583	0	1.6583	3.3166	4.9749
Position active	0.857b	-0.571b	-0.285b	0	0.285b	0.571b	0.857b

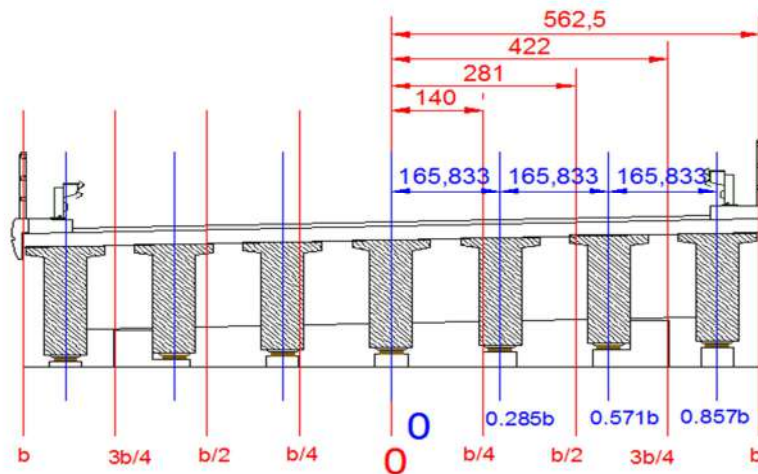


Figure V- 7 schéma des positions actives des poutres

2.2.4.3 Le paramètre d'entretoisement (θ)

Il caractérise la souplesse de l'entretoise, il est donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho P}{\rho E}} = 0.46$$

2.2.4.4 Paramètre de torsion

Il caractérise l'effet de la torsion dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2 \sqrt{\rho P x \rho E}}$$

$$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_0} = 0.261 E$$

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0}$$

$$C_P = \frac{G}{3} \times \left[\sum b_i \times h_i^3 + (b_0 \times \frac{h_0^3}{2}) \right]$$

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

$$\rho_P = \frac{E \times I_E}{l_0} = 0.0013 E$$

$$\gamma_E = \frac{C_D}{l_0}$$

$$C_E = C_D = 2 \times G \times I_E$$

ρ_P : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur ;

$\rho_E = \rho_D$: rigidité flexionnelle des entretoises (DALLE) par unité de longueur ;

γ_P rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur ;

$\gamma_E = \gamma_D$: rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur ;

b_0 : distance entre axe des poutres ($b_0=1.6583$ m) ;

l_0 : unité de largeur (on prend $l_0=1$ m) ;

ν : étant le coefficient de poisson $\nu=0.2$;

E : module de déformation longitudinal du béton ;

G : module de déformation transversal du béton

APPLICATION NU MERIQUE

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.416 E$$

$$C_P = \frac{G}{3} \times \left[\sum b_i \times h_i^3 + (b_0 \times \frac{h_0^3}{2}) \right]$$

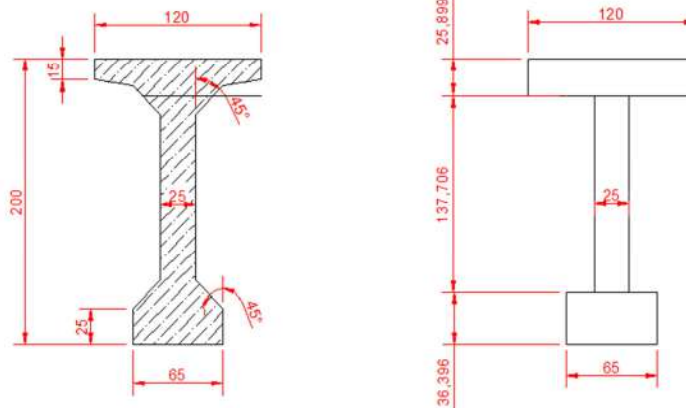


Figure V- 8 Dimensionnement d'une section équivalente à la section médiane

$$b_1 = 120 \text{ cm} \implies h_1 = 25.899 \text{ cm}$$

$$b_2 = 25 \text{ cm} \implies h_2 = 137.706 \text{ cm}$$

$$b_3 = 65 \text{ cm} \implies h_3 = 36.396 \text{ cm}$$

$$C_P = \frac{0.416 E}{3} \times [(120 \times 25.899^3 + 137.706 \times 25^3 + 65 \times 36.396^3 + (0.5 \times 1.6583 \times 0.25^3)]$$

$$C_P = 0.012 E$$

$$\gamma p = \frac{c_p}{b_o} = \frac{0.012 E}{1.6853 E} = 0.00725 E$$

$$I_E = I_D = b h^3 / 12 = 1 (0.25)^3 / 12 = 1.3 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$C_E = C_D = 2 \times G \times I_E = 2 \times 0.416 E \times 0.0013 = 0.00108 E$$

$$\gamma E = \frac{C_D}{L_O} = 0.00108 E$$

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2 \sqrt{\rho P \times \rho E}} = 0.226$$

2.2.4.5 Coefficient de répartition transversale K :

Le coefficient de répartition transversal du moment fléchissant k_α dépend bien sûr des paramètres α et θ , ainsi que des excentricités des poutres y et des charges e .

$$K = f(\theta, \alpha, e, y)$$

- Paramètre d'entroulement θ
- Paramètre de torsion α
- L'excentricité des poutres y
- L'excentricité relative de la charge e

$$\theta = 0.46$$

$$\alpha = 0.226$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

Si $0 < \theta < 0.1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$

Si $0.1 < \theta < 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$

Si $1 < \theta < 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$

Telle que : $\beta = 1 - e ((0.065 - \theta) / 0.665) \implies \beta = 0.447$

K_0 : valeur de K pour $\alpha=0$

K_1 : valeur de K pour $\alpha=1$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) 0.513$$

❖ Pour K_0 ($\theta = 0.46$ $\alpha=0$)

Tableau V- 3 Valeur k_0 ($\theta = 0.46$ $\alpha=0$)

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7125	0,8706	1,0210	1,1419	1,1941	1,1419	1,0210	0,8706	0,7125
b/4		0,0580	0,3418	0,6238	0,8967	1,1419	1,3259	1,4186	1,4587	1,4841
b/2		0,5161	0,1415	0,2367	0,6238	1,0210	1,4186	1,7893	2,1047	2,3971
3b/4		1,0478	0,5989	0,1415	0,3418	0,8706	1,4587	2,1047	2,7791	3,4500
b		1,5660	1,0478	0,5161	0,0580	0,7125	1,4841	2,3971	3,4500	4,5993

Les résultats sont obtenus par interpolation des tableaux 1 et 2 ANNEXE C

❖ Pour K1 ($\theta = 0.46$ $\alpha = 1$)

Tableau V- 4 Valeur k1 ($\theta = 0.46$ $\alpha = 1$)

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,8868	0,9422	1,0031	1,0615	1,0909	1,0615	1,0031	0,9422	0,8868
b/4		0,7251	0,7947	0,8753	0,9679	1,0615	1,1283	1,1375	1,1180	1,0938
b/2		0,6017	0,6770	0,7660	0,8753	1,0031	1,1375	1,2506	1,3119	1,3395
3b/4		0,5069	0,5843	0,6770	0,7947	0,9422	1,1180	1,3119	1,4988	1,6515
b		0,4285	0,5069	0,6017	0,7251	0,8868	1,0938	1,3495	1,6515	1,9853

Les résultats sont obtenus par interpolation des tableaux 3 et 4 ANNEXE C

❖ Pour K α ($\theta = 0.46$ $\alpha = 0.226$)

$$K \alpha = K 0 + (K 1 - K 0) \alpha^{\beta} \implies K \alpha = K 0 + (K 1 - K 0) 0.513$$

Tableau V- 5 Valeur k α ($\theta = 0.46$ $\alpha = 0.226$)

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,8019	0,9073	1,0118	1,1006	1,1412	1,1006	1,0118	0,9073	0,8019
b/4 = 1.40		0,4002	0,5741	0,7528	0,9332	1,1007	1,2245	1,2744	1,2839	1,2839
b/2 = 2.81		0,0573	0,2784	0,5083	0,7528	1,0118	1,2744	1,5130	1,6980	1,8546
3b/4 = 4.22		- 0,2502	0,0081	0,2784	0,5741	0,9073	1,2839	1,6980	2,1223	2,5273
b = 5.625		- 0,5428	- 0,2502	0,0573	0,4002	0,8019	1,2839	1,8597	2,5273	3,2583

Tableau V- 6 K α ($\theta = 0.46$ $\alpha = 0.226$) Pour chaque poutre

E	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 4 (0b)		0,8019	0,9073	1,0118	1,1006	1,1412	1,1006	1,0118	0,9073	0,8019
Poutre 5 (0.285b)		0,3374	0,5200	0,7080	0,9002	1,0844	1,2337	1,3181	1,3598	1,3884
Poutre 6 (0.571b)		-0,0532	0,1813	0,4257	0,6886	0,9743	1,2778	1,5794	1,8504	2,0963
Poutre 7 (0.875b)		-0,4074	- 0,1307	0,1596	0,4807	0,8507	1,2839	1,7849	2,3399	2,9201

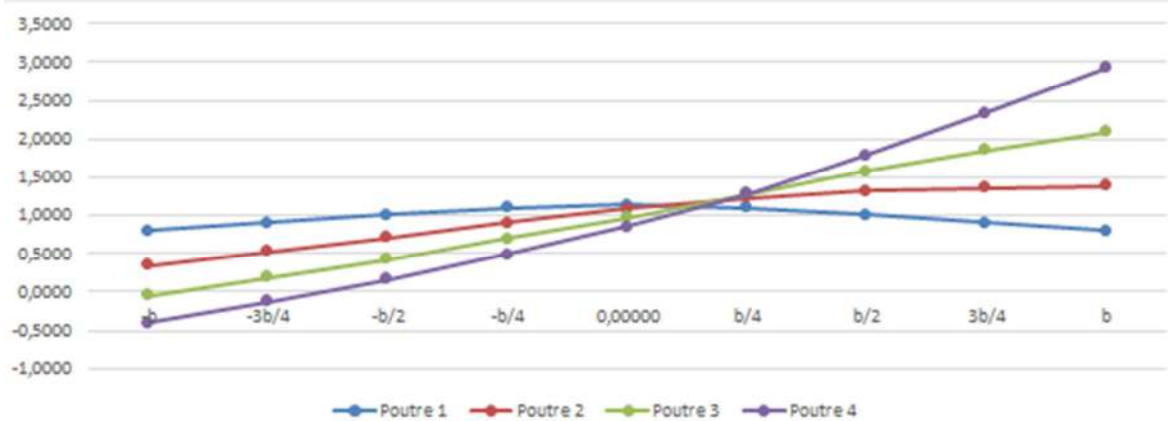


Figure V- 9 ligne d'influence des poutres

2.2.4.6 Le coefficient $K\alpha$ moy :

On distingue deux types de chargement :

❖ **Surcharge concentrée :**

La valeur sera directement lue sur le graphe , on prendra la moyenne des valeurs trouvées

$$K\alpha \text{ moy} = \Sigma K\alpha / n$$

Tel que :

n : nombre de charges.

❖ **Charge uniformément répartie :**

Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K\alpha \text{ moy} = S/l$$

Tel que :

S : aire du graphe sous la largeur chargée. Elle sera calculée par la fonction « Aire » sur Autocad;

l : largeur chargée

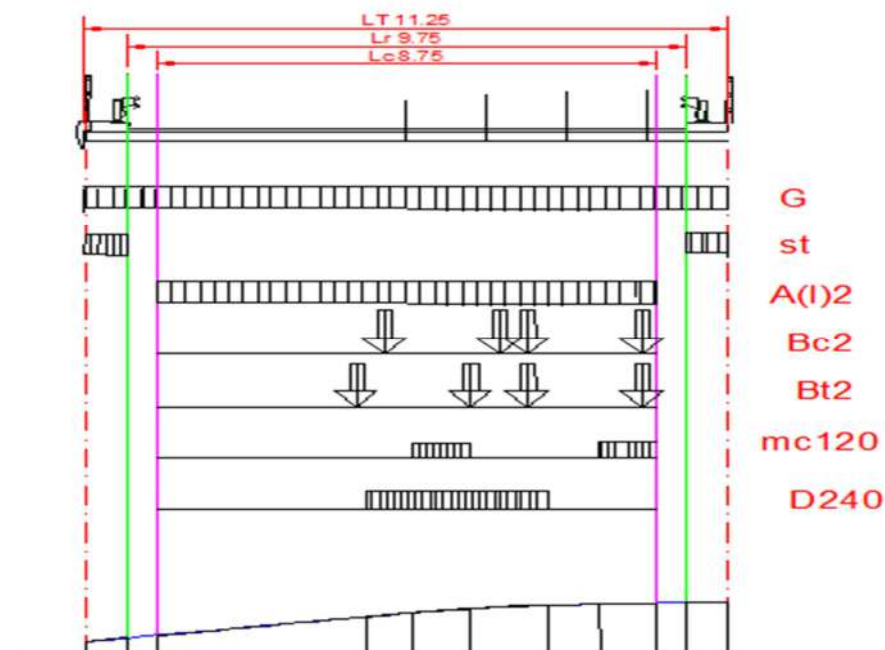


Figure V- 10 calcul de $K\alpha$ moy poutre 5

Pour les autres poutres les calcule est dans l'ANNEXE C

Tableau V- 7 Le coefficient $K\alpha$ moy pour Surcharge concentrée

Surcharge	P4	P5	P6	P7
Bc 2	0.91	1.33	1.83	2.3
	1.05	1.28	1.43	1.48
	1.09	1.25	1.32	1.3
	1.12	1.03	0.89	0.72
Bt 2	0.91	1.33	1.83	2.3
	1.06	1.28	1.44	1.49
	1.11	1.2	1.21	1.13
	1.12	0.97	0.79	0.6

Tableau V- 8 Le coefficient $K\alpha$ moy pour Charge uniformément répartie

Surcharge	Largeur (m)	Surface P4	Surface P5	Surface P6	Surface P7
G		1			
St	1.5	1.63	1.306	1.461	1.827
A(l) 2	8.75	9.091	8.9771	8.725	8.15
Mc120	2	2.059	2.48	2.858	3.155
D240	3.2	3.540	3.740	3.719	3.498

Tableau V- 9 Le coefficient $K\alpha$ moy pour des déférentes charges pour chaque poutre

surCharge	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7
G	1			
St	1.08	0.87	0.97	1.218
A(l) 2	1.038	1.025	0.99	0.93
Mc120	1.02	1.240	1.429	1.57
D240	1.10	1.168	1.162	1.09
Bc 2	1.04	1.22	1.39	1.45
Bt 2	1.05	1.19	1.31	1.38

2.2.5 Moments fléchissant et effort tranchant engendrés sur chaque poutre

La for mule du moment est :

$$M \text{ poutre } i = Mo \times k \alpha i$$

La formule de l'effort tranchant :

$$T \text{ poutre } i = To \times k \alpha i$$

Mo et To sont les résultats de l'étude longitudinale

Tableau V- 10 calcule des moments pour chaque poutre

	M0 (KN.m2)	M (Poutre 4)	M (Poutre 5)	M (Poutre 6)	M (Poutre 7)
G	7675,28	7675,28	7675,28	7675,28	7675,28
st	112,5	121,5	97,875	109,125	137,025
Al2	1843,46	1913,51148	1889,5465	1825,0254	1714,4178
Mc120	3005,5	3065,61	3726,82	4294,8595	4718,635
D240	4107,92	4518,712	4798,05056	4773,40304	4477,6328
Bc 2	2146,5	2232,36	2618,73	2983,635	3112,425
Bt2	1550.13	1627,6365	1844,6547	2030,6703	2139,1794

Tableau V- 11 calcule des efforts tranchants pour chaque poutre

	T 0 (KN.m2)	T (Poutre 4)	T (Poutre 5)	T (Poutre 6)	T (Poutre 7)
G	767,52	767,52	767,52	767,52	767,52
st	6,42	6,9336	5,5854	6,2274	7,81956
Al2	184,46	191,46948	189,0715	182,6154	171,5478
Mc120	153,46	156,5292	190,2904	219,29434	240,9322
D240	261,09	287,199	304,95312	303,38658	284,5881
Bc 2	164,11	170,6744	200,2142	228,1129	237,9595
Bt2	102,15	107,2575	121,5585	133,8165	140,967

2.2.6 COMBINAISON

Tableau V- 12 combinaison des moments ELS et ELU

Combinaison	M (Poutre 4)	M (Poutre 5)	M (Poutre 6)	M (Poutre 7)
1 G+1.2AL2+1ST	10092,99378	10040,6108	9974,43548	9869,60636
1 G+1.2BC2+1ST	10475,612	10915,631	11364,767	11547,215
1 G+1.2BT2+1ST	9749,9438	9986,74064	10221,20936	10379,32028
1G+D240	12193,992	12473,33056	12448,68304	12152,9128
1G+Mc120	10740,89	11402,1	11970,1395	12393,915
1.35G+1.6AL2+1.6ST	13617,64637	13541,5024	13456,26864	13323,93648
1.35G+1.6BC2+1.6ST	14127,804	14708,196	15310,044	15560,748
1.35G+1.6BT2+1.6ST	13160,2464	13469,67552	13785,30048	14003,55504
1.35G +1.35D240	16461,8892	16838,99626	16805,7221	16406,43228
1.35G +1.35MC120	14500,2015	15392,835	16159,68833	16731,78525

Tableau V- 13 combinaison des efforts tranchants ELS et ELU

Combinaison	M (Poutre 4)	M (Poutre 5)	M (Poutre 6)	M (Poutre 7)
1 G+1.2AL2+1ST	1004,216976	999,9912	992,88588	981,19692
1 G+1.2BC2+1ST	979,26288	1013,36244	1047,48288	1060,89096
1 G+1.2BT2+1ST	903,1626	918,9756	934,3272	944,49996
1G+D240	1054,719	1072,47312	1070,90658	1052,1081
1G+Mc120	924,0492	957,8104	986,81434	1008,4522
1.35G+1.6AL2+1.6ST	1353,596928	1347,60304	1338,30048	1323,139776
1.35G+1.6BC2+1.6ST	1320,3248	1365,43136	1411,09648	1429,398496
1.35G+1.6BT2+1.6ST	1218,85776	1239,58224	1260,22224	1274,210496
1.35G +1.35D240	1423,87065	1447,838712	1445,723883	1420,345935
1.35G +1.35MC120	1247,46642	1293,04404	1332,199359	1361,41047

3 MODELISATION NUMERIQUE

3.1 Modélisation

La modélisation du tablier a été faite moyennant le logiciel **ROBOT** qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : (Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques...etc).

L'ouvrage est isostatique comportant 11 travées identiques et indépendantes, on étudiera donc une seule travée (une dalle de 25 cm reposant sur 07 poutres)

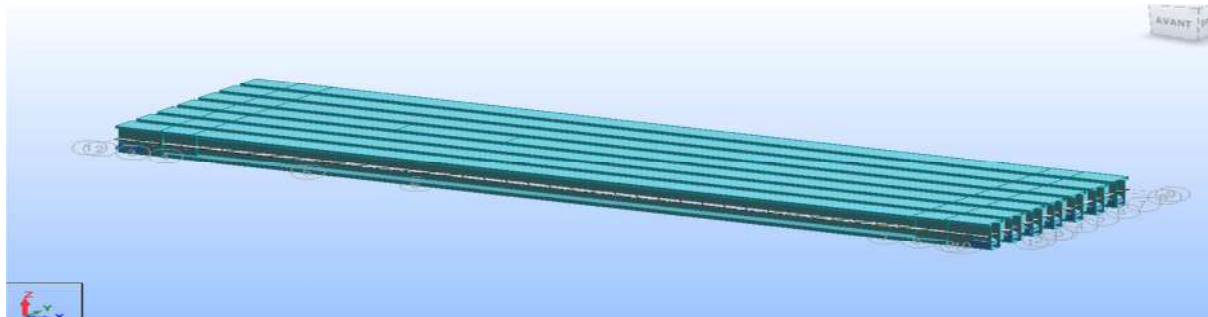


Figure V- 11 modelisation poutres + dalle

La modélisation détaillée est dans l'ANNEXE C

3.2 Affectation des charges

3.2.1 Charges permanentes

- Poids propre
- Revêtement
- Garde-corps
- Glissière de sécurité
- Corniche
- Trottoir

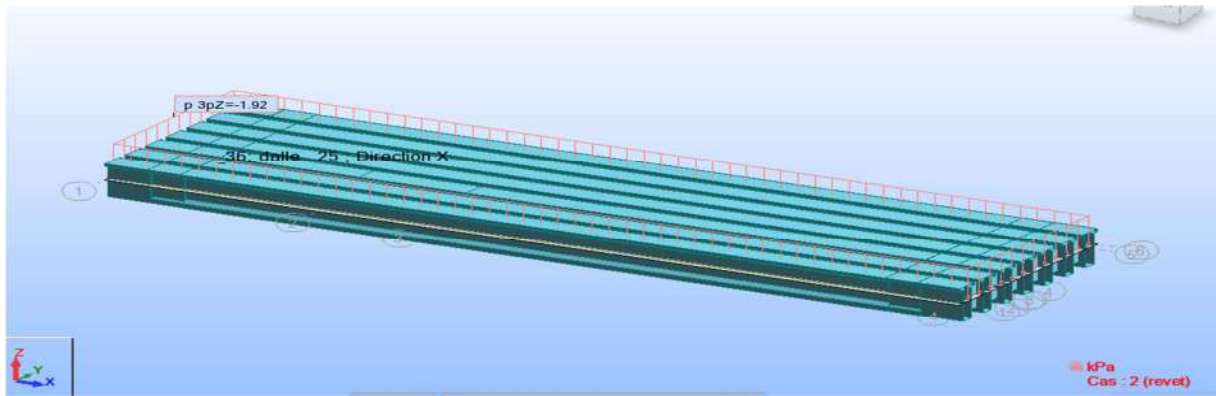


Figure V- 12 exemple de charge permanente revêtement

3.2.2 Exploitation statique

- Al (1)
- Al (2)
- Surcharge sur trottoir

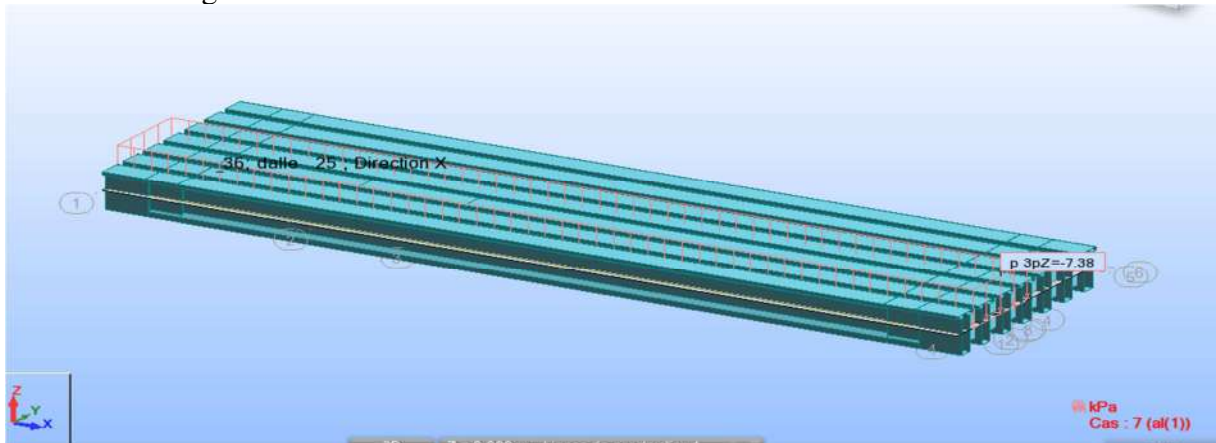


Figure V- 13 exemple de la charge statique Al 1

3.2.3 Charges roulantes

- Bc 1
- Bc 2
- Bt 1
- Bt 2
- Mc 120
- D240

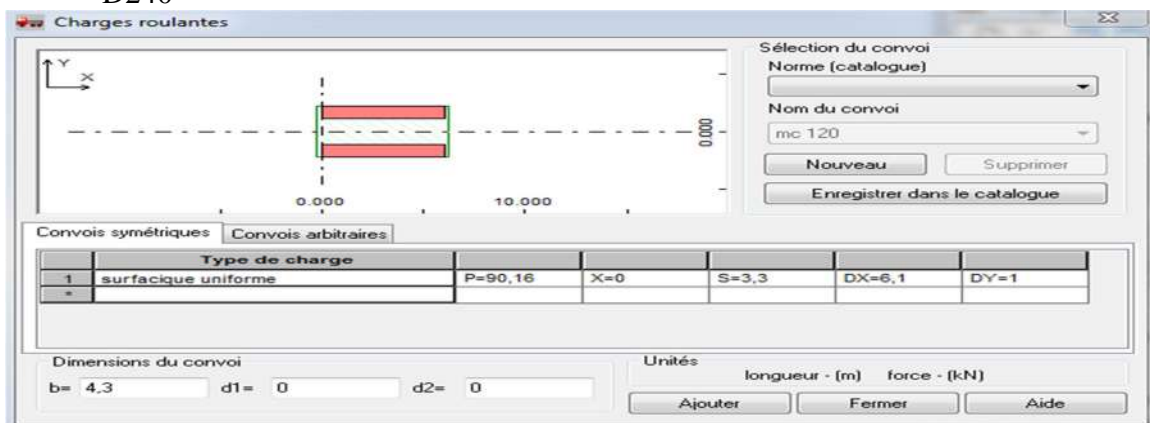


Figure V- 14 disposition de la charge Mc120

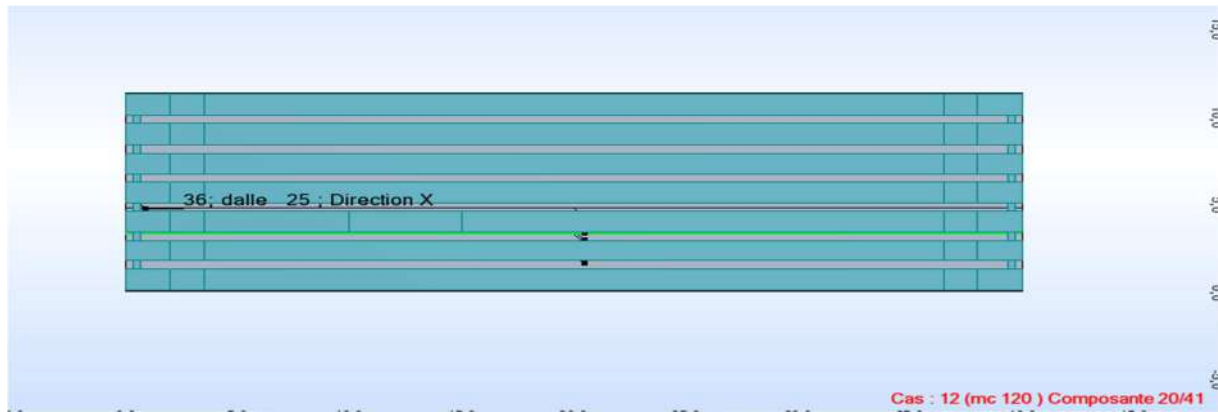


Figure V- 15 affectation de la charge roulante Mc120

Le détail des affectation des charges est dans l'ANNEXE C

3.3 RESULTAT

3.3.1 Poutre

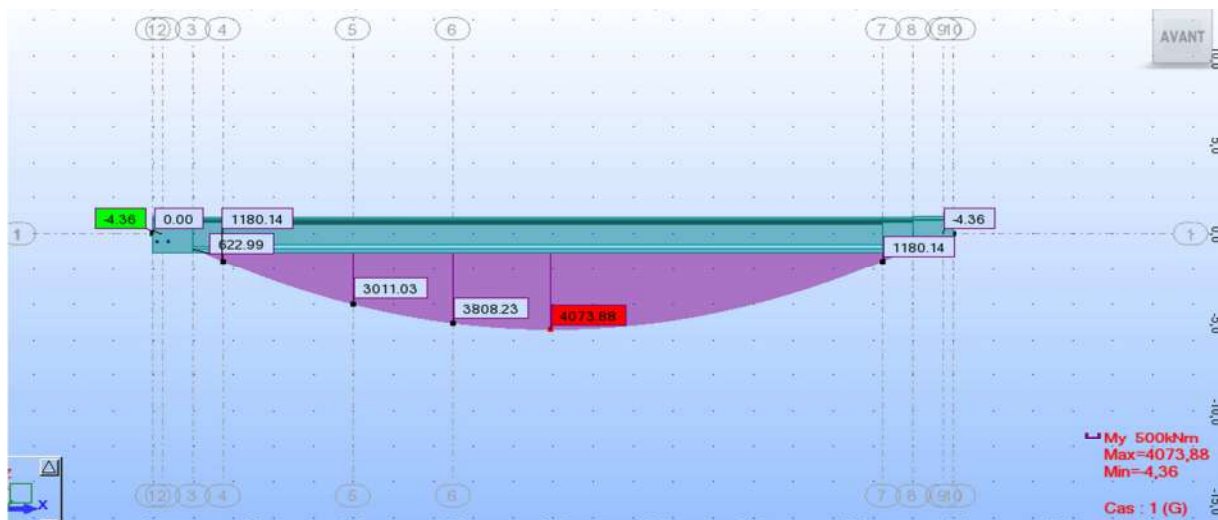


Figure V- 16 résultat du moment sous le poids propre poutre seule

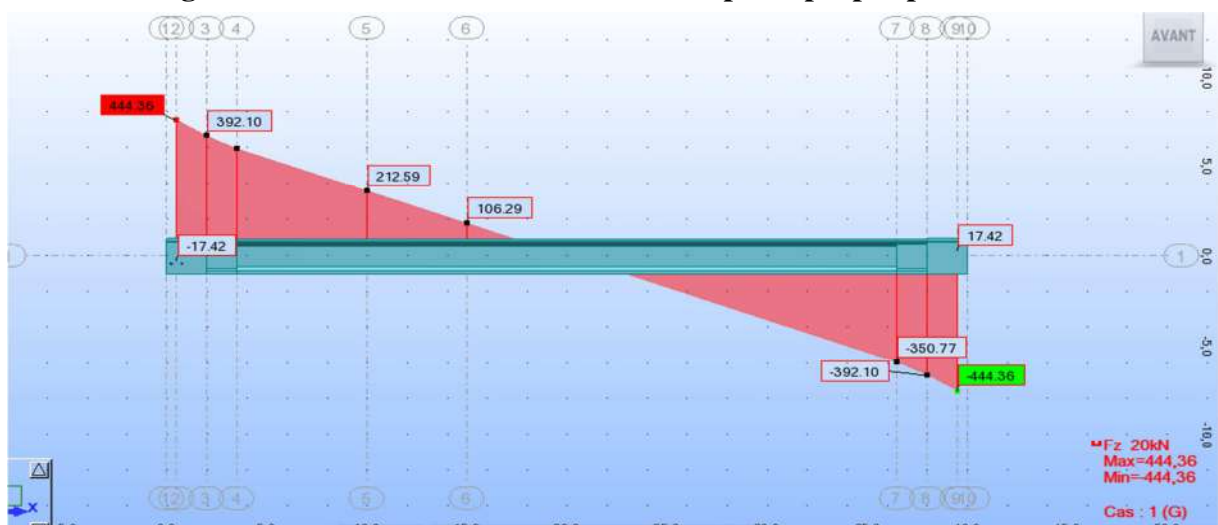


Figure V- 17 résultat de l'effort tranchant sous le poids propre poutre seule

3.3.2 Poutre + dalle

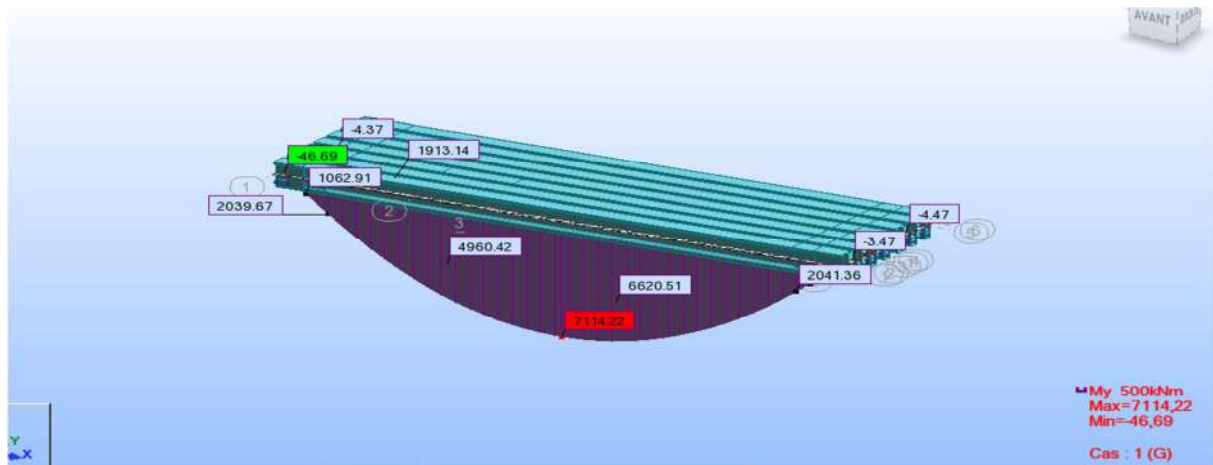


Figure V- 18 résultat du moment sous le poids propre poutres + dalle

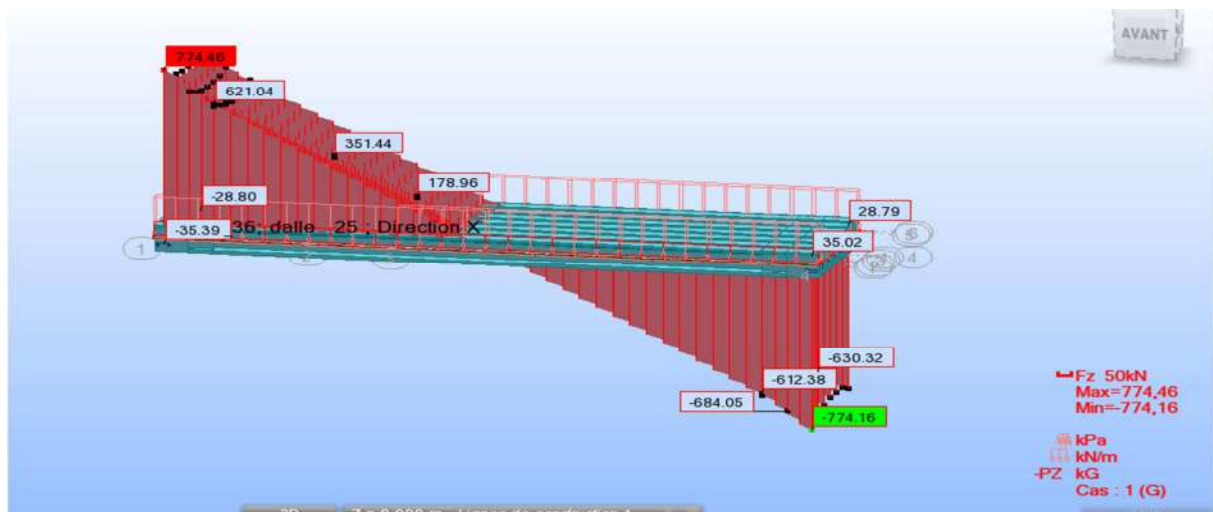


Figure V- 19 résultat de l'effort tranchant sous le poids propre poutres + dalle

3.3.3 Poutre + dalle après chargement

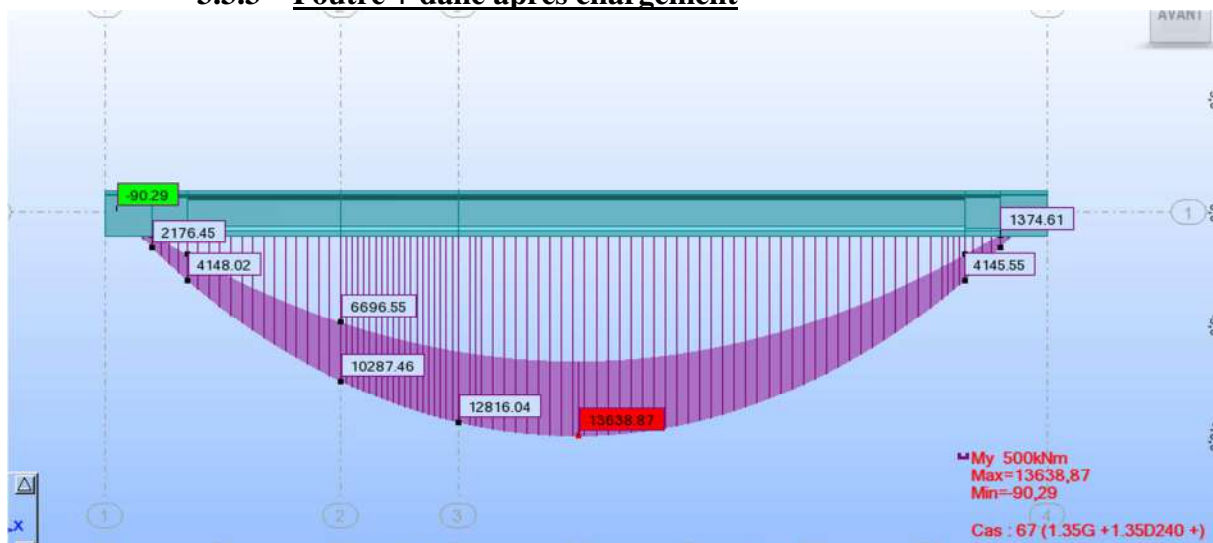


Figure V- 20 résultat du moment max poutres + dalle après chargement ELU

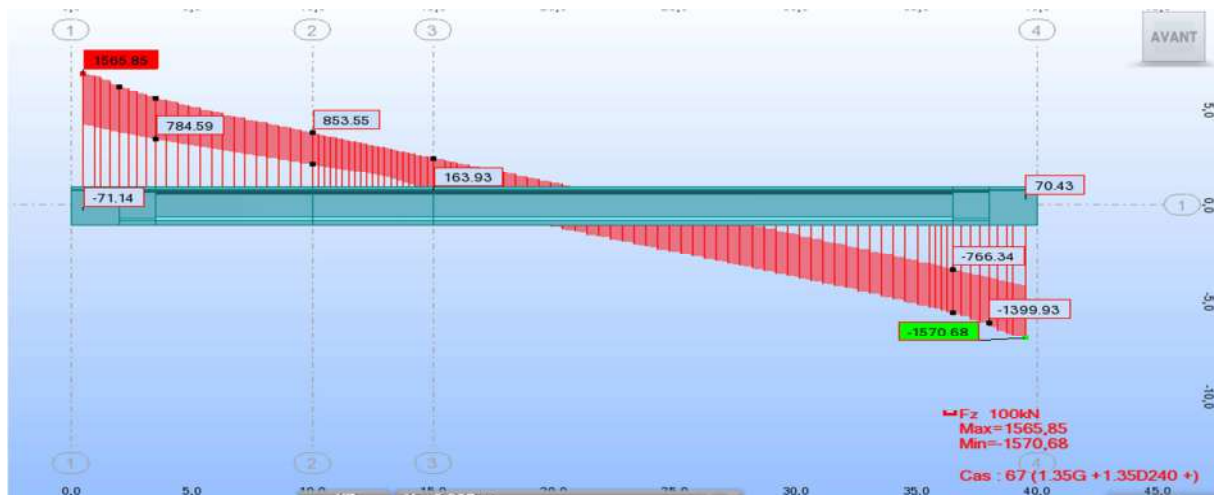


Figure V- 21 résultat de l'effort tranchant max poutres + dalle après chargement ELU

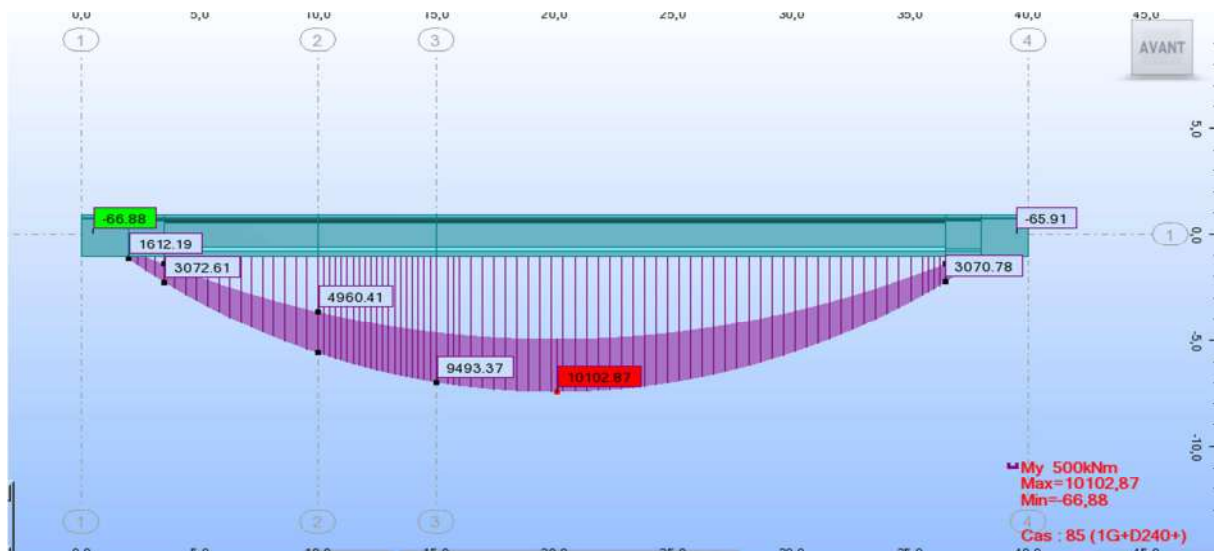


Figure V- 22 résultat du moment max poutres + dalle après chargement ELS

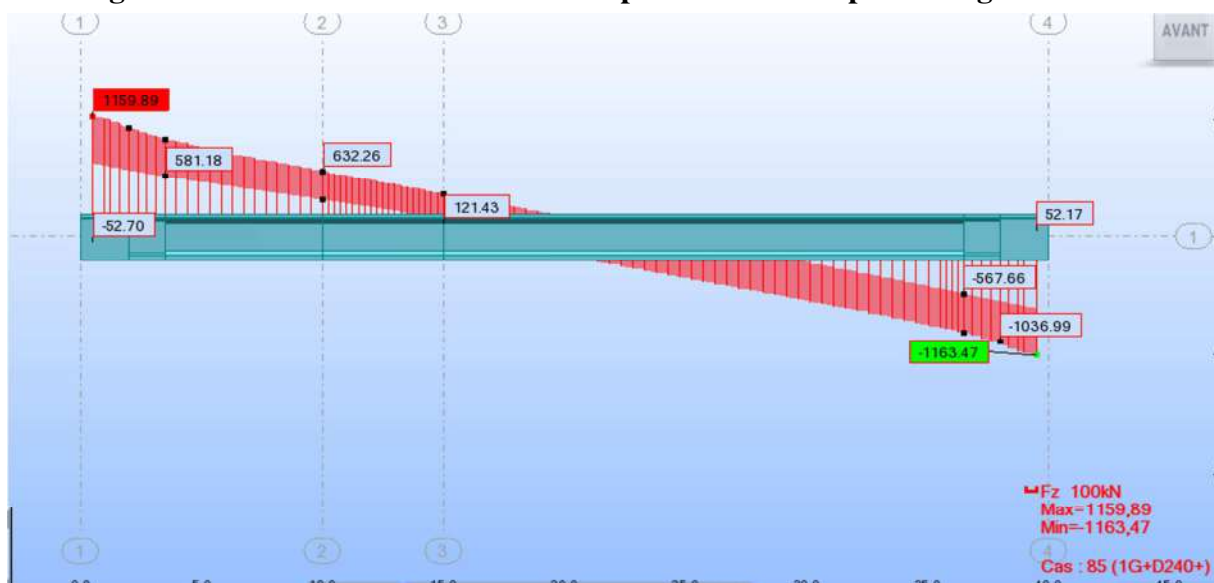


Figure V- 23 résultat de l'effort tranchant max poutres + dalle après chargement ELS

3.4 Tableaux récapitulatif

Tableau V- 14 recapitulation des resultats

Elément	Moment max(kN/m)		Effort tranchant max (kN)	
	Els	Elu	Els	Elu
poutre	4073.88	/	444	/
Poutre + dalle avant chargement	7114.22	/	774.46	/
Poutre + dalle après chargement	10102.87	13638.87	1159.89	1570.68

La combinaison la plus défavorable est d 240

4 Etude comparative

Tableau V- 15 comparaison des résultats des deux méthodes

Combinaison	Moment		Effort tranchant	
	Manuel	Automatique	Manuel	Automatique
G +D240	12473.33	10102.87	1072.47	1159.89
1.35G+1.35D240	16838.99	13638.87	1447.83	1570.86

- la poutre la plus sollicitée dans les deux cas est la poutre 5
- le rapport entre les résultats manuelle et automatique est :
pour les moments $M_{max} / M_{min} = 1.23$
pour l'effort tranchant $T_{max}/T_{min} = 1.08$

5 CONCLUSION

Après avoir fait l'étude transversale et longitudinale nous concluons que la poutre 5 est défavorable, son moment nous permettra de ferrailer nos poutres convenablement.

En comparant ce moment fait manuellement et celui fait avec ROBOT, on constate une légère différence, de ce fait on adopte celui fait par le logiciel fondé par la méthode des éléments finis qui reste une méthode plus fiable.

Chapitre VI

Etude de la précontrainte



1 INTRODUCTION

Le béton a pour qualité essentielle sa bonne résistance en compression, par contre, il affiche une faible résistance en traction. D'où l'intérêt de chercher un moyen d'utiliser au maximum la résistance du béton. Ceci constitue le but essentiel dans ce chapitre.

Le mot « précontraint », crée par E.FREYSSINET, signifie contraint avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé.

2 Le principe du béton précontraint

La précontrainte consiste à soumettre le béton avant application des charges extérieures à des forces de compression induisant des contraintes, l'addition de ces dernières avec celles provenant des charges extérieures donnent en tout point des contraintes inférieures aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

3 Mode de la précontrainte

Le béton est précontraint au moyen de câbles qui sont tendus par des vérins, la tension des câbles va appliquer une contrainte de compression au béton, dont l'intensité dépend des charges de flexions qu'aura à subir l'ouvrage ; Cette précontrainte peut être appliquée par :

- pré tension, c'est-à-dire que les câbles sont tendus avant le coulage du béton.
- post-tension : dans ce cas, les câbles sont tendus après le durcissement du béton.

Pour notre projet on avait choisi, en se basant sur la portée des travées, une précontrainte par **post-tension** qu'on va étudier étape par étape dans la suite de ce chapitre.

4 La précontrainte par post-tension

Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

-  Intérieure au béton.
-  Extérieure au béton.

4.1 Etapes générales de réalisation

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- Des conduits les plus utilisés sont des « gaines » sont positionnés à l'intérieur du coffrage avant bétonnage.
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins qui prennent appui sur le béton de la poutre et « ancrées » par des systèmes d'ancrages; la tension des armatures se transmet au béton et le comprime.
- Les vérins sont ensuite démontés et les excédents de câbles coupés; les conduits sont enfin injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.
- Après l'injection on procède au cachetage des têtes d'ancrages afin d'éviter toute infiltration d'eau jusqu'aux ancrages.

4.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS

4.2.1 . Avantages

- 1) Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
- 2) Une économie appréciable des matériaux.
- 3) Augmentation des portés économiques.
- 4) Une réduction des risques de corrosion.

4.2.2 Inconvénients

- 1) La nécessité de matériaux spécifiques.
- 2) La nécessité de main d'œuvre qualifié.
- 3) La nécessité d'équipements particuliers.
- 4) Risque de rupture à vide par excès de compression.
- 5) Un calcul relativement complexe.

5 DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL

5.1 Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont en acier à haute résistance. Elles se présentent sous forme de fils, de torons, de barres ou de câbles.

- **Les torons** : Les torons sont un assemblage de plusieurs fils (le fil est produit par déformation à froid d'un fil machine).
- **Les câbles** : Les câbles sont constitués de plusieurs torons en acier à haute résistance pour béton précontraint.

5.2 . La géométrie des câbles de précontrainte

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la géométrie du câble est généralement choisie afin de suivre plus ou moins exactement la distribution des moments sous charges permanentes.

5.3 Classe de la précontrainte

Classe I (la plus pénalisante)

Elle n'admet pas les contraintes de traction. Elle concerne les pièces soumises à la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées à la fatigue.

Classe II (la plus courante) *Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.*

Classe III (la moins pénalisante) *Elle admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes. Elle concerne les pièces en atmosphère peu agressive.*

Pour cet ouvrage nous allons considérer une précontrainte de classe II caractérisé par ces contraintes limites qu'il faut respecter l'or de calcul de la contrainte de précontrainte.

5.4 CARACTERISTIQUES ET DONNEES

5.4.1 POUR LES CABLES

Tableau VI- 1 caractéristique du cable

Cable	Nbr toron	Ap 1 toron	Ap m ²	f _{prg} MPa	f _{peg} MPa	F _{p0}
T 15	12	0.00014m ²	0.00168	1770	1593	196.2 kN
D gaine	f	φ	g	ρ 1000	Ep MPa	Fe MPa
0.08m	0.18 rad ⁻¹	0.002 m ⁻¹	4 mm	2.5	190000	500

f_{prg}: contrainte de rupture garantie.

f_{peg}: limite conventionnelle d'élasticité.

Les caractéristiques sont déduit du tableau 1 dans l'ANNEXE D

5.4.2 POUR LES MOMENTS

Tableau VI- 2 les sollicitations (chapitre calcule des sollicitations)

M _{gp}	M _M	M _m	V _M	V _m
4.08 MN.m	10.102 MN.m	7.15 MN.m	1.159 MN	0.621 MN

M_{gp} : moment de poids propre ;

M_m : moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

M_M : moment généré par les actions variables de toutes natures ;

V_M : effort tranchant Els généré par les actions variables de toutes natures ;

V_m : effort tranchant Els de poids propre.

5.4.3 POUR LA POUTRE

Tableau VI- 3 caractéristiques de la poutre

B (m ²)	V' (m)	V (m)	I _G (m ⁴)	ρ
1.2649	1.4239	0.8261	0.7256	0.4877

Nous désignons par :

B : son aire ;

v et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes ($v + v' = h$) ;

I : son moment d'inertie par rapport à Gz ;

ρ : son rendement géométrique. $\rho = I / B \cdot v \cdot v'$

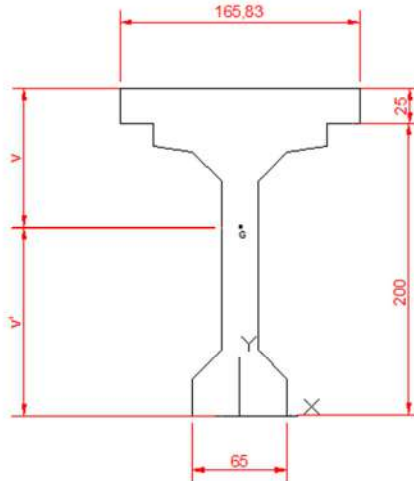


Figure VI- 1 .les caractéristique géométrique de la poutre+l'hourdis à mi travée

5.4.4 POUR LE BETON

Tableau VI- 4 Caractéristiques du béton

$F_{c \text{ sup}}$	$F_{c \text{ inf}}$	$F_{t \text{ 28}}$	σ_{bc}	σ_{bt}
40 MPa	27 MPa	3 MPa	24 MPa	-4.5 MPa

5.4.5 POUR LES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II D'APRES LE BPEL 91 :

Tableau VI- 5 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II

CLASSE II	En traction	En compression
En service	$\sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28} = -4.5 \text{ Mpa}$	$\sigma_{bc1} = 0.6 f_{c \text{ 28}} = 24 \text{ Mpa}$
	$\sigma_{bt2} = - f_{t28} = - 3 \text{ Mpa}$	$\sigma_{bc2} = 0.6 f_{c \text{ 28}} = 24 \text{ Mpa}$

Les résultats sont déduits des contraintes admissibles BPEL 91 figure1 dans l'ANNEXE D

6 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINT :

6.1 Détermination des effort de précontraintes

6.1.1 FORCE DE LA PRECONTRAINT

La valeur du précontraint minimal est obtenue par l'expression suivante :

$$P \text{ min} = \max [PI, PII]$$

PI: c'est la force minimale en section sous critique;

PII: c'est la force minimale en section sur critique

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{I}{v} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$PII = \frac{M(M) + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' - (\rho \times v) - d'}$$

Tableau VI- 6 valeur minimale de la precontrainte

σ_{bt1} (Mpa)	σ_{bt2} (Mpa)	d' (m)	M_M (MN.m)	M_m (MN.m)	V' (m)	V (m)	ρ	I_G (m4)	PI (MN)	PII (MN)
-4.5	-3	0.3 m	10.102	5.825	1.4239	0.8261	0.4877	0.7256	-1.80	5.62

Application numerique :

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h} = \frac{(10.102 - 7.15) + \frac{0.7256}{1.423} (-4.5) + \frac{0.7256}{0.826} (-3)}{0.4877 \times 2.25} = -1.80 \text{ (MN)}$$

$$PII = \frac{M(M) + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' - (\rho \times v) - d'} = \frac{10.102 + \frac{0.7256}{1.4239} (-3)}{1.4239 - (0.4877 \times 0.8261) - 0.3} = 5.62 \text{ MN}$$

$PII > PI \implies$ Alors la section est sur critique, $P_{min} = \max(PI, PII) = 5.62 \text{ MN}$

6.1.2 Détermination de nombre de câbles à mi travée

$$P_{min} \leq (1 - \Delta P) n P_0$$

L'évaluation de la force exercée par un câble selon BPEL91REV99 ce fait est comme suit :

$$P_0 = \min(0.8 f_{prg} \times A_p, 0.9 f_{peg} \times A_p)$$

$$A_p (12T15) = 12 \times 140 = 1680 \text{ mm}^2 \implies P_0 = 2.38 \text{ MN}$$

Estimation des pertes à 25%

$$n \geq P_{min} / P_0 / (1 - \Delta P) \implies n \geq 3.15$$

Donc on prend alors **4 câbles de 12T15**

6.1.3 Détermination de nombre de câbles à l' about

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

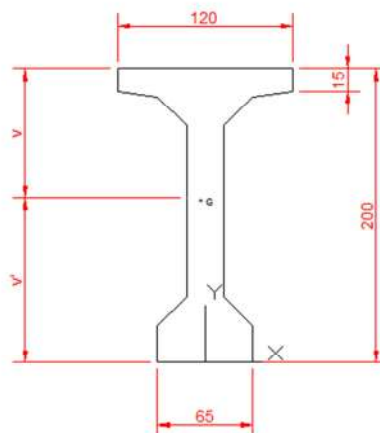


Figure VI- 2 les caractéristique géométrique de la poutre seule à mi travée

Tableau VI- 7 valeur des containte de verification

B (m²)	V' (m)	V (m)	I_G (m⁴)	ρ	d	Mm (MPa)	E0 V'-d'	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0.85	1.08	0.92	0.42	0.49	0.3	4.08	-0.78	24	-4.5

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

Fibre supérieure **σ_{sup} ≥ σ_{bt}**

Fibre inférieure **σ_{inf} ≤ σ_{bc}**

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \times eo + Mg) \geq 1.5 ftj \qquad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (P \times eo + Mg) \leq 0.6 fbc$$

Application numérique

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \times eo + Mg) \geq 1.5 ftj$$

$$P_{sup} = \frac{\sigma_{sup} - \left(\frac{M \times v}{I}\right)}{\frac{1}{B} + \frac{e \times v}{I}} = \frac{(-4.5) - \left(\frac{4.08 \times 0.92}{0.42}\right)}{\frac{1}{0.85} + \frac{(-0.78)(0.92)}{0.42}} = \frac{-13.4371}{-0.53} = 25.35 \text{ MN}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (P \times eo + Mg) \leq 0.6 fbc$$

$$P_{inf} = \frac{\sigma_{inf} + \left(\frac{M \times v'}{I}\right)}{\frac{1}{B} - \frac{e \times v'}{I}} = \frac{(24) + \left(\frac{4.08 \times 1.08}{0.42}\right)}{\frac{1}{0.85} - \frac{(-0.78)(1.08)}{0.42}} = \frac{-34.49}{-3.17} = 10.82 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P}{P_0} \quad \text{avec } P_0 = 2.38 \text{ MN}$$

$$\sigma_{inf} \implies P \leq 10.82 \text{ MN} \dots\dots\dots n \leq 4.55$$

$$\sigma_{sup} \implies P \leq 25.23 \text{ MN} \dots\dots\dots n \leq 10.66$$

6.1.4 Vérification des contraintes

1^{ère} phase : Au 7^{ème} jour, poutre, Les câbles sont tirés à 50%.

2^{ème} phase : Au 28^{ème} jour, poutre, Les câbles sont tirés à 100%.

3^{ème} phase : Au 28^{ème} j/Dalle, Câbles tirés à 100%.

4^{ème} phase : Au 28^{ème} j/en service, Câbles tirés à 100%.

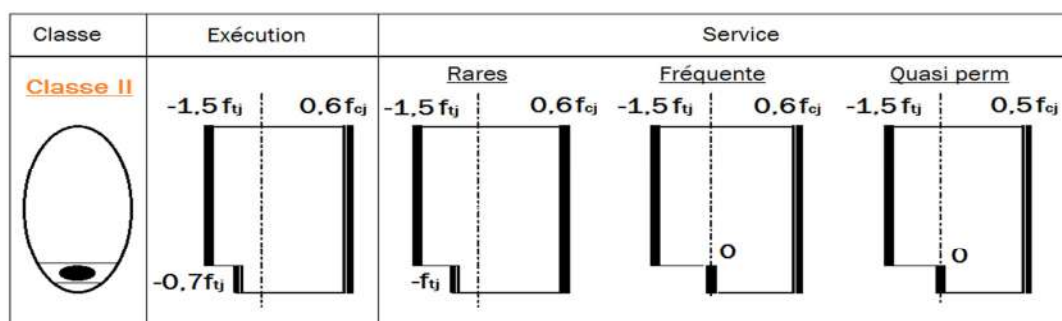


Figure VI- 3 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES selon BPEL

Tableau VI- 8 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES selon BPEL

Classe II	En exécution Phase1, 2et3	En service Phase4
En compression	$\sigma_{bc1} = 0.6 f_{c28}$	$\sigma_{bc1} = 0.6 f_{c28}$
En traction	$\sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28}$	$\sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28}$
	$\sigma_{bt2} = -0.7 f_{t28}$	$\sigma_{bt2} = -f_{t28}$

Tableau VI- 9 Calcule des contraintes admissible

Phase	F _{cj} (MPa)	F _{tj} (MPa)	σ_{bc1} (MPa)	σ_{bt1} (MPa)	σ_{bt2} (MPa)	Δp (MPa)	Nbr des cables
Phase 1	26.49	2.19	15.89	-3.28	-1.53	5 %	4
Phase 2	40	3	24	-4.5	-2.1	10%	4
Phase 3	40	3	24	-4.5	-2.1	15%	4
Phase 4	40	3	24	-4.5	-3	25%	4

$$f_{cj} = j / 4.76 + 0.83j \times f_{c28}$$

Tableau VI- 10 caractéristique des poutres dans chaque phase

Phase		IG (m4)	B (m2)	V(m)	V'(m)
Phase 1	Poutre	0.4205	0.8506	0.9182	1.0818
Phase 2	Poutre	0.4205	0.8506	0.9182	1.0818
Phase 3	Poutre+dalle	0.7256	1.2649	0.8261	1.4239
Phase 4	En service	0.7256	1.2649	0.8261	1.4239

Tableau VI- 11 vérification des contraintes

Phase	E0 (m)	M(MN.m)	P(MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Borne (MPa)		OBS
						σ_{bc}	σ_{bt}	
Phase 1	0.78	4.08	4.52	6.51	3.91	15.89	-1.53	Vérifié
Phase 2	0.78	4.08	8.65	4.36	16.80	24	-2.1	Vérifié
Phase 3	1.12	7.15	8.09	4.19	10.20	24	-2.1	Vérifié
Phase 4	1.12	10.10	7.14	8.01	1.56	24	-3	Vérifié

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times eo - M)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V'}{I} (P \times eo - M)$$

Exemple de calcul phase1 : 1^{ère} phase : Au 7^{ème} jour, poutre, Les câbles sont tirés à 50%.

P0=2.38 MN

P= nbr de cable x P0/(1-ΔP)x 50%

$$= 4 \times (2.38 / (1 - (5/100))) \times 50\% = 4 \times 2.38 \times 0.95 \times 0.5 = 4.52 \text{ MN}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times eo - M) = \frac{4.52}{0.85} - \frac{0.92}{0.42} (4.52 \times 0.78 - 4.08) \quad \sigma_{sup} = 6.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V'}{I} (P \times eo - M) = \frac{4.52}{0.85} + \frac{1.08}{0.42} (4.52 \times 0.78 - 4.08) \quad \sigma_{inf} = 3.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

Les hypothèses considérées (tension de câbles, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

6.2 Tracé des câbles de précontrainte

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

6.2.1 DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES

6.2.1.1 SECTION MEDIANE

En respectant la distance de $\emptyset$ autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

Avec $\emptyset = 0.08$ m

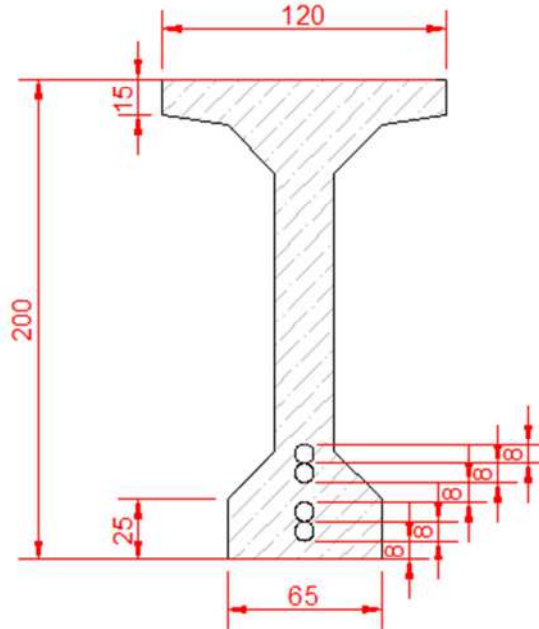


Figure VI- 4 Disposition des câbles dans la section médiane

La disposition des câbles est faite a l'aide Figure 2 disposition des câbles selon BPEL

6.2.1.2 SECTION D' ABOUT

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

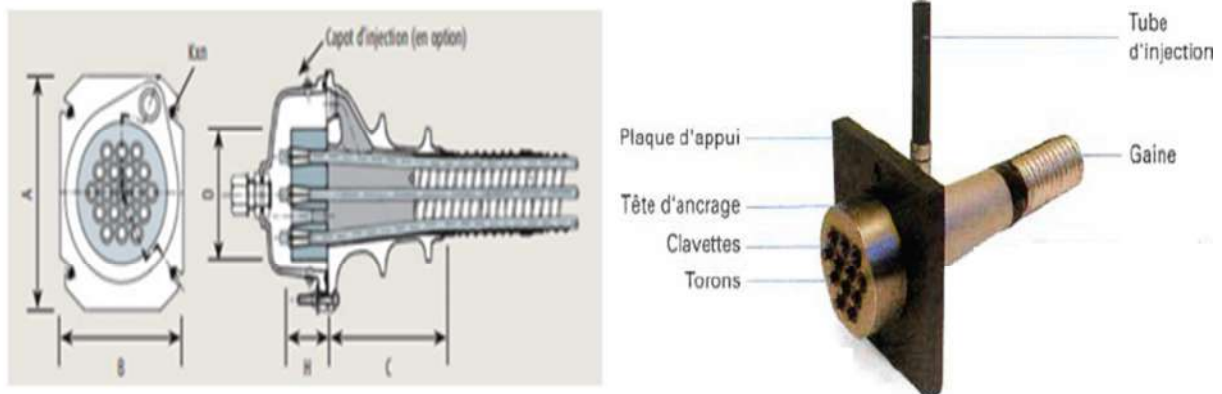


Figure VI- 5 Caractéristiques des plaques d'ancrages

on un câble de 12 t 15 ==> $A=240 \text{ mm}$ et $B = 200 \text{ mm}$. (tableau 2 ANNEXE D)

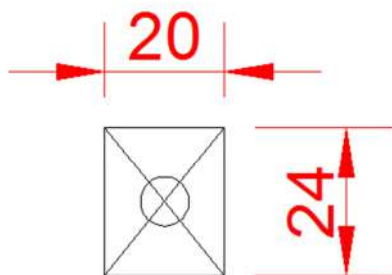


Figure VI- 6 dimension plaque d'ancrage

a laide de Figure 3 disposition des plaque d'ancrage et Figure 4 Calcule des distance a et b dans ANNEXE D

$a = b = 306$ en prend $a = b = 310$

$x \geq 0.85 a = 263.5 \text{ mm}$ en prend $x = 350 \text{ mm}$

$y \geq 0.85 b = 263.5 \text{ mm}$

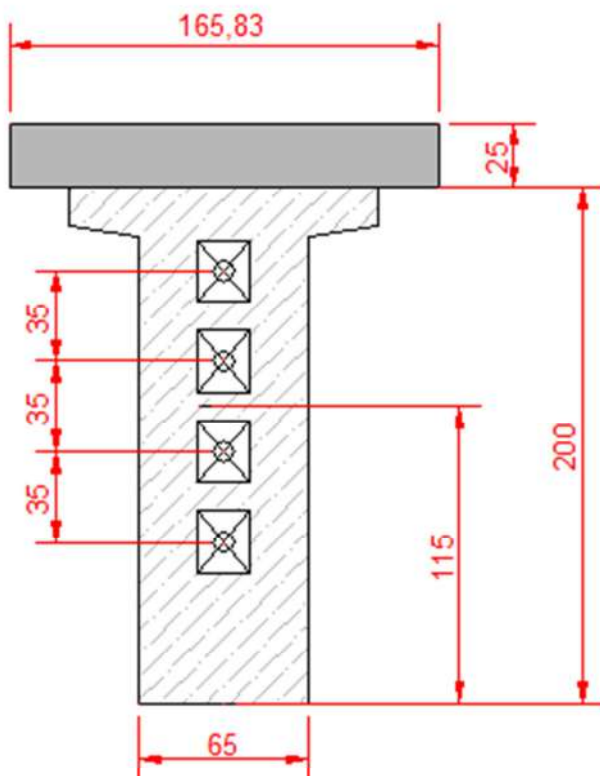


Figure VI- 7 emplacement des plaques d'ancrage dans la section about

6.2.2 LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL

L'angle de relevage α à $x=0$ est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left(\frac{VM-V'}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{Vm+V'}{P} \right)$$

V' = effet tranchant limite que peut supporter la section d'about

$$V' = T' \times b_n \times 0.8h$$

T' = contrainte tangentielle limite en état de service

$$T' = [0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma_x)]^{\frac{1}{2}}$$

σ_x = contrainte normale au niveau de la fibre neutre $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n = surface limite nette de la section d'about + hourdis

$$B_n = B_{brute} - n B_{gaine}$$

b_n = largeur nette de la section d'about + hourdis

$$b_n = b_0 - n \times \varnothing$$

n = nombre de gains

b_0 = surface brute

B_{gaine} = surface de la gaine

Calcul :

$$b_0 = 0.65 \text{ m}; n = 1 \text{ lit}; \varnothing = 0.08 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 - n \times \varnothing = 0.65 - (1 \times 0.08) = 0.57 \text{ m}$$

$$B_{brute} = 1.8084 \text{ m}^2; B_{gaine} = 3.14 \times (0.08)^2 / 4 = 0.005 \text{ m}^2; n = 4 \text{ cable}$$

$$B_n = B_{brute} - n B_{gaine} = 1.8084 - 4 (0.005) = 1.79 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2.38 \text{ MN}; \Delta P = 25\%; n = 4 \text{ cable}$$

$$P = \text{nbr de cable} \times P_0 / (1 - \Delta P) = 4 \times 2.38 \times 0.75 = 7.14 \text{ MN}$$

$$P = 7.14 \text{ MN}; B_n = 1.79 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = 7.14 / 1.79 = 3.99 \text{ (MPa)}$$

$$ftj = 3 \text{ (MPa)}; \sigma_x = 3.99 \text{ (MPa)};$$

$$T' = [0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma_x)]^{\frac{1}{2}} = [0.4 \times 3 \times (3 + 3.99)]^{\frac{1}{2}} = 2.9 \text{ (MPa)}$$

$$T' = 2.9 \text{ MPa}; b_n = 0.57 \text{ m}; h = 2.25 \text{ m}$$

$$V' = T' \times b_n \times 0.8h = 2.9 \times 0.57 \times (0.8 \times 2.25) = 2.97 \text{ MN}$$

$$V_m : \text{effort tranchant sous charge permanente} = 0.621 \text{ MN}$$

Tableau VI- 12 résultat de détermination de l'angle de relevage

bn (m)	Bn (m²)	P (MN)	L cable (m)	L relvage (m)	L pb (m)	σ_x (MPa)	T' (MPa)	V' (MN)
0.57	1.79	7.14	40	1.2	37.6	3.99	2.9	2.97

$$\text{Arc sin} \left(\frac{VM-V'}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{Vm+V'}{P} \right)$$

$$-14.71 \leq \alpha \leq 30.23$$

6.2.3 ALLURE DES CABLES

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

$$\frac{1}{R} = 8 x \frac{f}{l^2}$$

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole. Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1.20 à partir d'ancrage

L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation $\beta = 4x \frac{f}{l}$

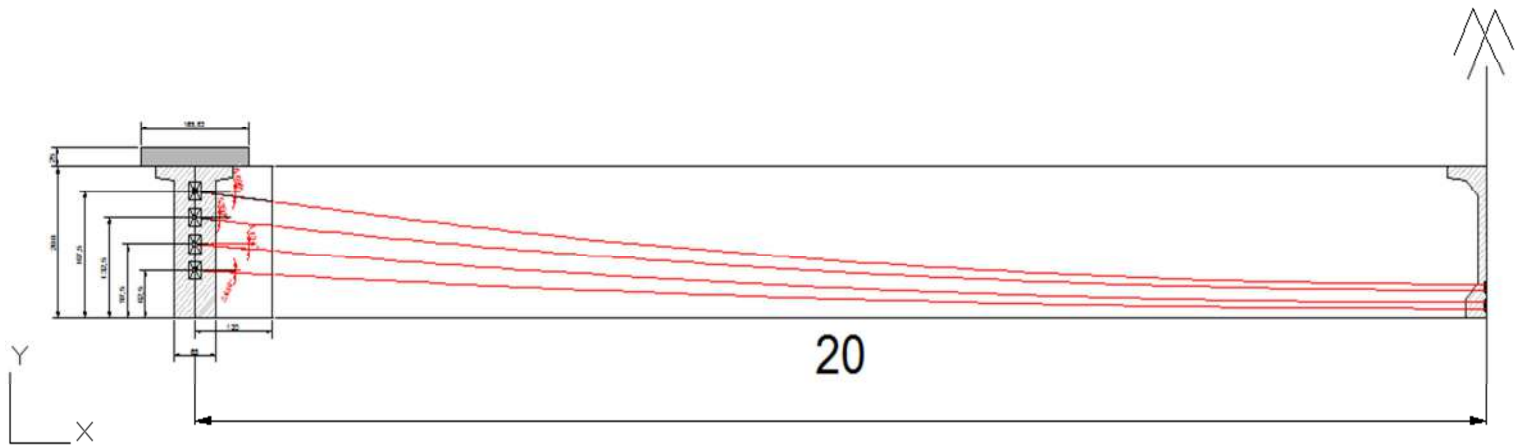


Figure VI- 8 allure des trace des cables

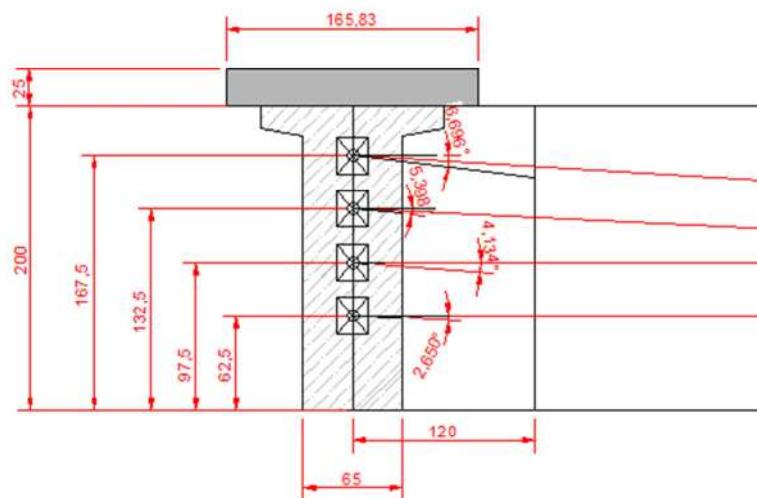


Figure VI- 9 les angles d'ancrage

Figure VI- 10 résultat des rayons et angles de déviation

N° cable	L (m)	$\alpha(^{\circ})$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(\text{rad})$
			X=0	X=1.2	X=20			
C1	37.6	2.650	0.625	0.57	0.12	0.45	393.18	0.048
C2	37.6	4.134	0.975	0.89	0.2	0.69	256.76	0.073
C3	37.6	5.18	1.325	1.22	0.36	0.86	206.40	0.091
C4	37.6	6.69	1.675	1.53	0.44	1.09	161.50	0.116

Exemple de calcul :

$$f = Y_{i(X=1.2)} - Y_{i(X=20)} = 0.57 - 0.12 = 0.45 \text{ m}$$

$$R = \frac{l^2}{8xf} = \frac{37.6^2}{8 \times 0.45} = 393 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{4 \times f}{l} = \frac{4 \times 0.45}{37.6} = 0.048 \text{ rad}$$

6.3 Calcul des pertes

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension.

6.3.1 Pertes par frottement

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

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\sigma_{\varphi} = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(fx\beta + (\varphi x X))})$$

σ_{p0} = la tension à l'origine

F = Coefficient de frottement en courbe

β = La déviation angulaire du câble à une distance (x) de l'origine.

φ = Coefficient de perte de tension par unité de longueur

A l'aide du Tableau 3 valeurs moyennes des coefficients f et φ dans l'ANNEXE D

$$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$$

$$F = 0.18$$

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$$

Tableau VI- 13 calcule des pertes de frottement pour les 4 cable

N° câble	X = l/2 (m)	β (rad)	$f \times \beta + \varphi \times X$	$\Delta\sigma\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma\varphi$ moy (MPa)	$\Delta\sigma\varphi$ moy (%)
C1	20	0.048	0.049	67.18	75.47	5.33
C2	20	0.073	0.053	73.34		
C3	20	0.091	0.056	77.65		
C4	20	0.116	0.061	83.73		

Exemple de calcul : le câble C 3

$f = 0.18$; $\beta = 0.091$ rad ; $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$; $X = 20$ m ; $\sigma_{po} = 1416$ MPa .

$$f \times \beta = 0.18 \times 0.091 = 0.01638$$

$$\varphi \times X = 0.002 \times 20 = 0.04$$

$$f \times \beta + \varphi \times X = 0.05638$$

$$\Delta\sigma\varphi = \sigma_{po} \times (1 - e^{-(f\beta + \varphi X)}) = 1416 \times (1 - e^{-0.05638}) = 77.65 \text{ MPa} .$$

6.3.2 Perte due au recule d'ancrage

Après la mise en tension. On relâche le vérin pour laisser les clavettes se bloquer. Ceux-ci reculent de quelques millimètres .ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} \times e^{[-2k(d) + k(x)]}$$

Avec :

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{po} \times k \times (d - X)$$

$$d = \text{longueur sur la quelle s'effectue le recule d'ancrage} \quad d = \sqrt{\frac{E p \times g}{\sigma_{po} \times k}}$$

$$k = \text{constante} \quad k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \quad ; \quad g = 2 \text{ a6 mm dans notre cas } g = 4 \text{ mm}$$

Tableau VI- 14 résultat des pertes par recule d'ancrage

N ° câble	L (m)	K (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
C 1	20	0.0024	14.86	102.28
C 2	20	0.0027	14.21	106.99
C 3	20	0.0028	13.80	110.17
C 4	20	0.0030	13.27	114.54

On remarque que d est inférieure a l/2 du coup on n'aura pas de perte par recule a mi- travée

Exemple de calcul : le câble C 3

$f=0.18$; $\beta=0.091$ rad; $l=20$ m; $\varphi = 0.002$; $E_p= 190000$ MPa ; $g = 0.004$ m ; $\sigma_{po} = 1416$ MPa

$$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi = 0.18 \times (0.091/20) + 0.002 = 0.0028 \text{ m}^{-1}$$

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{po} \times k}} = \sqrt{\frac{190000 \times 0.004}{1416 \times 0.0028}} = \sqrt{191.68} = 13.80 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{po} \times k \times (d-x) = 2 \times 1416 \times 0.0028(13.80) = \mathbf{110.17 \text{ (MPa)}}$$

6.3.3 Perte par déformation instantané du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autre action permanente peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans un section donne :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{bi} = \text{contrainte parabole du béton } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG}$$

$P =$ effort de précontrainte $P = \text{nbr de cable} \times P_0 / (1 - \Delta P)$

$B_{\text{surface net}} = B_{\text{brute}} (\text{section mediane sans dalle}) - (\text{nbr de cable} \times \text{srfce de cable})$

$IG =$ moment d'inertie de la section mediane sans dalle après soustraction de la section des cables

$M_p =$ moment de la poutre seule

$e =$ excentrement du cable moyen dans la section poutre mediane sans dalle

Tableau VI- 15 donne pour calcul de la perte due au raccourcissement du béton

P (MN)	B (m²)	e (m)	M_p (MN.m)	IG (m⁴)	σ_{bi} (MPa)
9	0.83	0.80	4.08	0.4068	17.49

Calcul :

$N^\circ \text{ cable} = 4$; $P_0 = 2.38$ MN ; $\Delta P = 5.33\%$ (instantané)

$P = \text{nbr de cable} \times P_0 / (1 - \Delta P) = 4 \times 2.38 / (1 - 5.33\%) = 9$ MN

$N^\circ \text{ cable} = 4$; $B_{\text{brute}} = 0.85 \text{ m}^2$; $D_{\text{gaine}} = 0.08$ m

$B = B_{\text{brute sans dalle}} - (\text{nbr de cable} \times \text{srfce de cable}) = 0.85 - (4 \times 3.14 \times \frac{0.08^2}{4}) = 0.83 \text{ m}^2$

V' (v' section mediane sans dalle) = 1.08 ;

$d' = [(\text{nbr de cable} + 1) \times D_{\text{gaine}} / 2] + D_{\text{gaine}} = (5 \times 0.08 / 2) + 0.08 = 0.28 \text{ m}$

$e = v' (\text{section mediane sans dalle}) - d' (\text{cable moyen}) = 1.08 - 0.28 = 0.8 \text{ m}$

$IG = 0.41 \text{ m}^4$; $e = 0.82$; $M_p = 4.08$ MN.m

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M_p \times e}{IG} = \frac{9}{0.83} + \frac{9 \times 0.80^2}{0.4068} - \frac{4.08 \times 0.80}{0.4068} = 10.85 + 14.16 - 8.02 = 17.00 \text{ MPa}$$

Tableau VI- 16 résultat des pertes due au raccourcissement du béton

σ_{bi} (MPa)	E_p (MPa)	E_{ij} (MPa)	σ_e (MPa)	σ_e (%)
17	190000	37619.47	42.92	3.03

Calcule :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi} = \frac{190000}{2 \times 37619.47} \times 17 = 42.93 \text{ MPa}$$

6.3.4 Perte par fluage

Lorsqu'une pièce est soumise à des actions permanentes à partir de sa mise en contrainte subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_f = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M \times e}{IG}$$

P= effort de précontrainte P= nbr de cable x P0/(1-ΔP)

Bsurface net B= Bbrute(section mediane avec dalle) -(nbr de cable x srfce de cable)

IG= moment d'inertie de la section mediane avec dalle après soustraction de la section des cables

M = moment de la poutre +dalle (PERMANT)

e = excentrement du cable moyen dans la section poutre mediane avec dalle

Tableau VI- 17 résultat des pertes par fluage

P (MN)	B (m²)	IG (m⁴)	e (m)	M (MN.m)	σ_{bi} (MPa)	E_{ij} (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ %
8.72	1.24	0.6986	1.14	7.10	11.65	37619.47	147.27	10.38

Calcule :

N° cable = 4 ; P0= 2.38 MN ; ΔP = 5.33% + 3.03= 8.36% (instantané)

P = nbr de cable x P0/(1-ΔP) = 4 x 2.38 (1-8.36%) = 8.72MN

N° cable =4 ; B brute avec dalle = 1.26 m² ; D gaine = 0.08 m

B= Bbrute avec dalle -(nbr de cable x srfce de cable) = 1.26 – (4 x 3.14 x $\frac{0.08^2}{4}$) = 1.24 m²

V' (v'section mediane avec dalle)= 1.42 ;

d'=[(nbr de cable+1) x D gaine /2] + Dgaine = (5 x 0.08 /2) +0.08 = 0.28 m

e = v'(section mediane avec dalle) – d' (cable moyen) = 1.42 – 0.28 = 1.14 m

IG = 0.6986 m⁴ ; e = 0.82 ; Mp = 7.1 MN.m

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{M \times e}{IG} = \frac{8.72}{1.24} + \frac{8.72 \times 1.14^2}{0.6986} - \frac{7.10 \times 1.14}{0.6986} = 7.03 + 16.22 - 11.59 = 11.65 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}} = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b = 2.5 \times \frac{190000}{37619.47} \times 11.65 = 147.27 \text{ MPa}$$

6.3.5 Perte par retrait

Les câbles liés au béton à leur extrémité par les ancrages et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection sont astreints à subir les mêmes variations de déformation que le béton adjacent ; La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Très souvent on néglige $r(t_0)$ ce qui donne $\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r$

ϵ_r dépend de la carte climatique d'Algérie :

- 2×10^{-4} en climat humide zone A
- 3×10^{-4} en climat tempéré zone B
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec zone C, D1
- 5×10^{-4} en climat très sec et désertique D2, D3

Tableau VI- 18 résultat des pertes par retrait du béton

E_p (MPa)	ϵ_r	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ %
190000	2×10^{-4}	38	2.68

6.3.6 Perte par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_o \right) \times \sigma_i$$

ρ_{1000} = relaxation garantie à 1000h

μ_o = coefficient vaut 0.43 pour les armatures très basse relaxation

σ_i = contrainte après perte instantané

Tableau VI- 19 résultat des pertes par relaxation

ρ_{1000} (%)	μ_o	f_{prg} (MPa)	σ_i (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ %
2.5	0.43	1770	1295.18	59	4.17

$$\Delta P (\text{instantané}) = 5.33\% + 3.03\% = 8.36\%$$

$$\sigma_i = 1416 - 1416 (8.36\%) = 1295.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_o \right) \times \sigma_i = 0.06 \times 2.5 \times \left(\frac{1295.18}{1770} - 0.43 \right) \times 1295.18 = 59 \text{ (MPa)}$$

Tableau VI- 20 récapitulative des résultats des pertes

	(MPa)	(%)	Σ	Σ
Δσφ moy	75.47	5.33	8.36	24.90
Δσg	0	0		
σε	42.92	3.03		
Δσ n	147.27	10.38	16.54	
Δσ r	38	2.68		
Δσ ρ	59	4.17		

Remarque= $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_n + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$

6.4 Justification de la précontrainte

6.4.1 Justification de la poutre à l' ELS :

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

6.4.1.1 Phases de vérification

1^{ère} phase : Au 7^{ème} jour, poutre, Les câbles sont tirés à 50%. Et 50% des pertes instantanées

2^{ème} phase : Au 28^{ème} jour, poutre, Les câbles sont tirés à 100%. Et 100 % des pertes instantanées

3^{ème} phase : Au 28^{ème} j/Dalle, Câbles tirés à 100%. Et la totalité des pertes instantanées et 50% des pertes différées.

4^{ème} phase : Au 28^{ème} j/en service, Câbles tirés à 100% Et 100 % des pertes total

6.4.1.2 Caractéristiques des sections

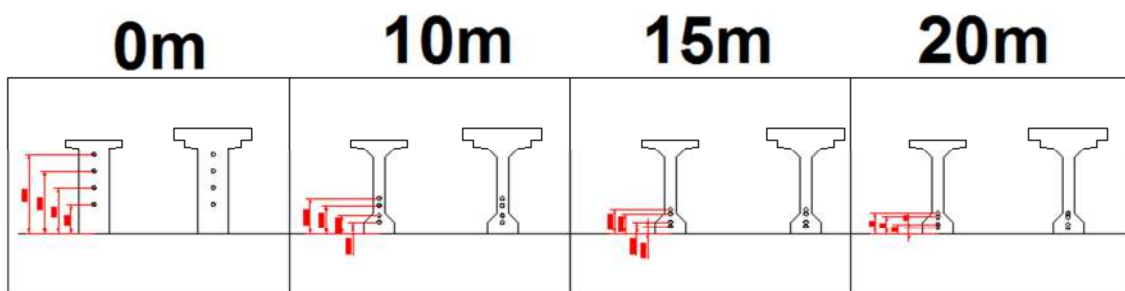


Figure VI- 11 les sections de la poutre dans différents endroits

Tableau VI- 21 caractéristique des section

	X=0		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	POUTRE SEULE	POUTRE + DALLE	POUTRE SEULE	POUTRE + DALLE	POUTRE SEULE	POUTRE + DALLE	POUTRE SEULE	POUTRE + DALLE
H (m)	2	2.25	2	2.25	2	2.25	2	2.25
B_{net} (m²)	1.3737	1.7883	0.8302	1.2448	0.8302	1.2448	0.8302	1.2448
V (m)	0.940	0.943	0.904	0.806	0.900	0.8085	0.899	0.808
V' (m)	1.060	1.307	1.096	1.4389	1.100	1.4415	1.102	1.442
I_G (m⁴)	0.5035	0.8667	0.4126	0.7073	0.4084	0.7010	0.407	0.6986
ρ (%)	36.79	39.32	50.16	48.99	49.69	48.32	49.51	48.18
Y 1	0.6250		0.2462		0.1516		0.1200	
Y 2	0.9750		0.3935		0.2484		0.2000	
Y 3	1.3250		0.6008		0.4202		0.3600	
Y 4	1.6750		0.7479		0.5169		0.4400	
Y moy	1.1500		0.4971		0.3343		0.2800	

6.4.1.3 Contrainte de vérification

Tableau VI- 22 contrainte admissible

Phase	F_{cj} (MPa)	F_{tj} (MPa)	σ_{bc1} (MPa)	σ_{bt1} (MPa)	σ_{bt2} (MPa)
Phase 1	26.49	2.19	15.89	-3.28	-1.53
Phase 2	40	3	24	-4.5	-2.1
Phase 3	40	3	24	-4.5	-2.1
Phase 4	40	3	24	-4.5	-3

6.4.1.4 Vérification des contraintes normales :

Nous allons vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires en choisissant la section la plus sollicitée.

Selon le **BPEL** :

Tableau VI- 23 contrainte limite de vérification

	N° cables	M t (%)	Δp (%)	P 1 (MPa)	P 2 (MPa)
Phase 1	4	50	4.18	4.69	4.42
Phase 2	4	100	8.36	9.07	8.37
Phase 3	4	100	16.63	8.44	7.43
Phase 4	4	100	24.90	7.81	6.48

$$P1 (x,t) = 1.02 P0 - 0.80 \Delta P (x,t)$$

$$P2 (x,t) = 0.98 P0 - 1.20 \Delta P (x,t)$$

$$\text{Avec } p_0 = 2.38 \text{ MN}$$

Exemple de calcul phase 3

$$N^{\circ} \text{ cable} = 4 ; M_t = 100\% ; p_0 = 2.38 \text{ MN}$$

$$\Delta p = 100\% \text{ instantané} + 50\% \text{ différées} = 8.36 + 16.57 \times 50\% = 16.63\%$$

$$\begin{aligned} P1 &= 1.02 P0 - 0.80 \Delta P = 1.02 \times \text{nbr de cable} \times P0 \times M_t (\%) - 0.8 \times 16.63\% P0 \times M_t (\%) \\ &= (1.02 - 0.8 \times 16.63\%) \times \text{nbr de cable} \times P0 \times M_t (\%) \\ &= 0.887 \times 4 \times 2.38 \times 100\% \\ &= 8.44 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P2 &= 0.98 P0 - 1.20 \Delta P = 0.98 \times \text{nbr de cable} \times P0 \times M_t (\%) - 1.2 \times 16.63\% P0 \times M_t (\%) \\ &= (0.98 - 1.20 \times 16.63\%) \times \text{nbr de cable} \times P0 \times M_t (\%) \\ &= 0.780 \times 4 \times 2.38 \times 100\% \\ &= 7.43 \text{ MPa} \end{aligned}$$

On va vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I} (P \times e_0 + M)$$

P : effort de précontrainte ;

B_n : surface nette de la section considérée ;

I_n : inertie nette de la section considérée ;

e₀ : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

M : moment extérieur ;

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes

Tableau VI- 24 vérification des contraintes phase 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,09	0,60	0,77	0,82	-0,09	0,60	0,77	0,82
MEls		0,00	3,01	3,80	4,08	0,00	3,01	3,80	4,08
P1 (MN)		4,69	4,69	4,69	4,69	9,07	9,07	9,07	9,07
P2 (MN)		4,42	4,42	4,42	4,42	8,37	8,37	8,37	8,37
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	6,59	8,37	9,01	0,00	6,59	8,37	9,01
	σ_{inf}	0,00	-8,00	-7,73	-11,05	0,00	-8,00	-10,24	-8,42
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,20	-0,51	-2,27	-2,86	8,12	-0,98	-4,38	-5,53
	σ_{inf}	2,53	13,13	15,34	16,09	4,89	25,36	29,64	31,10
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,96	-0,48	-2,14	-2,70	7,49	-0,90	-4,04	-5,11
	σ_{inf}	2,38	12,37	14,46	15,17	4,51	23,41	27,35	28,70
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4,20	6,09	6,11	6,15	8,12	5,61	3,99	3,48
	σ_{inf}	2,53	5,13	7,61	5,05	4,89	17,37	19,40	22,67
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,96	6,12	6,24	6,31	7,49	5,69	4,33	3,91
	σ_{inf}	2,38	4,37	6,73	4,12	4,51	15,41	17,12	20,28

Tableau VI- 25 vérification des contraintes phase 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,16	0,94	1,11	1,16	0,16	0,94	1,11	1,16
MEls		0,00	4,95	6,62	7,1	0	4,95	9,5	10,10
P1 (MN)		8,44	8,44	8,44	8,44	7,81	7,81	7,81	7,81
P2 (MN)		7,43	7,43	7,43	7,43	6,48	6,48	6,48	6,48
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,64	7,64	8,21	0,00	5,64	10,96	11,68
	σ_{inf}	0,00	-10,07	-13,61	-14,66	0,00	-10,07	-19,54	-20,85
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,28	-2,28	-4,00	-4,56	3,03	-2,11	-3,70	-4,22
	σ_{inf}	6,72	22,95	26,00	27,04	6,22	21,24	24,06	25,02
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,88	0,53	-0,35	-4,01	5,50	1,01	-0,67	-3,50
	σ_{inf}	5,91	20,19	22,87	23,79	5,16	17,63	19,97	20,77
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,28	3,36	3,64	3,65	3,03	3,53	7,26	7,45
	σ_{inf}	6,72	12,88	12,38	12,38	6,22	11,17	4,52	4,17
σ_{Min}	σ_{sup}	2,88	6,17	7,28	4,19	5,50	6,65	10,29	8,17

(MPa)	σ_{inf}	5,91	10,12	9,26	9,13	5,16	7,56	0,43	-0,09
-------	----------------	------	-------	------	------	------	------	------	-------

Exemple de calcul phase 3 pour $x=L/2$

$$e = v'(section\ poutre + dalle\ a\ x=L/2\ après\ soustraction\ des\ gaines) - d'(cable\ moy\ a\ x=L/2)$$

$$= 1.442 - 0.28$$

$$= 1.162\ m$$

Mels = moment de la charge permanente poutre + dalle = 7.1 (MN.m)

P1 = 8.44 (MN)

P2 = 7.43 (MN)

$$\sigma_{p\ sup} = \frac{M \times V}{I} = \frac{7.1 \times 0.808}{0.6986} = 8.21\ (MPa)$$

$$\sigma_{p\ inf} = \frac{M \times V'}{I} = \frac{7.1 \times (-1.442)}{0.6986} = -14.65\ (MPa)$$

$$\sigma_{p1\ SUP} = \frac{P1}{B_{net}} + \frac{P1 \times e \times V}{I} = \frac{8.44}{1.2448} + \frac{8.44 \times (-1.162) \times 0.808}{0.6986} = 6.78 - 11.343 = -4.56\ (MPa)$$

$$\sigma_{p1\ SUP} = \frac{P1}{B_{net}} + \frac{P1 \times e \times V'}{I} = \frac{8.44}{1.2448} + \frac{8.44 \times (-1.162) \times (-1.442)}{0.6986} = 6.78 + 20.24 = 27\ (MPa)$$

$$\sigma_{p2\ SUP} = \frac{P2}{B_{net}} + \frac{P2 \times e \times V}{I} = \frac{7.43}{1.2448} + \frac{7.43 \times (-1.162) \times 0.808}{0.6986} = 5.96 - 9.98 = -4.01\ (MPa)$$

$$\sigma_{p2\ inf} = \frac{P2}{B_{net}} + \frac{P2 \times e \times V'}{I} = \frac{7.43}{1.2448} + \frac{7.43 \times (-1.162) \times (-1.442)}{0.6986} = 5.96 + 17.82 = 23.79\ (MPa)$$

$$\sigma_{max\ sup} = \sigma_{p\ sup} + \sigma_{p1\ SUP} = 8.21 - 4.56 = 3.65\ (MPa)$$

$$\sigma_{max\ inf} = \sigma_{p\ inf} + \sigma_{p1\ inf} = -14.65 + 27 = 12.38\ (MPa)$$

$$\sigma_{min\ sup} = \sigma_{p\ sup} + \sigma_{p2\ SUP} = 8.21 - 4.01 = 4.2\ (MPa)$$

$$\sigma_{min\ inf} = \sigma_{p\ inf} + \sigma_{p2\ inf} = -14.65 + 23.79 = 9.14\ (MPa)$$

Alors on aura pour le cas : phase 3 a $x= l/2$

Tableau VI- 26 vérification de contrainte dans la phase 3

σ_{bt}	σ	σ_{bc}
-3	3,65	24
-3	12,38	24
-3	4,19	24
-3	9,13	24

$$\text{Max } \sigma_b = 22.67\ MPa \quad -3 \leq 22.67 \leq 24$$

$$\text{Min } \sigma_b = -0.09\ MPa \quad -3 \leq -0.09 \leq 24$$

du coups l'équation $\sigma_{bt} \leq \sigma_b \leq \sigma_{bc}$ est vérifié

6.4.1.5 Armatures des zones tendues :

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

B_t : aire de la section du béton en traction ;

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes

Dans notre cas

$$\sigma_+ = 8.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_- = -0.09 \text{ MPa}$$

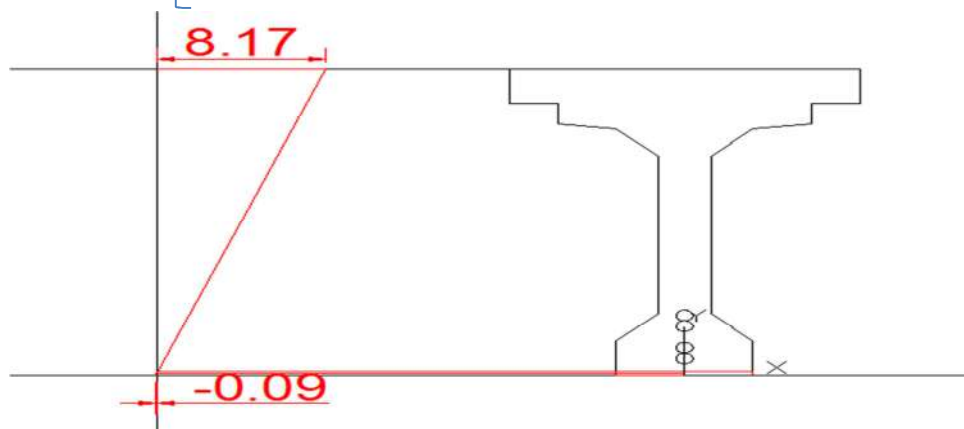


Figure VI- 12 Diagramme des contrainte a mit travet

Exemple de calcule :

$B_t = 0.0163 \text{ m}^2$; $Y_g = 0.0125 \text{ m}$; $\sigma_{Yg} = 0.045 \text{ (MPa)}$; $\sigma_{Bt} = 0.09 \text{ (MPa)}$; $f_e = 500 \text{ (MPa)}$

$N_{Bt} = \sigma_{Yg} \times B_t = 0.0007 \text{ MN}$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right) = \frac{0.0163}{1000} + \left(\frac{0.0007}{500} \times \frac{3}{0.09} \right) = 1.63 \times 10^{-5} + (1.4 \times 10^{-6} \times 33.33) \\ &= 1.63 \times 10^{-5} + 4.66 \times 10^{-5} \\ &= 0.64 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.64 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dans notre cas pas de traction donc pas de ferrailage des zones tendues

6.4.1.6 Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier 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 ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

Si $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$ avec :

τ : contrainte tangentielle

σ_x = contrainte normal longitudinale au centre de gravité

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(Y)}{I_n \times b_n} \quad \text{avec} \quad V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha$$

V_{red} : effort tranchant réduit ;

S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4^{ème} phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis) ;

b_n : largeur nette de la section ;

I_n : moment d'inertie nette de la section

Tableau VI- 27 calcul de la contrainte tangentielle τ_1

P (MN)	α (°)	P sin α	$\sum P \sin \alpha$	Bn (m ²)	σ_x (MPa)	τ_1 (MPa)
1.79	2.65	0.08	0.58	1.79	3.98	2.89
1.79	4.134	0.13				
1.79	5.18	0.16				
1.79	6.69	0.21				

Exemple de calcul pour α 3

$P_0=2.38(\text{MN})$; $\alpha_3=5.18^\circ$; B_n (Poutre + dalle après soustraction des gaines)=1.79 m² ; $f_{t28} = 3$

$P = P_0/(1-\Delta P) = 2.38 (1 - 24.9 \%) = 1.79 \text{ (MN)}$

$\sin \alpha_3 = 0.09$

$P \sin \alpha = 0.16$ De même pour les autres $\sum P \sin \alpha = 0.58$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{P_0 \times N^\circ \text{ cable}}{B_n} = \frac{2.38 \times 4}{1.79} = 3.98 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_1^2 = (0.4 f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x]) = 0.4 \times 3 [3 + 4] = 2.89 \text{ (MPa)}$$

On a $4 < 16 \implies \sigma_x < 0.4 f_{cj} \implies$ on a $\tau_1 < \tau_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$ avec :

TABLEAU VI- 28 CALCULE DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE τ

Vser (MPa)	Vred (MPa)	S_n (m ³)	I_n (m ⁴)	b_n (m)	τ (MPa)
1.16	0.58	0.66	0.87	0.57	0.78

V effort tranchant els

V réduit = $V_{ser} - \sum P \sin \alpha$

S_n moment statique par robot

I_n moment d'inertie poutre + dalle après soustraction des gaines

b_n = largeur nette de la section d'about + hourdis $b_n = b_0 - n \times \varnothing$

Calcul

$$V_{els} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P \sin \alpha = 1.16 - 0.58 = 0.58 \text{ MPa}$$

$$S_n = 0.663 \text{ m}^3$$

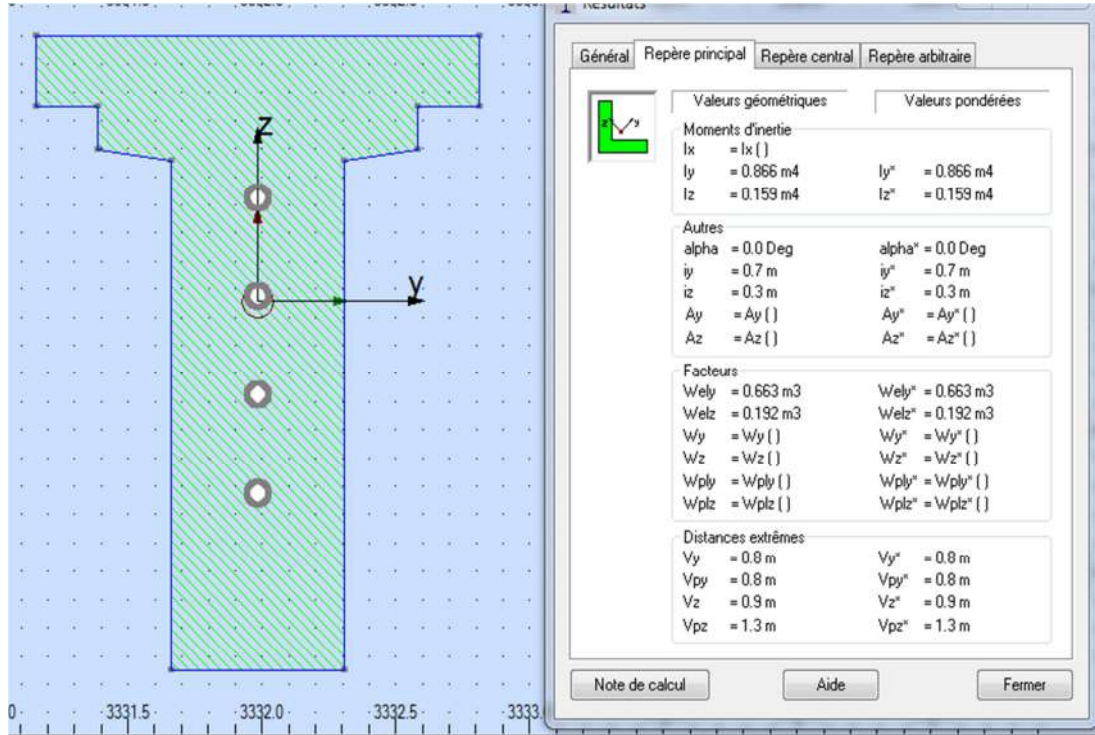


Tableau VI- 29 CALCULE DE MEMENT STATIQUE PAR ROBOT

$$b_n = b_0 - n \times \varnothing = 0.65 - 1 \times (0.08) = 0.57 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(Y)}{I_n \times b_n} = \frac{0.58 \times 0.663}{0.87 \times 0.57} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$0.78 < 2.89 \quad \tau < \tau_1 \quad \text{elle vérifie}$$

6.4.2 Justifications de la poutre à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cette angle est donnée par :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}$$

Avec $\beta \geq 30^\circ$

V effort tranchant Elu

$$V_{réduit} = V_{elu} - \sum P \sin \alpha$$

Sn moment statique par robot

In moment d'inertie poutre + dalle après soustraction des gaines

bn = largeur nette de la section d'about + hourdis

$$b_n = b_0 - n \times \varnothing$$

$$B_n(\text{Poutre + dalle après soustraction des gaines}) = 1.79 \text{ m}^2$$

σ_x = contrainte normal longitudinale au centre de gravité $\sigma_x = P/B_n$

$$\tau_u : \text{contrainte tangentielle ultime, } \tau_u = \frac{V_{red} \times S_n(Y)}{I_n \times b_n}$$

Tableau VI- 30 résultat des contrainte tangentielle et l'angle de bille

V_{ELU} (Mpa)	V_{red} (Mpa)	S_n (m ³)	I_n (m ⁴)	b_n (m)	B_n (m ²)	σ_x (Mpa)	τ_u (Mpa)	β_u (°)
1.57	0.99	0.66	0.87	0.57	1.79	3.98	1.33	16.86

Calcule :

D'après le calcul précédent = $\sum P \sin \alpha = 0.58$ (Mpa) , $S_n = 0.66$ (m³) , $I_n = 0.87$ (m⁴) ,

$b_n = 0.57$ (m) , $B_n = 1.79$ (m²) , $\sigma_x = 3.98$ (Mpa) ;

$V_{ELU} : 1.57$ (Mpa) ,

$V_{red} : V_{elu} - \sum P \sin \alpha = 1.57 - 0.58 = 0.99$ (Mpa)

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n(Y)}{I_n \times b_n} = \frac{0.99 \times 0.663}{0.87 \times 0.57} = 1.33 \text{ (Mpa)}$$

$$\beta_u = (\tan^{-1} \frac{2 \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}) / 2 = (\tan^{-1} \frac{2 \times 1.33}{3.98}) / 2 = 16.87^\circ$$

$\beta < 30^\circ$ on a pas besoin d'armature transversal ==> on suppose $\beta = 30^\circ$ et on calcule.

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversal,

S_t espacement de deux cours de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

f_e : limites élastique de l'acier

b_n : largeur nette de section d'appuis

Calcule :

$$\frac{At \times f_e}{bn \times St \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

$$\frac{At \times 500}{0.57 \times St \times 1.15} \geq \left[1.33 - \frac{3}{3} \right] \times \tan 30$$

$$\frac{At}{St} \times 762.77 \geq [0.33] \times 0.577$$

$$\frac{At}{St} \geq 0.00025$$

$$\text{En cm}^2 \quad \frac{At}{St} \geq 0.025$$

Zone d'About :

$$st = 20 \text{ cm} \implies At = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } 1 \text{ HA10} = 0.79 \text{ cm}^2 \implies 2 \text{ HA10} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Zone Courante :

$$2 \text{ HA10} = 1.58 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } st = 30 \text{ cm}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{At}{St} \geq 0.6 \frac{bn \times \gamma}{f_e}$$

$$\frac{1.58}{20} \geq 0.6 \frac{0.57 \times 1.15}{500}$$

$$0.079 \geq 0.0007 \text{ elle vérifie}$$

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$1.33 \leq \frac{40}{6}$$

$$1.33 \leq 6.67 \text{ elle vérifie}$$

6.4.3 Etude la zone d' about :

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation L_t :

$$L_t = h = 2 \text{ m}$$

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.

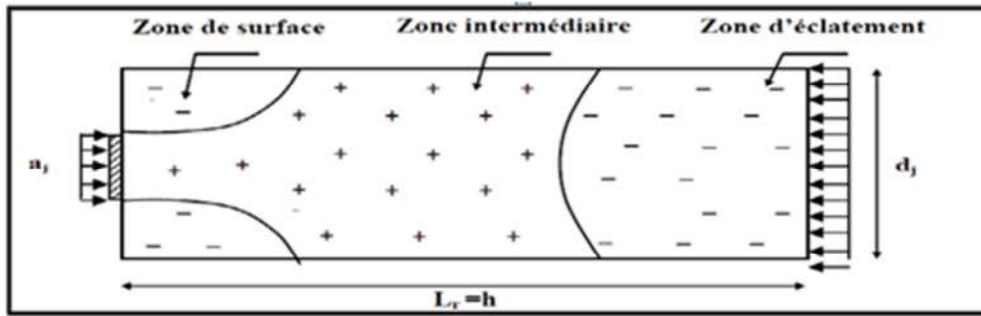


Figure VI- 13 zone de consantration des contraintes

6.4.3.1 Zone de surface

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{P_0}{\sigma_s} = 0.04 \frac{2.18}{434.78} = 2.01 \text{ cm}^2$$

6.4.3.2 Effet d'éclatement :

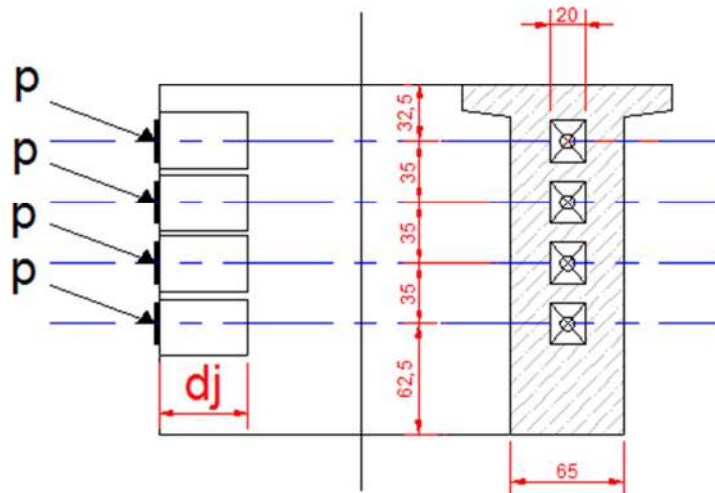


Figure VI- 14 zone de régularisation

Contrainte de traction

Détermination des dimensions du prisme :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j .

$D_5 = 32.5 \text{ cm}$; $D_4 = 35 \text{ cm}$; $D_3 = 35 \text{ cm}$, $D_2 = 35 \text{ cm}$; $D_1 = 62.5 \text{ cm}$

$D_j = 0.35 \text{ m}$

$a = 0.2 \text{ (m)}$

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a}{d_j} \right) \times \frac{P_j}{b \times d_j} < 1.25 f_{tj}$$

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.2}{0.35} \right) \times \frac{2.18}{0.65 \times 0.35} < 1.25(3) \implies 2.05 < 3.75 \text{ vérifié}$$

Contrainte de compression

$$\sigma_{mj} = \frac{P_o}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$\frac{2.18}{0.65 \times 0.35} \leq \frac{2}{3} 40$$

$$9.58 \text{ (MPa)} \leq 26.67 \text{ (MPa)} \text{ verifié}$$

Ferrailage

$$\begin{aligned} A_e &= \max \left\{ 0.25 \left(1 - \frac{a}{d_j} \right) \frac{P_j}{\sigma_s} \mid 0.15 \frac{P_o}{\sigma_s} \right\} \\ &= \max \left\{ 0.25 \left(1 - \frac{0.2}{0.35} \right) \times \frac{2.18}{0.65 \times 0.35} \mid 0.15 \frac{2.18}{0.65 \times 0.35} \right\} \\ &= \max \left\{ 0.25 \left(1 - \frac{0.2}{0.35} \right) \times \frac{2.18}{434.78} \mid 0.15 \frac{2.18}{434.78} \right\} \\ &= \max \{ 5.38 \text{ cm}^2 \mid 7.52 \text{ cm}^2 \} \\ A_e &= 7.52 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tableau VI- 31 Ferrailage complémentaire

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre Ø (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

Ferrailage Zone d'éclatement : 3 couches de (cadres HA14-Acier FeE235).

Ferrailage complémentaire (4 cadres HA16-Acier B500).

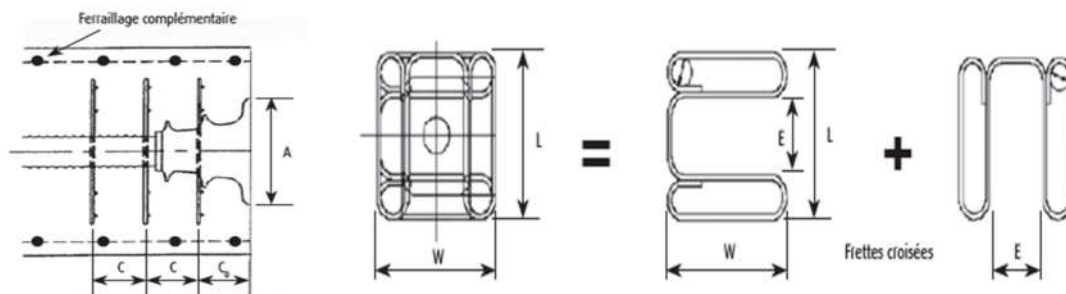


Figure VI- 15 faconage des Acier

6.4.4 Section minimale (armatures de peau) :

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces :

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 2.25 \times \frac{3}{500}$$

$$A_{min} \geq 20.18 \text{ cm}^2$$

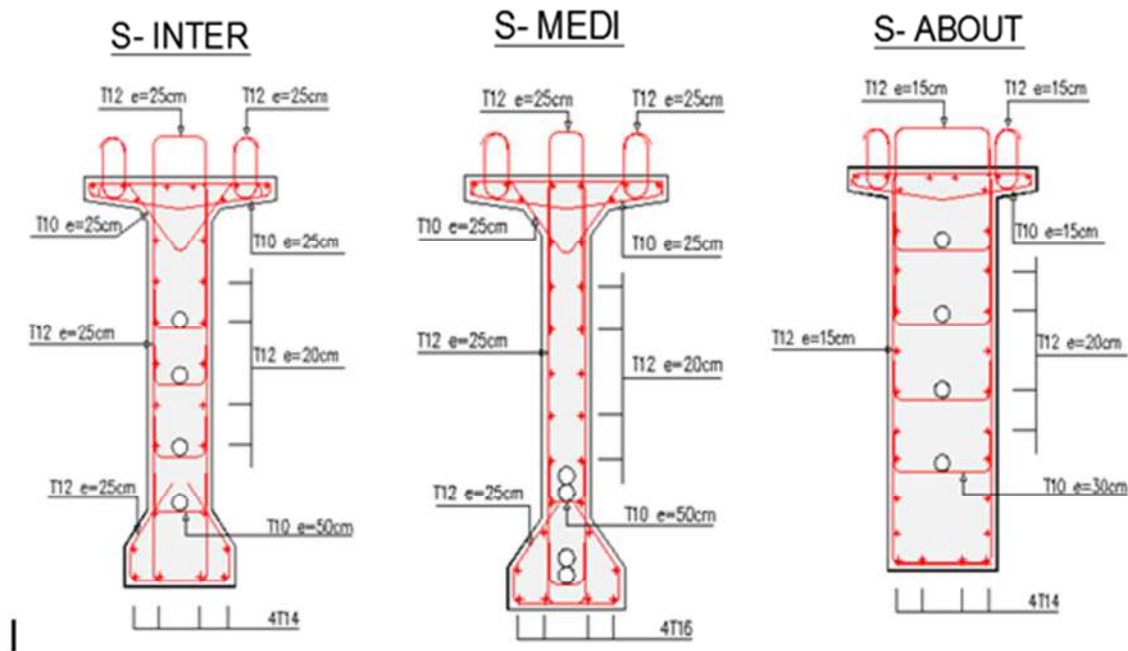


Figure VI- 16 Ferrailage d'une poutre précontrainte

7 CONCLUSION :

La maîtrise du précontraint est l'élément décisif dans l'étude des ponts a poutres Précontraintes ; cette maîtrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service.

Le câblage choisit ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service.

Chapitre VII

Etude de l'hourdis

1 INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges et à les transmettre aux poutres.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- **Une flexion longitudinale** : la précontrainte au niveau des poutres reprendra ces efforts ;
- **Une flexion transversale** : le ferrailage passif de la dalle reprendra ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminons la section d'acier nécessaire pour la dalle.

2 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 11.25 m ;
- Longueur : le long de l'ouvrage.

3 MODELISATION NUMERIQUE

3.1 Méthode de calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel **ROBOT 2013**.

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « **Barre** ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réelles.

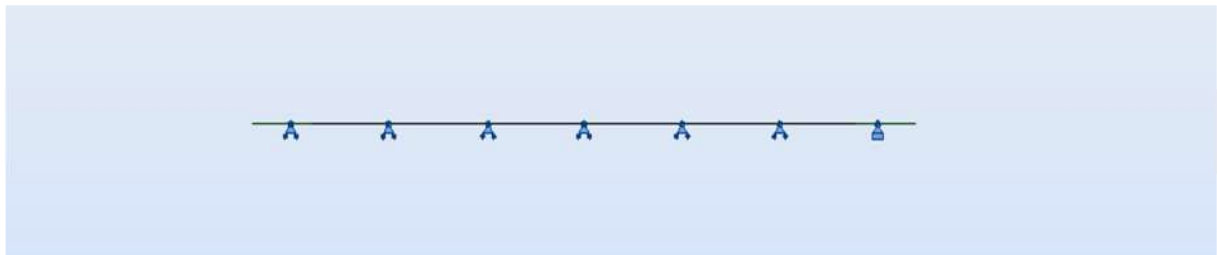


Figure VII- 1 coupe transversal de la dalle

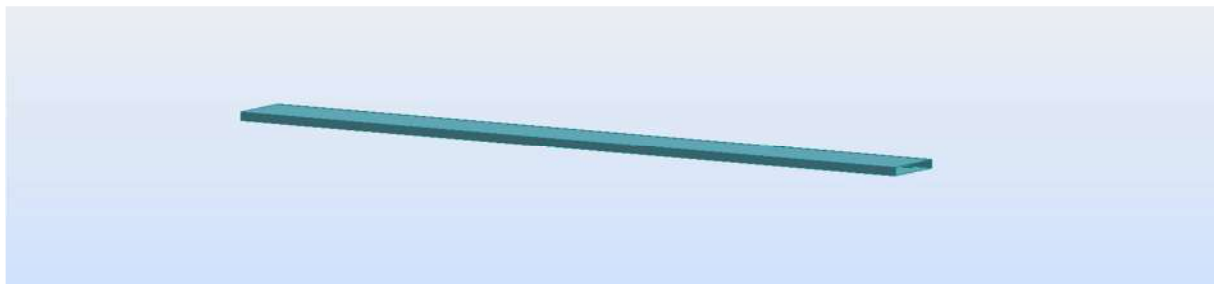


Figure VII- 2 vue 3D de la dalle

3.2 Affectation de charges

3.2.1 Charge permanente

- Poids propre $P = \rho \times e = 11.25 \times 0.25 \times 1 \times 25 = 70.31 \text{ kN/m}$
- Revêtement $P = \rho \times e = 24 \times 0.08 \times 1 = 1.92 \text{ kN/m}$
- Garde-corps $P = 0.5 \text{ kN/m}$
- Glissière de sécurité $P = 0.5 \text{ kN/m}$
- Corniche $P = S \times \rho = 0.12 \times 25 \times 1 = 3 \text{ KN}$
- Trottoirs $P = \rho \times e = 25 \times 0.194 \times 1/0.75 = 6.48 \text{ KN/m}$

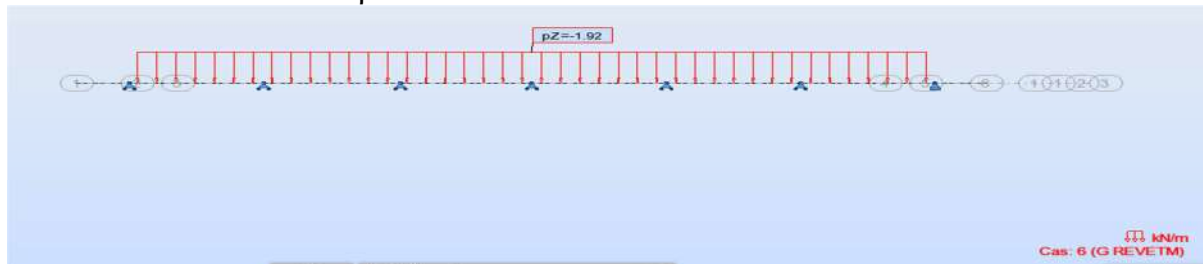


Figure VII- 3 exemple de laffectation de la charge du revetment

3.2.2 Exploitation statique

- Al(1)
- Al(2)
- Surcharge st
- D240

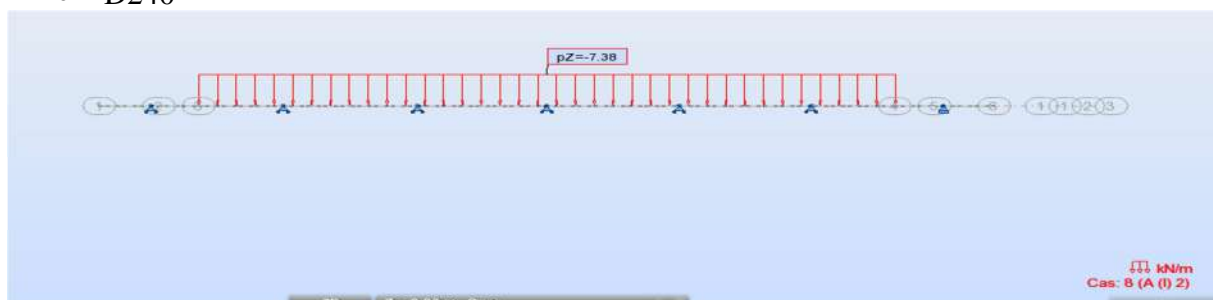


Figure VII- 4 exemple de l'affectation de la charge Al(2)

3.2.3 Charges roulante

- Bc 1ml
- Bt 1ml
- Mc120 1ml

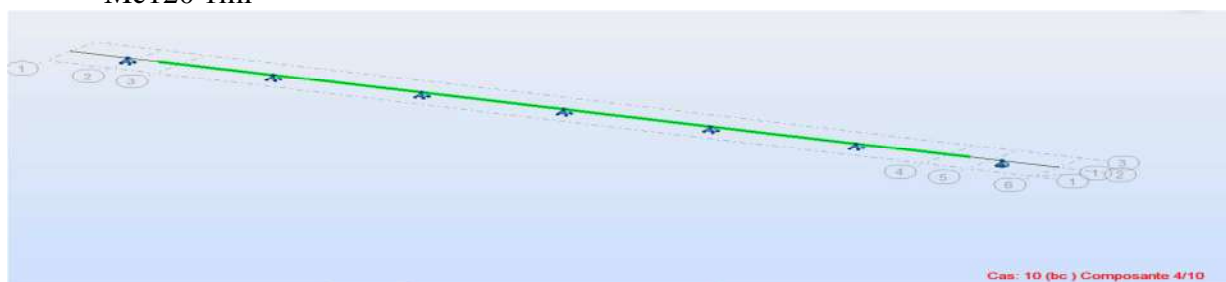


Figure VII- 5 affectation de la charge Bc 1ml

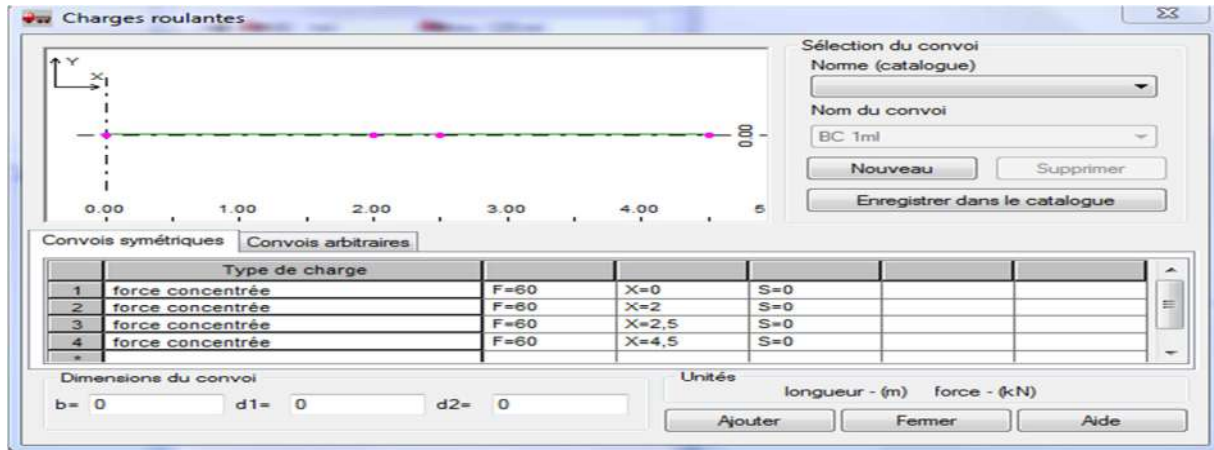


Figure VII- 6 disposition de la charge Bc 1ml

Le détail des affectations des charges est dans l'ANNEXE E

3.3 RESULTAT



Figure VII- 7 le moment max a els (G+st+1.2 bt)

Fibre supérieure : $M_{ELS} = 29.21 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 33.67 \text{ KN.m}$

4 Ferraillages

Vu que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif le dimensionnement des armatures s'effectue à L'ELS, en considérant la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de large et 0.25m de hauteur

On considère les caractéristiques suivantes :

- L'enrobage $c=3\text{cm}$
- La hauteur utile $d=0.9h=22.5\text{cm}$
- Largeur $b=100\text{cm}$
- $\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ (chapitre matériaux)
- $F_e=500 \text{ MPa}$ (chapitre matériaux)
- $\sigma_{st} = \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{n f_{tj}}) = 250 \text{ Mpa}$

4.1.1 Nape inferieure transversal

$$\text{Si } M_{ser} \leq M1 \implies A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z X \sigma_s}$$

$$M1 = \frac{1}{2} b \times \sigma_{bc} \times X \times Z$$

$$Z = d - X/3$$

$$X = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_{st}} \times d$$

$$X = \frac{15 \times 24}{15 \times 24 + 250} \times 0.225 = 0.132$$

$$Z = 0.225 - 0.132/3 = 0.181$$

$$M1 = 1/2 \times 1 \times 24 \times 0.125 \times 0.181 = 0.286 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.0337 \text{ MN.m}$$

$$\text{Alors } M_{ser} \leq M1 \implies A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z X \sigma_s} = \frac{0.0337}{0.181 \times 250} = 7.41 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 14 (7.70 cm²) avec st= 20 cm

Une fois la section A_s est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimal.

$$A_{ser} > A_{min} = 0.23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{3}{500} \times 1 \times 0.225$$

$$A_{min} = 3.1 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

4.1.2 Nappe inferieure longitudinale

On opte pour 5 T10 ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm

4.1.3 Nappe superieure transeversal

$$\text{Si } M_{ser} \leq M1 \implies A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z X \sigma_s}$$

$$M1 = \frac{1}{2} b \times \sigma_{bc} \times X \times Z$$

$$Z = d - X/3$$

$$X = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_{st}} \times d$$

$$X = \frac{15 \times 24}{15 \times 24 + 250} \times 0.225 = 0.132$$

$$Z = 0.225 - 0.132/3 = 0.181$$

$$M1 = 1/2 \times 1 \times 24 \times 0.125 \times 0.181 = 0.286 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.02921 \text{ MN.m}$$

$$\text{Alors } M_{ser} \leq M1 \implies A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z X \sigma_s} = \frac{0.02921}{0.181 \times 250} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 14 (7.70 cm²) avec st= 20 cm

Une fois la section A_s est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$A_{ser} > A_{min} = 0.23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{3}{500} \times 1 \times 0.225$$

$$A_{min} = 3.1 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

4.1.4 Nappe supérieure longitudinale

On opte pour 5 T10 ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm

4.1.5 Croquis de ferrailage

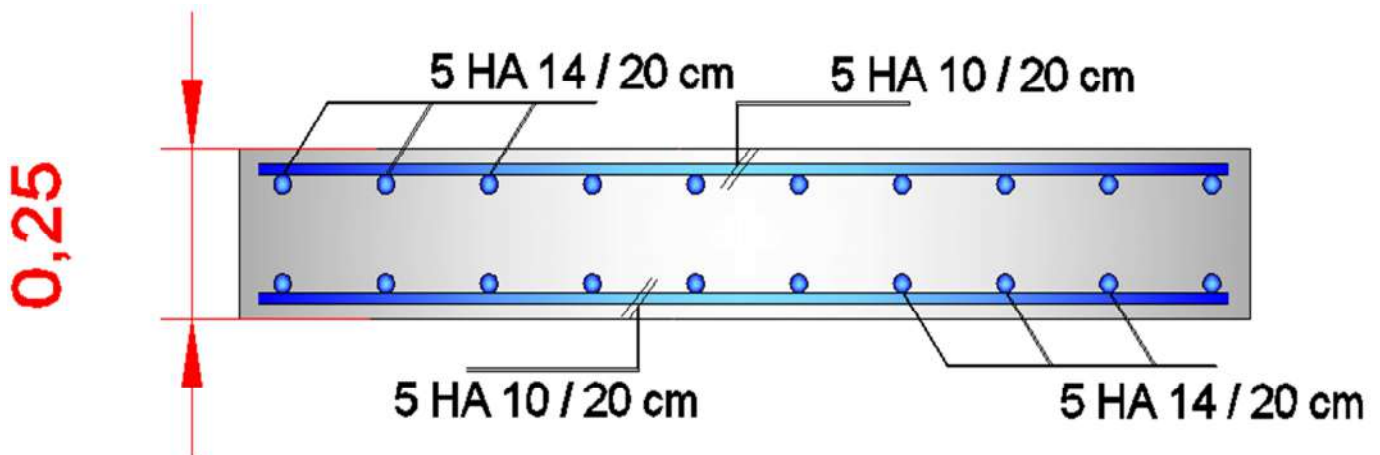


Figure VII- 8 croquis du ferrailage de la dalle

5 Flèches et contre flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

5.1 Modélisation

Le calcul des flèches se fait à l'aide du robot

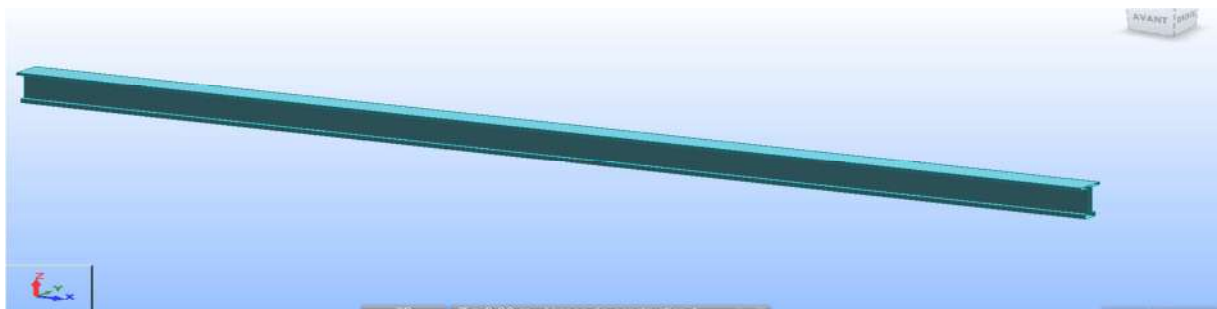


Figure VII- 9 modélisation d'une poutre

5.2 Chargement



Figure VII- 10 cas de chargement

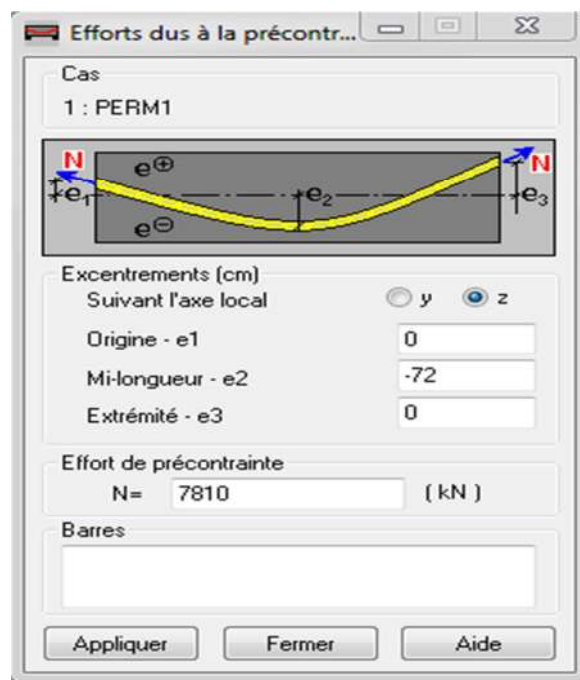


Figure VII- 11affectation de la charge précontrainte

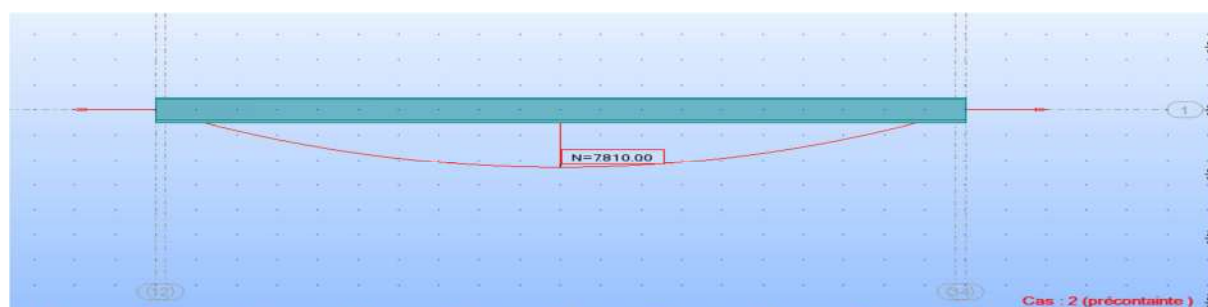


Figure VII- 12 charge de précontrainte

5.3 Les fleches

5.3.1 La flèche due au poids propre

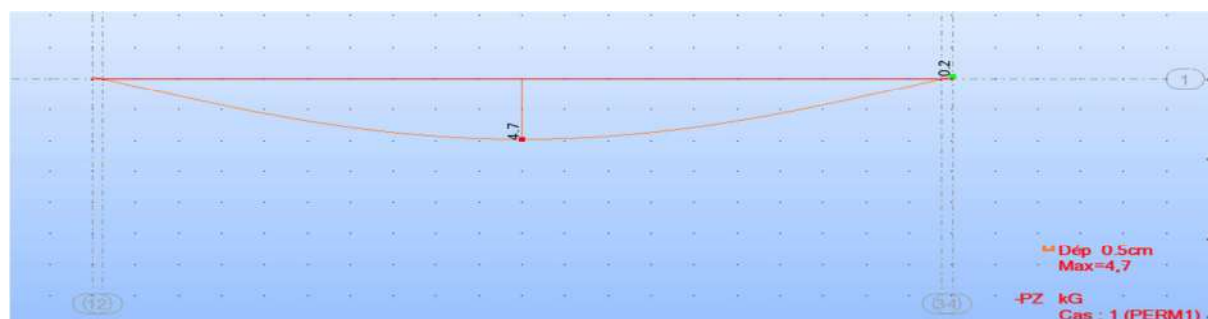


Figure VII- 13 la fléchés due au poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale a 4.7.cm.

$$f_G = 4.7 \text{ cm}$$

5.3.2 La contre flèche due a la précontrainte

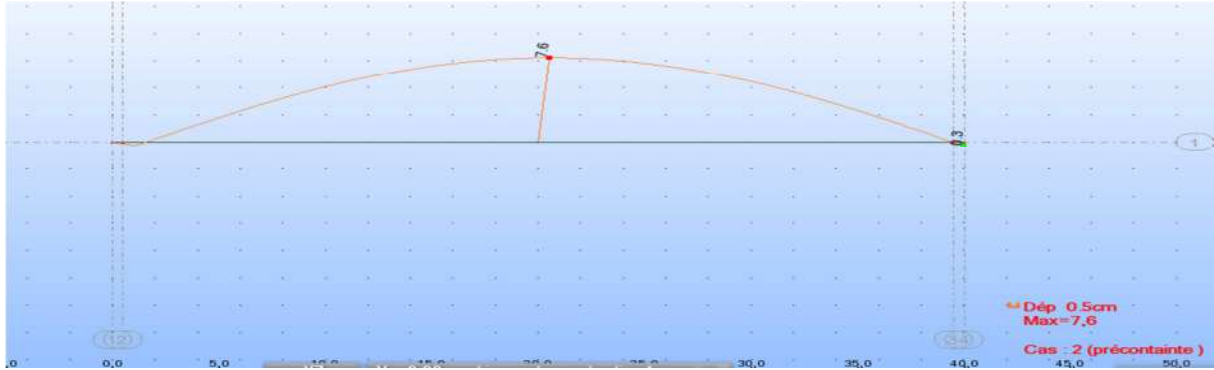


Figure VII- 14 la flèche due a la précontrainte

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due a la précontrainte est égale a 7.6 .cm.

$$f_G = 7.6 \text{ cm}$$

6 CONCLUSION

La dalle du pont joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). Néanmoins, c'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps ... etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur.

Chapitre VIII

Étude sismique

1 Introduction :

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations. A l'inverse de la composante verticale la composante horizontale du séisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

2 Classification et données du RPOA

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le **RPOA** suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

- On constate que le site du projet se situe dans la Zone IIa, c'est-à-dire, dans une zone de risque sismique moyenne.
- Le présent ouvrage est considéré comme un ouvrage important (Groupe 2), donc le coefficient d'accélération au site à considérer pour les calculs est de 0,20g – Tableau 1. Chapitre présentation générale
- Classification du site === > catégorie S3 (site meuble)
Dépôt épais sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raides avec $v_s \geq 200$ m/s à partir de 20 m de profondeur.

3 Calcule sismique selon (RPOA) :

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 .

3.1 Modélisation

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut définir sa masse, sa raideur, éventuellement la raideur du système de fondation (ou les conditions d'encastrement de la structure dans le sol) et l'amortissement provenant du comportement viscoélastique des matériaux de la structure.

Pour schématiser, on pourra considérer que la masse de l'ouvrage est concentrée dans le tablier, et la raideur dans le système d'appuis (fondation appuis et appareils d'appuis).

La modélisation de la structure dépend beaucoup de la direction du séisme.

3.2 Détermination de la masse du système :

La masse du système est égale $M_{sys} = G + \alpha Q$

Avec :

Q : charge d'exploitation

G : poids propre

$$\alpha = \begin{cases} 20\% \text{ des charges d'exploitation routière pour les ponts routiers urbains.} \\ 30\% \text{ des charges d'exploitation pour les ponts ferroviaires.} \\ 0\% \text{ pour les autres cas.} \end{cases}$$

Notre pont est un pont hors urbain donc $\alpha = 0$.

La masse du système est la masse du tablier seul (tablier isostatique). La portion des surcharges routières n'est pas prise en compte. ($M_{\text{sys}} = G$)

3.3 Raideur des éléments

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrage suivantes :

- Fondation et sol
- Appuis
- Appareils d'appuis

3.4 Amortissement

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux.

La valeur du taux d'amortissement critique ξ en pourcentage pour les matériaux est :

- acier soudé 2
- béton précontraint 2
- béton non armé 3
- béton armé 5
- élastomère fretté 7

Le matériau considéré est celui des appuis et non du tablier

3.5 Modélisation du sol :

De manière générale, on négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis.

Les appuis peuvent être considérés fixés au sol, néanmoins il est recommandé de prendre l'effet d'interaction sol structure lorsque le déplacement de sol est supérieur à 30% du déplacement total du centre de masse du tablier.

3.6 Combinaison de résistance

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

- Vérification de structure : $G+P+E+0.4\Delta T+D+\psi Q$
- Vérification de sécurité aux déplacements : $G+P+E+0.4\Delta T+D$
- Combinaison ELS : $G+P+0.3 E +0.3 Q$

Avec :

G : valeur nominale des charges permanentes

P : force de précontrainte

E : action sismique

Q : action variable des charges d'exploitation

ΔT : variation de température

D : déformation de (retrait + fluage)

ψ : Coefficient de combinaison dans notre cas $\psi=0.2$

4 Pré-dimensionnement de l'Appareille d'appuis

Généralement, c'est un élément en néoprène (caoutchouc) renforcé qui permet les mouvements relatifs entre le tablier et la pile ou la culée. Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.

4.1 Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

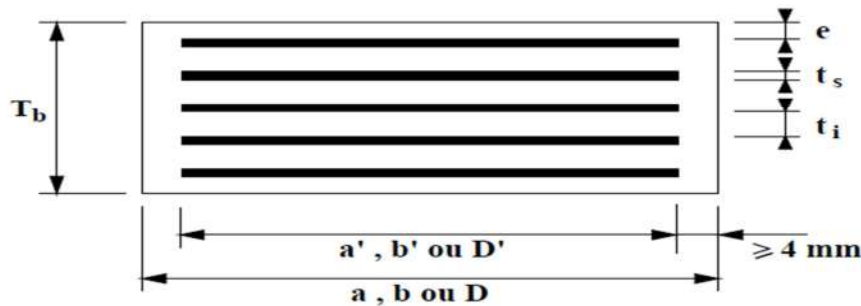


Figure VIII- 1 Constitution type d'appareille type b selon la norme SETRA

4.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui

$$\sigma_{\max} = R_{\max} / a \times b$$

$$\sigma_{\max} = [20 \text{ à } 25 \text{ MPa}] \text{ selon recommandation SETRA ; prenons } \sigma_{\max} = 20 \text{ MPa}$$

$$R_{\max} = 1.57 \text{ MN (reaction ELU)}$$

$$a \times b \geq 785 \text{ cm} \times \text{cm}$$

On prendra :

$$a \times b = 350 \times 350 \text{ mm}^2$$

Et épaisseur de frotte d'élastomère $t_i = 10 \text{ mm}$

4.3 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes doit respecter les deux conditions suivantes :

$$ts > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{ou} \quad \sigma_e \geq 235 \text{ kg / mm}^2$$

$$ts > 2 \text{ mm}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 12.82 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 9.72$$

G = module d'élasticité statique = 0.9 MPa

$$Ts = 1.96 \text{ mm}$$

$$T = \text{Feuillets d'élastomère} \times 5 + 5 = 55 \text{ mm}$$

$$Td = \text{Feuillets d'élastomère} \times 5 + \text{Frette métallique} \times 6 + 5 = 73 \text{ mm}$$

Tableau VIII- 1 Dimensionnement des frettes

Feuillets d'élastomère	Ti = 10 mm
Frette métallique	Ts = 3 mm
Enrobage des chants	4 mm
Enrobage extérieure	2.5 mm
T	55 mm
Td	73 mm

4.4 Schéma AUTOCAD

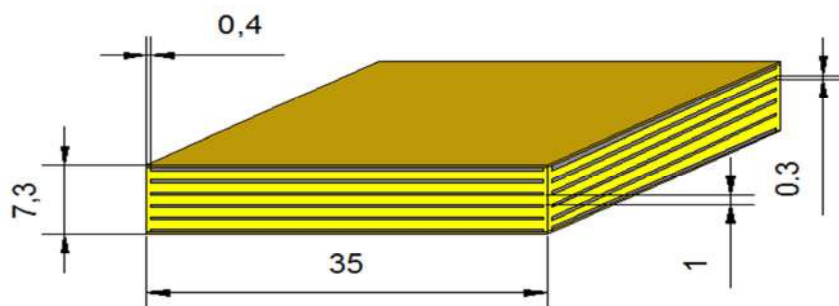


Figure VIII- 2 présentation 3D de notre appareil d'appuis

4.5 Vérification de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

condition de non flambement ($a/10 \leq T \leq a/5$) avec a est le plus grand côté.

$a = 350 \text{ mm}$

$35 < T$ (épaisseur de caoutchouc) < 70

On a $T = 55 \text{ mm}$ du coup

$35 \text{ mm} < T = 55 \text{ mm} < 70 \text{ mm}$ **VERIFIE**

5 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

5.1 PRINCIPE ET CRITERES D' UTILISATION

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale.

L'application de la méthode monomodale est régie par les critères ci-dessous :

5.1.1 CRITERE N°1 : MASSES MODALES

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal.

M modale > 70 % M totale cette condition est vérifiée si M pile < 0,43 M totale

- $M_{\text{totale}} = M_{\text{tablier}} \times \text{Nombre de travée}$
 $= (M_{\text{poutres}} + M_{\text{dalle}} + M_{\text{équipements}}) \times \text{Nombre de travée}$
 $= 118790.4 \text{ kN}$

- $M_{\text{pile}} = M_{\text{chevêtre}} + (M_{\text{fût}} \times 3)$
 $M_{\text{chevêtre}} = 3.5 \times 1.75 \times 11.25 \times 25 \times 10 = 17226.56 \text{ KN}$
 $M_{\text{fut}} = \sum h_{\text{pile}} \times 3.14 \times r^2 \times 25 \times 3$
 $= \sum h_{\text{pile}} \times 3.14 \times 1^2 \times 25 \times 3$
 $= 23865.57 \text{ kN}$

$M_{\text{piles}} = 41092.13 \text{ KN}$

$$41092.13 < 0.43 \times 118790.4$$

$41092.13 < 51079.87$ La condition est **vérifiée**.

5.1.2 CRITERE N°2 : ANGLE DE BIAIS

" L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de $100^\circ > 70^\circ$, l'ouvrage étudié présente un faible angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

5.1.3 CRITERE N°3 : ANGLE DE COURBURE

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30° et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ".

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

5.1.4 CRITERE N° 4 : SYMETRIE TRANSVERSALE

" La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal ".

Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement ; Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

5.2 SEISME LONGITUDINAL :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plans horizontal par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle de tablier rigide.

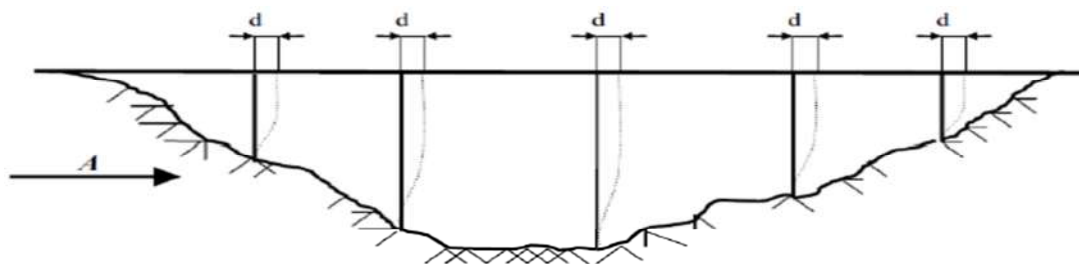


Figure VIII- 3 direction du seime longitudinale

5.2.1 DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME :

La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés.

$$M = 118790.4 \text{ KN}$$

5.2.2 DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :

➤ RAIDEUR DE LA CULEE (K culée)

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui elle se calcul comme suit :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appui}}}$$

$$k_{\text{culée}} = \infty \implies k_c = k_{\text{appareil d'appui}}$$

$$k_{\text{appui}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec :

n : nombre des appareils d'appui élément porteur (7 sur culée).

G : module de cisaillement de l'appareil $G = 1.2 \text{ MPa}$ en condition sismique.

a,b : les dimensions en plan de l'appareil $0,35 \times 0,35$.

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil $e = 0.055 \text{ m}$.

Tableau VIII- 2 calcul de raideur des culées

Culées	$k_{\text{Ap-d'appui}}$	$n_{\text{A-Apps}}$	K_c
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2.67	7	18.71
C2	2.67	7	18.71

Application numérique

$$k_{\text{appui}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e} = 7 \frac{1.2 \times 0.35 \times 0.35}{0.055} = 7 \times 2.67 = 18.71 \text{ (MN/m)}$$

$$k_c = 37.42 \text{ MN /m}$$

➤ **RAIDEUR DE LA PILE (K PILE)**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts et celle des appareils d'appui.

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fut}}} + \frac{1}{K_{\text{appui}}}}$$

$$k_{\text{appui}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

$$k_{\text{futs}} = n \frac{3 E I}{H^3}$$

n : nombre de fût 3;

E : module de déformation instantanée de béton $E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 33000 \text{ Mpa}$. avec $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie longitudinal d'un fût $I = \pi d^4 / 64 = 0.79 \text{ m}^4$.

h: hauteur du fût

Tableau VIII- 3 calcul des raideurs longitudinale des fûts

Piles	H moy (m)	D (m)	I m ⁴	N Fût	K Fût
P 1	10,42	2	0,79	3	206,07
P 2	10,79	2	0,79	3	185,59
P 3	10,56	2	0,79	3	197,99
P 4	9,69	2	0,79	3	256,24
P 5	12,48	2	0,79	3	119,95
P 6	7,78	2	0,79	3	495,09
P 7	11,65	2	0,79	3	147,45
P 8	10,47	2	0,79	3	203,14
P 9	10,44	2	0,79	3	204,89
P 10	7,06	2	0,79	3	662,54

Tableau VIII- 4 calcul des raideurs longitudinale des piles

Piles	k _{Fût}	k _{Ap-d'appui}	n _{A-Apps}	K _P
P 1	206,07	2.67	14	31,67
P 2	185,59	2.67	14	31,14
P 3	197,99	2.67	14	31,47
P 4	256,24	2.67	14	32,65
P 5	119,95	2.67	14	28,52
P 6	495,09	2.67	14	34,79
P 7	147,45	2.67	14	29,84
P 8	203,14	2.67	14	31,60
P 9	204,89	2.67	14	31,64
P 10	662,54	2.67	14	35,42

Application numérique pile 8

$$k_{futs} = n \frac{3 E x I}{H^3} = 3 \frac{33000 \times 0,79}{(10,47)^3} = 203.14 \text{ MN /m}$$

$$k_{appuis} = n \frac{G . a . b}{e} = 14 \frac{1,2 \times 0,35 \times 0,35}{0,055} = 14 \times 2,67 = 37.42 \text{ MN /m}$$

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{k_{fut}} + \frac{1}{k_{appuit}}} = \frac{1}{\frac{1}{221,49} + \frac{1}{37,42}} = 31.60 \text{ MN /m}$$

➤ RIGIDITE DU SYSTEME

$$K_{sys \text{ long}} = \sum k_p + k_c$$

$$= 318.74 \text{ MN /m} + 37.42 \text{ MN /m}$$

$$= 356.16 \text{ MN /m}$$

5.2.3 Détermination de la période fondamentale

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{sys}}{k_{sys}}} = 2\pi \sqrt{\frac{11879040}{356.16 \times 1000000}} = 1.15 \text{ s}$$

5.2.4 SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

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

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta AgS \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta AgS \frac{3T_2}{T^2} & T > 3s \end{cases}$$

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

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ($T_1=0,20\text{s}$; $T_2=0,50\text{s}$).

S : Coefficient de site ($S=1,2$).

(ξ):Taux d'amortissement $\xi=5 \%$ ce qui revient à utiliser le spectre de réponse sans correction

η facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \Rightarrow (\eta=1)$.

Tableau VIII- 5 valeur de T1 et T2 pour la valeur horizontale

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

5.2.5 Evaluation des force statique

On a $T = 1.15 \text{ s} \implies 0.5 \leq T \leq 3 \text{ s} \implies T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \implies S_{ae} = 2.5 \eta \text{ AgS} \frac{T^2}{T}$

$$S_{ae} = 2.5 \eta \text{ AgS} \frac{T^2}{T}$$

$$S_{ae} = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.2 \times \frac{0.5}{1.15} \quad \text{Sae} = 2.56 \text{ m/s}^2$$

5.2.6 Calcul de l'effort total

$$F_{\text{long}} = M \times S_{ae} = 11879.040 \times 2.56 \quad F_{\text{long}} = 30466.44 \text{ KN}$$

5.2.7 Répartition des efforts

$$F = \frac{k_i}{k} \times F_{\text{long}}$$

Tableau VIII- 6 répartition des efforts

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	18,71	356,16	30466,4	1600,4
P1	31,67	356,16	30466,4	2709,0
P2	31,14	356,16	30466,4	2663,8
P3	31,47	356,16	30466,4	2692,1
P4	32,65	356,16	30466,4	2793,0
P5	28,52	356,16	30466,4	2439,7
P6	34,79	356,16	30466,4	2975,9
p7	29,84	356,16	30466,4	2553,0
p8	31,60	356,16	30466,4	2702,9
p9	31,64	356,16	30466,4	2706,6
p10	35,42	356,16	30466,4	3029,7
C2	18,71	356,16	30466,4	1600,4

5.2.8 Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{tablier long}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_{ae}$$

$$d_{\text{tablier long}} = \frac{1.15^2}{4 \times \pi^2} \times 2.56$$

$$d_{\text{tablier long}} = 0.086 \text{ m}$$

5.3 Séisme transversale

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approche ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement notamment la méthode de tablier rigide, la méthode du tablier flexible, la méthode de la pile indépendante et d'autre méthode de linéaire et non linéaire. Nous allons utiliser la méthode de la pile indépendante vue la géométrie régulière de l'ouvrage.

5.3.1 METHODE DE LA PILE INDEPENDANTE

« L'action sismique dans le sens transversal des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes »

La faisabilité de cette méthode est conditionnée par le critère suivant :

$$0,95 < T_i/T_{i+1} < 1,05$$

Ou T_i : est la période de la ième pile

Les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique : $F_i = M_j S_a(T)$

5.3.2 DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME :

M_i est la masse effective attribuée à la pile i (masses de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$$M_{pi} = M_{\text{tablier}} + 1/2 M_{\text{pile}}$$

Tableau VIII- 7 masse du système

Pile	M tablier	M pile	M pi = M tablier + 1/2 M pile
P1	1074540	245391	1 369 501,13
P2	1074540	254104,5	1 373 857,88
P3	1074540	248688	1 371 149,63
P4	1074540	228199,5	1 360 905,38
P5	1074540	293904	1 393 757,63
P6	1074540	183219	1 338 415,13
P7	1074540	274357,5	1 383 984,38
P8	1074540	246568,5	1 370 089,88
P9	1074540	245862	1 369 736,63
P10	1074540	166263	1 329 937,13
C1/C2	537 270	/	537 270

5.3.3 DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME :

➤ RAIDEUR DE LA CULEE (K culée)

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui elle se calcul comme suit :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appui}}}$$

$$k_{culée} = \infty \implies k_c = k_{\text{appareil d'appui}}$$

$$k_{\text{appui}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec :

n : nombre des appareils d'appui élément porteur (7 sur culée).

G : module de cisaillement de l'appareil $G = 1.2 \text{ MPa}$ en condition sismique.

a,b : les dimensions en plan de l'appareil $0,35 \times 0,35$.

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil $e = 0.055 \text{ m}$.

Tableau VIII- 8 calcul de la raideur des culée

Culées	$k_{\text{Ap-d'appui}}$	$n_{\text{A-Apps}}$	K_c
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2.67	7	18.71
C2	2.67	7	18.71

Application numérique

$$k_{\text{appui}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e} = 7 \frac{1.2 \times 0.35 \times 0.35}{0.055} = 7 \times 2.67 = 18.71 \text{ (MN/m)}$$

$$k_c = 18.71 \text{ MN /m}$$

➤ RAIDEUR DE LA PILE (K PILE)

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts et celle des appareils d'appui.

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{appui}}}$$

$$k_{\text{appui}} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

$$k_{\text{futs}} = \frac{3 E I}{H^3}$$

E : module de déformation instantanée de béton $E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 33000 \text{ MPa}$. avec $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

h: hauteur du fût

I : moment d'inertie **transversal** d'un fut I= 86,06 m⁴.(autocad)

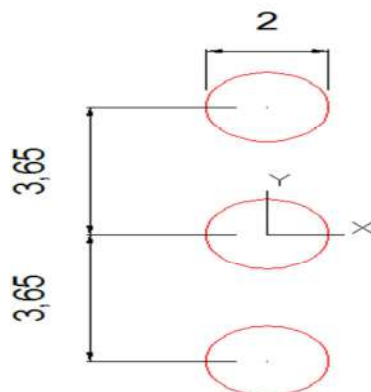


Tableau VIII- 9 Vue en plane des fûts.

Tableau VIII- 10 calcule de la raideur transversal des futs

Piles	H _{moy} (m)	I (m ⁴)	k _{Fût} (MN/m)
P1	10,42	86,06	7530,67
P2	10,79	86,06	6782,23
P3	10,56	86,06	7235,10
P4	9,69	86,06	9364,08
P5	12,48	86,06	4383,22
P6	7,78	86,06	18092,47
P7	11,65	86,06	5388,39
P8	10,47	86,06	7423,29
P9	10,44	86,06	7487,47
P10	7,06	86,06	24211,54

Tableau VIII- 11 calcule des raideurs transversal des piles

Piles	k _{Fût}	k _{Ap-d'appui}	n _{A-Apps}	K
	(MN/m)	(MN/m)		(MN/m)
P1	7530,67	2.67	14	37,23
P2	6782,23	2.67	14	37,21

P3	7235,10	2.67	14	37,23
P4	9364,08	2.67	14	37,27
P5	4383,22	2.67	14	37,10
P6	18092,47	2.67	14	37,34
P7	5388,39	2.67	14	37,16
P8	7423,29	2.67	14	37,23
P9	7487,47	2.67	14	37,23
P10	24211,54	2.67	14	37,36

Application numérique (P 8)

$$k_{futs} = \frac{3 E x I}{H^3} = \frac{3 \times 33000 \times 86,06}{(10,47)^3} = 7423 \text{ MN /m}$$

$$k_{appuis} = n \frac{G . a . b}{e} = 14 \frac{1,2 \times 0,35 \times 0,35}{0,055} = 14 \times 2,67 = 37,42 \text{ MN /m}$$

$$Kp = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{appuit}}} = \frac{1}{\frac{1}{8094} + \frac{1}{37,42}} = 37,23 \text{ MN /m}$$

5.3.4 Détermination de la période fondamentale

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{k_i}}$$

Tableau VIII- 12 calcule des périodes propres

Appui	K	M	T
	(MN/m)	Kg	s
P1	37,23	1 369 501,13	1,21
P2	37,21	1 373 857,88	1,21
P3	37,23	1 371 149,63	1,21
P4	37,27	1 360 905,38	1,20
P5	37,10	1 393 757,63	1,22
P6	37,34	1 338 415,13	1,19
P7	37,16	1 383 984,38	1,21

P8	37,23	1 370 089,88	1,21
P9	37,23	1 369 736,63	1,21
P10	37,36	1 329 937,13	1,19
C1/C2	18.71	537 270,00	1,06

5.3.5 VERIFICATION DU CRITERE D'APPLICATION

$$0,95 < T_i/T_{i+1} < 1,05$$

Tableau VIII- 13 vérification de la méthode

T1/T2	T2/T3	T3/T4	T4/T5	T6/T7	T7/T8	T8/T9	T9/T10	T10/TC
0.998	1.001	1.004	0.986	1.022	0.981	1.005	1.000	1.016

5.3.6 SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

On a $T_{moy} = 1.4 \text{ s} \implies 0.5 \leq T \leq 3 \text{ s} \implies T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \implies S_{ae} = 2.5 \eta AgS \frac{T_2}{T}$

$$S_{ae} = 2.5 \eta AgS \frac{T_2}{T}$$

Tableau VIII- 14 résultat des accélérations

P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	C1/C2
2.44	2.44	2.44	2.45	2.42	2.47	2.43	2.44	2.44	2.48	2.76

5.3.7 Calcule et répartition des efforts :

$$F_i = M_j Sa(T)$$

Tableau VIII- 15 répartitions des efforts transversales

Appui	M	sa	Fi
	Kg	m/s²	KN
P1	1 369 501,13	2,44	3 344,70
P2	1 373 857,88	2,44	3 349,10
P3	1 371 149,63	2,44	3 346,37
P4	1 360 905,38	2,45	3 335,80
P5	1 393 757,63	2,42	3 368,21

P6	1 338 415,13	2,47	3 311,30
P7	1 383 984,38	2,43	3 359,04
P8	1 370 089,88	2,44	3 345,30
P9	1 369 736,63	2,44	3 344,94
P10	1 329 937,13	2,48	3 301,66
C1/C2	537 270,00	2,76	1 485,02

5.4 Séisme verticale

Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être en général négligés, pour les zones de faible sismicité.

6 L' EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

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

L'effet probable de l'action maximale E, due à l'application simultanée des actions sismique le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique le long de chaque axe, comme suite :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Tableau VIII- 16 L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1591,76	1 485,02	0	2 045,92	1 965,15	925,63
P1	2729,06	3 345,38	0	3 712,36	4 157,38	1 816,09
P2	2686,73	3 349,86	0	3 668,51	4 148,23	1 803,86
P3	2713,24	3 347,08	0	3 695,96	4 153,99	1 811,53
P4	2807,53	3 336,35	0	3 793,73	4 173,69	1 838,64
P5	2475,32	3 369,39	0	3 450,20	4 100,13	1 742,38

P6	2977,17	3 311,58	0	3 969,31	4 204,08	1 886,17
P7	2582,49	3 360,00	0	3 560,68	4 124,93	1 773,60
P8	2723,44	3 345,99	0	3 706,53	4 156,18	1 814,47
P9	2726,81	3 345,63	0	3 710,03	4 156,90	1 815,45
P10	3026,75	3 301,87	0	4 020,22	4 210,57	1 899,41
C2	1591,76	1 485,02	0	2 045,92	1 965,15	925,63

7 CONCLUSION

Cette étude sismique a permis d'estimer les efforts agissants sur les piles et les culées lors d'un séisme. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et aussi pour le dimensionnement des équipements (joint de chaussée et appareil d'appuis) afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques.

Chapitre IX

Equipment

1 INTRODUCTION

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée, corniches, étanchéité, diapositives de retenue.

2 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

$$F_t = \frac{\eta \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta l \cdot t}{T}$$

Avec :

η : 7 appuis

G : module élastique statique = 0.9 MPa

A, b dimension de l'appareille d'appuis

T épaisseur élastomères

2.1 Température

$$\Delta L_T = \alpha \times l_o \times \Delta t$$

Avec :

Δt variation de température = 25°

l_o : demi travée = 19.5 m

α : Coefficient de dilatation = 9.9×10^{-6}

$$\Delta L_T = 9.9 \times 10^{-6} \times 19.5 \times 25 = 0.0048 \text{ m}$$

$$F_t \Delta t = \frac{\eta \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta l \cdot t}{T} = \frac{7 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.35 \cdot 0.0048}{0.055} \times 1000 = 67.72 \text{ KN}$$

2.2 Fluage + retrait

$$\Delta l(f+r) = \epsilon(f+r) \times l_o$$

Avec :

l_o : demi travée = 19.5 m

$\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$

$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$$\Delta l(f+r) = \epsilon(f+r) \times l_o = 5.5 \times 10^{-4} \times 19.5 = 0.0107 \text{ m}$$

$$F_t(f+r) = \frac{\eta \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta l \cdot t}{T} = \frac{7 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.35 \times 0.0107}{0.055} \times 1000 = 150.491 \text{ KN}$$

2.3 Freinage Bc

F Bc = 300 kN (chapitre descente de charge)

$$F_t = \frac{2 \eta \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta l}{T} \implies \Delta l = \frac{F_t \times T}{2 \eta \cdot G \cdot a \cdot b}$$

$$\Delta l(Bc) = \frac{300 \times 0.055}{14 \times 0.9 \times 1000 \times 0.35 \times 0.35} = 0.0107 \text{ m}$$

2.4 Freinage A(l)

F A(l) = 121.67 KN (chapitre descente de charge)

$$Ft = \frac{2\eta.G.a.b.\Delta l}{T} \implies \Delta l = \frac{Ft \times T}{2\eta.G.a.b}$$

$$\Delta l A(l) = \frac{121.67 \times 0.055}{14 \times 0.9 \times 1000 \times 0.35 \times 0.35} = 0.0043 \text{ m}$$

3 Vérification de l'appareille d'appuis

3.1 Dimension d'appareil d'appuis

Tableau IX- 1 dimension des frètes

Feuillets d'élastomère	Ti = 10 mm
Frette métallique	Ts = 3 mm
Enrobage des chants	4 mm
Enrobage extérieure	2.5 mm
T	55 mm
Td	73 mm

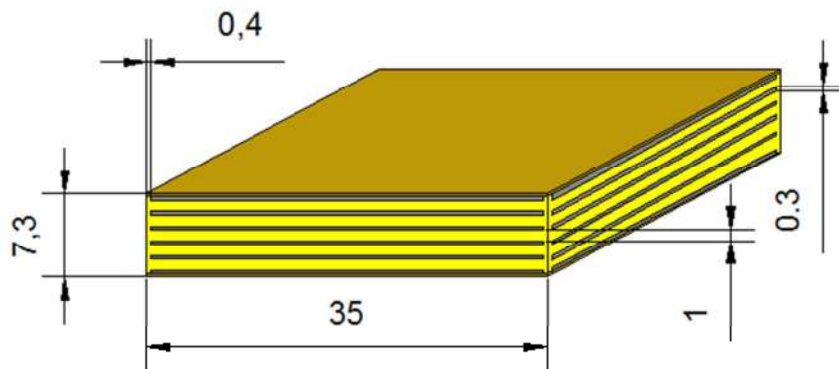


Figure IX 1 VUE 3D DE LA L'APPAREILLE D'APPUIS

3.2 Résistance a la compression

$$\sigma_{ap} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1.57}{0.35 \times 0.35} = 12.81 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

3.3 Sécurité au flambement

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité ;

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d / h$: la charge critique de flambement ;

B : l'aire nominale de l'appui ;

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} : \text{le facteur de forme}$$

Tableau IX- 2 Verification au flambement

S	d(m)	h(m)	B (m2)	Pc (MN)	Pu (MN)
8.75	0.013	0.073	0.12	6.01	1.57

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$$3 \times 1.57 \leq 6.01$$

$$4.71 \leq 6.01 \quad \text{vérifié}$$

3.4 Limitation de la distorsion

$$\delta = V_x / T < \delta_c$$

V_x = Vérification de sécurité aux déplacements : $G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q$

$G = 0.086$ m (déplacement du tabler par rapport au sol)

$0.4 \Delta T = 0.4 \times 0.0048 = 0.00192$ m (déplacement due à la température)

$D = 0.0107$ m (déformations de (retrait + fluage))

$0.2 Q = 0.2 \Delta l(Bc) = 0.2 \times 0.0107 = 0.00214$ m (déplacement due à l'exploitation)

$V_x = 0.1$ m

$T = 0.073$ m

$V_x / T = 1.37$

Pour $p = P_u / P_c = 0.261$ MN > 0.25 MPA ; on trouve : $\delta_c \leq 1.4 (1 - 2p) = 0.67$

$$1.36 < 0.67 \quad \text{non vérifié}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion.

3.5 Condition de non glissement

$$H < f \times N_{\max} \quad \text{et} \quad f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

Avec

N est l'effort de compression vertical ;

f est le coefficient de frottement.

3.5.1 Sur pile

$$H = G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q$$

E : max de l'action sismique sur pile / n (appuis) = $3970.64 / 14 = 287.62$ KN

0.4 ΔT : force de température / n (appuis) = $0.4 \times 67.72 / 14 = 1.93$ KN

D : force de (retrait + fluage) / n (appuis) = 10.75 KN

0.2 Q : action variable des charges d'exploitation/ n (appuis) = $0.2 \times 300 / 14 = 4.2$ KN

$$H = 300.5 \text{ KN} = 0.30 \text{ MN}$$

$$N = G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q$$

G : réaction des charges permanentes sur pile / n (appuis) = $10745.40 / 14 = 767.5$ KN

0.2 Q : réaction des charges d'exploitation sur pile/ n (appuis) = $0.2 \times 2150.77 / 14 = 30.7$ KN

E : réaction max de l'action sismique sur pile / n (appuis) = $1898.59 / 14 = 135.61$ KN

$$N = 933.8 \text{ KN} = 0.93 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = N / (a \times b)$$

$$\sigma_m = 7.59 \text{ MPa}$$

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

$$f = 0.175$$

$$H < f \times N_{\max}$$

$$0.3 < 0.175 \times 0.93 = 0.165 \text{ non vérifie}$$

3.5.2 Sur culé

$$H = G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q$$

E : max de l'action sismique sur culé / n (appuis) = $2037.27 / 7 = 291.03$ KN

0.4 ΔT : force de température / n (appuis) = $0.4 \times 67.72 / 7 = 3.87$ KN

D : force de (retrait + fluage) / n (appuis) = 21.49 KN

0.2 Q : action variable des charges d'exploitation/ n (appuis) = $0.2 \times 300 / 7 = 8.5$ KN

$$H = 324.9 \text{ KN} = 0.32 \text{ MN}$$

$$N = G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q$$

G : réaction des charges permanentes sur culé / n (appuis) = $5372.70 / 7 = 767.5$ KN

0.2 Q : réaction des charges d'exploitation sur culé / n (appuis) = $0.2 \times 1827.69 / 7 = 52.2$ KN

E : réaction max de l'action sismique sur culé / n (appuis) = $923.04 / 7 = 131.86$ KN

$$N = 951.5 \text{ KN} = 0.95 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = N / (a \times b)$$

$$\sigma_m = 7.76 \text{ MPa}$$

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

$$f = 0.177$$

$$H < f \times N_{\max}$$

$$0.32 < 0.177 \times 0.95 = 0.168 \text{ non vérifie}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée.

4 Etudes des d's d'appuis

Les d's d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

4.1 Les dimensions des d's d'appuis

$$A = b + 200 \rightarrow A = 350 + 200 \rightarrow A = 550 \text{ mm};$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 350 + 200 \rightarrow B = 550 \text{ mm};$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.275 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$$

Avec

$$B_0 = A \times B = 0.3025 \text{ m}^2;$$

$$P_0 = 2 (A + B) = 2.2 \text{ m.}$$

4.2 Ferrailage du d's d'appui

Le d's d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

4.2.1 Armatures de chaînage

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.57}{434.78} = 9.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 6 HA 14 (9.24 cm}^2\text{)}$$

4.2.2 Armatures horizontale

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.57}{434.78} = 4.51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 3 HA 14 (4.62 cm}^2\text{)}$$

4.2.3 Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.57}{434.78} = 1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 3 HA 10 (2.36 cm}^2\text{)}$$

4.2.4 Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.57}{434.78} = 3.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4 HA 12 (4.52 cm}^2\text{)}$$

4.3 Croquet de ferrailage

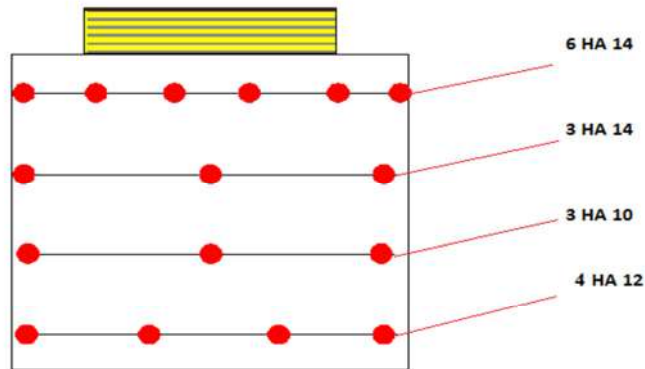


Figure IX 2 croquis de ferrailage du des d'appuis

5 PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont en béton armé. Ils sont disposés sur le chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées. Ils servent à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

- Une hauteur de 60 cm
- Une section de 60×60 cm.
- Un espacement de 1,5 cm par apport à la poutre.

6 Joins de chaussée

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

6.1 Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint ;

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

W_T : souffle thermique ;

W_S : souffle sismique.

$$W = 0.0107 + 0.3 \times 0.0048 + 0.086/3 = 0.41 \text{ m}$$

6.2 Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 41 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

Tableau IX- 3 Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

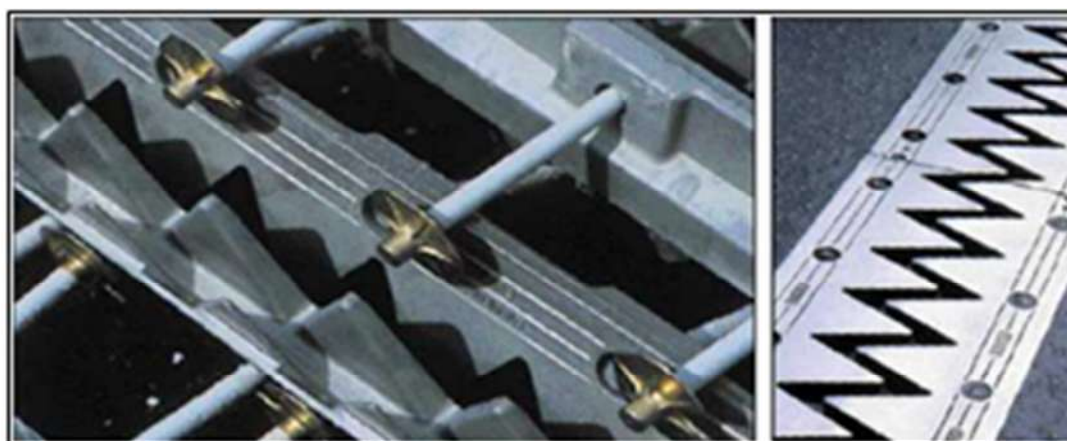


Figure IX 3 Modèles des joints Wd.

7 L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT :

Sur un tablier de pont l'évacuation des eaux nécessaire non seulement pour la durabilité de la structure, mais aussi pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux est assuré par la pente Transversale et longitudinale elles sont ensuite évacuées l'intermédiaire des gargouilles de diamètre de 30 cm Implantées au niveau des appuis.

8 La couche d'étanchéité :

Le béton, même bien comprimé, n'est jamais parfaitement étanche du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. Un système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales (contenant des produits agressifs : sels de déverglaçage) circulant sur l'ouvrage et des cycles éventuels de gel-dégel. Il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton du tablier et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage. Il est mis en place sur la totalité de la surface horizontale du tablier.

9 LES CORNICHES

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions sont présentées dans la figure ci-dessous

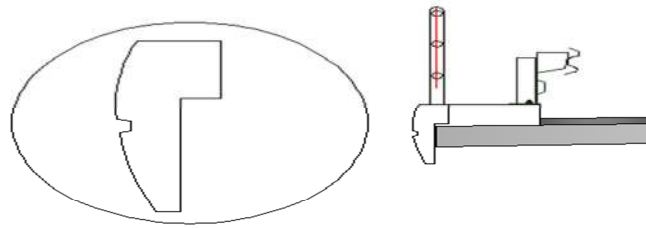


Figure IX 4 le corniche de notre pont

10 LES DISPOSITIONS RETENUES

- Les garde-corps : sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.

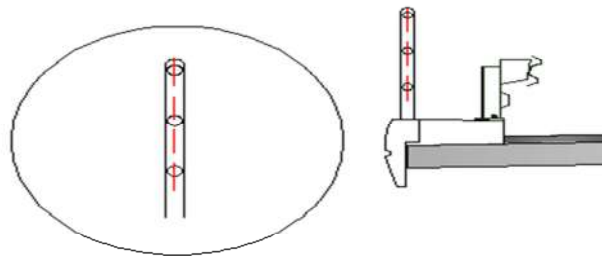


Figure IX 5 garde-corps de notre pont

- Les glissières de sécurité : Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

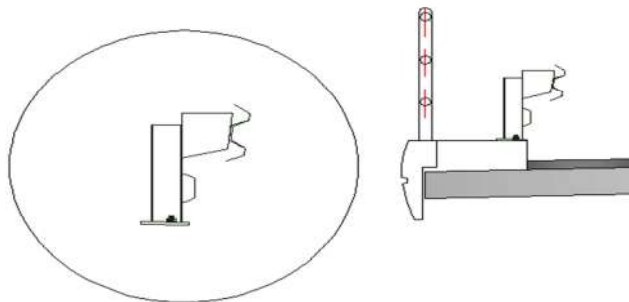


Figure IX 6 glissière de sécurité de notre pont

11 CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

Chapitre X

Etude statique de la pile

1 INTRODUCTION :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre
- Mode de construction du tablier
- Urbain ou rural
- Hauteur de la brèche à franchir
- Mode d'exécution des fondations
- Liaison avec le tablier

2 Structure des piles

D'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :

- ✓ Une superstructure ou fût, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre.
- ✓ Une fondation, constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé (puit), soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

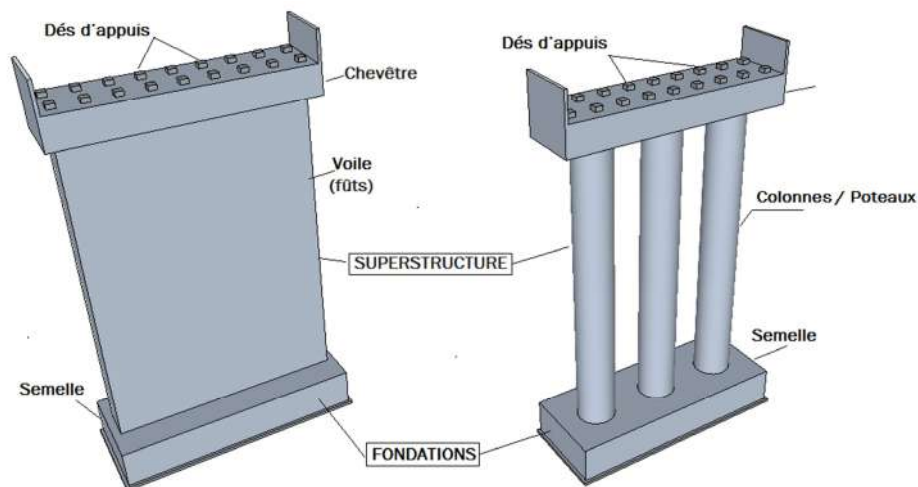


Figure X- 1 structure des piles

3 Pré dimensions des éléments de la pile

Pour cet ouvrage d'art et devant la qualité mécanique et épaisseur des terrains superficiels de fondation, de la profondeur à laquelle on a reconnu le substratum compétent, et devant les sollicitations à transmettre à la fondation, on devra considérer l'adoption de fondations profondes pour tous les appuis de l'ouvrage d'art.

3.1 CHEVETRE

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 11.25$ m ;
- Largeur : $b = 3.5$ m ;
- Hauteur : $H = 1.75$ m.

3.2 Fûts (pile numéro 5)

- H pile la plus haute : 12.48 m
- Nombre de fûts : 3
- Diamètre : 2 m
- Entraxe : 3.65 m

3.3 SEMELLE

- Epaisseur : 1.5 m ;
- Largeur : 6 m ;
- Longueur : 11.25 m ;

3.4 Les pieux :

- Diamètre : 1.2 m
- Entraxe : 3m
- Nombre des peux : 8 pieux
- Nombre de file : 2 (4 pieux par file)

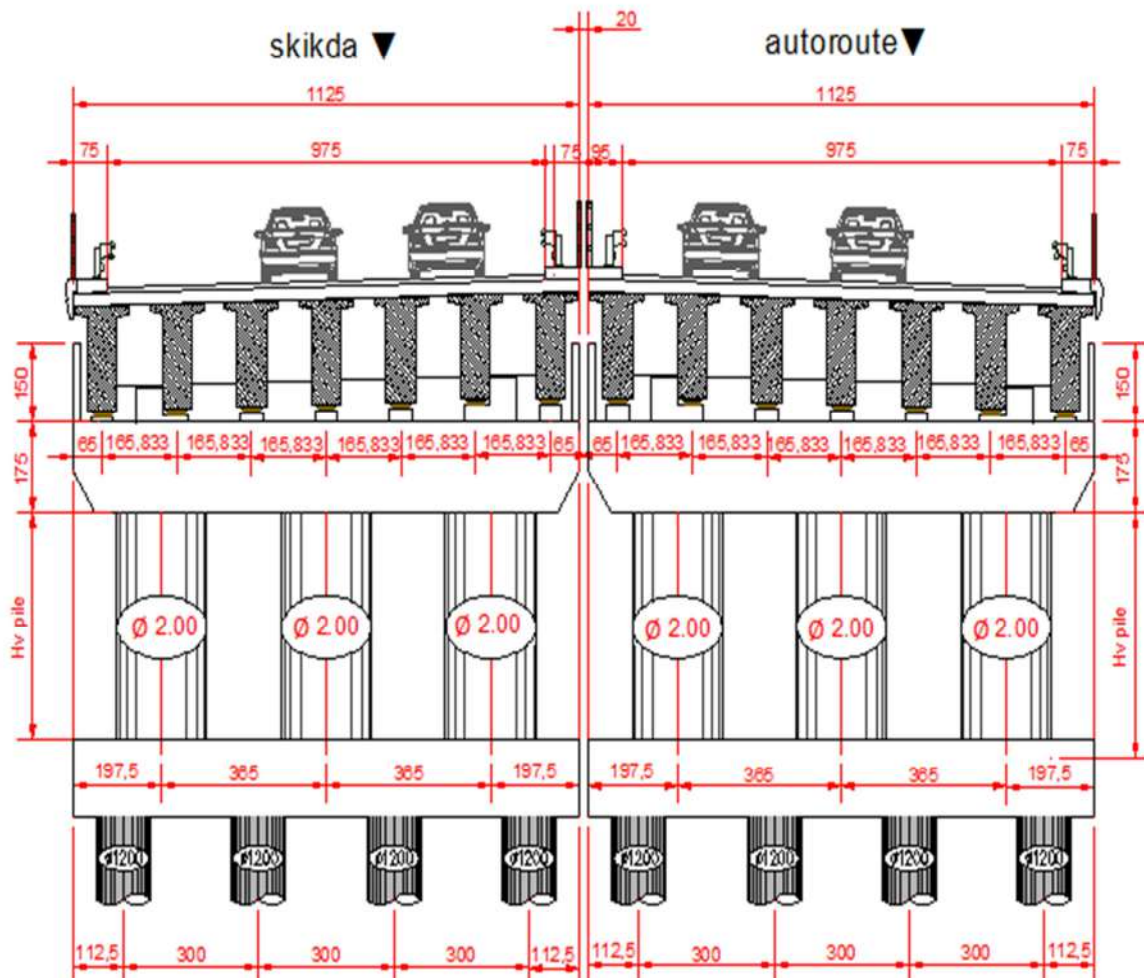


Figure X- 2 coupe en travers sur pile avec les pieux

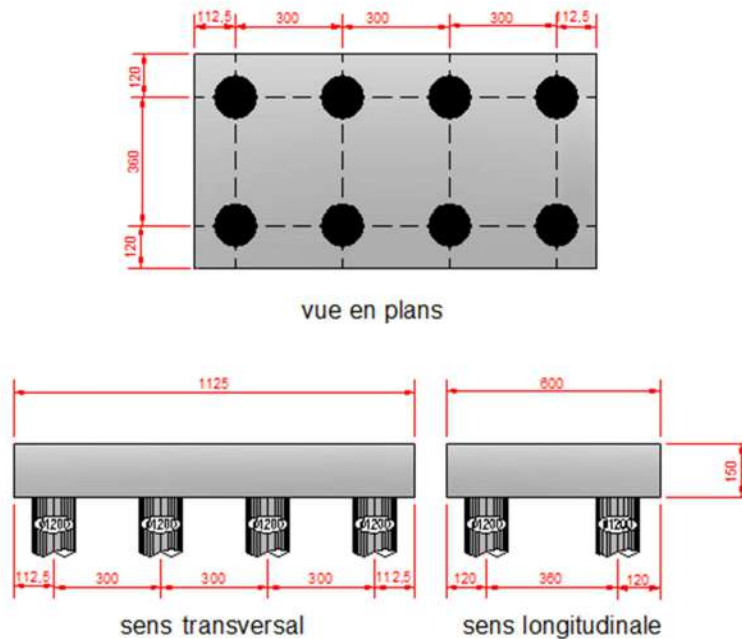


Figure X- 3 les différentes coupes de la semelle et les pieux

4 Evaluation des efforts pour une travée chargée :

4.1 Calcul des charges verticales sur la pile :

- Poids semelle : $1.5 \times 6 \times 11.25 \times 25 = 2531.25 \text{ KN}$
- Poids fûts : $3 \times (1 \times 1 \times 3.14) \times 12.48 \times 25 = 2940.53 \text{ KN}$
- Poids chevêtre: $1.75 \times 3.5 \times 11.25 \times 25 = 1722.66 \text{ KN}$
- Poids tablier : 10745.40 KN (chapitre descende de charge)

4.2 Calcule des charges horizontales sur la pile :

- Force du (Fluage + retré) = 150 .49 KN (chapitre Equipment)
- Force de la dilatation thermique = 67.72 KN (chapitre Equipment)

4.3 Calcule des surcharges verticales sur la pile

- Réaction A(l) = 1739.65 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction Bc = 1235.07 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction Mc120 = 1137.72 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction D240 = 2150.77 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction st = 90 KN (chapitre descende de charge)

4.4 Calcule des surcharges horizontales sur la pile :

- Freinage A(l) = 121.67 KN (chapitre descende de charge)
- Freinage Bc = 150 KN (chapitre descende de charge)

5 ETUDE DE FONDATION

5.1 Calcul des moments induits par les charges :

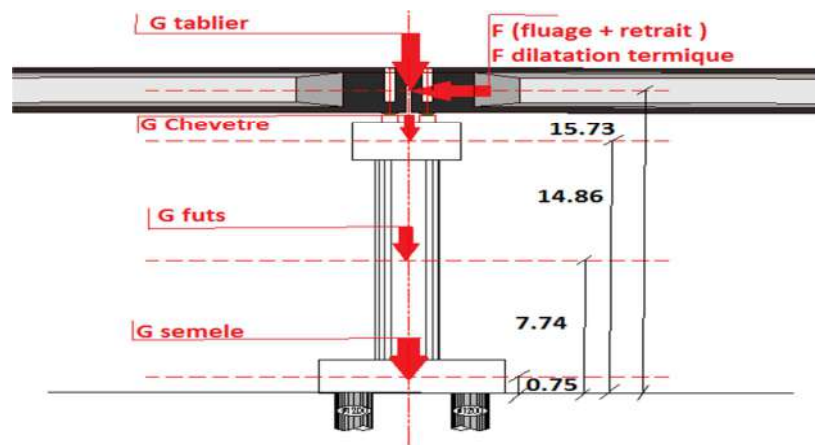


Figure X- 4 distribution des charges sur pile repère la tête des pieux

Tableau X- 1 calcule des moments induit par le charges

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	2531,25	/	0,00	0,75	0,00	/
Fûts	2940,53	/	0,00	7,74	0,00	/
Chevêtre	1722,66	/	0,00	14,86	0,00	/
G Tablier	10745,40	/	0,00	15,73	0,00	/
Hf+r	/	150,49	/	15,73	/	2367,23
HT°	/	67,72	/	15,73	/	1065,25
Somme	17939,84	191,12	/	/	0,00	3006,38

5.2 Calcul des moments induits par les surcharges :

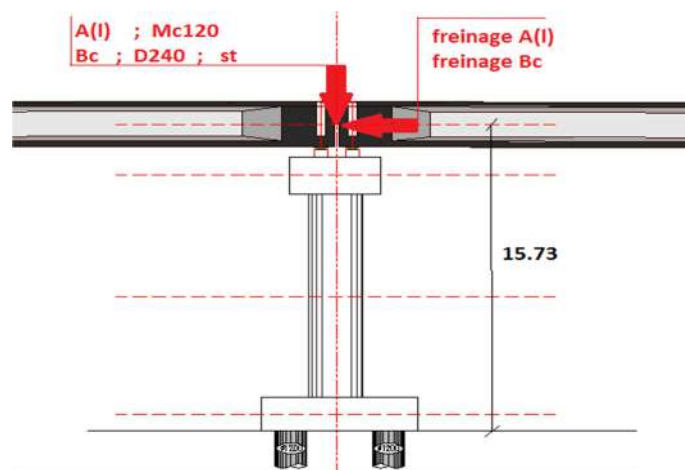


Figure X- 5 distribution des surcharges sur pile repère la tête des pieux

Tableau X- 2 calcule des moments induit par le surcharges

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
(Al)	1739,65	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1235,07	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,72	/	0,00	/	0,00	/
D240	2150,77	/	0,00	/	0,00	/
ST	90,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	121,67	/	15,73	/	1913,88
Bc	/	150,00	/	15,73	/	2359,50

5.3 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE

La stabilité d'une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

- ✓ Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement : $R_{max} < \text{Capacité portante du pieu}$
- ✓ Stabilité vis-à-vis de l'Arrachement (soulèvement) : $R_{min} > 0$

B = 6 m

n = 8 pieux

Y1 = 1.8 m (4 pieux)

Y2 = 1.8 m (4 pieux)

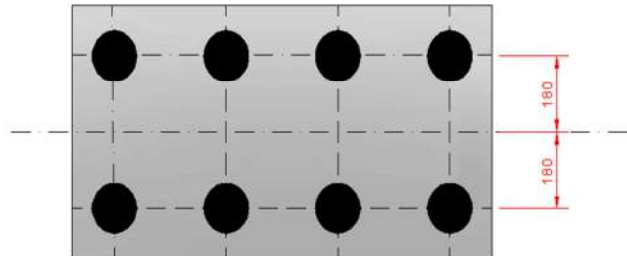


Figure X- 6 entraxe des pieux

$$R_{min} = \frac{N}{n} - \left(\frac{M \times Y_i}{S \times Y_i^2} \right)$$

$$R_{max} = \frac{N}{n} + \left(\frac{M \times Y_i}{S \times Y_i^2} \right)$$

❖ Capacité portante des pieux (rapport géotechnique)

Tableau X- 3 Capacité portante des pieux

Els	Elu
5733 kN	7599 kN

5.3.1 Calcule a l'état limite de service (ELS) :

Tableau X- 4 vérification de la stabilité de la pile a ELS

						1ère file	2ème file
Combinaison ELS	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂
G	17939,84	191,12	3006,38	0,00	3006,38	2033,70	2451,26
G+1.2Al+ST	20117,42	337,13	5303,04	0,00	5303,04	2146,41	2882,94
G+1.2Bc+ST	19511,92	371,12	5837,78	0,00	8134,44	2033,59	2844,39
G+Mc120	19077,56	191,12	3006,38	0,00	3006,38	2175,92	2593,47
G+D240	20090,61	191,12	3006,38	0,00	3006,38	2302,55	2720,10
						< 5733	>0

5.3.2 Calcule a l'Etat limite ultime (ELU) :

Tableau X- 5 vérification de la stabilité de la pile a ELU

						1ère file	2ème file
Combinaison ELU	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂
1,35G	24218,78	264,11	4154,48	0,00	4154,48	2738,84	3315,85
1.35G+1.6Al+1.6ST	27146,22	458,79	7216,69	0,00	7216,69	2892,12	3894,44
1.35G+1.6B+1.6ST	26338,89	504,11	7929,68	0,00	7929,68	2741,69	3843,03
1.35G+1.35Mc120	27122,32	264,11	4154,48	0,00	4154,48	3101,78	3678,80
1.35G+1.35D240	24340,28	264,11	4154,48	0,00	4154,48	2754,03	3331,04
						< 7599	>0

5.4 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_U b y = 0$$

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

b : diamètre du pieu ;

C_U : module de réaction du sol ;

y : déplacement en tête du pieu ;

α : Longueur élastique du pieu ;

5.4.1 CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER :

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nuls.

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis, en différents points par la formule suivante :

$$M(Z) = (\chi_{0M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{0P}\right)$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = 1/\alpha$

χ_{0M} , χ_{0P} : Tirés des abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$.

Tableau X- 6 coefficient χ_{0M} , χ_{0P} WARNER

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
χ_{0P}	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
χ_{0M}	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

5.4.1.1 Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu ;

b : longueur du pieu.

Tableau X- 7 calcul des coefficients de WARNER

L(m)	E (MPa)	CU(MN/m ³)	B(m)	I(m ⁴)	λ	$\lambda \times L$	χ_{0M}	χ_{0P}
20	35982	30	1.2	0.101	0.223	4.462	1.57	1.30

χ_{0M} , χ_{0P} : Tirés des abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$ à l'aide d'une interpolation

5.4.1.2 Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

$$M(Z) = (\chi_{0M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{0P}\right) \implies \bar{M} = -\frac{X_{0P}^H}{X_{0M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

❖ $\bar{P}$: Effort tranchant

Els

H max (ELS) = 371.12 KN (G+1.2Bc+ST) $\implies \bar{P} = H \text{ max} / \text{nombre de pieux}$

$$\bar{P} = 371.12 / 8$$

$$\bar{P} = 46.39 \text{ KN}$$

Elu

H max (ELu) = 504.11 KN (1.35G+1.6B+1.6ST) $\implies \bar{P} = H \text{ max} / \text{nombre de pieux}$

$$\bar{P} = 504.11 / 8$$

$$\bar{P} = 63.01 \text{ KN}$$

❖ $\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

Tableau X- 8 Moment fléchissant et effort tranchant

	Els	Elu
$\bar{P}$ (KN)	46.39	63.01
$\bar{M}$ (KN/m)	173.21	235.28

5.5 Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

❖ Sollicitation ELS

$$M = 173.21 \text{ KN/m}$$

$$H = 46.39 \text{ KN}$$

$$N_{cor} = 2033.59 \text{ KN}$$

N_{cor} (moment max ELS ==> réaction min)

N_{cor} ($M_{max} \text{ els} = 5837.78 \text{ kN/m (G+1.2Bc+ST)}$) ==> réaction min **2033.59 kN**

❖ Sollicitation ELU

$$M = 235.28 \text{ KN/m}$$

$$H = 63.01 \text{ KN}$$

$$N_{cor} = 2741.69 \text{ KN}$$

N_{cor} (moment max ELU ==> réaction min)

N_{cor} ($M_{max} \text{ elu} = 7929.68 \text{ kN/m (1.35G+1.6B+1.6ST)}$) ==> réaction min **2741.69 kN**

❖ Ferraillage à l'aide du robot expert Le détail est dans L'ANNEXE F

✓ Ferraillage longitudinal

$$A_s = 113.1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{24 \text{ HA } 25} \quad \text{avec} \quad e = 14 \text{ cm}$$

✓ Ferraillage transversale

On prendra des cercles **HA14** avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

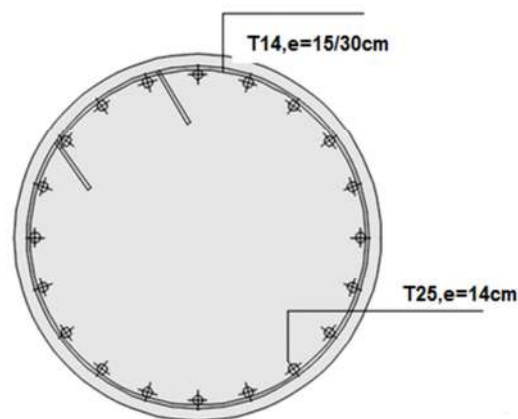


Figure X- 7 Croquis de ferraillage des pieux

5.6 Etude de la semelle

5.6.1 Méthode de bielle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Tableau X- 9 calcul de l'angle de bielle

H(m)	b(m)	L(m)	Ø(m)	h(m)	L/2-b/4(m)	α(°)
1.50	6	3.6	2	1.4	1.3	47.14

Avec :

$$h = H - d', d' = 10 \text{ cm ;}$$

L : entraxe entre les pieux ;

b : épaisseur de mur frontal ;

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 47.14$$

5.6.2 Ferrailage

5.6.2.1 Armatures transversales inférieures :

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\text{Max}}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$$

Tableau X- 10 calcul Armatures transversales inférieures

Nmax ELS (MN)	L/2-b/4(m)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	h (m)	As (cm ²)
2.88	1.3	333.33	1.4	80.31

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1,2 = 2.7 \text{ m}$.

On prend 17 HA25 ($A_s = 83.45 \text{ cm}^2$). Avec :

$$\text{st } \frac{\Phi + H - d}{n-1} = 16.25 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 17 cm.

Tableau X- 11 calcule des moments induit par le charges

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o} (x/o)$	$/_{FH/O/a} (y/a,o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	2940,53	/	0,00	6,24	0,00	
Chevêtre	1722,66	/	0,00	13,36	0,00	
G Tablier	10745,40	/	0,00	14,23	0,00	
Hf+r	/	150,49	/	14,23		2141,49
HT°	/	67,72	/	14,23		963,67
Somme	15408,59	191.13	/	/	0,00	2719.69

6.2 Calcule des moments induits par les surcharges :

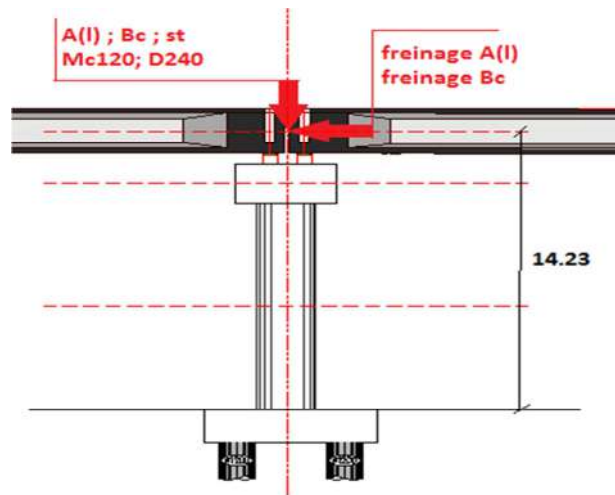


Figure X- 10 distribution des surcharges sur pile repère la tête de la semelle

Tableau X- 12 calcule des moments induit par le SURcharges

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o} (x/o)$	$/_{FH/O/a} (y/a,o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
(Al)	1739,65	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1235,07	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,72	/	0,00	/	0,00	/
D240	2150,77	/	0,00	/	0,00	/
ST	90,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	121,67	/	14.23	/	1731,37
Bc	/	150,00	/	14.23	/	2134,50

6.3 Calcul des sollicitations

6.3.1 Calcul a ELS

Tableau X- 13 combinaison d'action ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	15408,59	191.12	2719,69	0,00	2719,69
G+1.2Al+ST	17586,17	337.13	4797,34	0,00	4797,34
G+1.2Bc+ST	16980,67	371.12	5281.09	0,00	5281.09
G+Mc120	16546,31	191.12	2719,69	0,00	2719,69
G+D240	17559,36	191.12	2719,69	0,00	2719,69

6.3.2 Calcul a ELU

Tableau X- 14 combinaison d'action ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	20801,59	264.11	3758.32	0,00	3758.32
1.35G+1.6Al+1.6ST	23729,04	458.79	6528.52	0,00	6528.52
1.35G+1.6B+1.6ST	22921,71	504.11	7173.52	0,00	7173.52
1.35G+1.35Mc120	23705,13	264.11	3758.32	0,00	3758.32
1.35G+1.35D240	20923,09	264.11	3758.32	0,00	3758.32

6.4 Vérification de flambement de la colonne

La condition de flambement à vérifier est donnée par : $\lambda = L_c/i < 50$

L_c : longueur de flambement. $L_c = 0.7L$

i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. $i = D/4$

Tableau X- 15 vérification du flambement

L	D	i	Lc	λ	< 50
12.48	2	0.5	8.74	17.47	Vérifié

6.5 Ferraillage de la pile

6.5.1 Sollicitation plus défavorable ELS

$$M = M_{\max (ELS)} / n \text{ futs} = 5281.09/3 = 1760.36 \text{ KN/m}$$

$$T = T_{\max (ELS)} / n \text{ futs} = 371.12/3 = 123.71 \text{ KN}$$

$$N_{cor} (\text{moment max ELS} \Rightarrow N_{(ELS)} / n \text{ futs})$$

$$N_{cor} = 16980.67 / 3 = 5660.22 \text{ KN}$$

6.5.2 Sollicitation plus défavorable ELU

$$M = M_{\max (ELU)} / n \text{ futs} = 7173.52 / 3 = 2391.17 \text{ KN/m}$$

$$T = T_{\max (ELU)} / n \text{ futs} = 504.11 / 3 = 168.04 \text{ KN}$$

$$N_{cor} (\text{moment max ELU} \implies N_{(ELU)} / n \text{ futs})$$

$$N_{cor} = 22921.71 / 3 = 7640.57 \text{ KN}$$

6.5.3 Ferrailage à l'aide de ROBOT expert

Le calcul est dans L'ANNEXE F

6.5.3.1 Ferrailage longitudinale :

On a $A_s = 314.2 \text{ cm}^2$ soit 40 HA 32 avec $e=15 \text{ cm}$

6.5.3.2 Ferrailage transversale :

Le calcul de effort tranchant se fait à ELU

On opte pour HA16

- Zone courante $e=30 \text{ cm}$
- Zone critique $e=15 \text{ cm}$

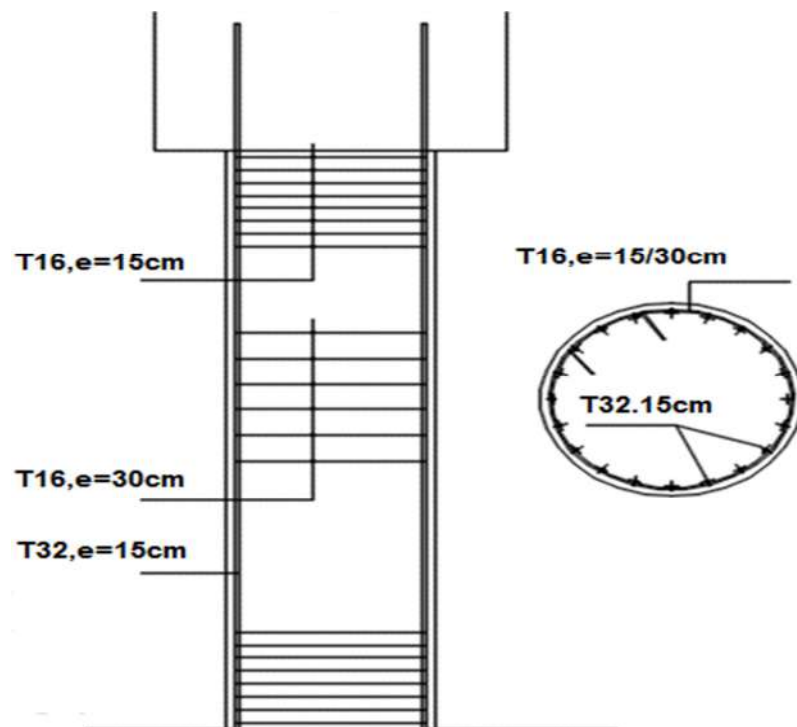


Figure X- 11 croquis de ferrailages de la colonne

7 Etude de la Chevêtre :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion transversale.

7.1 Etude du chevêtre à la flexion

7.1.1 Modélisation

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :



Figure X- 12 modélisation 3D du chevêtre

7.1.2 Evaluation des efforts

En considère que la chevêtre distribue les charges du coups les charges seront introduit comme charges linaires :

- Poids chevêtre: $1.75 \times 3.5 \times 11.25 \times 25 = 1722.66 \text{ KN}$
 $P \text{ chevêtre linaire} = 1722.66 / 11.25 = 153.13 \text{ KN/ml}$
- Poids tablier : 10745.40 KN (chapitre descende de charge)
 $P \text{ tablier linaire} = 10745.40 / 11.25 = 955.14 \text{ KN/ml}$

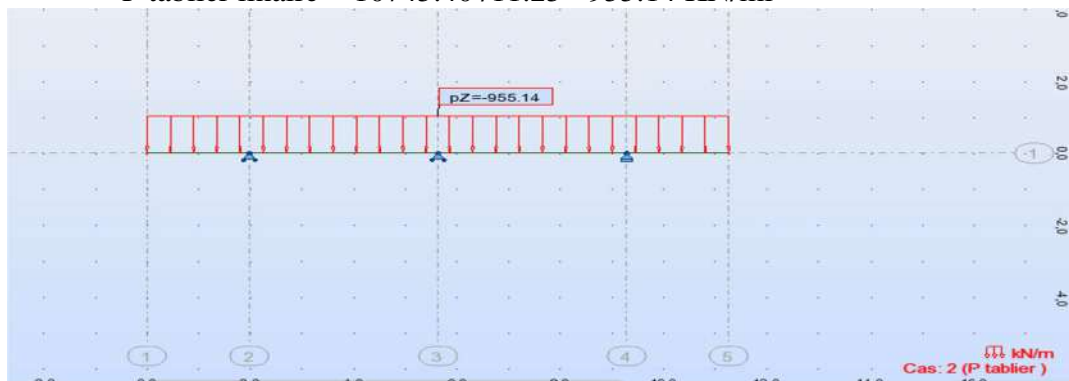


Figure X- 13 poids du tablier /ml

- Réaction max est $R_{D240} = 2150.77 \text{ KN}$ (chapitre descende de charge)
 $R_{D240} \text{ linaire} = 2150.77 / 11.25 = 191.18 \text{ KN/ml}$

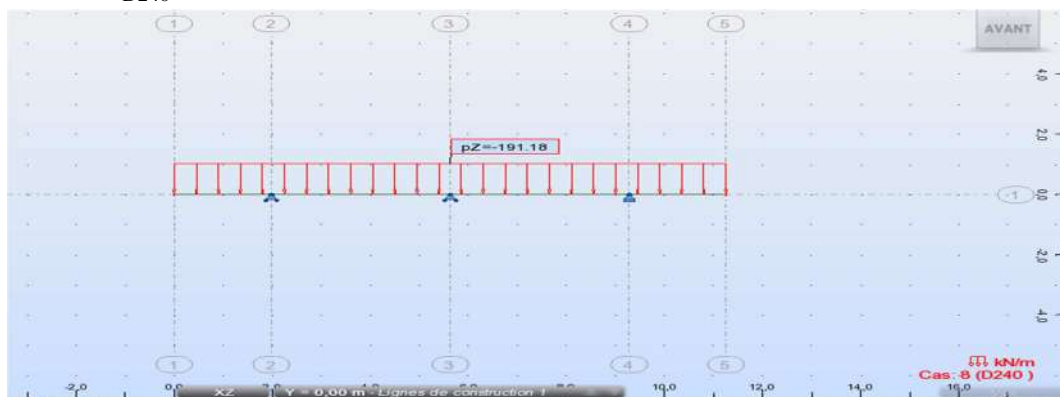


Figure X- 14 réaction max

7.1.3 Combinaison

- ❖ ELS (G+ P chevre) + D240
- ❖ ELU $13.5 (G+ P chevre) + 1.35 D240$

7.1.4 Résultats

7.1.4.1 Moment de flexion ELS

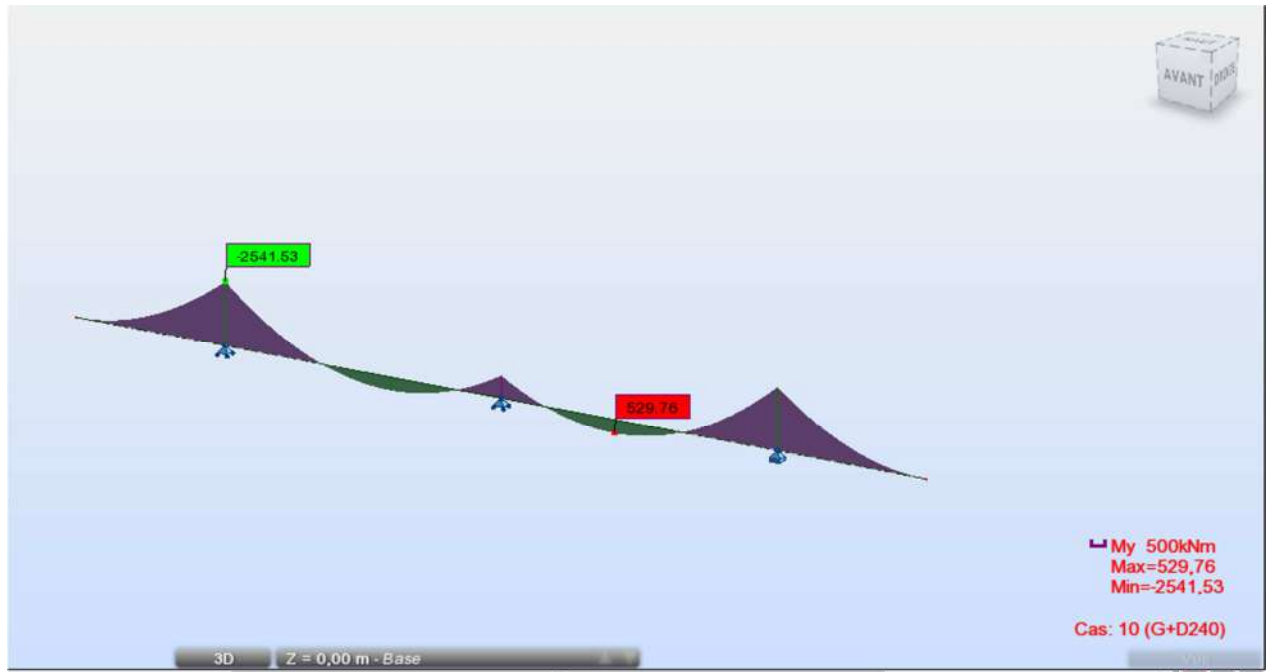


Figure X- 15 moment max ELS

7.1.4.2 Effort tranchant ELU

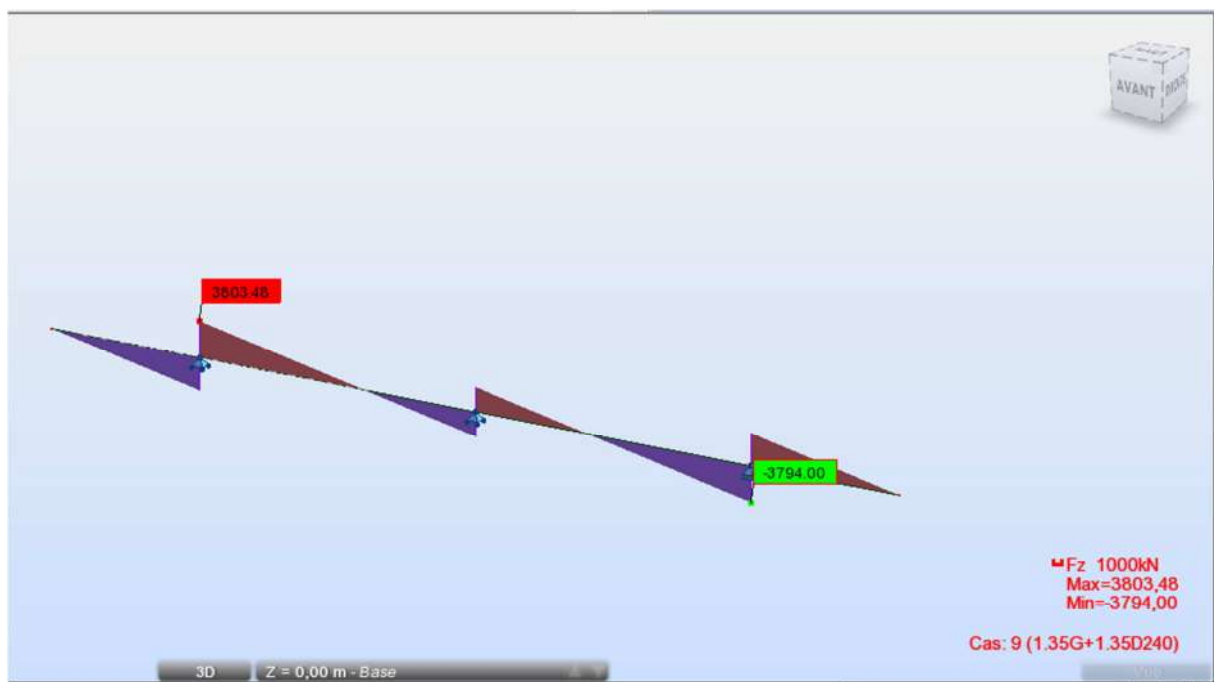


Figure X- 16 EFFORT TRANCHANT ELU

7.1.5 FERRAILLAGE a l'aide de ROBOT expert

Le calcul est dans L'ANNEXE F

7.1.5.1 Ferrailage longitudinale :

On a $A_s = 64.2 \text{ cm}^2$ soit 21 HA 20 avec $e=16 \text{ cm}$

7.1.5.2 Ferrailage transversale :

Le calcul de effort tranchant se fait a ELU

On opte pour HA14 ==> $e=40 \text{ cm}$

7.2 Etude du chevêtre à la torsion

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limité par :

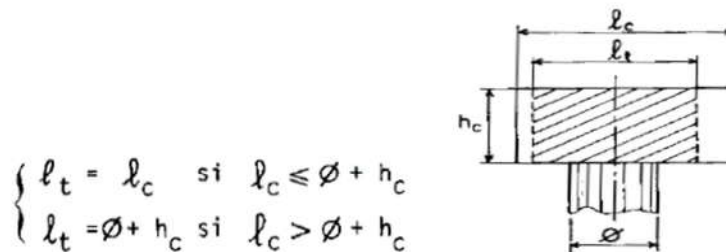


Tableau X- 16 caractéristique de la chevetre

Hc	Φ	Lc	Lt
1,75 m	2 m	3,5 m	3,5 m

7.2.1 La contrainte tangente de torsion

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c / 6$;

C : moment de torsion maximal par ml ;

Ω : l'aire du torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

P : périmètre du chevêtre

$b_n = 0.29 \text{ m}$; $\Omega = 4.68 \text{ m}^2$; $P = 9.92 \text{ m}$

7.2.2 Evaluation de moment de torsion :

7.2.2.1 Phase de construction

$$C = P_g \times e$$

e : excentrement d'appareil d'appuis (AUTOCAD)

P_g : poids des poutres / (n appuis x largeur de la poutre)

Tableau X- 17 calcule du moment de torsion phase de construction

e(m)	P poutre (kN)	N appuis	L (m)	Pg (KN/m)
0.91	924.25	14	11.25	287.54
C =261.67 KN.m/ml				

7.2.2.2 Phase de service

$$C = \text{surcharge max} \times e$$

e : excentrement d'appareil d'appuis (AUTOCAD)

surcharge max : réaction max sur une travée « réaction D240 sur culée du chapitre descente de charge » / largeur de la chevette

Tableau X- 18 calcule du moment de torsion phase de service

E(m)	réaction D240 culée	N appuis	L (m)	surcharge max (KN/m)
0.91	1827.69	14	11.25	162.46
C =147.48 KN.m/ml				

$$C = \max (C_1 ; C_2) = 261.67 \text{ kN.m/ml}$$

7.2.3 Ferrailage

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \Omega}$$

$$A_s = 8.32 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 333.33 \text{ MPa} \quad \text{Soit } 5 \text{ HA } 16 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

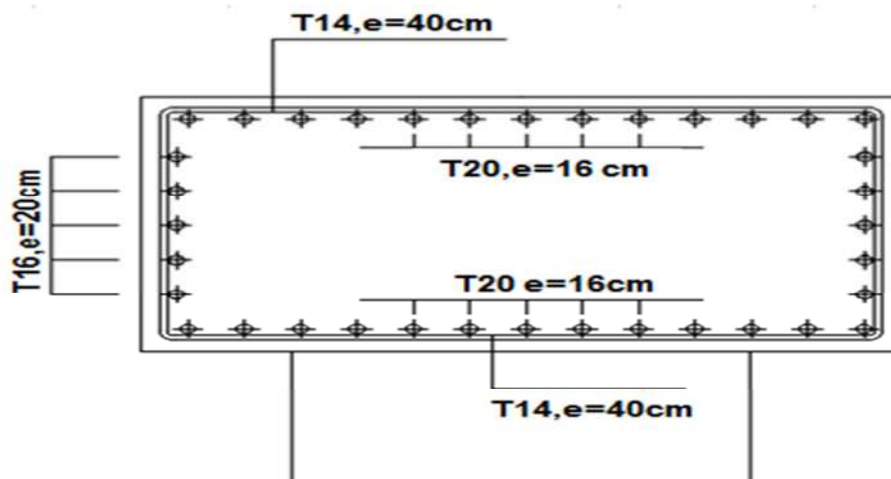


Figure X- 17 croquis de ferrailage de la chevette

8 CONCLUSION

Le ferrailage de chaque élément de la pile est dimensionné avec les combinaisons des charges les plus défavorable en utilisant le logiciel de calcul " ROBOT EXPERT".

Chapitre XI

Etude sismique de la pile

1 Introduction

De manière générale l'action sismique résulte de mouvements du sol qu'on peut représenter schématiquement sous la forme d'une translation d'ensemble du sol dans chacune des trois directions (deux horizontales et une verticale).

Notre référence dans ce chapitre « Ponts Courants en Zone Sismique. Guide de Conception + SNCF (jan 2000) » .

2 CALCULS JUSTIFICATIFS DE L'OUVRAGE

2.1 Les efforts sismiques dans les appuis

Les actions d'origine sismique supportées par les appuis ont trois origines :

- les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier,
- les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui,
- les efforts provenant de l'action des terres sur l'appui

2.2 La période propre de la pile

La fréquence propre de la pile comme celle d'une console de caractéristiques géométriques constantes présentant la même rigidité que l'appui vis-à-vis d'un effort horizontal en tête.

Le calcul de la période propre s'effectue comme suit :

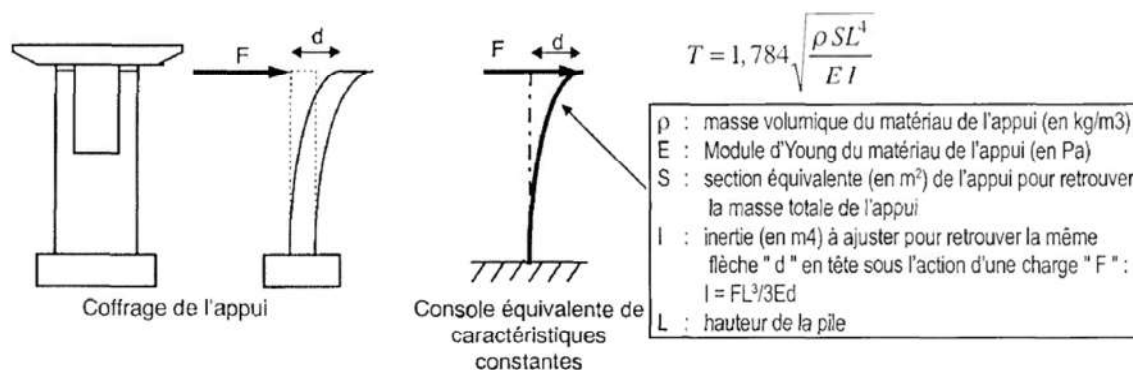


Figure XI- 1 la période selon pont courants en zone sismique

Tableau XI- 1 donne pour calcul de la période de la pile

ρ (KN/m ³)	M (KN)	S (m ²)	E (MPa)	H (m)	A (m ²)	I long (m ⁴)	I trans (m ⁴)
25	4663.19	14.95	33000	12.48	14.95	2.36	86.06

Application numérique

ρ : Masse volumique du matériau de la pile ; $\rho = 25$ (KN/m³)

M : poids de la pile

- Poids fûts : $3 \times (1 \times 1 \times 3.14) \times 12.48 \times 25 = 2940.53$ KN
- Poids chevrete : $1.75 \times 3.5 \times 11.25 \times 25 = 1722.66$ KN

====> Poids de la pile : **M=4663.19 KN**

H : hauteur de pile ; **h = 12.48 m**

A : section équivalente, **S=M / (h x ρ) = 14.95 m²**

E: module de Young; **E=33000 (MPa);**

I : moment d'inertie **transversal** d'un fut **I= 86,06 m⁴**.(autocad)

I : moment d'inertie longitudinal d'un fut $I = \pi d^4/64 = 0.79 \text{ m}^4 \Rightarrow$ pour 3 fut **I long = 2.36 m⁴**

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho x A x H^4}{EI}}$$

2.2.1 Période transversale

$$T_{trans} = 1.784 \sqrt{\frac{\rho x A x H^4}{E x I_{trans}}}$$

$$T_{trans} = 0.032 \text{ s}$$

2.2.2 Période vertical

$$T_{long} = 1.784 \sqrt{\frac{\rho x A x H^4}{E x I_{long}}}$$

$$T_{long} = 0.193 \text{ s}$$

2.3 Calcul de l'accélération de la pile

2.3.1 Composante horizontale

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

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta AgS \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta AgS \frac{3T_2}{T^2} & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T1=0,20s ; T2=0,50s).

S : Coefficient de site (S=1,2).

(ξ):Taux d'amortissement $\xi=5 \%$ ce qui revient à utiliser le spectre de réponse sans correction η

facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \Rightarrow (\eta=1)$.

A =0.2 (RPOA)

2.3.1.1 Accélération transversale

On a $T_{trans} = 0.031 \Rightarrow 0 \leq T \leq 0.2 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \text{ s} \Rightarrow Sae = AgS \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right]$

$$Sae = AgS \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right]$$

$$Sae = 0.2 \times 9.81 \times 1.2 \left[1 + \frac{0.032}{0.20} (2.5 \times 1 - 1) \right]$$

$$Sae \text{ (transversale)} = 2.92 \text{ m/s}^2$$

2.3.1.2 Accélération longitudinale

On a $T_{long} = 0.185 \Rightarrow 0 \leq T \leq 0.2 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \text{ s} \Rightarrow Sae = AgS \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right]$

$$Sae = AgS \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right]$$

$$Sae = 0.2 \times 9.81 \times 1.2 \left[1 + \frac{0.192}{0.20} (2.5 \times 1 - 1) \right]$$

$$Sae \text{ (longitudinale)} = 5.76 \text{ m/s}^2$$

2.3.2 Composante verticale

$$Sae^v = 2.5 \alpha Ag\eta$$

avec $\alpha=0.70$; $\eta=1.00$

$$Sae^v = 2.5 \times 0.7 \times 0.2 \times 9.81 \times 1$$

$$Sae^v = 3.43 \text{ m/s}^2$$

3 Etude de fondation

3.1 Calcule de l'effort total de la pile

$$F = M \times S_{ae}$$

3.1.1 Effort horizontal

3.1.1.1 Effort transversal

$$F_{trans} = M \times S_{ae\ trans}$$

$$F_{trans} = 466.319\ t \times 2.92\ m/s^2$$

$$F_{trans} = 1.36\ MN$$

3.1.1.2 Effort longitudinal

$$F_{long} = M \times S_{ae\ long}$$

$$F_{long} = 466.319\ t \times 5.61\ m/s^2$$

$$F_{long} = 2.68\ MN$$

3.1.2 Effort vertical

$$F_{vertical} = M \times S_{ae\ vertical}$$

$$F_{vertical} = 466.319\ t \times 3.43\ m/s^2$$

$$F_{vertical} = 1.6\ MN$$

3.2 Effort de la Semelle

Tableau XI- 2 caractéristiques de la semelle

H (m)	B (m)	L (m)	P (MN)	K _h	K _v
1.50	6.00	11.25	2.53	0.2	0.1

Tableau XI- 3 les efforts dus a la semelle

N (MN)	0.25
V long (MN)	0.51
V trans (MN)	0.51
M long (MN.m)	0.38
M trans (MN.m)	0.38

Avec :

$$K_h = A$$

$$K_v = 0.5k_h$$

$$N = p \times k_v$$

$$V = p \times k_h$$

$$M = v \times h(\text{semelle})/2$$

3.3 Evaluation des actions sismiques

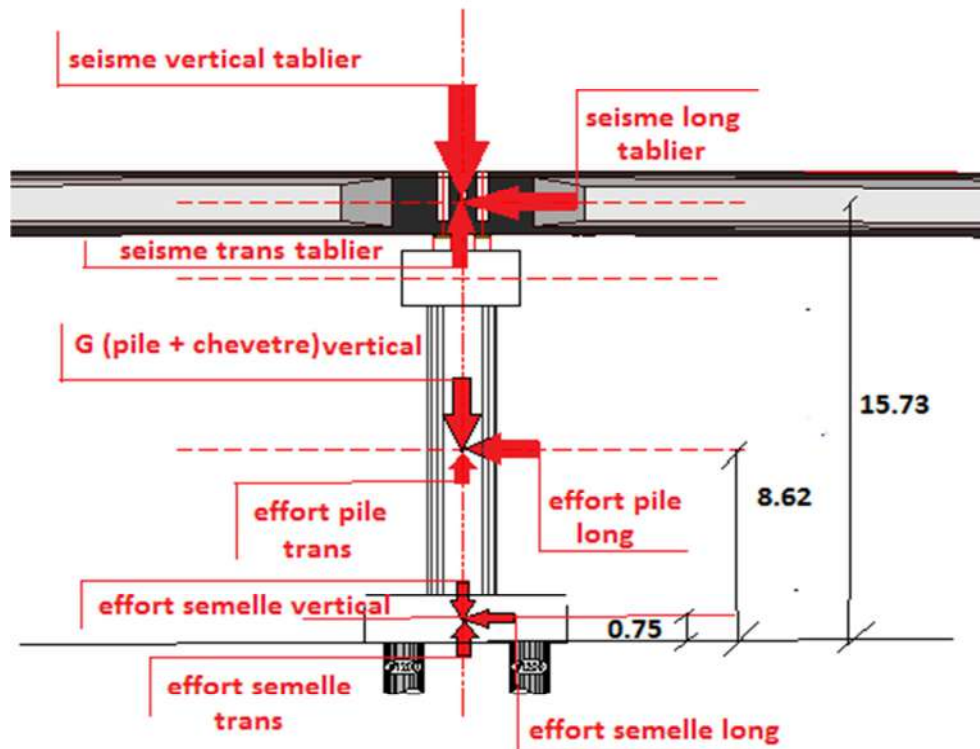


Figure XI- 2 les action sismique sur pile repere bas de la semelle

Tableau XI- 4 évaluation des efforts sismiques

	Pile + chevetre	Tablier (étude sismique)	Semelle
N (MN)	1.60	1.75	0.25
V long (MN)	2.62	3.49	0.51
V trans (MN)	1.35	4.11	0.51
/FV/o (x/o) (m)	0	0	0
/FH/O/a (y/a,o) (m)	8.62	15.73	0.75
M (FV) (MN.m)	0	0	0
M (FH long) (MN.m)	22.5	54.84	0.38
M (FH trans) (MN.m)	11.62	64.68	0.38

3.4 Les règles de cumul des effets de différentes actions

La valeur maximale probable E, de l'effet d'une action doit être considérée en général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés de la réponse modale.

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

Tableau XI- 5 cumule des efforts sismique

	E long	E trans	E verticales
N (MN)	0	0	2.39
V long (MN)	4.39	0	0
V trans (MN)	0	4.36	0
M long (MN.m)	59.29	0	0
M trans (MN.m)	0	65.72	0

3.5 Combinaisons sismiques

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Tableau XI- 6 calculs des combinaisons sismique

	E1	E2	E3
N (MN)	0.72	0.72	2.39
V long (MN)	4.39	1.32	1.32
V trans (MN)	1.31	4.36	1.31
M long (MN.m)	59.29	17.79	17.79
M trans (MN.m)	19.72	65.72	19.72

3.6 Combinaison de résistance

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

- Vérification de structure : **G+P+E+0.4ΔT+D+0.2Q** (étude sismique)

3.6.1 Calcul des efforts de charge et surcharge sur tablier

Tableau XI- 7 la charge sur tablier (chapitre étude statique) repère le bas de fondation

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
G Tablier	10745,40	/	0,00	15,73	0,00	/
Hf+r	/	150,49	/	15,73	/	2367,23
HT°	/	67,72	/	15,73	/	1065,25

Tableau XI- 8 la surcharge sur tablier (chapitre étude statique) repère le bas de fondation

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o} (x/o)$	$/_{FH/O/a} (y/a,o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
(Al)	1739,65	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1235,07	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,72	/	0,00	/	0,00	/
D240	2150,77	/	0,00	/	0,00	/
ST	90,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	121,67	/	15,73	/	1913,88
Bc	/	150,00	/	15,73	/	2359,50

Tableau XI- 9 calcul des réactions max et min

	R max	Rmin
N (MN)	11.18	10.97
V (MN)	0.21	0.20
M long (MN.m)	3.27	3.18

Avec :

$$R(N) \text{ max} = G + \text{max} (0.2 QN)$$

$$R(N) \text{ min} = G + \text{min} (0.2 QN)$$

$$R(V) \text{ max} = 0.4\Delta T + D \text{ max} (0.2 Qv)$$

$$R(V) \text{ min} = 0.4\Delta T + D \text{ min} (0.2 Qv)$$

3.6.2 Calcul des efforts de charge et surcharge sur pile

- Poids fûts : $3 \times (1 \times 1 \times 3.14) \times 12.48 \times 25 = 2940.53 \text{ KN}$
- Poids chevêtre: $1.75 \times 3.5 \times 11.25 \times 25 = 1722.66 \text{ KN}$
- Poids semelle : $1.5 \times 6 \times 11.25 \times 25 = 2531.25 \text{ KN}$

Tableau XI- 10 Calcul des efforts de charge et surcharge sur pile

	N (MN)
Futs	2.94
Chevêtre	1.72
Semelle	2.53
PPps	7.19

3.7 Combinaison d'action en pied de la semelle

Les combinaisons d'action sont faites par rapport aux effets maximums attendus, on a 6 combinaisons :

- 1) $E 1 + R_{MAX} + PPps$
- 2) $E 2 + R_{MAX} + PPps$
- 3) $E 3 + R_{MAX} + PPps$
- 4) $- E 1 + R_{MIN} + PPps$
- 5) $- E 2 + R_{MIN} + PPps$
- 6) $- E 3 + R_{MIN} + PPps$

Tableau XI- 11 Combinaison d'action en pied de la semelle

	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
N (MN)	19,09	19,09	20,76	17,65	17,65	15,98
V _L (MN)	4,60	1,52	1,52	4,19	1,11	1,11
V _T (MN)	1,31	4,36	1,31	1,31	4,36	1,31
M _L	22,98	68,98	22,98	16,45	62,45	16,45
M _T	19,72	65,72	19,72	19,72	65,72	19,72

3.8 Résultat et ferrailage

Moment max = 68.98 / 8 pieux = 8.62 MN.m (E2)

Effort correspondant 20.76 / 8 pieux = 2.54 MN

T max = 4.60 / 8 pieux = 0.57 MN

3.8.1 Ferrailage longitudinale

Le calcul se fait à ELA

D'après ROBOT expert $A_s = 428 \text{ cm}^2$ soit 2 nappes de 27 HA 32 (54 HA 32 = 434.29 cm^2)
ep 12cm

3.8.2 Ferrailage transversale

Le calcul de l'effort tranchant se fait à ELA

Le calcul de l'effort tranchant se fait à ELA

Première nappe On opte pour HA16 st courante 20 cm et st 15 cm critique

Deuxième nappe On opte pour HA 14 st courante 20 cm et st 15 cm critique

Le détail du ferrailage est dans L'ANNEXE F

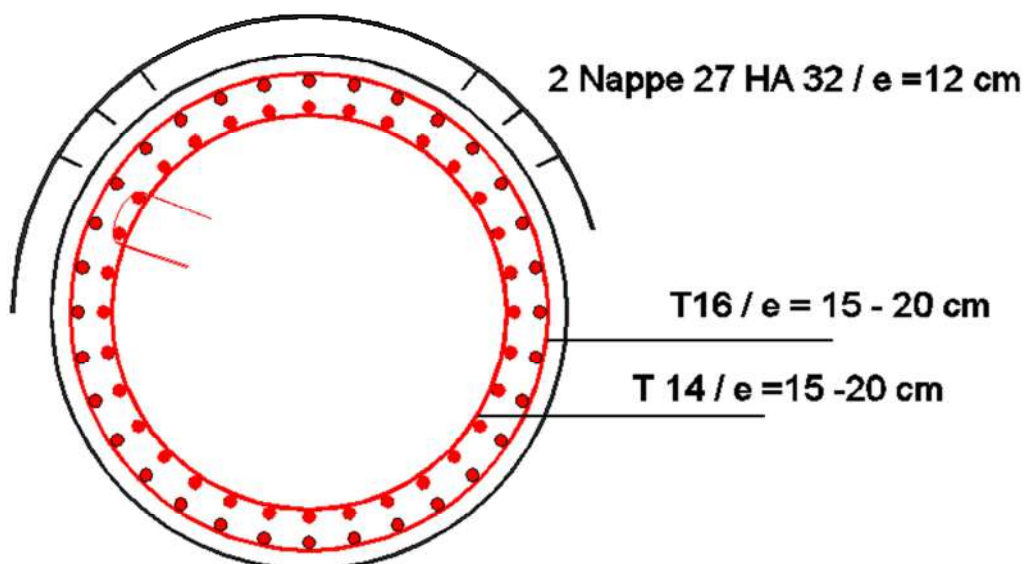


Figure XI- 3 croquis de ferrailage des pieux

4 Action sur pieux

Q pieux = 5 MN et N max = 20.67 MN

Nombre de pieux 4.15 ==> on prend n = 8 pieux

❖ Caractéristique géométrique

B = 6 m Y1 = 1.8 m (4 pieux) Y2 = 1.8 m (4 pieux)

Tableau XI- 12 Capacité portante des pieux (rapport géotechnique)

Sismique	R max = 8815 KN
	R min = -3800 KN

La stabilité d'une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

- ✓ Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement : Rmax < Capacité portante du pieu /1.2
- ✓ Stabilité vis à avis de l'arrachement : Rmin < Capacité portante du pieu /1.3

$$R \min = \frac{N}{n} - \left(\frac{M \times Y_i}{S \times Y_i^2} \right)$$

$$R \max = \frac{N}{n} + \left(\frac{M \times Y_i}{S \times Y_i^2} \right)$$

Tableau XI- 13 action sur les pieux

	R 1 (MN)	R2 (MN)
E 1	3.98	0.79
E 2	7.18	-2.40
E 3	4.19	1.00
E 4	3.35	1.06
E 5	6.54	-2.13
E 6	3.14	0.86

On vérifie que les charges axiales restent entre les limites admissibles dans la fourchette Qmin – Qmax

Tableau XI- 14 vérification avec la capacité portante de pieux

Capacité portante du pieu /1.3	Réaction axial (MN)		Capacité portante du pieu /1.2
- 2.9 (MN)	-2.40	7.18	7.35 (MN)

5 Etude de la pile

5.1 Evaluation des actions sismiques

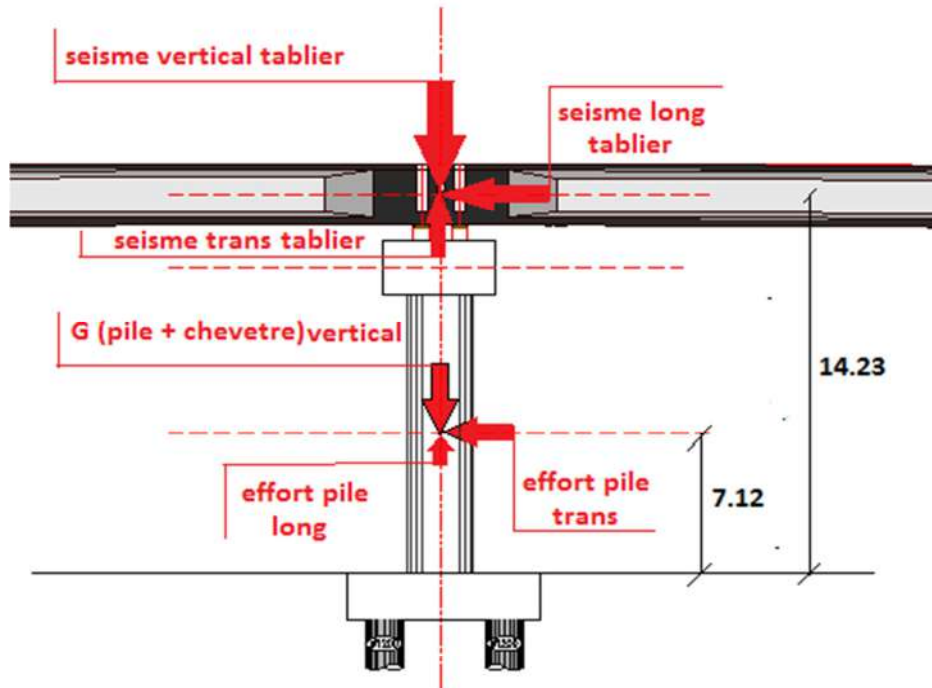


Figure XI- 4 les action sismique sur pile repere tete de la semelle

Tableau XI- 15 evaluation des efforts sismiques

	Pile + chevetre	Tablier (étude sismique)
N (MN)	1.60	1.74
V long (MN)	2.68	3.45
V trans (MN)	1.36	4.10
/FV/o (x/o) (m)	0	0
/FH/O/a (y/a,o) (m)	7.12	14.23
M (FV) (MN.m)	0	0
M (FH long) (MN.m)	19.1	49.10
M (FH trans) (MN.m)	9.68	58.43

5.2 Les règles de cumul des effets de différentes actions

La valeur maximale probable E, de l'effet d'une action doit être considérée en général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés de la réponse modale.

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

Tableau XI- 16 cumule des efforts sismique

	E long	E trans	E verticales
N (MN)	/	/	2.37
V long (MN)	4.37	/	/
V trans (MN)	/	4.32	/
M long (MN.m)	52.68	/	/
M trans (MN.m)	/	59.14	/

5.3 Combinaisons sismiques

Tableau XI- 17 calcules des combinaisons sismique

	E1	E2	E3
N (MN)	0,71	0,71	2,37
V long (MN)	4,37	1,31	1,31
V trans (MN)	1,30	4,32	1,30
M long (MN.m)	52,68	15,80	15,80
M trans (MN.m)	17,74	59,14	17,74

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

5.4 Combinaison de résistance

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

- Vérification de structure : **G+P+E+0.4ΔT+D+0.2Q** (étude sismique)

5.4.1 Calcule des efforts de charge et surcharge sur tablier

Tableau XI- 18 la charge sur tablier (chapitre étude statique) repère tête la semelle

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
G Tablier	10745,40	/	0,00	14,23	0,00	/
Hf+r	/	150,49	/	14,23	/	2141,49
HT°	/	67,72	/	14,23	/	963,67

Tableau XI- 19 la surcharge sur tablier (chapitre étude statique) repère tête la semelle

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o}$ (x/o)	$/_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
(Al)	1739,65	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1235,07	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,72	/	0,00	/	0,00	/
D240	2150,77	/	0,00	/	0,00	/
ST	90,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	121,67	/	14.23	/	1731,37
Bc	/	150,00	/	14.23	/	2134,50

Tableau XI- 20 calcul des réactions max et min

	R max	Rmin
N (MN)	11.18	10.97
V (MN)	0.21	0.20
M long (MN.m)	2.95	2.87

Avec :

$$R(N) \text{ max} = G + \text{max} (0.2 QN)$$

$$R(N) \text{ min} = G + \text{min} (0.2 QN)$$

$$R(V) \text{ max} = 0.4\Delta T + D \text{ max} (0.2 Qv)$$

$$R(V) \text{ min} = 0.4\Delta T + D \text{ min} (0.2 Qv)$$

5.4.2 Calcul des efforts de charge et surcharge sur pile

- Poids fûts : $3 \times (1 \times 1 \times 3.14) \times 12.48 \times 25 = 2940.53 \text{ KN}$
- Poids chevêtre: $1.75 \times 3.5 \times 11.25 \times 25 = 1722.66 \text{ KN}$

Tableau XI- 21 Calcul des efforts de charge et surcharge sur pile

	N (MN)
Futs	2.94
Chevêtre	1.72
PPp	4.66

5.5 Combinaison d'action en pied du futs

Les combinaisons d'action sont faites par rapport aux effets maximums attendus, on a 6 combinaisons :

- 1) $E_1 + R_{MAX} + PPp$
- 2) $E_2 + R_{MAX} + PPp$
- 3) $E_3 + R_{MAX} + PPp$
- 4) $- E_1 + R_{MIN} + PPp$
- 5) $- E_2 + R_{MIN} + PPp$
- 6) $- E_3 + R_{MIN} + PPp$

Tableau XI- 22 calcule Combinaison d'action en pied du futs

	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
N (MN)	16,55	16,55	18,21	15,13	15,13	13,46
V _L (MN)	4,57	1,52	1,52	4,16	1,11	1,11
V _T (MN)	1,30	4,33	1,30	1,30	4,33	1,30
M _L	20.74	62.25	20.74	14.92	56.42	14.92
M _T	17.79	59.30	17.79	17.79	59.30	17.79

5.6 Résultat et ferrailage

Moment max = $62.25/3\text{futs} = 20.75 \text{ MN.m}$ (E2)

Effort correspondant $16.55/3\text{futs} = 5.52 \text{ MN}$

T max = $4.57 / 3 \text{ futs} = 1.52 \text{ MN}$

5.6.1 Ferrailage longitudinale

Le calcule a ELA

D'après ROBOT expert $A_s = 500.07 \text{ cm}^2$ soit 2 nappe de 32 HA 32 ($64 \text{ HA } 32 = 500.69 \text{ cm}^2$)

5.6.2 Ferrailage transversale

Le calcule de effort tranchant se fais a ELA

Première nappe On opte pour HA16 st courante 20 cm et st 15 cm critique

Deuxième nappe On opte pour HA 14 st courante 20 cm et st 15 cm critique

Le détail du ferrailage est dans L'ANNEXE F

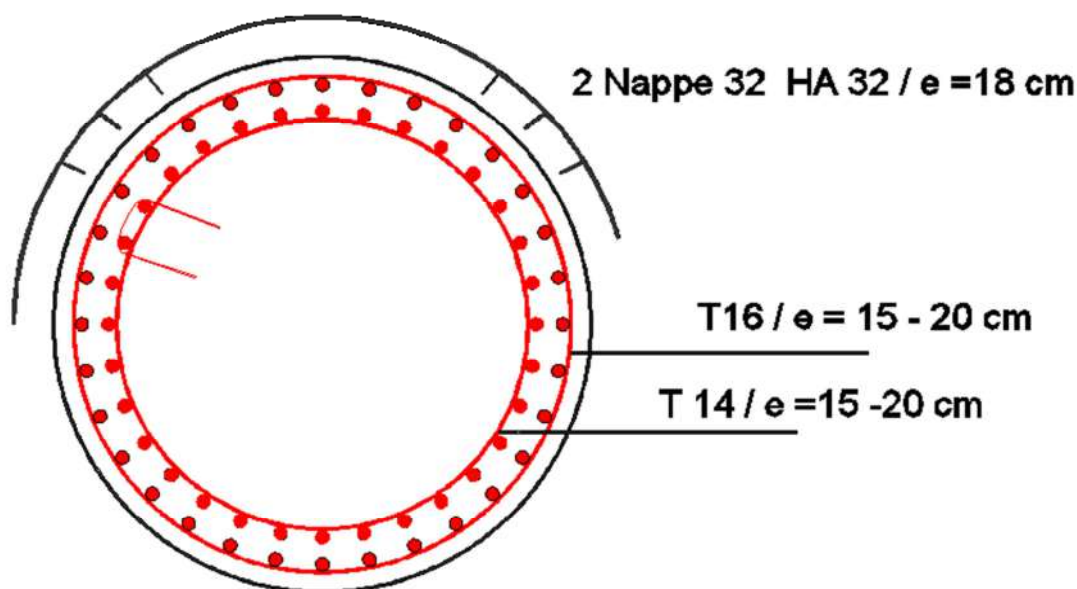


Figure XI- 5 croquis de ferrailage de la pile sismique

6 Cocnclusion

Après avoir faire cette étude sismique sur la pile la p plus sollicité, on a referrailée les pieux et la pile suite à les sollicitations plus grand que dans l'étude statique.

Chapitre XII

Étude statique de la culée

1 INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

2 Type de culée

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées ; Les culées sont complétées par des murs de tête, en aile ou en retour, qui sont relativement importants dans le cas des culées remblayées. L'emploi de murs en retour suspendus présente l'avantage de s'opposer aux poussées des terres.

2.1 Culées enterrées

Les culées enterrées, dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, sont les plus répandues. Elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

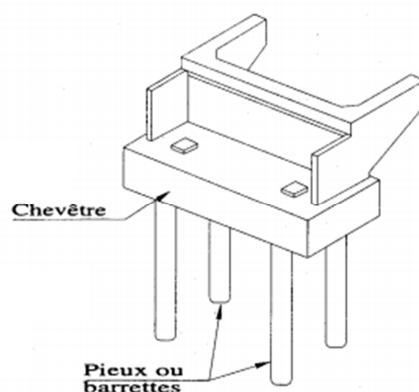


Figure XII- 1 modèle culé enterrée

2.2 Culées remblayées

Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai.

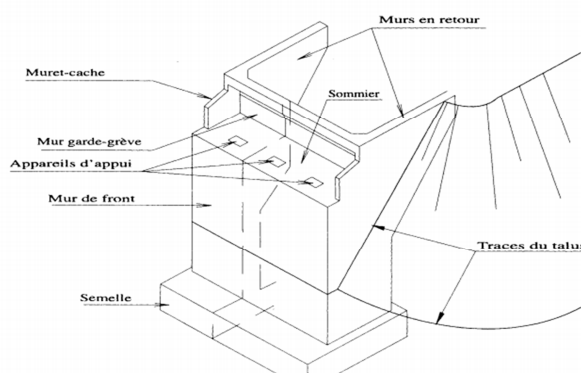


Figure XII- 2 model culée remblayée

Pour notre cas on opte pour une culée remblayée

3 Prés dimensionnement de la culée

La culée qui prit en considération pour le calcul est celle qui présente une hauteur maximale. Soit la **Culée C01** (Côté gauche) ; D'après le profil en long de l'ouvrage on trouve que la hauteur moyenne de la culée est de **11.95 m**.

3.1 Mur garde grève :

Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.

La hauteur : **H = 2.80 m**

L'épaisseur : $e \geq \text{Max} (0,3\text{m} ; H/8)$. Soit **e = 0,35 m**

3.2 Mur en retour :

Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais

L'épaisseur compris entre 30 cm et 80 cm. Soit **e = 80 cm**.

Aire du mur en retour = $63,82 \text{ m}^2$

3.3 La dalle de transition :

Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont., composée de mur frontale, mur en routeur, mur garde grève, dalle de transition.

Longueur L : $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{m}, 0,6H)]$

Avec H_{moy} : hauteur de remblai $H = 11.5 \text{ m}$.

On prend : **L = 6 m**.

Largeur de la dalle de transition : largeur total des ponts - 2 épaisseur mur en retour - $2(0.05) = 9.95 \text{ m}$

Dans les cas courants : l'épaisseur de la dalle est de **30 cm**.

3.4 Corbeaux

Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

Longueur corbeaux = largeur ponts - 2 épaisseur mur en retour = $11.25 - 2(0.6) = 10.05 \text{ m}$

Largeur 0.4 m

Hauteur 0.4 m

Air corbeaux = 0.24 m^2

3.5 Mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

La longueur du sommier $L = \text{largeur de pont} = 11.25 \text{ m}$.

Largeur $l = 1,61 \text{ m}$.

Hauteur $h_{\text{moy}} = 9.14 \text{ m}$

3.6 La semelle de liaison :

L'épaisseur de la semelle : $e = 1.8 \text{ m}$

La largeur de la semelle : $La = 9.6 \text{ m}$

La longueur de la semelle : $L = 11.25 \text{ m}$

Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre $\varnothing = 1,2 \text{ m}$ (FONDATION PROFONDE)

4 Conception AUTOCAD

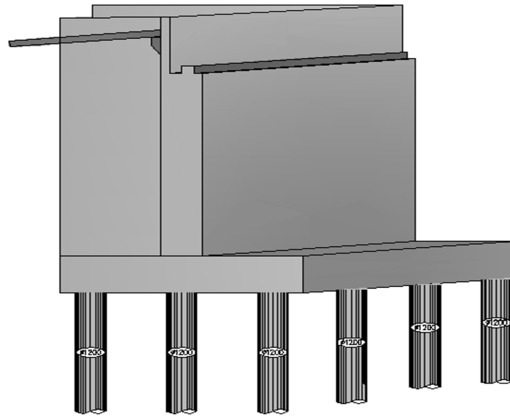


Figure XII- 3 vue 3D de notre culée

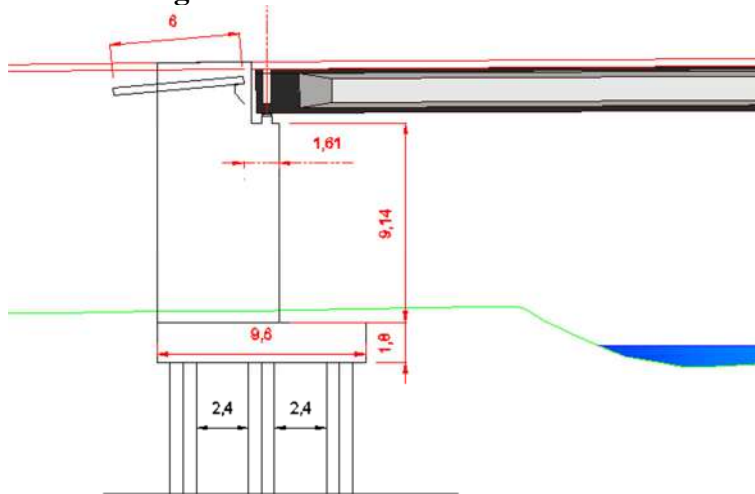


Figure XII- 4 les dimension des éléments de la culée

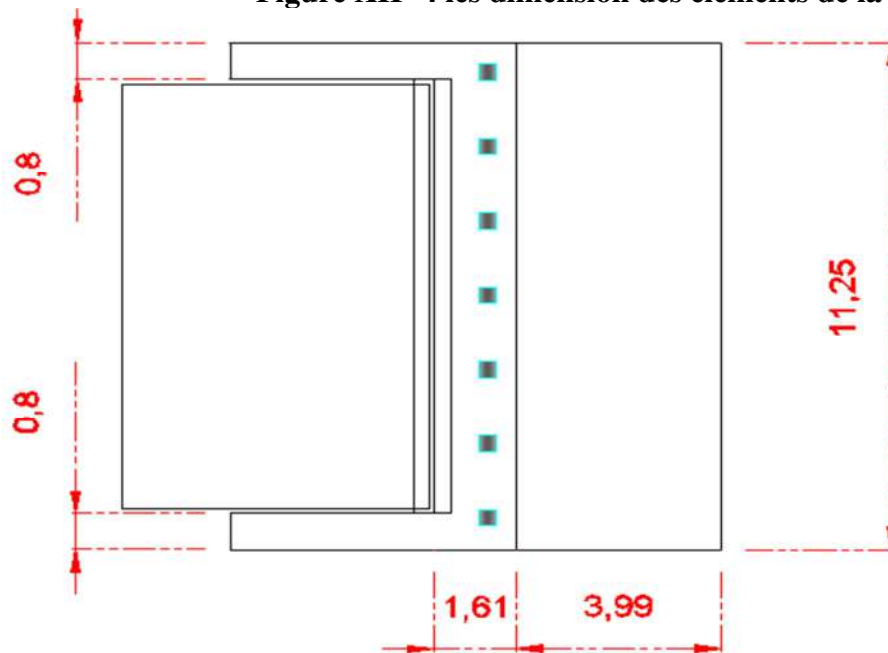


Figure XII- 5 vue en plans de la culée

5 Donné géométrique

Tableau XII- 1 les dimensions des éléments de la culée

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1,80	11,25	9,60
Mur F	9,14	11,25	1,61
DDT	0,30	9,95	6,00
Mur en R	/	/	0,80
Corbeau	/	10,05	/
MGG	2,80	11,25	0,35

Avec :

pbéton = 25 KN/m³

psol = 18 KN/m³

ka = 0,33

6 Evaluation des efforts:

6.1 Calcul des charges verticales sur culée :

- Poids semelle : $1.8 \times 11.25 \times 9.6 \times 25 = 4860 \text{ KN}$
- Poids mur frontal : $9.14 \times 11.25 \times 1.61 \times 25 = 4138.71 \text{ KN}$
- Poids dalle de transition : $(0.3 \times 9.95 \times 6 \times 25)/2 = 223.88 \text{ KN}$
- Poids mur en retour : $63.82 \times 0.6 \times 25 = 716.53 \text{ KN}$
- Poids du corbeau : $0.24 \times 10.05 \times 25 = 60.30 \text{ KN}$
- Poids mur garde grèves : $2.80 \times 11.25 \times 0.35 \times 25 = 275.63 \text{ KN}$
- Poids des terre amonts : $63.82 \text{ m}^2 \times 10.05 \times 18 = 11545.04 \text{ KN}$
- Poids des terre sur DDT : $(5.4 \text{ m}^2 \times 10.05 \times 18)/2 = 488.43 \text{ KN}$
- Poids du tablier = 5372.70 KN (chapitre descende de charge)
- Poids sur 10 KN/ m² : $10 \times 10.05 \times 4 = 402.02 \text{ KN}$

6.2 Calcule des charges horizontales sur culée :

- Poussé mur frontal : $\frac{1}{2} \gamma k h^2 \times l = 0.5 \times 0.33 \times 18 \times (10.95)^2 \times 10.05 = 3578.91 \text{ KN}$
- Pousse de la semelle : $1.8 \times 11.25 \times 11.91 \times 18 \times 0.33 + 0.5 \times 0.33 \times 18 \times (1.8)^2 = 1540.95 \text{ KN}$
- Pousse de DDT : $0.5 \times 0.33 \times 18 \times 10.05 \times (0.67)^2 = 13.40 \text{ KN}$
- Pousse sur 10 KN/m² : $10 \times (11.98 + 1.8) \times 0.33 \times 10.05 = 454.69 \text{ KN}$
- Force du (Fluage + retrait) = $150.49 / 2 = 75.25 \text{ KN}$ (chapitre Equipment)
- Force de la dilatation thermique = $67.72 / 2 = 33.86 \text{ KN}$ (chapitre Equipment)

6.3 Calcule des surcharges verticales sur culée

- Réaction A(l) = 1291.23 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction Bc = 1148.78 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction Mc120 = 1074.22 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction D240 = 1827.69 KN (chapitre descende de charge)
- Réaction st = 45 KN (chapitre descende de charge)

6.4 Calcule des surcharges horizontales sur culée :

- Freinage A(l) = 121.67 KN (chapitre descende de charge)
- Freinage Bc = 150 KN (chapitre descende de charge)

7 Etude de la culée :

7.1 Calcul des moments induits par les charges

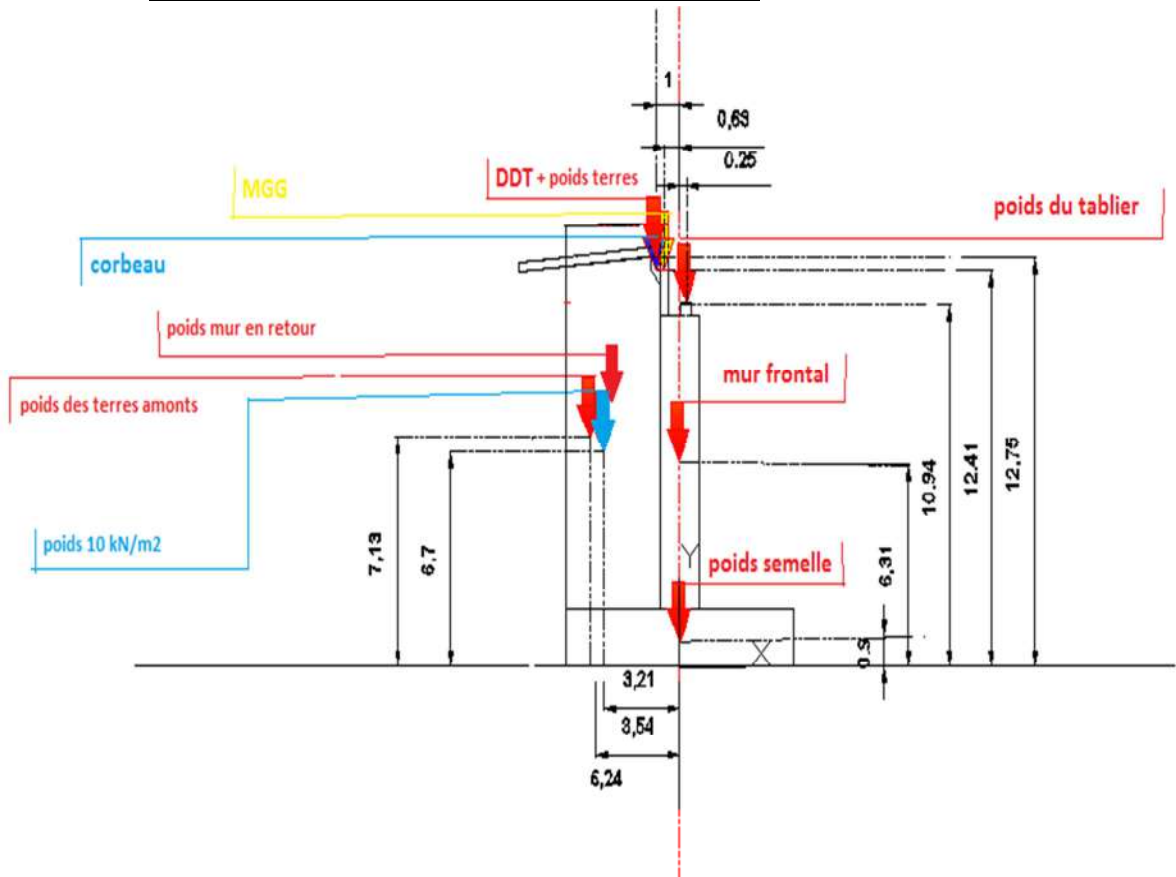


Figure XII- 6 distribution des charge verticale sur culée

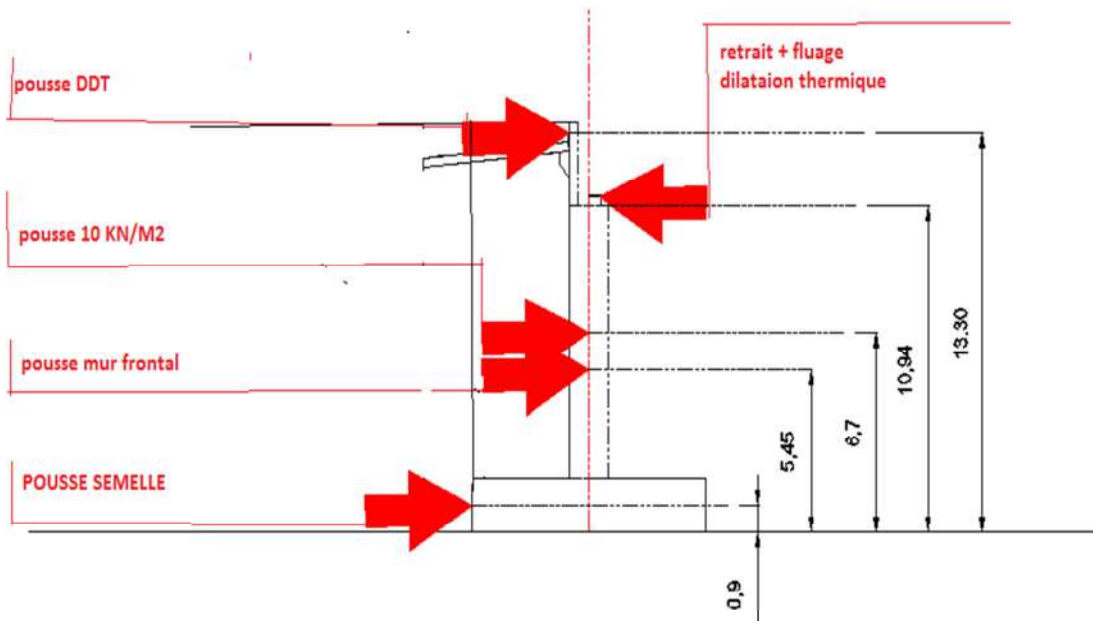


Figure XII- 7 distribution des charges horizontales sur culée

Tableau XII- 2 calcule des moments induits par les charges propres

Désig	N (KN)	H (KN)	$\frac{F_v}{o}$ (x/o)	$\frac{F_H}{O/a}$ (y/a,o)	$M_{F_v/o}$	$M_{F_H/o}$
Semelle	4860,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Mur F	4138,71	/	0,00	6,37	0,00	/
DDT	223,88	/	1,00	12,75	223,88	/
Mur en R	716.53	/	2,80	7,77	2006.24	/
Corbeau	60,30	/	0,98	12,41	59,09	/
MGG	275,63	/	0,63	12,34	173,64	/
Poids des Terres Amot	11545,04	/	3,78	7,13	43640,24	/
Poids des T sur DDT	488,43	/	1,00	12,75	488,43	/
Rg	5372,70	/	-0,25	/	-1343,18	/
Poids Sur 10kN/m ²	402,00	/	3,21	/	1289,62	/
Poussée Mur Frontal	/	3578,91	/	-5,45	/	-19505,06
Poussée Semelle	/	1540,85	/	-0,90	/	-1386,77
Poussée DDT	/	13,40	/	-13,30	/	-178,25
Hf+r	/	75,25	/	-10,94	/	-823,19
HT°	/	33,86	/	-10,94	/	-370,43
Poussée Sur 10kN/m ²	/	454,69	/	-6,70	/	-3046,44

7.2 Calcul des moments induits par les surcharges : 4

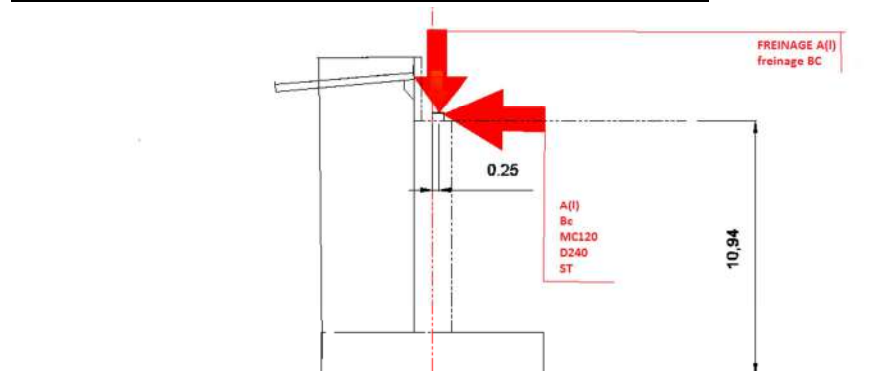


Figure XII- 8 distrubution des surcharges verticales et horisontales sur culée
Tableau XII- 3 calcul des moments induits par les surcharges

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
(Al)	1291,23	/	-0,25	/	-322,81	/
(Bc)	1148,78	/	-0,25	/	-287,19	/
Mc120	1074,22	/	-0,25	/	-268,56	/
D240	1827,69	/	-0,25	/	-456,92	/
ST	45,00	/	-0,25	/	-11,25	/
Freinage Al	/	121,67	/	-10,94	/	-1331,08
Freinage Bc	/	150,00	/	-10,94	/	-1641,00

7.3 COMBINAISON

7.3.1 Calcul a l'état limite de service (ELS) :

Tableau XII- 4 combinaisons ELS

Combinaison ELS	N	H	MH	MV	ΔM
G+0.6T	27681,20	5228,72	-25161,96	45248,38	20086,42
G++0.6T+1.2Q	28163,60	5774,35	-28817,69	46795,92	17978,24
G+0.6T+1.2A(I)+ST	29275,68	5374,73	-26759,25	44847,51	18088,26
G+0.6T+1.2Bc+ST	29104,73	5408,722	-27131,16	44890,25	17759,09
G+0.6T+Mc120	28755,42	5228,72	-25161,96	44979,83	19817,87
G+0.6T+D240	29508,89	5228,72	-25161,96	44791,46	19629,50

7.3.2 Calcul à l'Etat limite ultime (ELU) :

Tableau XII- 5 combinaisons ELU

Combinaison ELU	N	H	MH	MV	ΔM
1.35G+0.9T	37369,62	7061,82	-29889,30	61085,32	31196,02
1.35G++0.9T+1.6Q	38012,82	10260,97	-45224,85	84528,57	39303,72
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	52586,96	9728,13	-42480,27	81930,69	39450,41
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	52359,03	9773,46	-42976,15	81987,67	39011,52
1.35G+0.9T+1.35Mc120	51899,19	7061,82	-29889,30	82102,63	52213,34
1.35G+0.9T+1.35D240	52916,37	7061,82	-29889,30	81848,33	51959,04

8 Action sur pieux

La stabilité d'une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

- ✓ Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement : $R_{max} < \text{Capacité portante du pieu}$
- ✓ Stabilité vis-à-vis de l'Arrachement (soulèvement) : $R_{min} > 0$

$$Q \text{ pieux} = 5 \text{ MN}$$

$$N \text{ max} = 30.3 \text{ MN}$$

Nombre de pieux 6.06 ==> on prend n = 12 pieux

n = 12 pieux Y1 = 3.6 m (4 pieux) Y2 = 0 (4 pieux) Y3 = - 3.6 m (4 pieux)

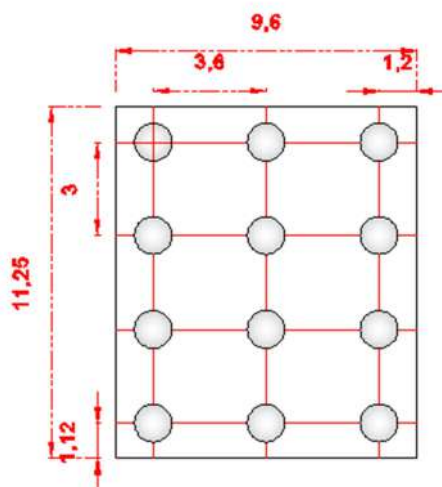


Figure XII- 9 entraxe des pieux dans la culée

$$R_1 = \frac{N}{n} - \left(\frac{M \times Y_i}{S \times Y_i^2} \right)$$

$$R_2 = \frac{N}{n}$$

$$R_3 = \frac{N}{n} + \left(\frac{M \times Y_i}{S \times Y_i^2} \right)$$

❖ Capacité portante des pieux (rapport géotechnique)

Tableau XII- 6 Capacité portante des pieux de la culée

Els	Elu	SISMIQUE
7739 kN	9826 kN	11463 kN

8.1.1 Calcul ELS

Tableau XII- 7 calcul de réactions sur pieux a ELS

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
G+0.6T	3004,21	2306,77	1609,32
G++0.6T+1.2Q	2971,21	2346,97	1722,72
G+0.6T+1.2A(I)+ST	3067,70	2439,64	1811,58
G+0.6T+1.2Bc+ST	3042,03	2425,39	1808,76
G+0.6T+Mc120	3084,41	2396,29	1708,16
G+0.6T+D240	3140,65	2459,07	1777,49

8.1.2 Calcul ELU

Tableau XII- 8 calcul de réactions sur pieux a ELU

	ELU		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
1.35G+0.9T	4197,33	3114,14	2030,94
1.35G++0.9T+1.6Q	4532,45	3167,74	1803,02
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	5752,05	4382,25	3012,44
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	5717,82	4363,25	3008,69
1.35G+0.9T+1.35Mc120	6137,90	4324,93	2511,97
1.35G+0.9T+1.35D240	6213,83	4409,70	2605,56

9 Ferraillage des éléments de la culée :

9.1 Ferraillage du mur garde grève

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

9.1.1 Détermination des efforts :

- 1- Poussée des terres
- 2- Moment dû à la force de freinage du camion Bc :
- 3- Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

9.1.1.1 Poussée des terres :

On a :

La pousse des terre égal a $P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$

Et le moment : $M_p = \frac{P \times H}{3}$

Avec :

H : hauteur des remblais

K_a : coefficient de poussée des terres,

L : longueur des remblais.

Tableau XII- 9 donnees mur garde greve

K _{ah}	γ KN/m ³	H m	L m
0,33	18	2.8	1

AN :

$$P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L \quad P = \frac{1}{2} 0.33 \times 18 \times 2.8^2 \times 1 = 23.28 \text{ KN/ml}$$

D ou le moment :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \quad M_p = \frac{23.28 \times 2.8}{3} = 21.728 \text{ KN.m/ml}$$

Donc :

$$MP_{\text{ultime}} = 1.35 \times M_p = 29.34 \text{ KN.m}$$

$$MP_{\text{service}} = M_p = 21.728 \text{ KN.m}$$

9.1.1.2 Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2 \mu \times P \times h}{0.25 \times 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération.

$$\begin{cases} \mu = 1.6 \text{ à l'E.L.U} \\ \mu = 1.2 \text{ à l'E.L.S} \end{cases}$$

$P = 60 \text{ KN}$;

H : hauteur des remblais.

Donc :

$$M_f_{\text{ultime}} = 1.35 \times M_p = 91.90 \text{ KN.m}$$

$$M_f_{\text{service}} = M_p = 68.92 \text{ KN.m}$$

9.1.1.3 Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

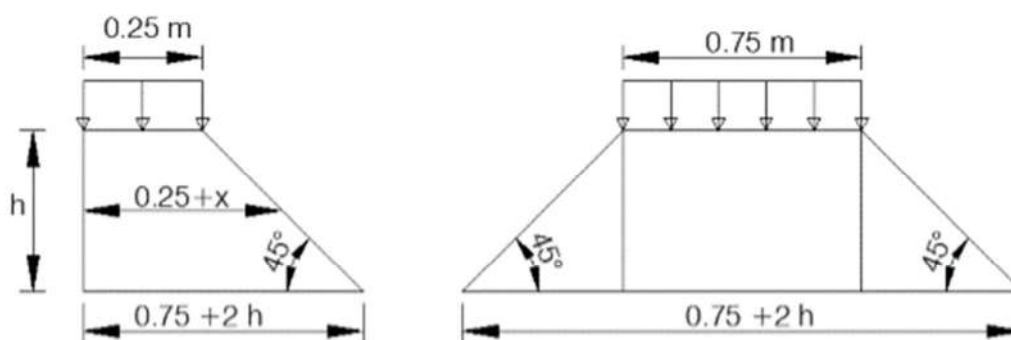


Figure XII- 10 schématisation de la pousse d'une charge locale

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

et

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : Coefficient de pondération.

$$\begin{cases} \gamma = 1.6 \text{ à ELU} \\ \gamma = 1.2 \text{ à ELS} ; \end{cases}$$

b_c : coefficient de pondération du système Bc ; $b_c = 1.1$;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai $\delta = 1.05$;

h : hauteur de mur garde grève.

Tableau XII- 10 valeur M_p/K

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/k t.m/ml	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Après une interpolation : $\left\{ \begin{array}{l} H = 2.8 \text{ m} \\ M_p/k = 9.118 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$

AN :

$$K = K_a \times b c \times \delta \times \gamma = 0.33 \times 1.1 \times 1.05 \times \gamma$$

$$K_u = 0.61$$

$$K_{ser} = 0.49$$

Donc :

$$MP_{ultime} = M_p \times k_u \times 10 = 55.61 \text{ KN.m}$$

$$MP_{service} = M_p \times k_{ser} \times 10 = 41.70 \text{ KN.m}$$

9.1.2 Combinaison d'action

$$M_u = 1.35 \times MG + 1.6 \times MQ \quad M_u = 176,84 \text{ KN.m}$$

$$M_s = MG + 1.2 \times MQ \quad M_s = 132,36 \text{ KN.m}$$

9.1.3 Ferrailage :

À l'aide du robot expert.

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$A_s = 21.7 \text{ cm}^2,$$

On prend **5 HA25/ml** avec $St=20\text{cm}$;

Armature de construction : $A'_s = A_s/3 = 6.67 \text{ cm}^2$, Soit : **5HA14/ml** avec $St=20\text{cm}$;

Armatures transversal : $A_{st} = A_s/4 = 5 \text{ cm}^2$, Soit : **5HA12/ml** avec $St=20\text{cm}$;

Le détail du ferrailage est dans l'ANNEXE G

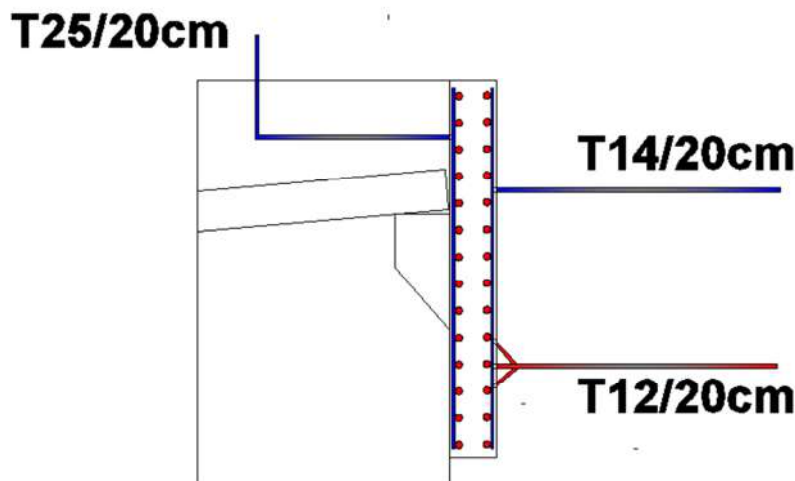


Figure XII- 11 ferrailage du mur garde grève

9.2 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Il est sollicité essentiellement aux :

Les charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

9.2.1 Combinaison d'actions

Tableau XII- 11 combinaison d'action ELS sur mur frontal

	N	H	M _H	M _V	M
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	
G+0.6T	11678,16	3687,87	-20728,76	1608,14	-19120,62
G++0.6T+1.2Q	12160,56	4233,50	-24384,48	3155,68	-21228,80
G+0.6T+1.2A(l)+ST	13272,64	3833,88	-22326,05	1207,27	-21118,78
G+0.6T+1.2Bc+ST	13101,70	3867,871	-22697,96	1250,01	-21447,95
G+0.6T+Mc120	12752,38	3687,87	-20728,76	1339,59	-19389,17
G+0.6T+D240	13505,85	3687,87	-20728,76	1151,22	-19577,54

M_{max} = M_{max} / 11.25 = 1699.61 KN.m/ml

9.2.2 Ferrailage mur frontal

Avec logiciel de calcul (robot expert) on trouve :

A_s = 26.5 cm² On prend **6HA25/ml** avec St=17.5 cm.

Armature de construction : A's = A_s/3 = 8.83 cm² ; Soit : **6 HA14/ml** avec St=17.5 cm.

Ferrailage transversal: A_{st} = A_s/4 ; Soit : **6HA12/ml** avec St=17.5 cm.

Le détail du ferrailage est dans l'ANNEXE G

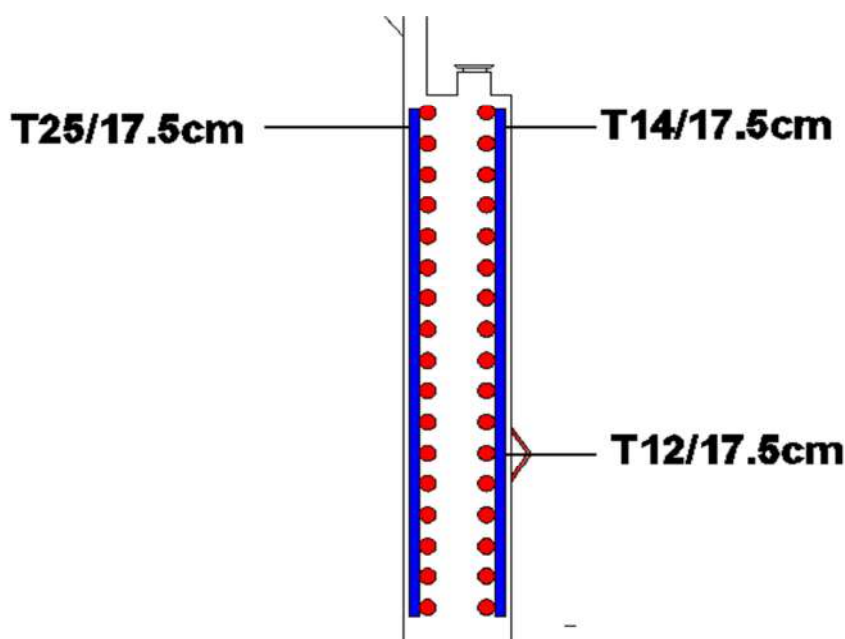


Figure XII- 12 ferrailage du mur frontal

9.3 Mur en retour:

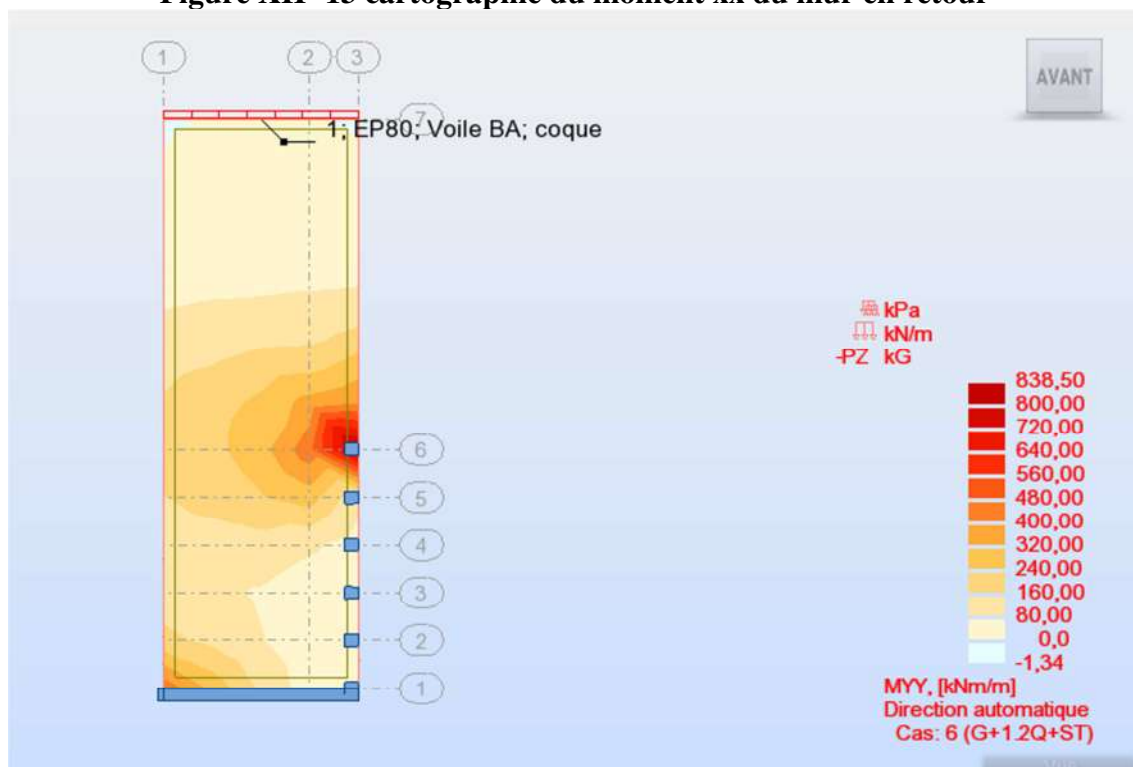
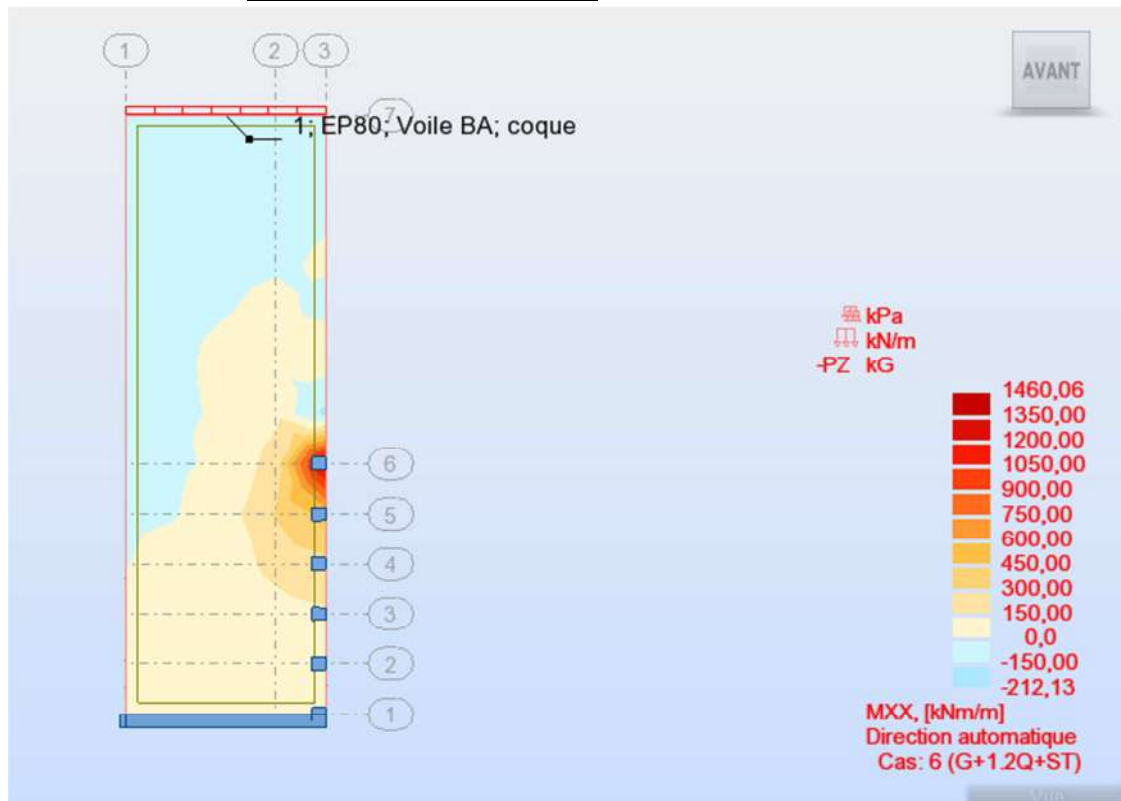
9.3.1 Evaluation des efforts

- Poids propre (calcul automatiquement)
- Poussée des terres : $0.5 \times (11.98^2 \times 0.33 \times 18 \times 1) = 426.25$ KN/ml
- Pousse surcharge : $10 \times 0.33 = 3.33$ KN/m²
- Surcharge trottoir : $1.5 \times 6 = 9$ KN/m²
- Poids (trot + corniche + gc) : $25 \times 0.8 \times 0.28 + 0.12 \times 25 + 1 = 9.6$ KN/ml

9.3.2 Combinaisons des efforts

A ELS : $G + 1.2 Q + ST$

9.3.3 RESULTAT DU ROBOT



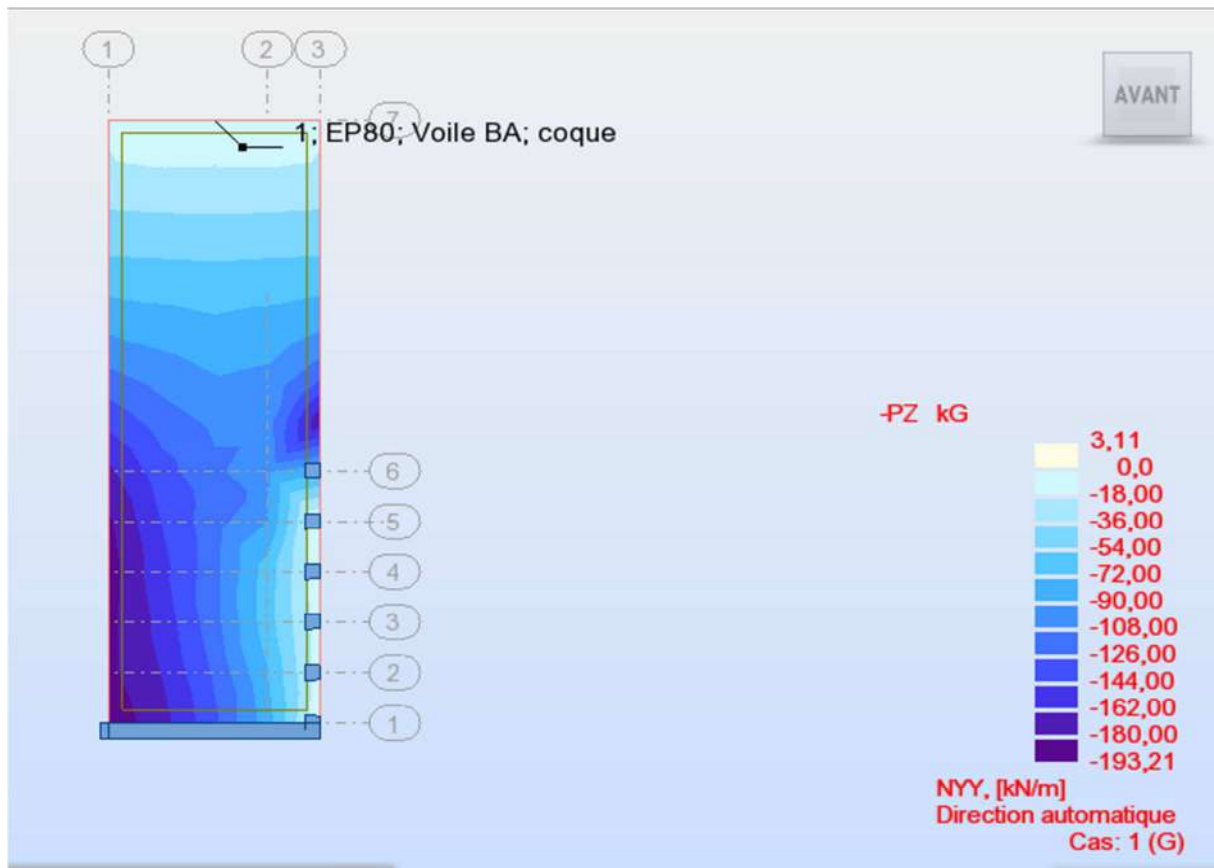


Figure XII- 15 cartographie de l'effort tranchant yy

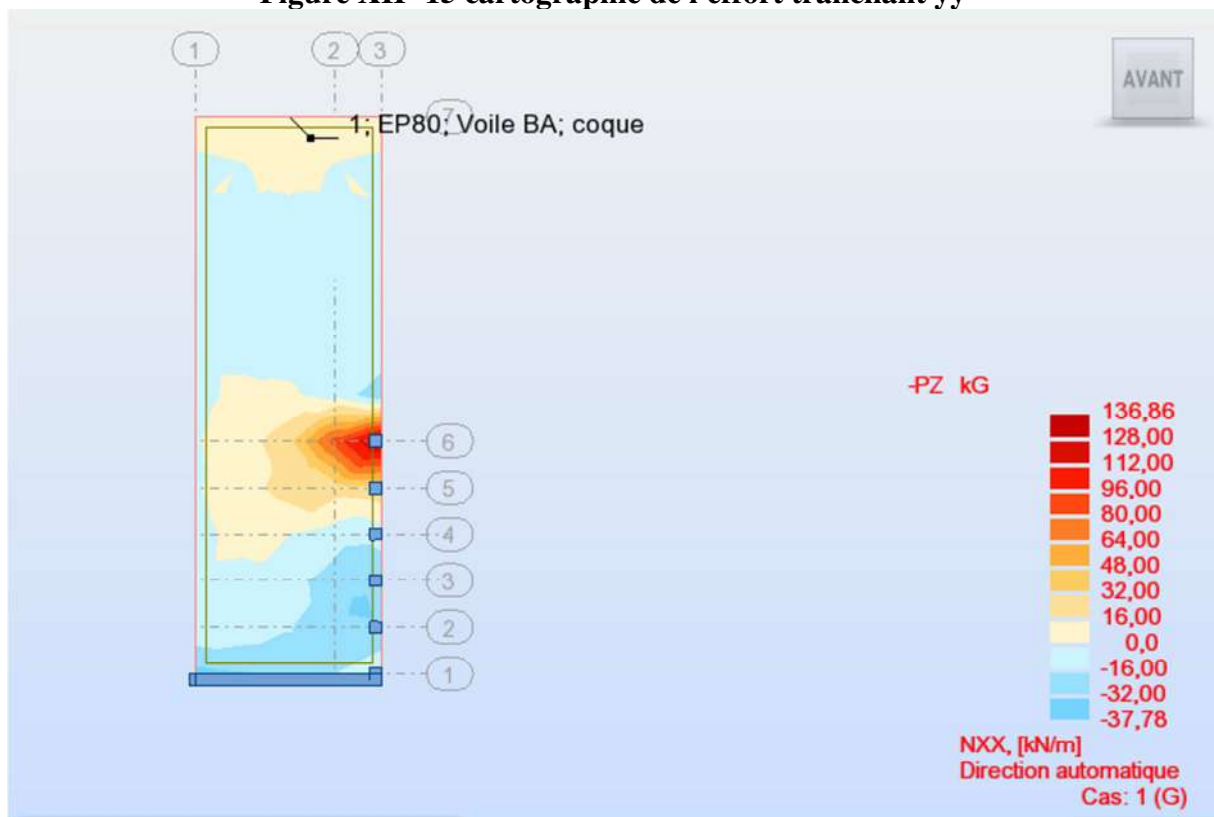


Figure XII- 16 cartographie de l'effort tranchant xx

9.3.4 Ferraillages

A l'aide du robot expert

Le mur de retour est sollicité par une flexion composée ; la fissuration est considérée préjudiciable.

Dans le sens vertical :

$$N = -38,00000(\text{kN}) \quad M = 300,00 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad A_{s1} = 18,058 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Soit : - coté remblais : 6 HA20 avec un $s_t = 15\text{cm}$

-coté extérieure : 6 HA14 avec un $s_t = 15\text{cm}$

Dans le sens horizontal :

$$N = 32,00000 \quad (\text{kN}) \quad M = 440,00 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad A_{s1} = 25,231 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Soit : - coté remblais : 6 HA25 avec un $s_t = 15\text{cm}$

-coté extérieure : 6 HA16 avec un $s_t = 15\text{cm}$

Le détail du ferrailage est dans l'ANNEXE G

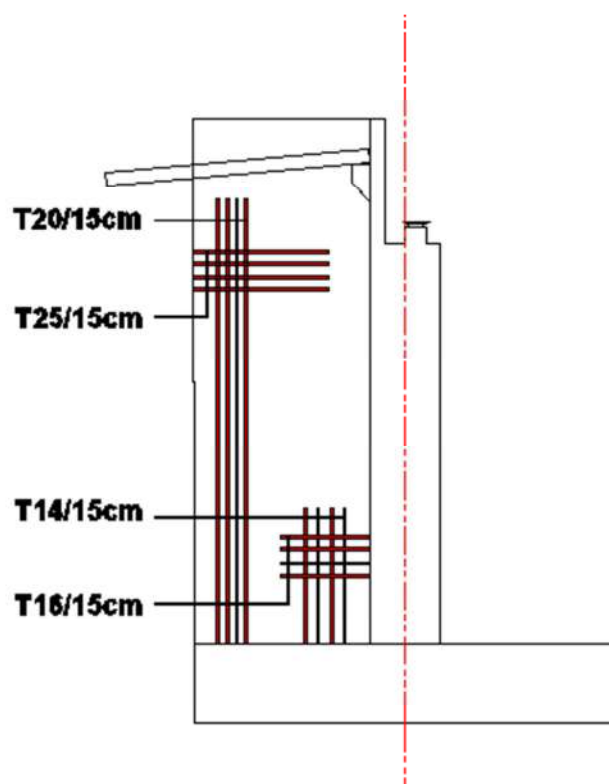


Figure XII- 17 croquis de ferrailage du mur en retour

9.4 Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte direct avec le sol). $L = 6\text{m}$

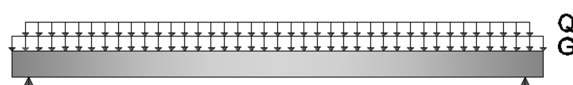


Figure XII- 18 distribution des charges dans la dalle de transition

9.4.1 Evaluation des efforts

- Remblais = $18 \times 0.9 = 16.2$
- Poids propre de la dalle : $25 \times 0.3 = 7.5$ KN/ml ;
- Revêtement : $24 \times 0.08 = 1.92$ KN/ml ;
- Surcharge d'exploitation : 10 KN/ml.

Tableau XII- 12 calcul des sollicitation dans la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	33,75	22,5
Revêtement	1,92	8,64	5,76
Remblai	16,2	72,9	48,6
Surcharges	10	45	30

9.4.2 Combinaison d'actions sur la dalle de transition :

Les combinaisons à ELS :

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ = 169.29 \text{ kn.m/ml}$$

$$V_{ser} = VG + 1.2 VQ = 112.86 \text{ kn /ml}$$

Les combinaisons à ELU :

$$M_{ult} = 1.35MG + 1.6 MQ = 223.14 \text{ kn.m/ml}$$

$$V_{ult} = 1.35 VG + 1.6 VQ = 148.50 \text{ kn /ml}$$

9.4.3 Ferrailage :

À l'aide du robot expert.

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

La section d'acier : $A_s = 32 \text{ cm}^2$; soit **7HA25/ml** avec un $St = 15 \text{ cm}$.

Armature de construction : $A's = A_s/4 = 10.67 \text{ cm}^2$; soit **7 HA16/ml** avec un $St = 15 \text{ cm}$.

Armatures transversal : $A's = A_s/3 = 8 \text{ cm}^2$; soit **7 HA14** avec un $St = 15 \text{ cm}$

Le détail du ferrailage est dans l'ANNEXE G

9.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

9.5.1 Evaluation des efforts

9.5.1.1 Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{q l}{2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges permanant.

$$R_{Rem} = \frac{24.12 \times 6}{2} = 72.36 \text{ KN/ml}$$

9.5.1.2 Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R = \frac{ql}{2}$$

Avec

q : charge due au poids de la dalle de transition.

$$R = \frac{10 \times 6}{2} = 30 \text{ KN/ml}$$

9.5.2 Les combinaisons d'actions sur le corbeau

$$R_{ELU} = 1,35 R_G + 1,6 R_Q = 142.69 \text{ kN/ml}$$

$$R_{ELS} = R_G + 1,2 R_Q = 108.32 \text{ kN/ml}$$

9.5.3 Ferrailage du corbeau

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Cas ELS $M_{\max} = 108,32 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Section d'acier : $A_s = 13.7 \text{ cm}^2$ On prend **5HA20/ml** avec $St = 20 \text{ cm}$;

Le détail du ferrailage est dans l'ANNEXE G

9.6 Etude de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Tableau XII- 13 vérification de la méthode de bielle

H(m)	b(m)	L(m)	Ø(m)	h(m)	L/2-b/4(m)	α(°)
1.8	1.61	3.6	2	1.7	1.4	50.52

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 50.52$$

Avec :

h = **H** - **d'** , **d'** = 10 cm ;

L : entraxe entre les pieux ;

b : épaisseur de mur frontal ;

9.6.1 Ferrailage

9.6.1.1 Armatures transversales inférieures :

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\text{Max}}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$$

Tableau XII- 14 calcul de l'armature transversal inférieure de la semelle

Nmax ELS (MN)	L/2-b/4(m)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	h (m)	As (cm ²)
3.14	1.4	333.33	1.7	77.57

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.8 + 1.2 = 3 \text{ m}$.

On prend 16 HA25 ($A_s = 77.57 \text{ cm}^2$).

Avec : $s_t \frac{\Phi + H - d}{n-1} = 19.33 \text{ cm}$

On opte pour un espacement de 20 cm.

9.6.1.2 Armatures longitudinales inférieure :

$A_{s1} = A_s/2 = 38.78 \text{ cm}^2$; Soit : 8 HA25, avec un espacement de 12.5cm.

9.6.1.3 Armatures transversales supérieure :

$A_{s2} = A_s/3 = 25.85 \text{ cm}^2$; Soit : 6 HA25, avec un espacement de 17 cm.

9.6.1.4 Armatures longitudinales supérieure :

$A_{s3} = A_s/4 = 19.39 \text{ cm}^2$; Soit : 7 HA20, avec un espacement de 15 cm.

9.6.1.5 Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10 = 7.757 \text{ cm}^2$; Soit : 6 HA14, avec un espacement de 17 cm.

9.7 Actions sur les pieux

9.7.1 CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER :

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{P}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = 1/\alpha$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$.

Tableau XII- 15 $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$.

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

9.7.2 Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu ;

b : longueur du pieu.

Tableau XII- 16 Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ

L(m)	E (MPa)	CU(MN/m ³)	B(m)	I(m ⁴)	λ	$\lambda \times L$	χ_{0M}	χ_{0P}
20	35982	30	1.2	0.101	0.223	4.462	1.57	1.30

χ_{0M}, χ_{0P} : Tirés des abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$ à l'aide d'une interpolation.

$$M(Z) = (\chi_{0M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{0P}\right) \implies \bar{M} = -\frac{\chi_{0P}^H}{\chi_{0P}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

❖ $\bar{P}$: Effort tranchant

Els

H max (ELS) = 5774,35KN (**G+0.6T+1.2Q**) $\implies \bar{P} = H \text{ max} / \text{nombre de pieux}$

$$\bar{P} = 5774,35 / 12$$

$$\bar{P} = 481.26 \text{ KN}$$

Elu

H max (ELu) = 10260,96KN (1.35G++0.9T+1.6Q) $\implies \bar{P} = H \text{ max} / \text{nombre de pieux}$

$$\bar{P} = 10260,96 / 12$$

$$\bar{P} = 855.08 \text{ KN}$$

❖ $\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

Tableau XII- 17 sollicitation dans les pieux

	Els	Elu
$\bar{P}$ (KN)	481.26	855.08
$\bar{M}$ (KN/m)	1796.67	3192.66

9.7.3 Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

❖ Sollicitation ELS

$$M = 1796.67 \text{ KN/m}$$

$$H = 481.26 \text{ KN}$$

$$N_{cor} = 2346.96 \text{ KN}$$

✓ Ferrailage longitudinal

$$A_s = 124.14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{26 HA 25} \quad \text{avec} \quad e = 14 \text{ cm}$$

✓ Ferrailage transversale

On prendra des cercles **HA14** avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

Le ferrailage a l'aide du robot expert ; le détail est dans L'ANNEXE G

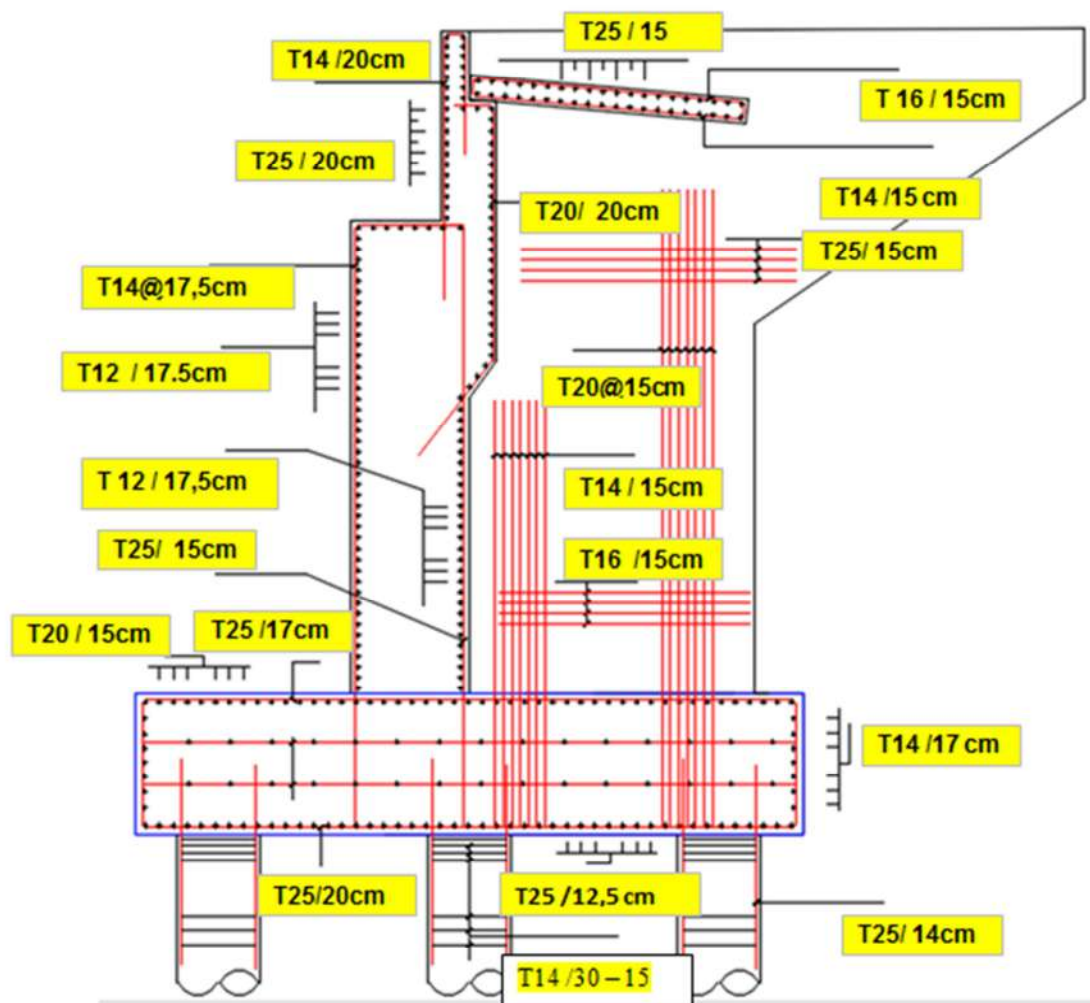


Figure XII- 19 croquis de ferrailage totale de la culée

10 Conclusion

Dans ce chapitre on a pu dimensionner notre culée et faire une conception avec différentes coupes, on a calculé aussi les sollicitations sur notre culée qui nous ont données la possibilité de déduire le nombre des pieux dans les fondations ;

La stabilité d'une fondation profonde est vérifiée vis-à-vis le poinçonnement et l'arrachement. On fin on a ferrailé la culée et ses éléments.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que j'ai établis m'a permis de mettre en application mes connaissances théoriques acquises pendant mes trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

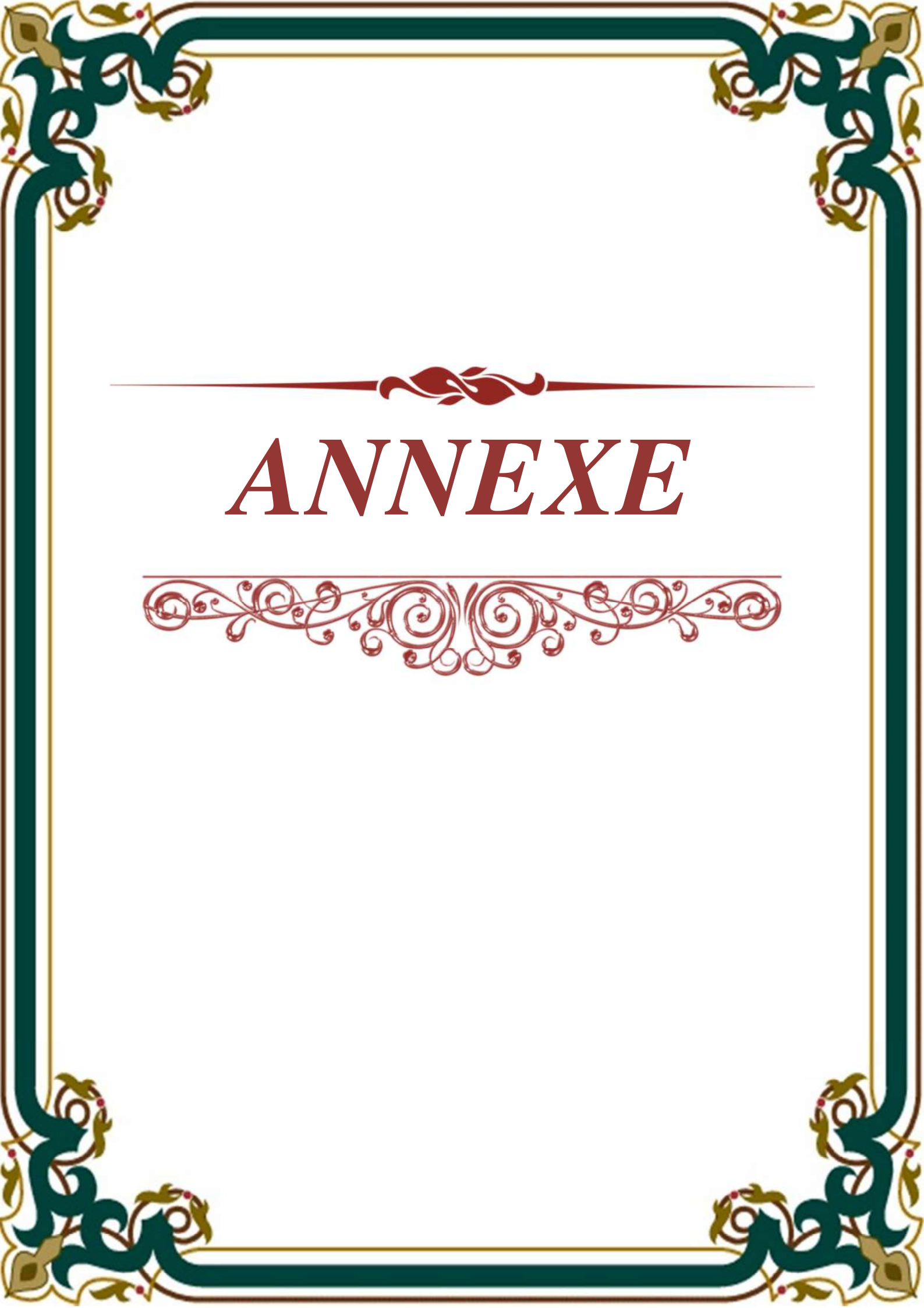
Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de travaux publics génie civil.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension).

La conception et le dimensionnement général du pont ont été effectués, ainsi que l'étude et la vérification des éléments particuliers tels les poutres formant le tablier.

Actuellement, les ponts à poutres en béton précontraintes sont toujours à l'ordre du jour, mais les progrès techniques et la découverte de nouveaux matériaux pourraient donner naissance à de nouveaux types de ponts, et de nouveaux types de structures, offrant des réponses plus efficaces et moins coûteuses aux contraintes subies par les ponts.

Enfin, à travers ce travail, nous avons compris que la forme des ponts type VIPP n'était pas le fruit du hasard ni un désir esthétique mais qu'elle réponde à des contraintes précises.

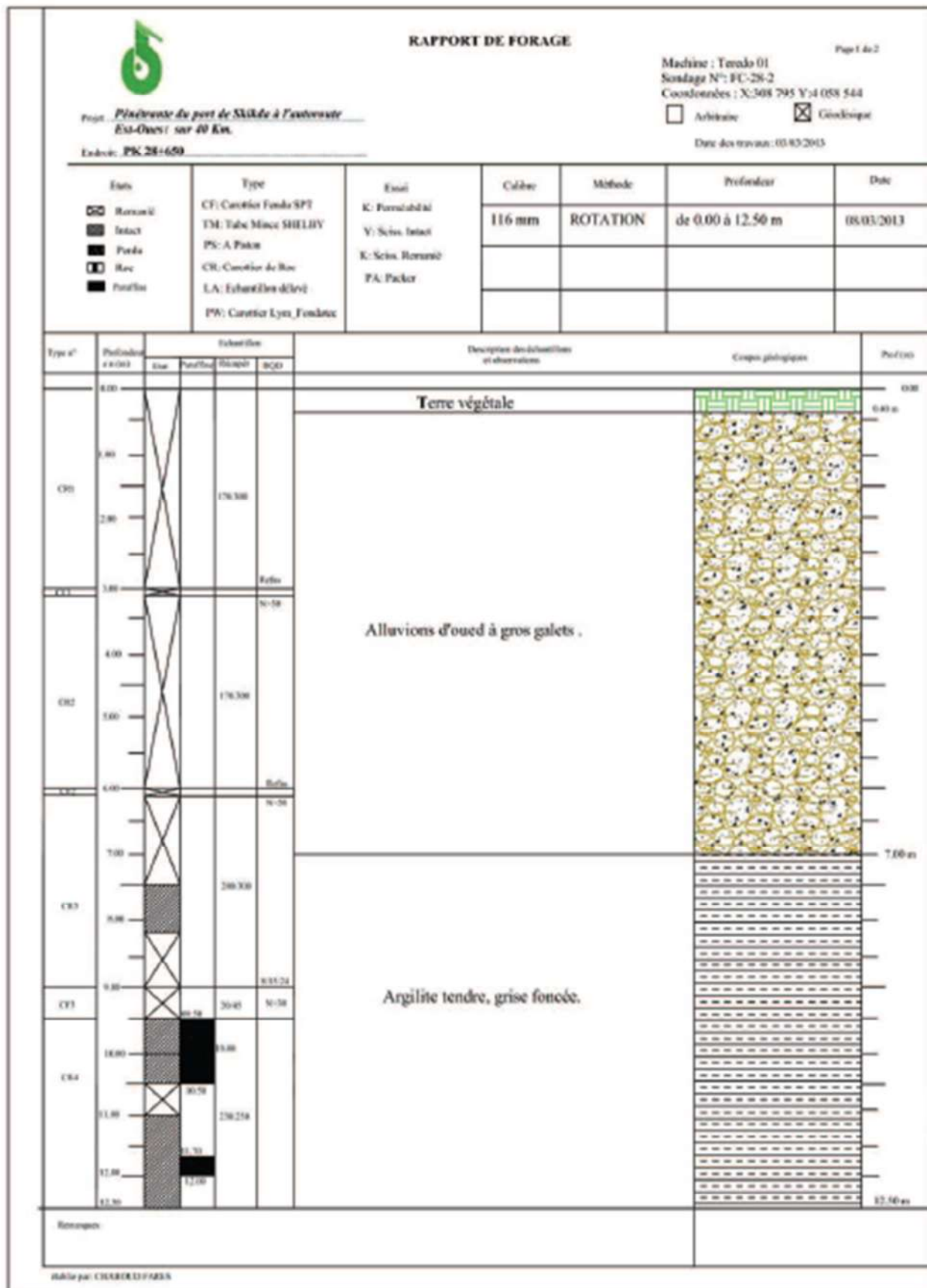


ANNEXE



ANNEXE A

RÉSULTATS DES SONDAGES MÉCANIQUES





RAPPORT DE FORAGE

Page 1 de 2

Machine : Teredo 01
Sondage N° : FC-28-2
Coordonnées : X:308 795 Y:4 058 544

☐ Arbitraire ☒ Géodésique

Date des travaux : 11/03/2013

Projet : Pénétrante du port de Sidiou à l'aqueduc
Est-Ouest sur 40 Km.

Endroit : PK 28+650

Etat	Type	Essai	Calibre	Méthode	Profondeur	Date
☒ Remanié	CP: Carottier Fendu SPT	K: Penétrabilité	116 mm	ROTATION	de 12.50 à 18.00 m	11/03/2013
☒ Intact	TM: Tube Mince SHILBY	Y: Scia. Intact				
☒ Partia	PS: A Piston	K: Scia. Remanié				
☒ Rec	CR: Carottier de Roc	PA: Packer				
☒ Partiel	LA: Echelle de dév.					
	PW: Carottier Lym_Fendace					

Type	Profondeur m (m)	Echantillon				Description des échantillons et observations	Coupes photographiques	Prof (m)
		Essai	Partiel	Essai	Essai			
CP4	12.50							12.00 m
	12.50							
CR5	14.00							
	15.00							
	15.50							
CR5	15.50							
	16.00							
	17.00							
	18.00							18.00 m
	19.00							
	20.00							
	21.00							
	22.00							
	23.00							
	24.00							

Argilite tendre, grise foncée.

Remarque:

Forces axiales agissantes sur les pieux

Culée	Combinaisons	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
C1D	Quasi-perm.	515	4 642
	Rare	148	5 311
	ELU	43	7 179
	SIS	-2 681	7 640
C1G	Quasi-perm.	384	5 456
	Rare	-73	6 271
	ELU	-237	8 472
	SIS	-2 836	8 382

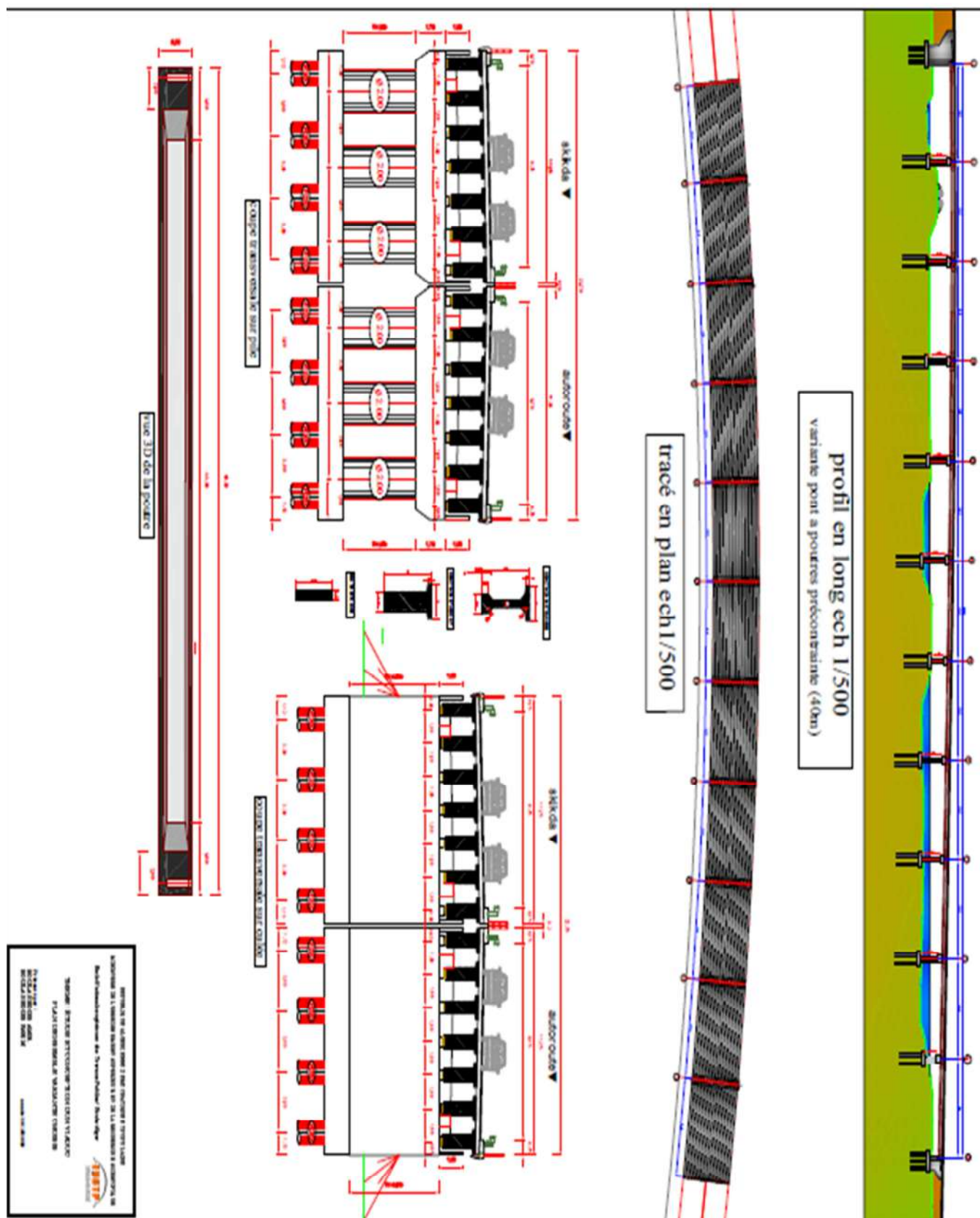
Piles	Combinaisons	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]
P1D	Quasi-perm.	3921	1707
	Rare	4784	1342
	ELU	6351	919
	SIS	8105	-2022
P2D	Quasi-perm.	3213	1606
	Rare	3979	1516
	ELU	5342	653
	SIS	7955	-2914
P3D	Quasi-perm.	2875	1697
	Rare	3589	1469
	ELU	5124	1238
	SIS	7517	-2672
P4D	Quasi-perm.	3596	1725
	Rare	4416	1398

	ELU	5915	1197
	SIS	8438	-2710
P5D	Quasi-perm.	3894	1225
	Rare	4842	905
	ELU	6434	776
	SIS	8339	-2687
P6D	Quasi-perm.	2984	1786
	Rare	3588	1548
	ELU	4906	1323
	SIS	7583	-2717
P7D	Quasi-perm.	4073	1488
	Rare	5118	1243
	ELU	6675	1070
	SIS	9891	-3998
P8D	Quasi-perm.	3604	1855
	Rare	4297	1566
	ELU	5930	1300
	SIS	10164	-4661
P9D	Quasi-perm.	3539	1896
	Rare	4373	1803
	ELU	5843	1619
	SIS	10096	-4325

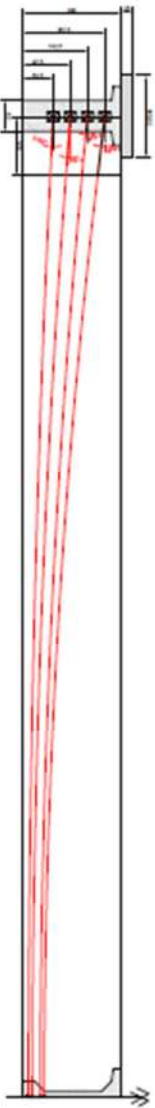
P10D	Quasi-perm.	3840	1894
	Rare	4660	1546
	ELU	6212	1565
	SIS	9390	-3179

ANNEXE B

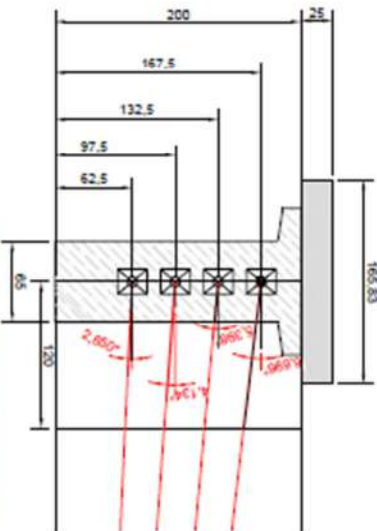
Plans d'ensemble pour la variante 1



TRACE DES CABLES EN ELEVATION



POSITION ET ENROBAGE DES CABLE EN SECTION
D'ABOUT



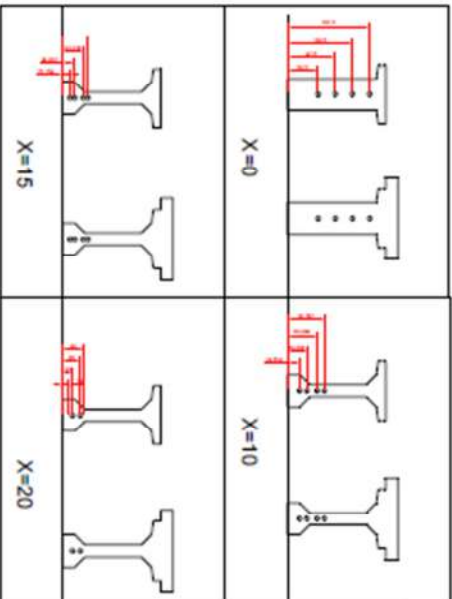
Cable	T 15	D galvne	0.68mm
Nbr.torcon	12	f	0.18 rad ¹
Ap 1 torcon	0.00014m ²	φ	0.002 m ²
Ap	0.00168 m ²	B	4 mm
f _{ac}	1770 MPa	ρ 1000	2.5
F _{ac}	196.2 kN	E _p	190000 MPa
F _{ac}	1593 MPa	F _c	500 MPa

CARACTERISTIQUES DES CABLES

№	L (m)	$\alpha(^{\circ})$	Y (m)			f (m)	R (m)	$\beta(\text{cm})$
			X=0	X=1.2	X=20			
сable	37.6	2.650	0.635	0.57	0.12	0.45	793.18	0.048
C1	37.6	4.134	0.975	0.89	0.2	0.69	286.76	0.073
C3	37.6	5.18	1.325	1.22	0.36	0.86	206.40	0.091
C4	37.6	6.69	1.675	1.53	0.44	1.09	161.50	0.116

POSITION ET ENROBAGES DES CABLES

POSITION ET ENROBAGE DES CABLES



THE LANCET GROUP OF COMPANIES LTD. 17, PORTLAND
SQUARE, LONDON, W.1, ENGLAND
TELEGRAMS: LANCET GROUP LTD, LONDON
TELEPHONE: 01-252 3000
FAX: 01-252 3000
Cable: LANCET GROUP LTD, LONDON
LONDON: 01-252 3000
NEW YORK: 01-252 3000
PARIS: 01-252 3000
ROMA: 01-252 3000
STOCKHOLM: 01-252 3000
SWITZERLAND: 01-252 3000
ZURICH: 01-252 3000

ANNEXE C

Tableau 1 Valeur k_0 ($\theta = 0.45$ $\alpha = 0$)

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7355	0,8811	1,0194	1,1304	1,1783	1,1304	1,0194	0,8811	0,7355
b/4		0,073	0,3495	0,6242	0,8902	1,1305	1,3144	1,4148	1,4671	1,5059
b/2		-	-	0,238	0,6242	1,0194	1,4148	1,7857	2,1063	2,4061
3b/4		-1,064	-0,606	-	0,3495	0,8811	1,4671	2,1063	2,7708	3,434
b		-	-1,064	-	0,073	0,7355	1,5059	2,4061	3,434	4,5496

Tableau 2 Valeur k_0 ($\theta = 0.50$ $\alpha = 0$)

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,6203	0,8288	1,0273	1,1877	1,2575	1,1877	1,0273	0,8288	0,6203
b/4		-	0,3111	0,6223	0,9226	1,1877	1,3721	1,4336	1,425	1,3968
b/2		-	-	0,2317	0,6223	1,0273	1,4336	1,8038	2,0981	2,3613
3b/4		-	-	-	0,3111	0,8288	1,425	2,0981	2,8125	3,514
b		-	-	-	-	0,6203	1,3968	2,3613	3,514	4,7981

Tableau 3 Valeur k_1 ($\theta = 0.45$ $\alpha = 1$)

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,8933	0,9458	1,0032	1,0577	1,085	1,0577	1,003	0,9458	0,8933
b/4		0,7355	0,8029	0,8804	0,9688	1,0577	1,1214	1,132	1,1152	1,0938
b/2		0,6142	0,6881	0,7748	0,8804	1,0032	1,1318	1,241	1,3013	1,34
3b/4		0,5202	0,5969	0,6881	0,8029	0,9458	1,1152	1,301	1,4809	1,6291
b		0,4418	0,5202	0,6142	0,7355	0,8933	1,0938	1,34	1,6291	1,9476

Tableau 4 Valeur k_1 ($\theta = 0.50$ $\alpha = 1$)

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,8609	0,9276	1,0028	1,0767	1,1146	1,0767	1,003	0,9276	0,8609
b/4		0,6834	0,7617	0,8547	0,9642	1,0767	1,1557	1,16	1,1293	1,0937
b/2		0,5516	0,6326	0,7308	0,8547	1,0028	1,1603	1,291	1,3544	1,3376
3b/4		0,4538	0,534	0,6326	0,7617	0,9276	1,1293	1,354	1,5704	1,7409
b		0,3751	0,4538	0,5516	0,6834	0,8609	1,0937	1,388	1,7409	2,1362

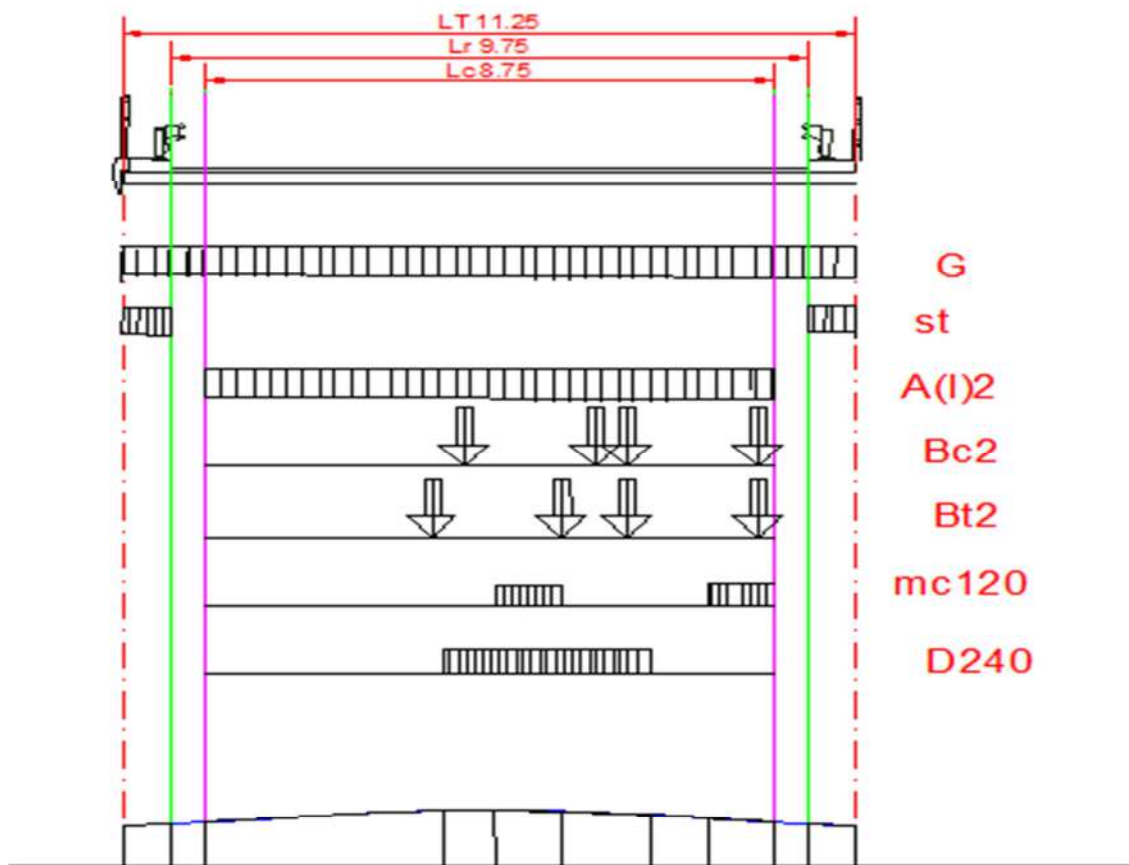


Figure 1 calcule de $K\alpha$ moy poutre 4

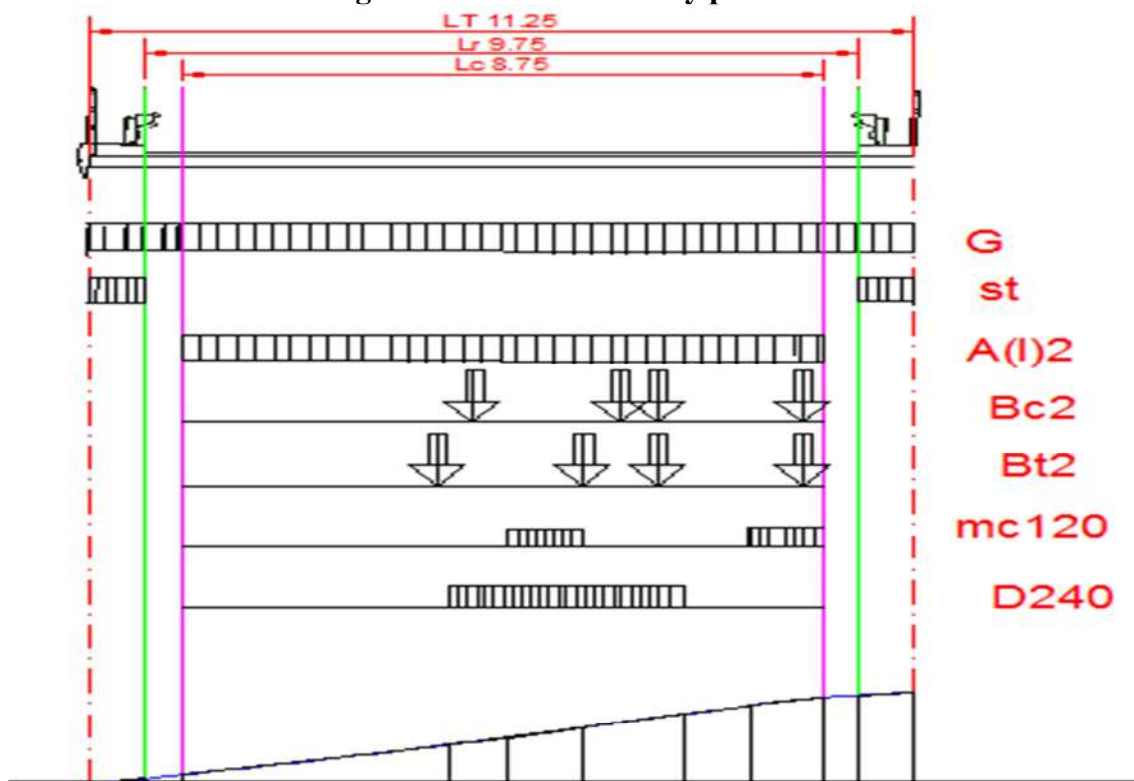


Figure 2 calcule de $K\alpha$ moy poutre 6

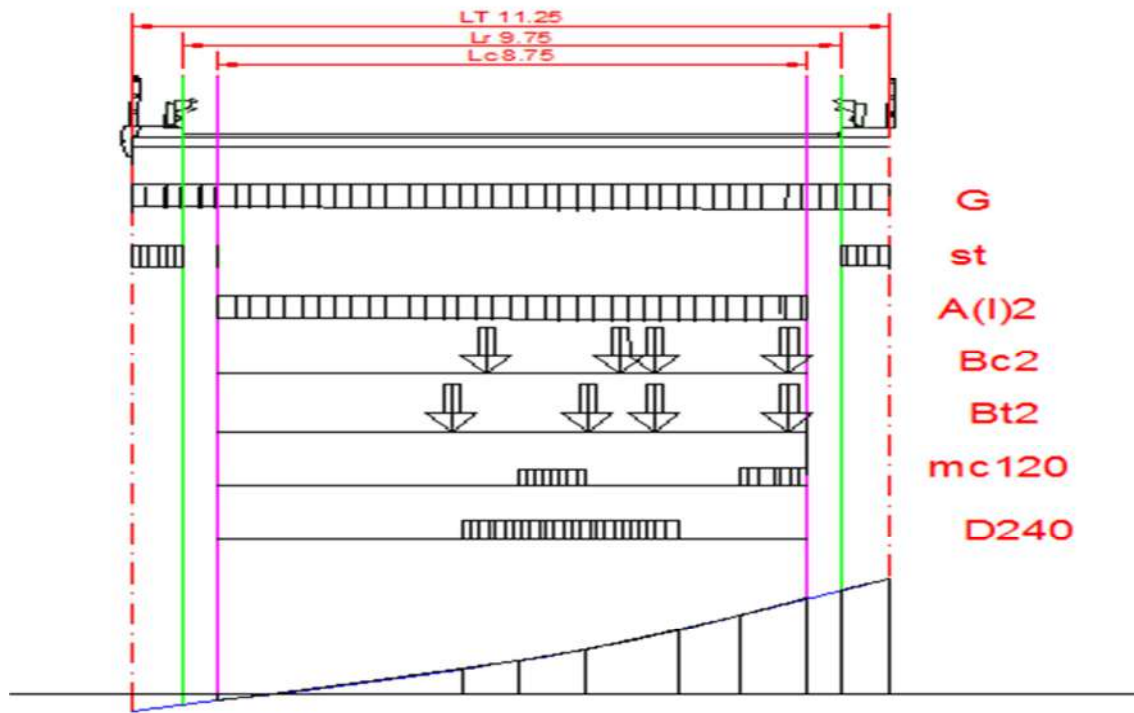


Figure 3 calcul de $K\alpha$ moy poutre 7

1.1 Modélisation

1.1.1 Appuis

On a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples ;
- Appuis double



Appuis simple



appuis double

1.1.1 Poutre

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 7 poutres, celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane.

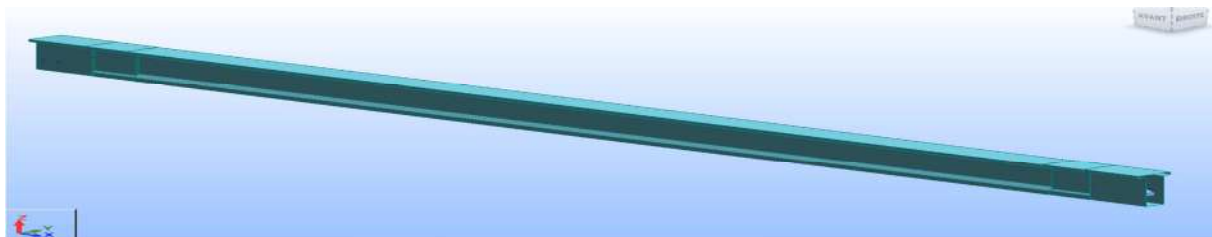


Figure 4 modélisation poutre

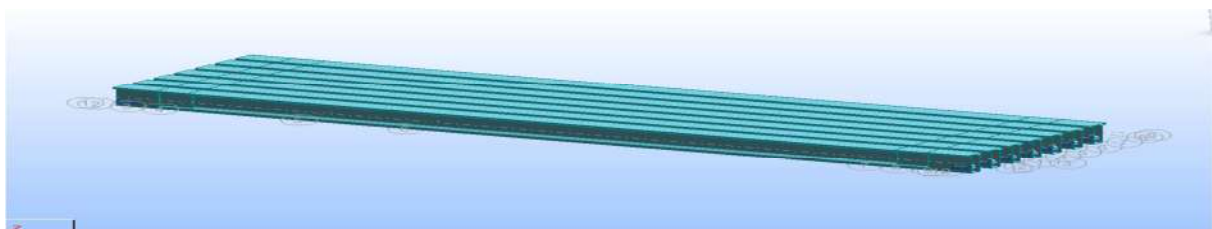


Figure 5 modélisation groupes des poutres

1.1.1 Dalle

La dalle a été modélisée en utilisant l'élément « **Panneau** » avec un maillage fin transversalement et longitudinalement.

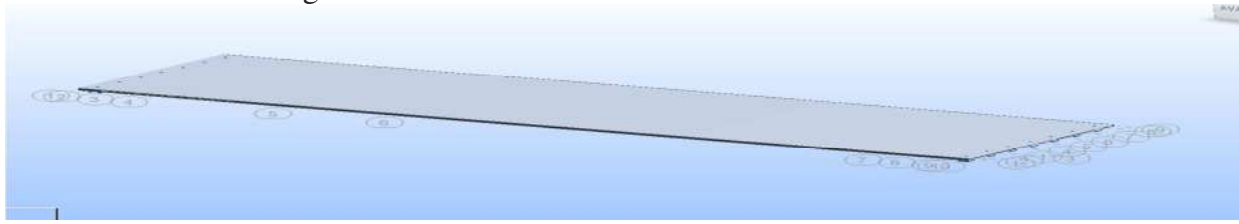


Figure 6 modélisation de la dalle

1.1.1 Poutre + dalle

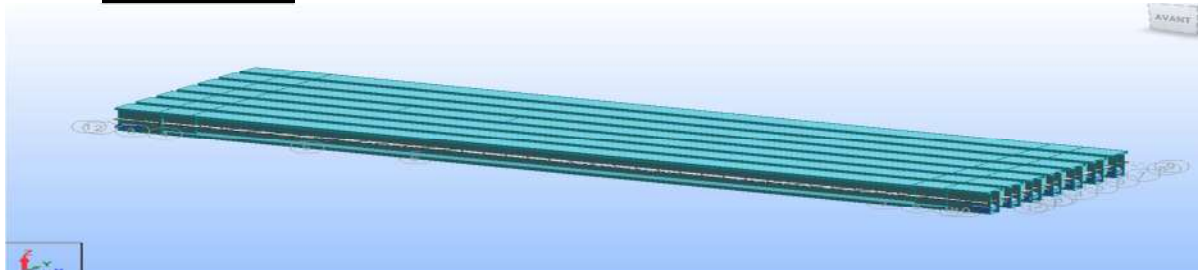


Figure 7 modélisation finale poutres + dalle

1.1 AFFECTATION DES CHARGES

1.1.1 Charges permanentes

1.1.1.1 Poids propre

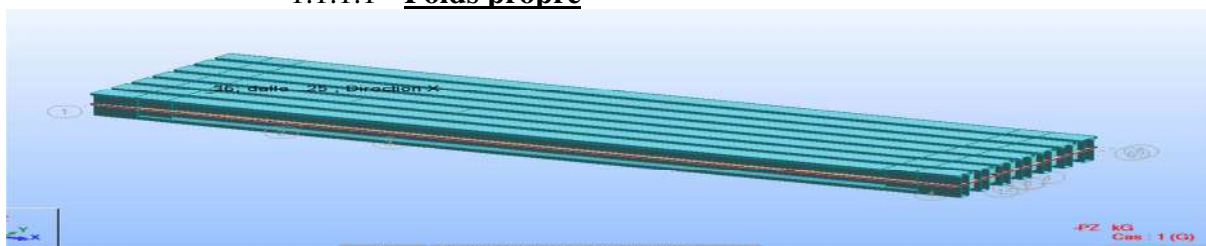


Figure 8 affectation de la charge permanente

1.1.1.2 Revêtement

$$P = \rho \times e = 24 \times 0.08 = 1.92 \text{ kN/m}^2$$

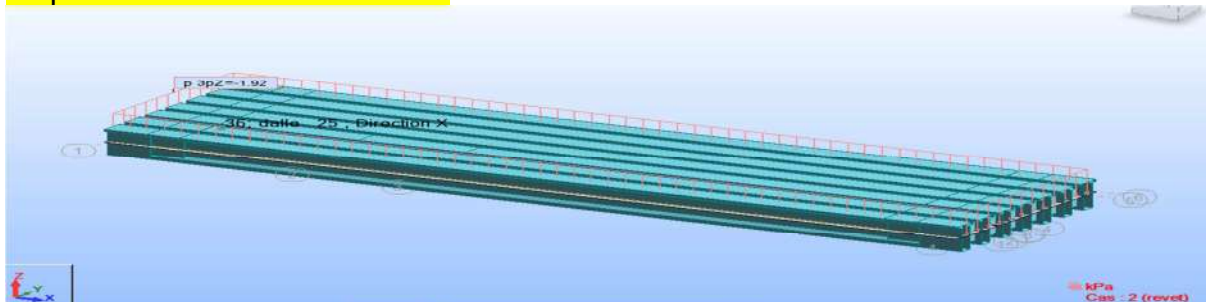


Figure 9 affectation de la charge revêtement

1.1.1.3 Garde-corps

$$P = 0.5 \text{ kN/m}$$

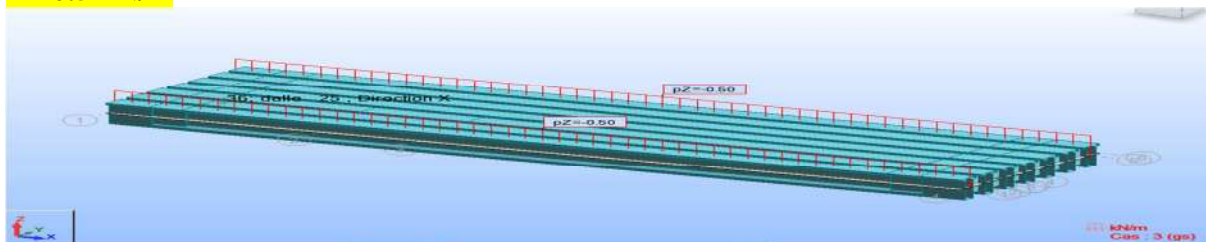


Figure 10 affectation de la charge du garde-corps

1.1.1.4 Glissière de sécurité

$$P = 0.5 \text{ kN/m}$$

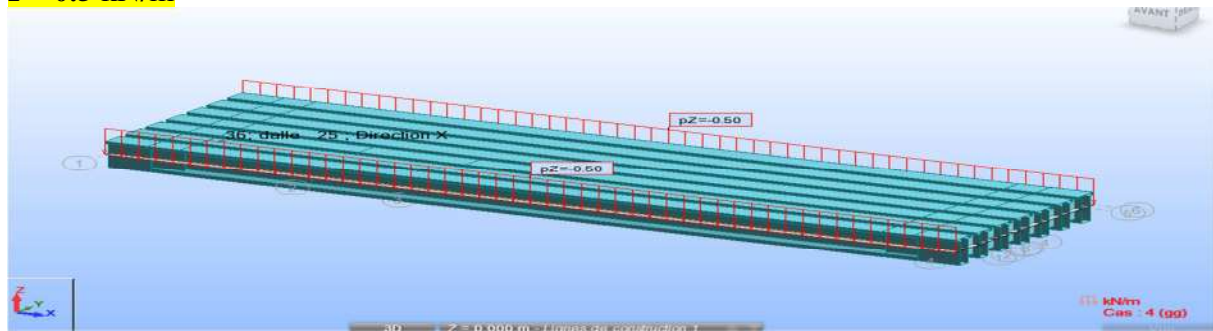


Figure 11 affectation de la charge du glissière de sécurité

1.1.1.5 Corniche

$$P = S \times \rho = 0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

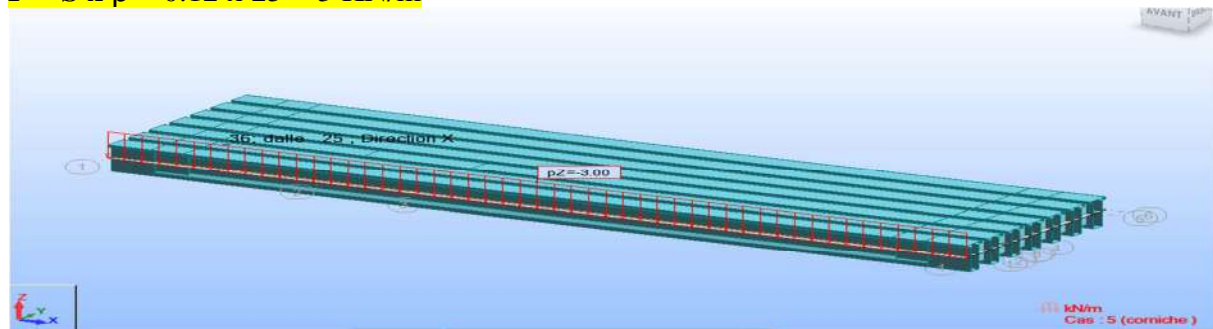


Figure 12 affectation de la charge du corniche

1.1.1.6 Trottoir

$$P = \rho \times e = 25 \times 0.29 = 7.25 \text{ KN/m}_2$$

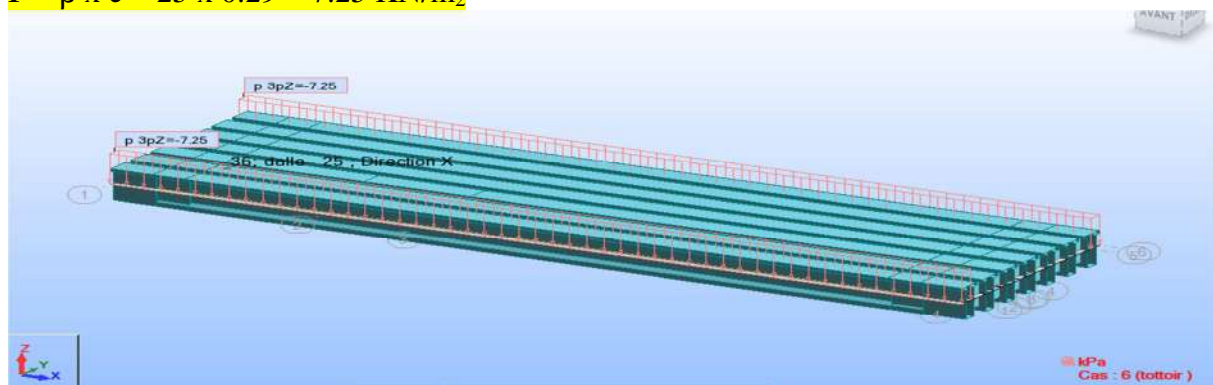


Figure 13 affectation de la charge des trottoirs

1.1.2 Exploitation statique

1.1.2.1 Al 1

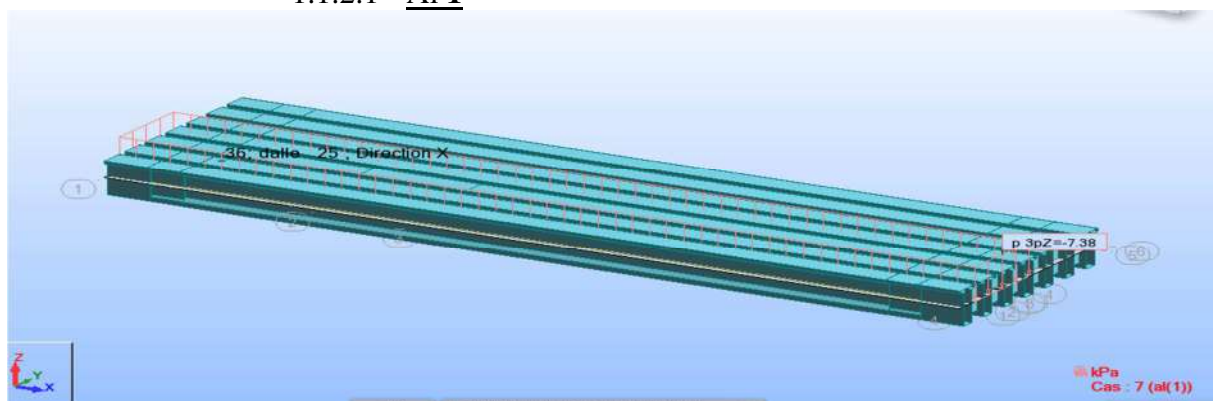


Figure 14 affectation de la charge statique Al 1

1.1.2.2 Al (2)

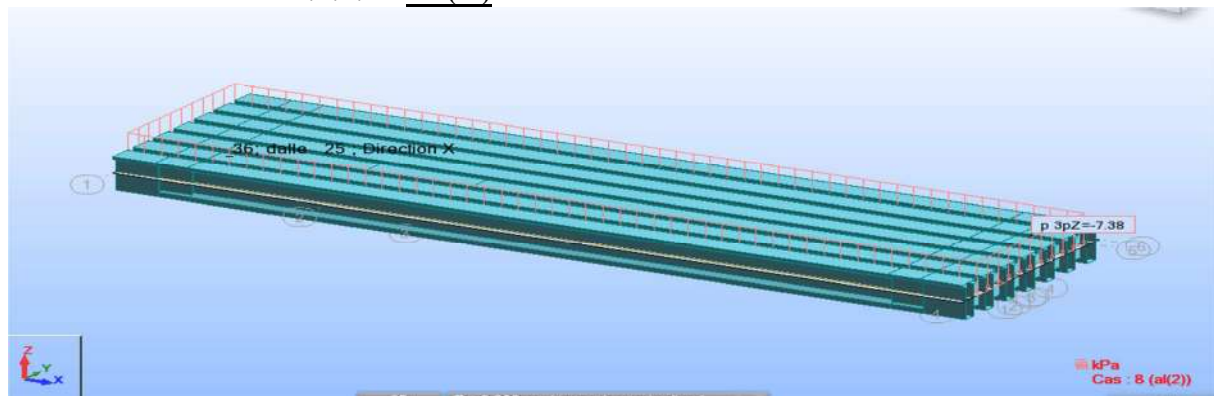


Figure 15 affectation de la charge statique Al 2

1.1.2.3 Surcharge sur trottoir

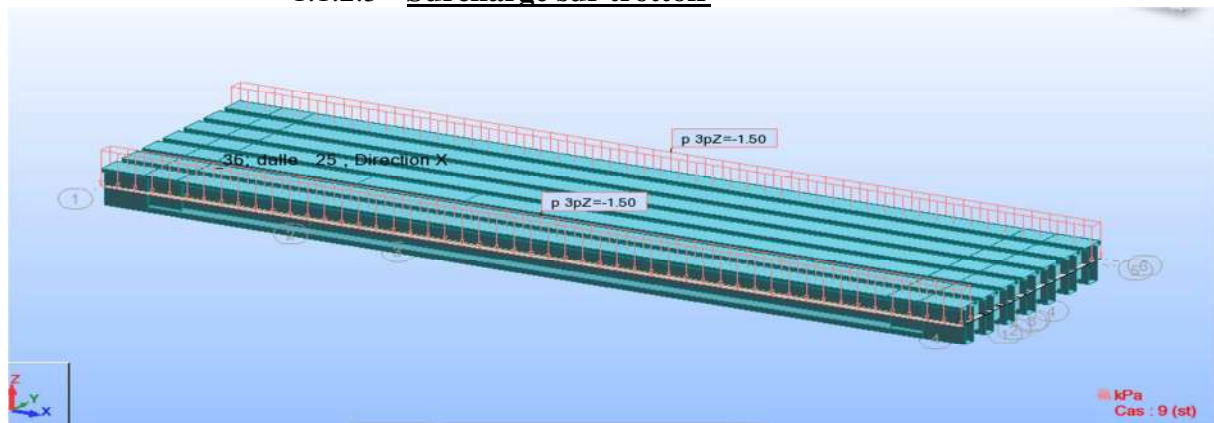


Figure 16 affectation de la charge surcharge du trottoir

1.1.3 Charges roulantes

1.1.3.1 Bc (1)

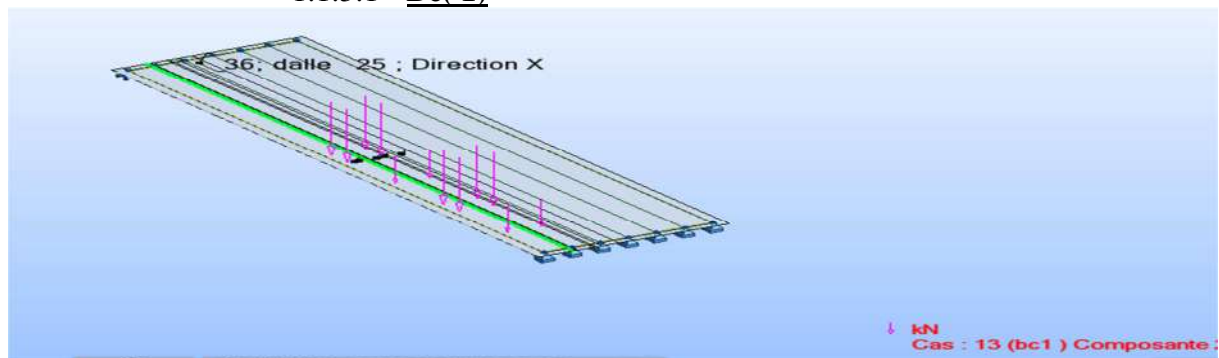


Figure 17 affectation de la charge roulante Bc1

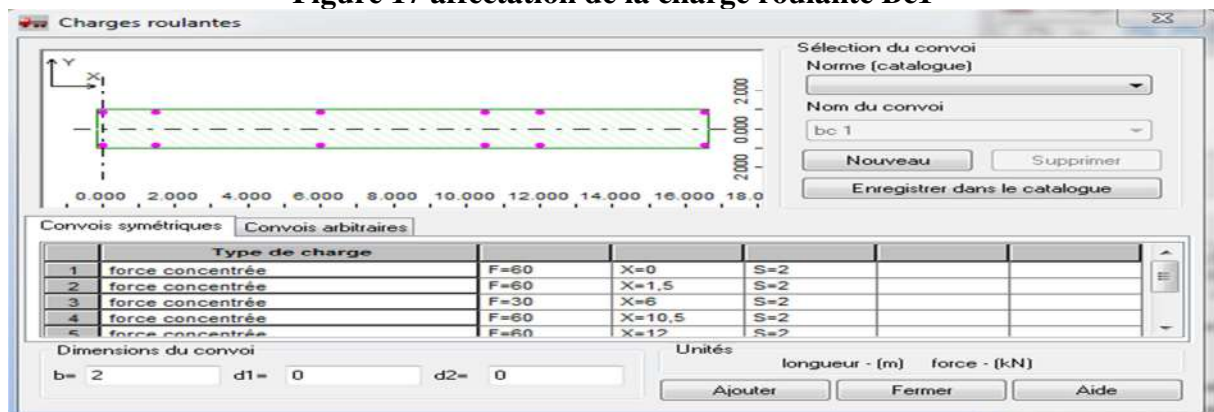


Figure 18 disposition de la charge roulante Bc1

1.1.3.2 Bc (2)

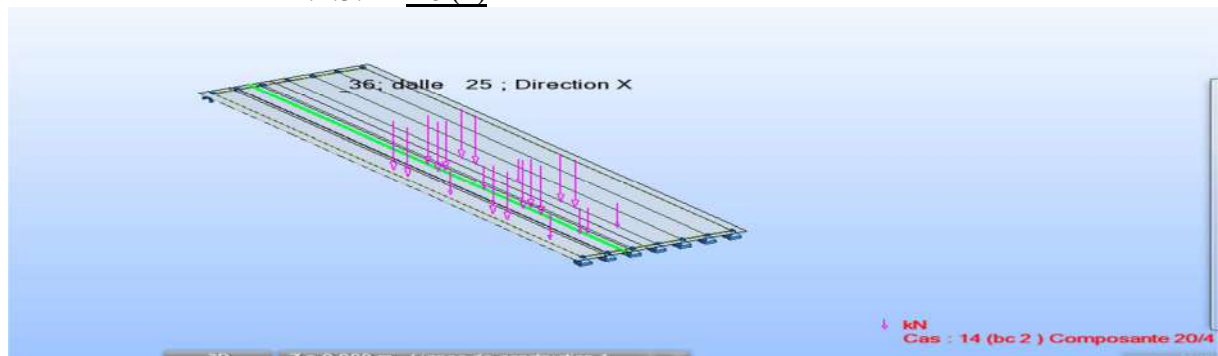


Figure 19 affectation de la charge roulante Bc2

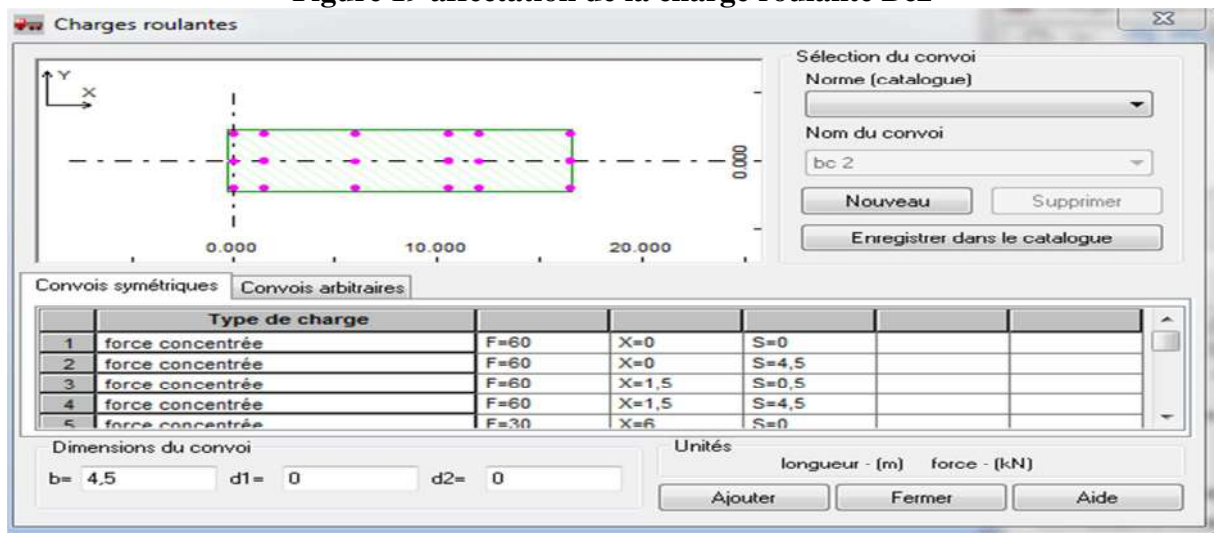


Figure 20 disposition de la charge roulante Bc2

1.1.3.3 Bt (1)

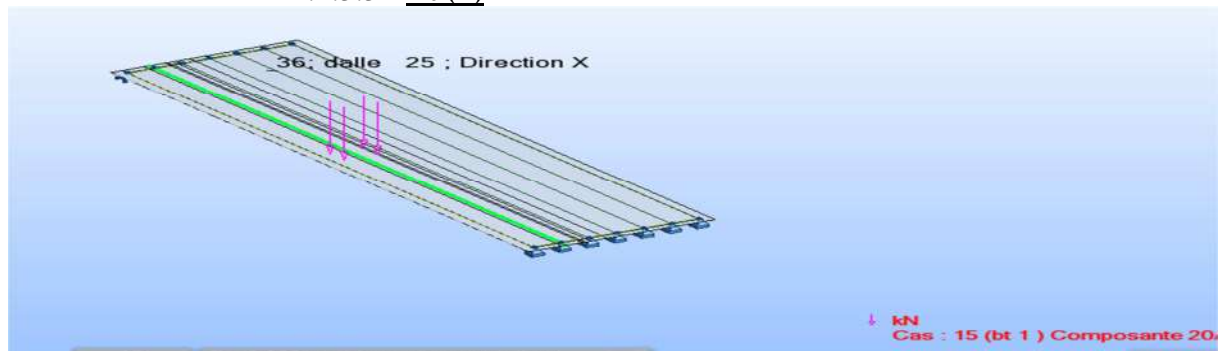


Figure 21 affectation de la charge roulante Bt1

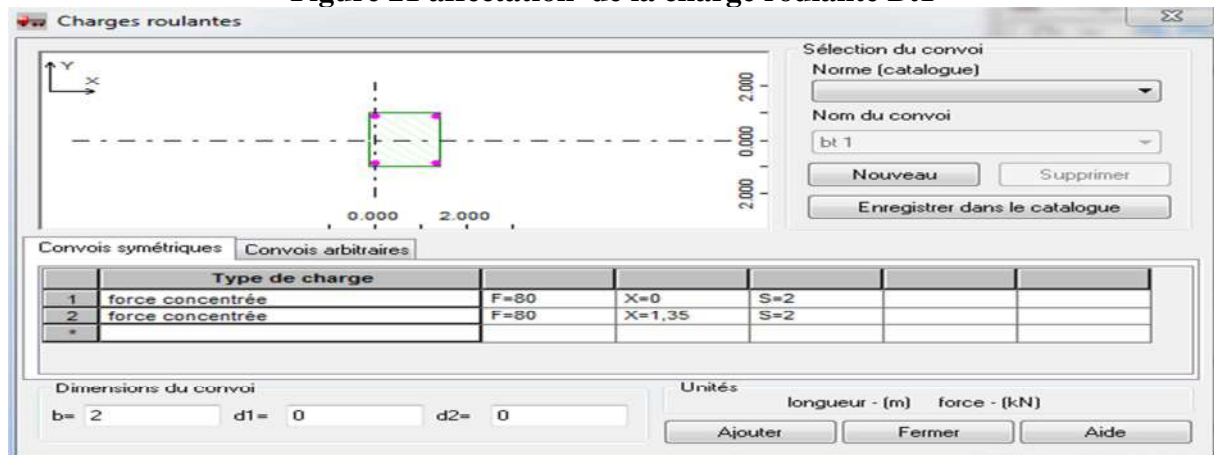


Figure 22 disposition de la charge roulante Bt1

1.1.3.4 Bt (2)

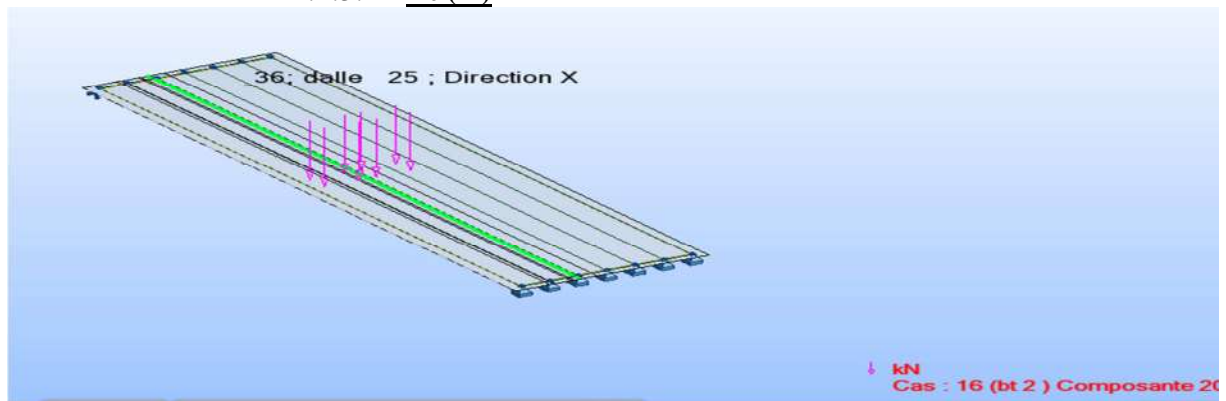


Figure 23 affectation de la charge roulante Bt2

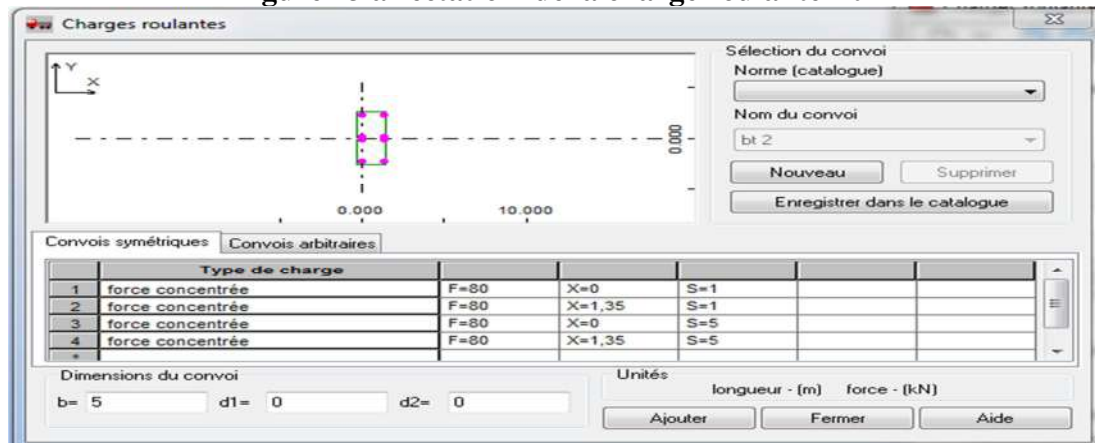


Figure 24 disposition de la charge roulante Bt2

1.1.3.5 Mc120

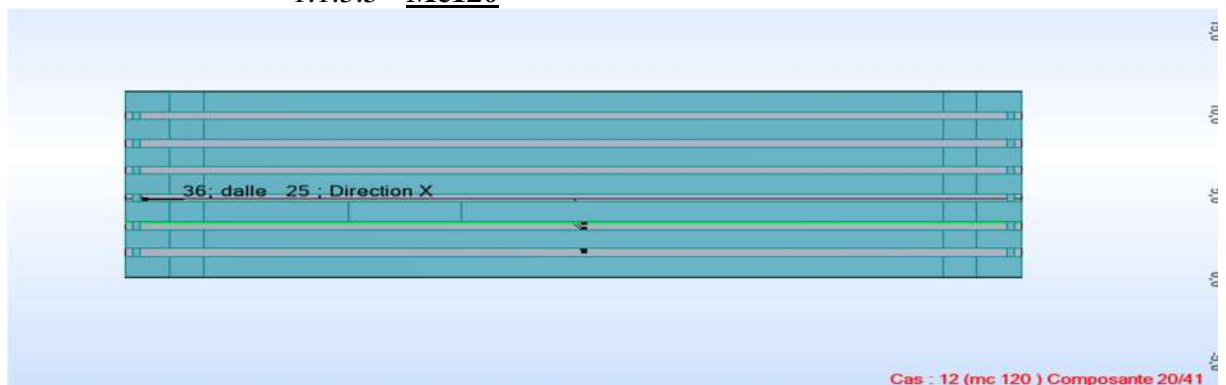


Figure 25 affectation de la charge roulante Mc120

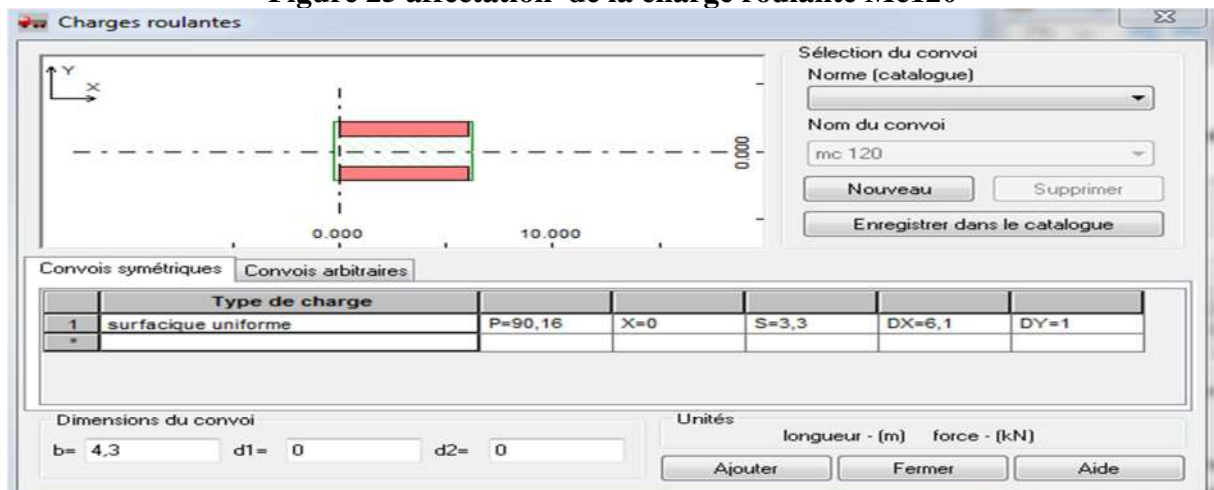


Figure 26 disposition de la charge roulante Mc120

1.1.3.6 D240

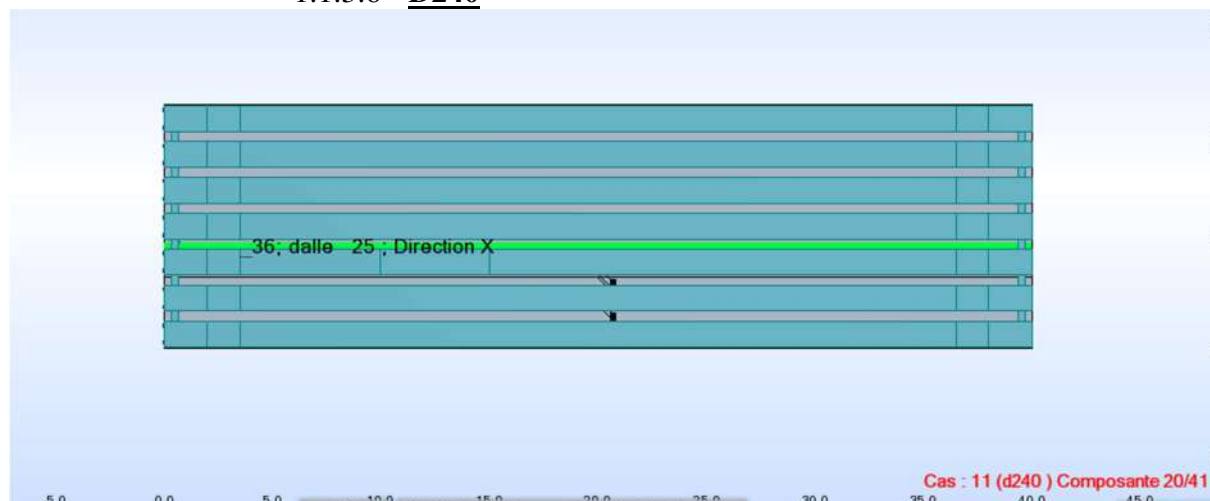


Figure 27 affectation de la charge roulante D240

Charges roulantes

Sélection du convoi
 Norme (catalogue) :
 Nom du convoi : d240
 Nouveau Supprimer
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge	P=40	X=0	S=0	DX=18,6	DY=3,2
1	surfactive uniforme					
*						

Dimensions du convoi
 b= 3,2 d1= 0 d2= 0

Unités : longueur - (m) force - (kN)
 Ajouter Fermer Aide

Figure 28 disposition de la charge roulante D240

ANNEXE D

T _m	D	S	F _{pk}	M	F _{p0,1%}	F _o	T _o
MPa	mm	mm ²	kN	kg/m	kN	kN	N/mm ²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488
D diamètre nominal F _{pk} valeur caractéristique de la charge maximale (égale à f _{pk} ·A _p selon Eurocode 2 ou F _m selon prEN) F _{p0,1%} valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1% F _o force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : F _o = Min { 0,8 F _{pk} ; 0,9 F _{p0,1%} } M masse nominale par mètre S section nominale T _o contrainte à l'origine correspondante à F _o T _m contrainte à rupture							

tableau 1 Force maximale pour un toron selon eurocode

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

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

f_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité.

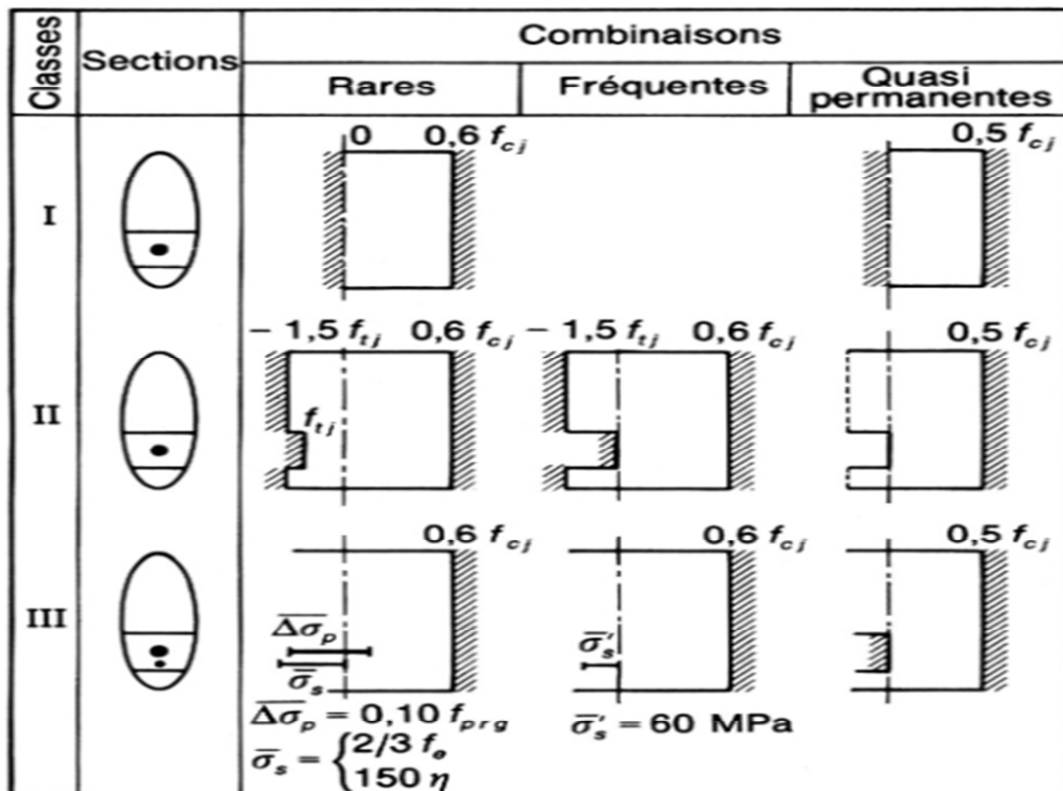


Figure 1 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES

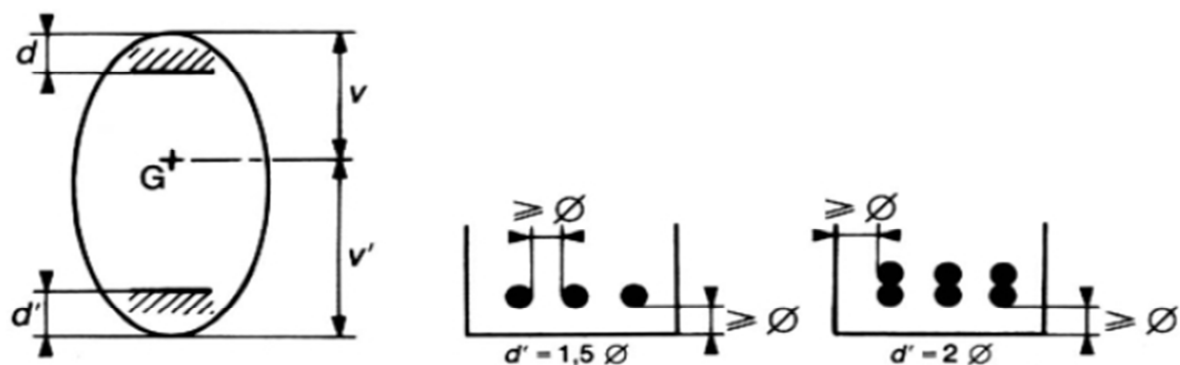


Figure 2 disposition des cables selon BPEL

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxh (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Tableau 2 Caractéristique te plaque d'ancrage

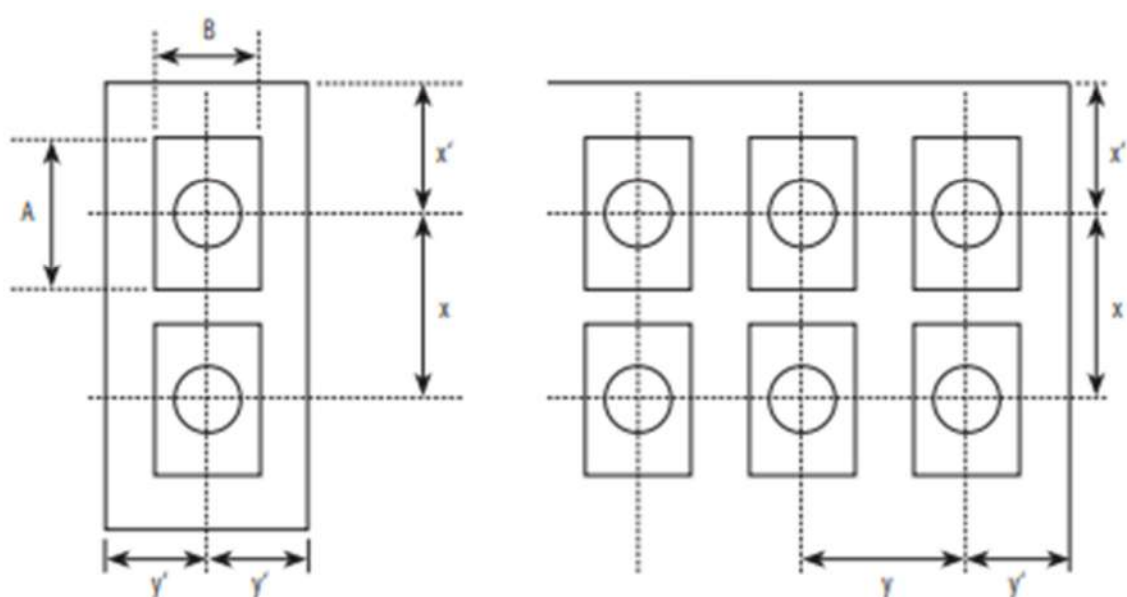


Figure 3 disposition des plaque d'ancrage

Distances a et b

Unités	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \cdot y \geq a \cdot b$$

$$x \geq 0,85 a$$

$$y \geq 0,85 b$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

Figure 4 Calcul des distance a et b

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau 3 valeurs moyennes des coefficients f et φ

ANNEXE E

1.1 AFFECTATION DES CHARGES

1.1.1 Charges permanentes

1.1.1.1 Poids propre

$$P = \rho \times e = 11.25 \times 0.25 \times 1 \times 25 = 70.31 \text{ kN/m}$$

1.1.1.2 Revêtement

$$P = \rho \times e = 24 \times 0.08 \times 1 = 1.92 \text{ kN/m}$$

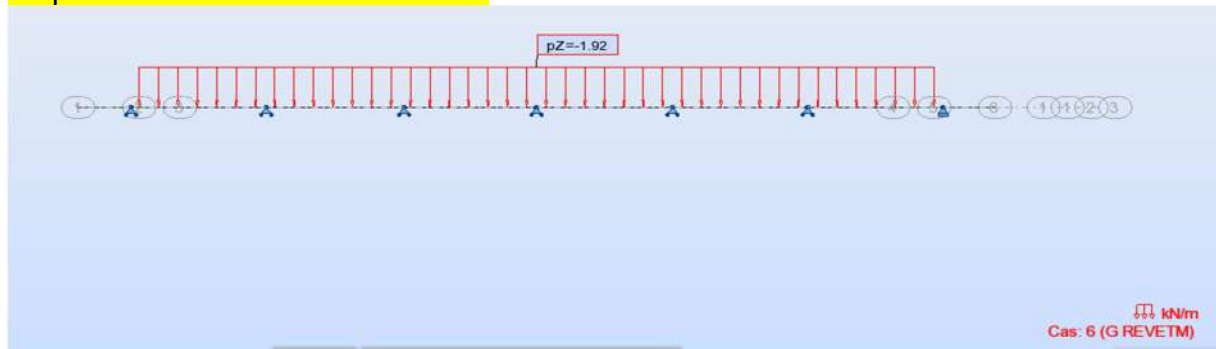


Figure 1 charge du revêtement

1.1.1.3 Garde-corps

$$P = 0.5 \text{ kN/m}$$

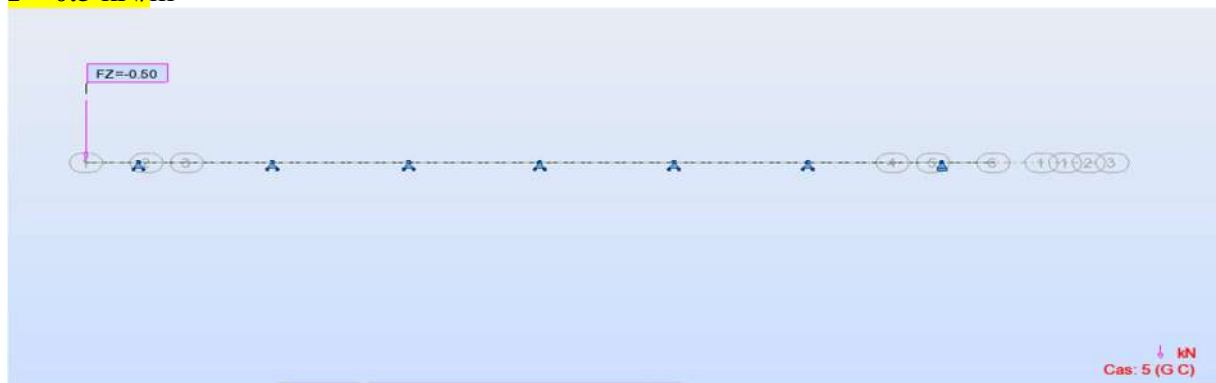


Figure 2 charges du garde-corps

1.1.1.4 Glissière de sécurité

$$P = 0.5 \text{ kN/m}$$



Figure 3 glissières de sécurité

1.1.1.5 Corniche

$$P = S \times \rho = 0.12 \times 25 \times 1 = 3 \text{ KN}$$



Figure 4 affectation de la charge corniche

1.1.1.6 Trottoirs

$$P = \rho \times e = 25 \times 0.194 \times 1/0.75 = 6.48 \text{ KN/m}$$

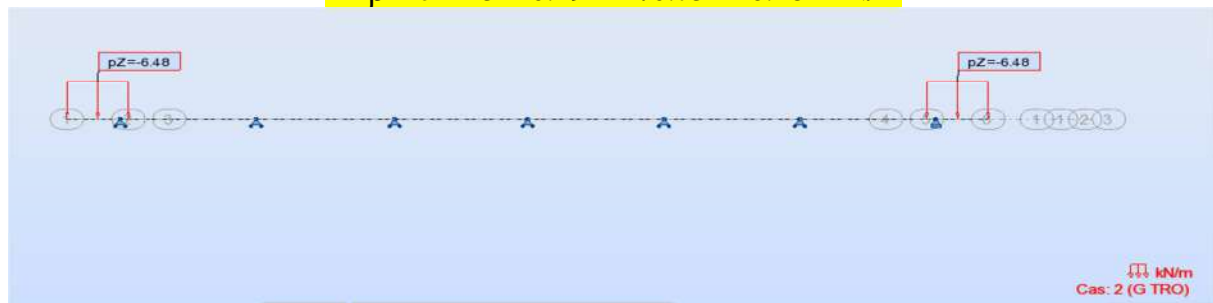


figure 5 affectation de la charge du trottoir

1.1.2 Exploitation statique

1.1.2.1 AI 1

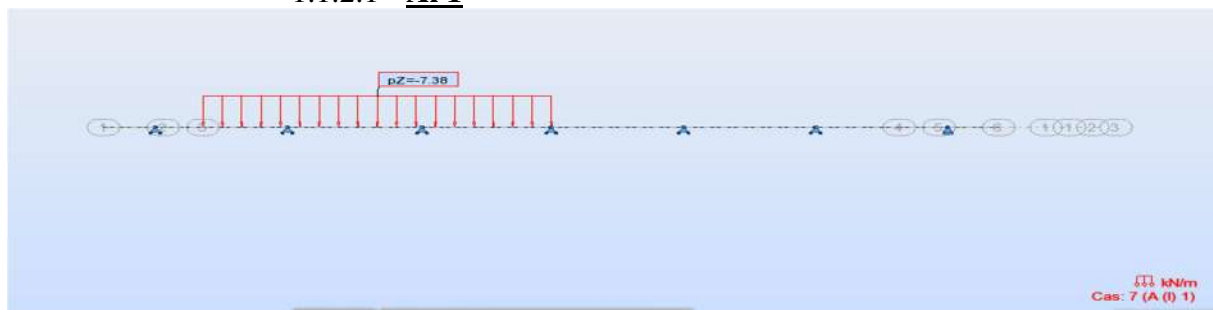


Figure 6 affectations de la charge AI 1

1.1.2.2 AI 2

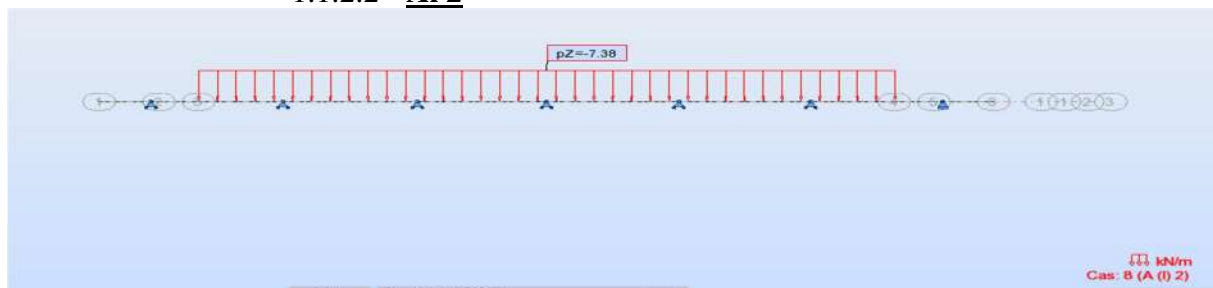


Figure 7 affectations de la charge AI 2

1.1.2.3 Surcharge sur trottoir



Figure 8 affectations de la charge st

1.1.2.4 D240

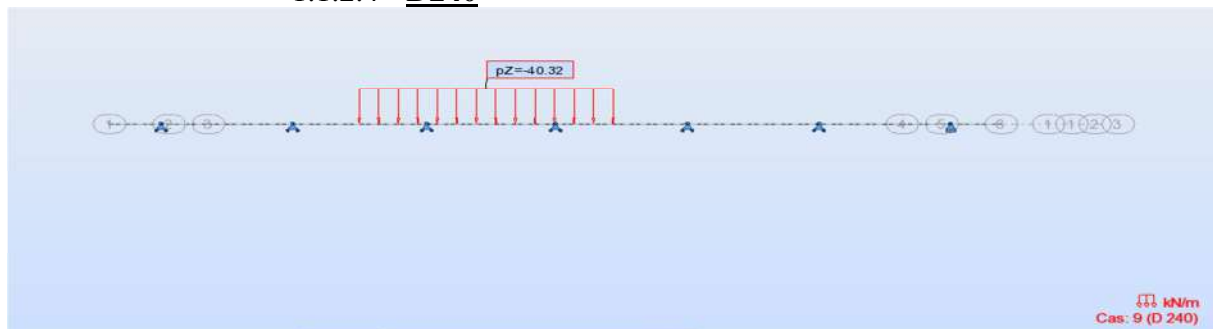


Figure 9 affectations de la charge d240

1.1.3 Charges roulantes

1.1.3.1 Bc

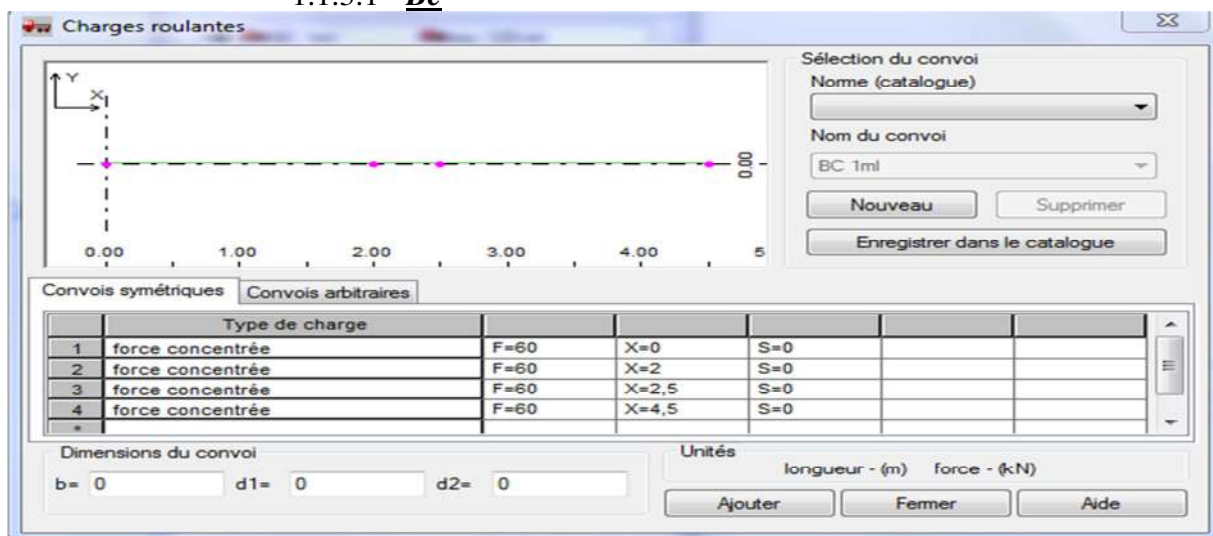


Figure 10 Disposition de la charge Bc

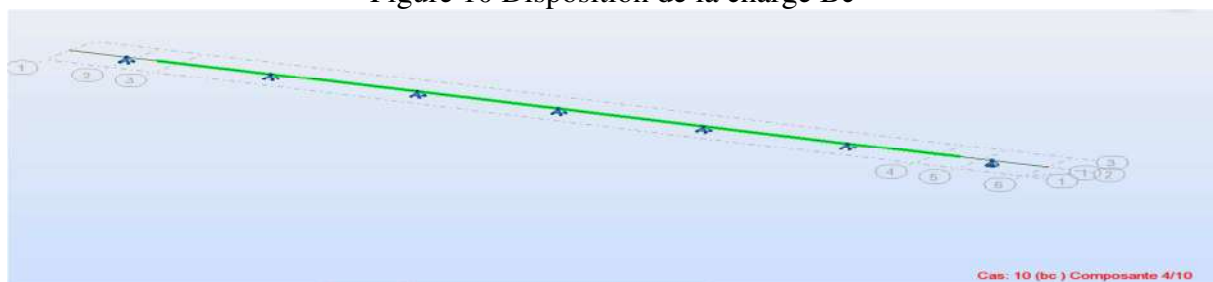


Figure 11 affectations de la charge Bc

1.1.3.2 Bt :

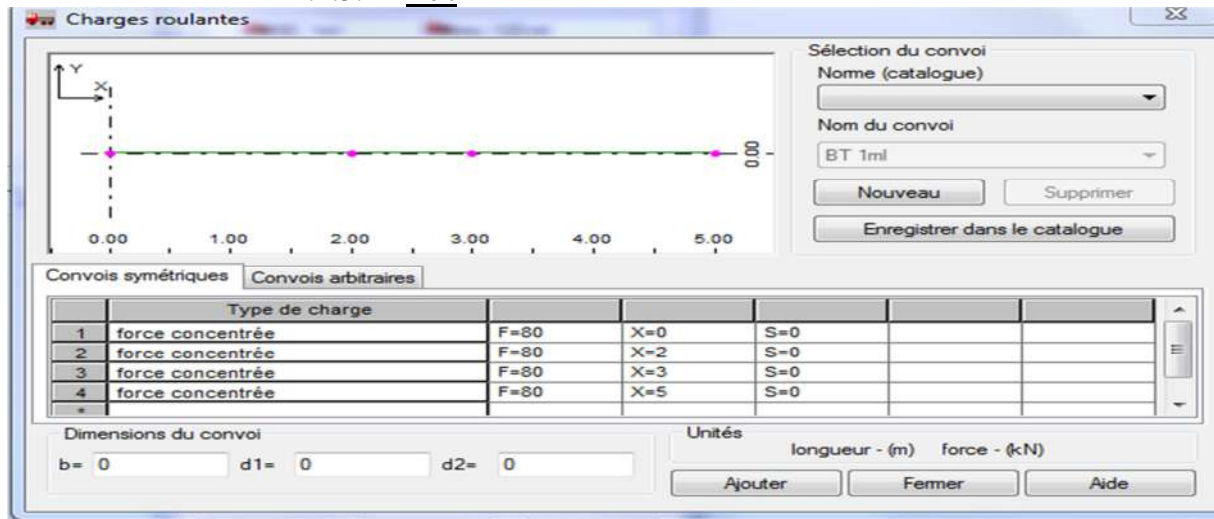


Figure 12 Disposition de la charge BT

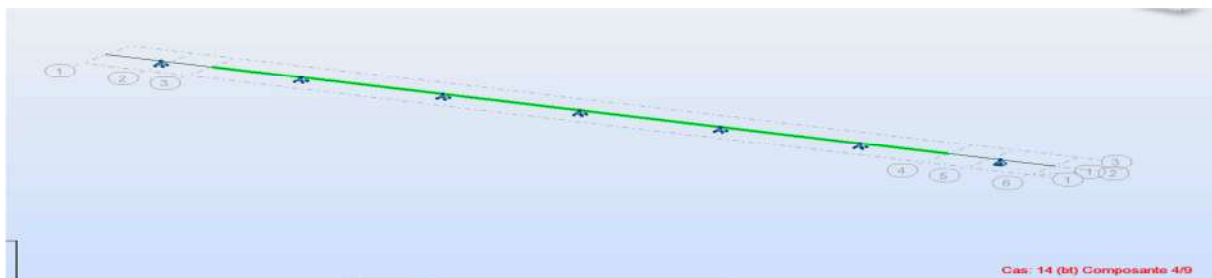


Figure 12affectations de la charge BT

1.1.3.3 Mc120

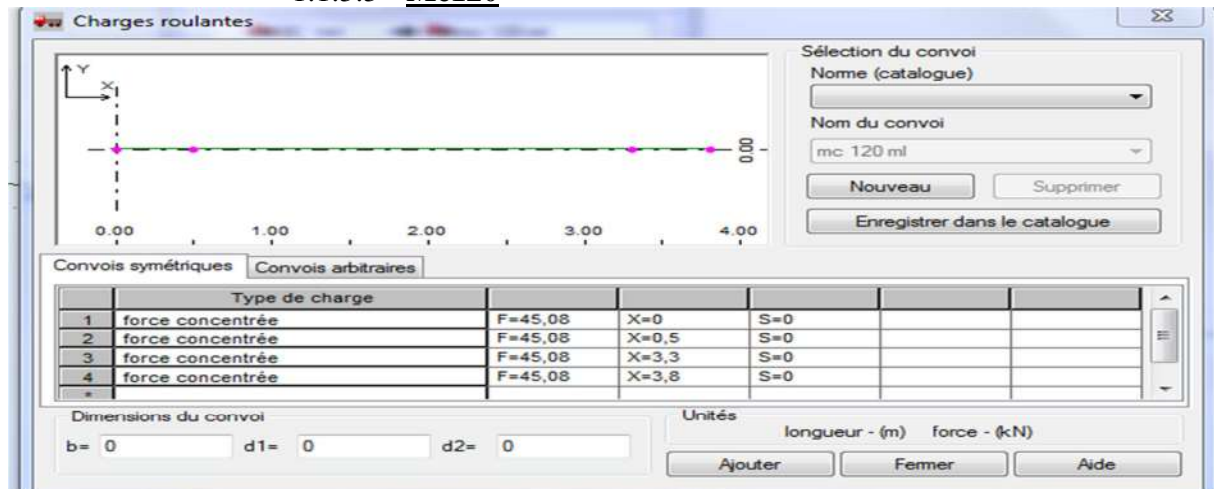


Figure 13 Disposition de la charge Mc120



Figure 14 affectations de la charge Mc120

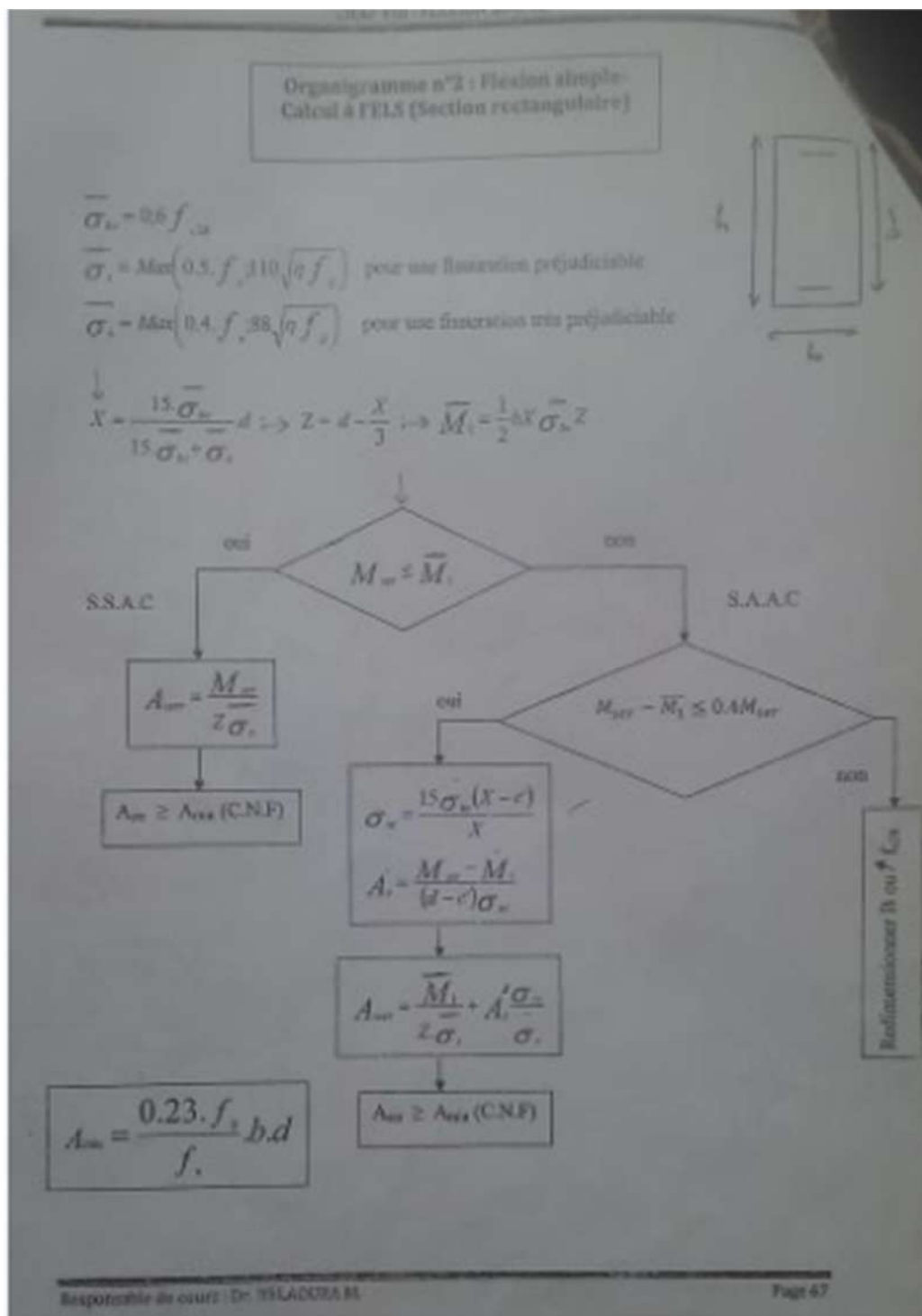


Figure 15 Ferrailage ELS

ANNEXE F

Ferraillage longitudinal des pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

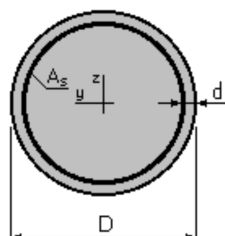
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0000$ (cm)

$d = 5,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	2033,60000	173,21	0,00
2.	ELU	2741,70000	235,28	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,097$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 113,097$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\max} = 565,487$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 2033,60000$ (kN) $M_y = 173,21$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,76

Position de l'axe neutre: $y = 174,5901$ (cm)

Bras de levier: $Z = 62,5389$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 34,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 2741,70000 \text{ (kN)}$ $M_y = 235,28 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 6,44 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 124,0562 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 60,8954 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,42 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

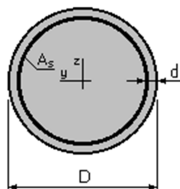
Calcul de Section à l'effort Tranchant des pieux zone critique

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 120,0000 \text{ (cm)}$
 $d = 10,0000 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	63,01000	2741,70000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,079 \text{ (cm}^2\text{)}$
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14,000$
Espacement : $S_t = 15,0000 \text{ (cm)}$
Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0000 \text{ (cm)}$

Calcul de Section à l'effort Tranchant des pieux zone courante

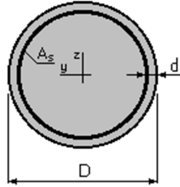
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 120,0000$ (cm)

$d = 10,0000$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	63,01000	2741,70000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,079$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 14,000$

Espacement : $S_t = 30,0000$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0000$ (cm)

Ferrailage longitudinal de la colonne Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

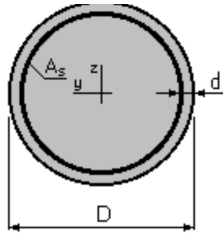
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 200,0000$ (cm)

$d = 10,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	5660,22000	2452,30	0,00
2.	ELU	7640,57000	1572,05	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 314,159$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 314,159$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\max} = 1570,796$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 5660,22000 (kN)** **$M_y = 2452,30$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,80

Position de l'axe neutre: $y = 154,1187$ (cm)

Bras de levier: $Z = 128,3922$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 10,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 57,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 7640,57000 (kN)** **$M_y = 1572,05$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,90 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 189,1879$ (cm)

Bras de levier: $Z = 105,9553$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,01$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 1,4$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant pile zone critique

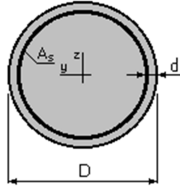
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 200,0000$ (cm)

$d = 10,0000$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	168,00000	7640,00000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 16,000$

Espacement : $S_t = 15,0000$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0000$ (cm)

Calcul de Section à l'effort Tranchant pile zone courante

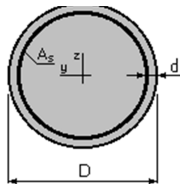
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 200,0000 \text{ (cm)}$

$d = 10,0000 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	168,00000	7640,00000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16,000$

Espacement : $S_t = 30,0000 \text{ (cm)}$

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0000 \text{ (cm)}$

Ferrailage longitudinale de la cheville Calcul de Section en Flexion Simple

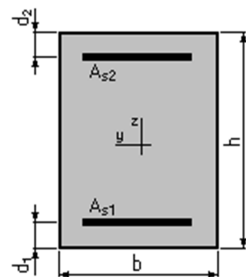
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 350,0000 \text{ (cm)}$

$h = 175,0000 \text{ (cm)}$

$d_1 = 7,0000 \text{ (cm)}$

$$d_2 = 7,0000 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	530,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 64,200 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,000 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 64,200 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 530,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,41
 Position de l'axe neutre: $y = 26,6877 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 159,1041 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 3,9 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

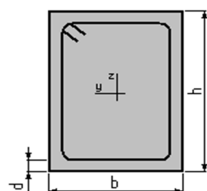
Calcul de Section à l'effort Tranchant de la chevêtre

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



$b = 350,0000 \text{ (cm)}$
 $h = 175,0000 \text{ (cm)}$
 $d = 7,0000 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3890,00000	0,00000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale	$\tau_u = 0,7$ (MPa)
Contrainte tangente limite	$\tau_{u,lim} = 3,3$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures :	$\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant :	Section $A_t = 3,079$ (cm ²)
Cadres:	2 Ø 14,000
Espacement :	$S_t = 40,0000$ (cm)
Espacement maximum :	$S_{t,max} = 40,0000$ (cm)

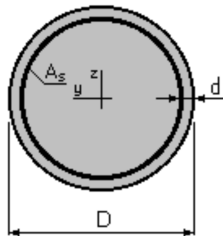
Ferrailage de la pile sismique Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 200,0000$ (cm)
 $d = 10,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	5520,00000	20750,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 500,705$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s,max} = 1570,796$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s,min} = 62,832$ (cm ²)		
théorique ρ	$= 1,59$ (%)	maximum ρ_{max}	$= 5,00$ (%)
minimum ρ_{min}	$= 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA **N = 5520,00000 (kN)** **M_y = 20750,00 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 65,5918$ (cm)
Bras de levier: $Z = 158,5066$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,62$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

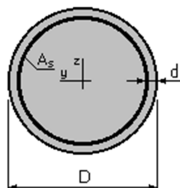
Calcul de Section à l'effort Tranchant zone critique

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 200,0000$ (cm)
 $d = 10,0000$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	1520,00000	0,00000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,6$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021$ (cm²)
Cadres: $2 \varnothing 16,000$
Espacement : $S_t = 11,4893$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0000$ (cm)

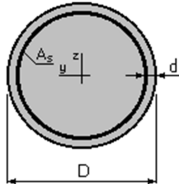
Calcul de Section à l'effort Tranchant zone courante

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 200,0000$ (cm)

$d = 10,0000$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	1520,00000	0,00000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021$ (cm²)

Cadres: 2 Ø 16,000

Espacement : $S_t = 30,0000$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0000$ (cm)

FERRAILAGE DES PIEUX

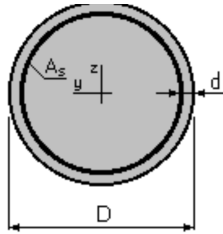
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0000$ (cm)

$d = 7,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	2540,00000	8620,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 428,420$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,097$ (cm²)

théorique $\rho = 3,79$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,487$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 2540,00000 (kN) $M_y = 8620,00$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 48,3301$ (cm)

Bras de levier: $Z = 89,9904$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 4,66$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant ZONE CRITIQUE

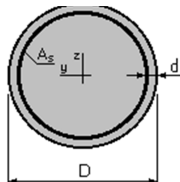
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 120,0000 \text{ (cm)}$
 $d = 7,0000 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	254,00000	0,00000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Cadres : $2 \text{ } \varnothing 16,000$
 Espacement : $S_t = 15,0000 \text{ (cm)}$
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0000 \text{ (cm)}$

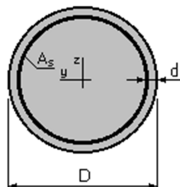
Calcul de Section à l'effort Tranchant zone courante

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 120,0000 \text{ (cm)}$
 $d = 7,0000 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
--------	------	--------	--------

1. ELA 254,00000 0,00000

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,3$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,021$ (cm²)
Cadres: 2 Ø 16,000
Espacement : $S_t = 20,0000$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 20,0000$ (cm)

ANNEXE G

Ferrailage du mur garde grève Calcul de Section en Flexion Simple

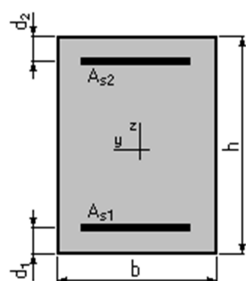
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0000$ (cm)

$h = 35,0000$ (cm)

$d_1 = 5,0000$ (cm)

$d_2 = 5,0000$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	132,36	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20,059$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,000$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,083$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,67$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 132,36$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,7601$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26,4133$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

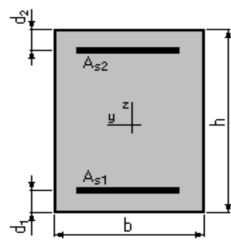
Ferrailage de mur frontal Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0000$ (cm)
 $h = 260,0000$ (cm)
 $d_1 = 5,0000$ (cm)
 $d_2 = 5,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	662,47000	-1699,61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,000$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 26,510$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 26,510$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 662,47000 (kN) M = -1699,61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,59
 Position de l'axe neutre: $y = 62,8689$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 234,0437$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 24,5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de mur en retour (horizontal)

Calcul de Section en Flexion Composée

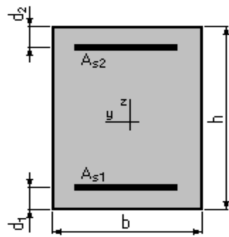
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0000$ (cm)

$h = 80,0000$ (cm)

$d_1 = 5,0000$ (cm)

$d_2 = 5,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	32,00000	440,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,231$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,000$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 8,533$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,34$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 32,00000 (kN) M = 440,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 20,7685$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 68,0772$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de mur en retour (vertical)

Calcul de Section en Flexion Composée

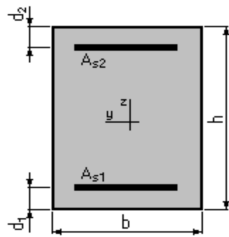
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0000$ (cm)

$h = 80,0000$ (cm)

$d_1 = 5,0000$ (cm)

$d_2 = 5,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-38,00000	300,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,058$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,000$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 8,533$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -38,00000 (kN) M = 300,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 16,9681$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 69,3440$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,9$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

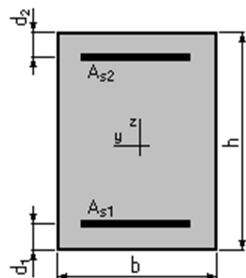
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0000$ (cm)

$h = 30,0000$ (cm)

$d_1 = 5,0000$ (cm)

$d_2 = 5,0000$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	169,29	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,947$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,000$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,600$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,28$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 169,29$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,4119$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,1960$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de Corbeau d'appui de la dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

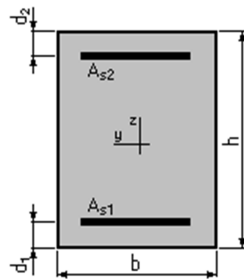
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0000 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0000 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0000 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0000 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	108,32	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13,699 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,000 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,571 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,39 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 108,32 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,1132 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 31,6289 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

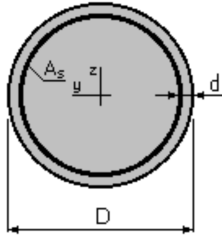
Ferrailage des pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)
 Fissuration préjudiciable
 Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0000$ (cm)
 $d = 5,0000$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	2346,96000	1796,67	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 124,141$ (cm ²)		
Section minimum (cm ²)	$A_{s \min} = 22,619$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 565,487$
théorique	$\square = 1,10$ (%)		
minimum	$\square_{\min} = 0,10$ (%)	maximum	$\square_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 2346,96000 (kN) M_y = 1796,67 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 52,2241$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 93,0105$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\square_b = 13,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\square_s = 250,0$ (MPa)
 comprimée: $\square_{s'} = 187,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\square_{s \lim} = 250,0$ (MPa)