



République Algérienne Démocratique Et Populaire



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun De Tiaret.

Faculté Des Sciences Appliquées

Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par :

- **Chebil Mohamed Hasni**
- **Bouزيد Mohamed Nabil**

Sujet du mémoire :

Etude d'un pont courbe isostatique à Oran

Soutenu publiquement le 22/06/2023 devant le jury composé de :

Prof. Zidour

Président

Dr. Bensattalah Tayeb

Encadreur

Prof. Hassaine Daouadji

Examineur



Année Universitaire : 2022/ 2023

Remerciement

Au terme de ce travail, nous devons remercier tout d'abord dieu qui nous a donné la force et le courage de suivre nos études et d'arriver à ce stade et à nos parents qui nous ont beaucoup soutenus pendant tout le long de notre parcours.

Un grand merci à mon encadreur « Dr. Bensattalah Tayeb » qui nous a beaucoup aidé, soutenu et nous a permis d'arriver à ce niveau-là et pour ses excellents conseils et surtout pour son temps passé avec nous et sa patience, sans lui en n'aurait pas pu réaliser ce modeste travail et pour sa confiance en nous.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui nous ont fait honneur d'examiner ce travail.

Enfin, nous renouvelons nos remerciements à ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour réaliser ce travail sans oublier les enseignants qui ont contribué à notre formation.

HASNI & NABIL

Dédicaces

Merci mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A ma mère celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite.

A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager à me donner l'aide et à me protéger.

A mon frère TAYEB à SASSI à SADEK surtout KADER et à mes sœurs, je vous souhaite un avenir plein de joie de bonheur de réussite et de sérénités, je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

A tous les membres de ma famille, petite et grande.

Mon binôme NABIL, à mes chers camarades de VOA . . .

A mon encadreur Mr BENSATTALAH TAYEB.

A tous ceux qui ont sacrifié leur temps pour la science et à tous ceux qui utilisent la science pour le bien et la prospérité de l'humanité.

CHEBIL MOHAMED HASNI

Dédicaces

Merci mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A ma mère celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite.

A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager à me donner l'aide et à me protéger.

A mon frère abd Rahman à imade à Youcef et à mes sœurs, je vous souhaite un avenir plein de joie de bonheur de réussite et de sérénités, je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

A tous les membres de ma famille, petite et grande.

Mon binôme MOHAMED HASNI, à mes chers camarades de VOA

A mon encadreur Mr BENSATTALAH TAYEB.

A tous ceux qui ont sacrifié leur temps pour la science et à tous ceux qui utilisent la science pour le bien et la prospérité de l'humanité.

BOUZID MOHAMED NABIL

Table des matières

Liste des tableaux.....	x
Liste des figures	1
Résumé.....	1
ملخص.....	1
Abstract.....	1
Introduction :	1
Chapitre I Présentation de l'ouvrage	2
I.1 Introduction :	2
I.2 Présentation d'ouvrage :	2
I.3 Caractéristiques géométriques de la dalle :	4
Chapitre II Les caractéristiques des matériaux	7
II.1 Introduction :	7
II.2 Le béton :	7
II.3 Les caractéristiques de béton :	8
II.3.1 La qualité requise :	8
II.3.2 La déformation différente :	9
II.4 Les Aciers :	11
II.4.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier :	11
II.4.2 Les caractéristiques des armatures passives :	12
II.5 Précontraintes :	13
II.6 Caractéristiques des matériaux de notre projet ;	14
Chapitre III Les charges et les surcharges	17
III.1 Introduction.....	17
III.1.1 La Charges permanentes :	18
III.2 Les classes des ponts :	20
III.3 Les surcharges routières :	20

III.3.1	Le système de charge A :	20
III.3.2	Système de charges B :	23
III.3.3	Charges militaires Mc 120	26
III.3.4	Les charges exceptionnelles.....	27
III.3.5	Combinaisons envisagées en exploitation	29
III.3.6	Combinaisons envisagées en exécution	30
Chapitre IV Modélisation en 3D du projet		32
IV.1	Introduction :	32
IV.2	1. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2016 :.....	32
IV.3	2. Modélisation :	33
IV.3.1	Modélisation de pont courbe :	35
IV.3.2	Modélisation de Pont linéaire :	38
IV.3.3	Calcule moment de flexion :	40
IV.4	Moment max majorer :	46
IV.5	Les réactions sur les appuis :	51
IV.5.1	Les réactions majorées maximale :	55
IV.5.2	Les différentes combinaisons :	57
Chapitre V Étude de la dalle et la précontrainte		59
V.1	Introduction	59
V.2	Définition du béton précontraint	59
V.3	Historique du béton précontraint	60
V.4	Types de précontrainte	61
V.4.1	Précontrainte par post-tension :	62
V.4.2	. Procédés de précontrainte par post-tension.....	62
V.5	Calcul de la précontrainte	63
V.5.1	Classes de vérification	63
V.5.2	Caractéristiques géométriques de la section médiane de la dalle	65
V.5.3	Les moments fléchissant	66
V.6	Les pertes de tension	68
V.6.1	Type de pertes	68

V.6.2	Pertes de tension instantanées	68
V.6.3	Les pertes différées :	75
V.6.4	Les pertes totales	81
V.7	Précontrainte de calcul en BPEL.....	82
V.8	Calcul de précontrainte.....	82
V.8.1	Calcul de nombre des câbles avec les pertes exactes :.....	84
V.9	Etude de La précontraint par logiciel ROBOT.....	85
V.10	Ferraillage de la dalle.....	88
V.10.1	Caractéristiques des matériaux :.....	88
V.10.2	Ajouter chargements :	89
V.11	. Ferraillage :.....	93
V.11.1	. Quantitative:.....	93
Chapitre VI Étude de la pile et les pieux.....		95
VI.1	Introduction :	95
VI.2	Critère de dimensionnement de la pile :	95
VI.3	Les hauteurs des piles :.....	95
VI.4	Étude de ta pile 5 :	96
VI.4.1	Les efforts sollicitent sur ls pile :.....	96
VI.4.2	Évaluation des efforts :	97
VI.4.3	Les combinaisons les plus défavorables	97
VI.4.4	Les valeurs des charges :.....	98
VI.4.5	Les moments max :.....	98
VI.5	Le Ferraillage :.....	98
VI.5.1	Ferraillage de la pile :.....	99
VI.5.2	Caractéristiques des matériaux :	99
VI.5.3	Analyse à l'ELU :.....	100
VI.5.4	. Barres principales :.....	102
VI.6	Les pieux :.....	103
VI.6.1	Le ferraillage des pieux :.....	105
VI.6.2	Caractéristiques des matériaux :	106
VI.6.3	Analyse à l'ELU	106

VI.6.4	Barres principales :	108
VI.6.5	La valeur de comparaison des armateurs :	109
Chapitre VII Étude de la culée		111
VII.1	Introduction :	111
VII.2	La culée :	111
VII.2.1	Choix de la morphologie :	112
VII.3	Les Efforts dus aux déformations lentes :	115
VII.3.1	Les combinaisons les plus défavorables	115
VII.3.2	Les moment max :	116
VII.4	Le Ferrailage :	116
VII.4.1	Analyse à l'ELU	119
VII.4.2	Barres principales :	121
Chapitre VIII Étude des appareils d'appuis.....		124
VIII.1	On distingue quatre types d'appareils d'appuis :	124
VIII.1.1	Les articulations en béton :	125
VIII.1.2	Les appareils d'appuis spéciaux :	125
VIII.1.3	Les appareils d'appuis métalliques :	125
VIII.1.4	Les appareils en élastomère fretté :	125
VIII.2	Étude des appareils d'appuis :	127
VIII.2.1	Compression :	127
VIII.2.2	Distorsion :	128
VIII.2.3	Rotution :	130
VIII.3	Calcul des efforts horizontale	144
VIII.3.1	Efforts de freinage :	144
VIII.3.2	Efforts de séisme :	145
VIII.3.3	Efforts du vent :	145
VIII.3.4	Force centrifuge :	145
VIII.4	Calculs des allégement linéaires déformation lentes	146
VIII.5	Vérification des appareilles d'appuis	147
VIII.5.1	. Les piles.....	147

VIII.5.2	La culée	150
VIII.6	Dimensionnement des dès d'appui :	154
VIII.6.1	Sur pile :	154
VIII.6.2	Sur la culée	155
Conclusion.....		157
Bibliographie		158

Liste des tableaux

Tableau I-1- Caractéristiques géométriques de la dalle :.....	6
Tableau I-1- Valeurs limites de résistance à la compression :.....	8
Tableau II-2- la limite d'élasticité de l'acier:.....	12
Tableau II-3- les types de fissuration.....	12
Tableau III-1- Les charges permanent 18	18
Tableau III-2- Configuration possible du système A1.....	21
Tableau III-3- Les valeurs de a_1 en fonction de N_v et de la classe du pont	22
Tableau III-4- Les valeurs V_0 en fonction de la classe du pont	22
Tableau III-4- Les valeurs de a_1 et a_2 en fonction de N_v	23
Tableau III-4- Les valeurs de a_1 et a_2 en fonction de N_v et de la classe du pont.....	23
Tableau III-7- Les valeurs de b_c en fonction de N_v et de la classe du pont	24
Tableau III-8- les valeurs de coefficient de majoration	24
Tableau III-8- les valeurs de coefficient de majoration δ_{Bt}	26
Tableau III-10- les valeurs de coefficient de majoration δ_{Bt}	26
Tableau III-10- les valeurs de coefficient de majoration δ_{Mc120}	27
Tableau IV-1- moment de flexion $X= 6,8m$	40
Tableau IV-2- moment de flexion $X= 17m$	41
Tableau IV-3- moment de flexion $X= 28m$	42
Tableau IV-4- moment de flexion $X= 39m$	43
Tableau IV-5- moment de flexion $X= 50m$	44
Tableau IV-6- moment de flexion $X= 61m$	45
Tableau IV-7- Moment max majorer $X= 6,8m$	46
Tableau IV-8- Moment max majorer $X= 28m$	46
Tableau IV-9- Moment max majorer $X= 50m$	47
Tableau IV-10- Les différentes combinaisons [1] sur les traves	47
Tableau IV-11- Les différentes combinaisons notre résultat sur les traves	48
Tableau IV-12- moment max majorer sur l'appuis $X= 17m$	48
Tableau IV-13- moment max majorer sur l'appuis $X= 39m$	49
Tableau IV-14 -.....	49

Tableau IV-15- Les différentes combinaisons notre résultat sur l'appuis	50
Tableau IV-16 : Les différentes combinaisons [1] sur l'appuis*	50
Tableau IV-17 : la réaction sur l'appuis R ₀	51
Tableau IV-18 la réaction sur l'appuis R ₁ :.....	52
Tableau IV-19 la réaction sur l'appuis R ₂	53
Tableau IV-20 la réaction sur l'appuis R ₃	54
Tableau IV-21 : Les réaction majoré max R ₀	55
Tableau IV-22 : Les réaction majoré max R ₁	55
Tableau IV-23 : Les réaction majoré max R ₂	56
Tableau IV-24 : Les réaction majoré max R ₃	56
Tableau IV-25 :Les différentes combinaisons Des réaction [1]	57
Tableau IV-26 : Les différentes combinaisons Des réaction notre résultat	57
Tableau V-1- Caractéristiques géométriques de la dalle	65
Tableau V-2- Les moments fléchissant max à L'ELS	66
Tableau V-3- Les moments fléchissant max à L'ELU	67
Tableau VI-1- Les hauteurs des piles.....	96
Tableau VI-2- les valeurs des évaluations des efforts.....	97
Tableau VI-3- Les valeurs des charges à L'ES et à L'EU	98
Tableau VI-4- Les valeurs dès les moments max	98
Tableau VI-5- Les diamètres des Armature transversale.....	102
Tableau VI-6- Définition des charges combinaison	106
Tableau VI-7- Les comparaisons de résultat des Armature transversale	109
Tableau VII-1- Les Efforts dus aux déformations lentes	115
Tableau VII-2- Les combinaisons charge les plus défavorables.....	116
Tableau VII-3- les valeurs de moment max.....	116
Tableau VII-4- Les compensions charge par ROBOT à L'ELS	119
Tableau VII-5- Les compensions charge par ROBOT à L'ELU	119
Tableau VII-6- les Armature transversale comparses.....	122
Tableau VIII-1 : Les valeurs de K -	131
Tableau VIII-2 combinaisons des réactions des piles	137
Tableau VIII-3 combinaisons des réactions des culées	138

Tableau VIII-4 Répartition des efforts statique	144
Tableau VIII-5 Répartition des efforts dynamique statique	144
Tableau VIII-6les condition non cheminement sur la pile	149
Tableau VIII-7les contraintes	150
Tableau VIII-8les contraintes sur la culée	153

Liste des figures

Figure I-1: pont courbe d'Oran [4]	3
Figure I-2: les dimensions de la dalle [3]	4
Figure I-3: dessin de la dalle par Auto CAD	5
Figure I-4: les valeurs Caractéristiques géométriques par Auto CAD	5
Figure II-1: La limite d'élasticité de précontraint	14
Figure III-1: Vue en long de la dalle	18
Figure III-2: les éléments de trottoir	18
Figure III-3: la largeur roulable.....	19
Figure III-4: la largeur chargeable	19
Figure III-5: le system A1.....	21
Figure III-6: le system B _c	24
Figure III-7: le system B _t	25
Figure III-8: le system Mc ₁₂₀	27
Figure III-8: le system D	27
Figure III-10: le system E	28
Figure IV-1: Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional	33
Figure IV-2: dessiner la dalle avec Auto CAD.....	34
Figure IV-3: fiche DXF	34
Figure IV-4: la fenêtre de robot 2016	35
Figure IV-5: définir les lignes de constructions (cylindrique)	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV-6: La ligne de pont courbe	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV-7: la ligne courbe avec les appuis	36
Figure IV-8: la forme générale de la dalle.....	36
Figure IV-9: la charge permanente G	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV-10: chargement.....	
Figure IV-11: les charges roulantes	37
Figure IV-12: définir la charge	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV-13: affiché les calcule	38

Figure V-1: principe de la précontrainte	60
Figure V-2: Types de précontrainte	62
Figure V-3: Contraintes limites du béton en classe II	64
Figure V-4: la section médiane de la dalle.....	65
Figure V-5: Mise en tension de la dalle dans le sens longitudinal	67
Figure V-6: Perte d'allongement après blocage des ancrages	71
Figure V-7: modélisation de la dalle par ROBOT	86
Figure V-8: définition des charges et précontraint sur logiciel	87
Figure V-9: le diagramme de moment de précontraint	87
Figure V-10: le ferrailage réel des éléments	88
Figure V-11: commande option de calcul	88
Figure V-12 Le ferrailage de la dalle sur ROBOT	94
Figure IV-1: 1 la forme de la pile 5	96
Figure VI-2: Modélisation la forme de la pile avec logiciel ROBOT	98
Figure VI-3: La forme de la pile avec logiciel ROBOT	99
Figure VI-4: distribution des armateurs.....	103
Figure VI-5: Les défèrent couche du sol.....	104
Figure VI-6: Modélisation du pieux sur logiciel Robot	105
Figure VI-7: la forme des armateurs Transvaal des pieux.....	109
Figure VII-1: le chemin de la culée [1]	114
Figure VII-2: la modélisation de la culée par ROBOT	116
Figure VII-3 : Les combinaisons charge de la culée	118
Figure VII-4 : ajouter les combinaisons charge	118
Figure VII-5: distribution les armateurs Transvaal dans la culée	122
Figure VIII-1: l'appareil d'appuis	126
Figure VIII-2: une frette et un néoprène.....	126
Figure VIII-3: Variation de τ_n	127
Figure VIII-4: la Distribution de τ_n le long de la coté b	127
Figure VIII-5: la distorsion	128
Figure VIII-6: les effort dynamique H1	129
Figure VIII-7: l'appuis sur la pile	134

Figure VIII-8: une pile encastrée 136

Résumé

Dans ce travail, nous avons présenté une étude d'un pont route courbe en deux plans (courbe dans le plan et l'autre courbe en élévation). Car d'Oran est la deuxième plus grande ville d'Algérie et une des plus importantes villes du Maghreb. C'est une ville portuaire de la mer Méditerranée, située dans le nord-ouest de l'Algérie, à 432 km de la capitale Alger, et le chef-lieu de la wilaya du même nom, en bordure du golfe d'Oran. Selon le plan de circulation au niveau du grand groupement d'Oran, qui comprend les communes du chef-lieu de la wilaya, Bir El-Djir et Es-Senia, celui-ci a été mis à jour pour faciliter la circulation et les déplacements en toute aisance et plus fluide.

L'ouvrage que nous étudions c'est l'échangeur est à ORAN situé au centre-ville sous l'échangeur de ZABANNA (front de mer).

L'ouvrage est constitué d'un tablier à 6 travées : $17+4*22+17$, avec une longueur totale de 123,4m, ayant un faible rayon de courbure en plan. Le tablier est lui-même constitué d'une dalle pleine en béton précontraint, avec deux encorbellements. Le tablier étant courbe avec un rayon moyen de 56,725m, le rayon inférieur vaut 49,05m et le rayon extérieur vaut 64,4m.

Une étude détaillée a été effectuée sur le dimensionnement et le calcul des différents éléments composant l'infrastructure et la superstructure de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement ; et les actions sismiques. Le calcul numérique de modélisation a été réalisé grâce au Logiciel ROBOT. Les résultats ainsi obtenus seront traduits par un ferrailage adéquat des Différents éléments composant l'ouvrage.

Mots clés : pont, béton précontraint, modélisation, actions sismiques.

ملخص

في هذا العمل، قدمنا دراسة لجسر طريق منحنى في مستويين (منحنى في المخطط ومنحنى آخر في الارتفاع). لأن وهران هي ثاني أكبر مدينة في الجزائر وواحدة من أهم المدن في المغرب العربي. هي مدينة ساحلية على البحر الأبيض المتوسط، تقع في شمال غرب الجزائر، على بعد 432 كيلومترًا من العاصمة الجزائر، وعاصمة الولاية التي تحمل الاسم نفسه، على حدود خليج وهران. وبحسب مخطط المرور على مستوى المجموعة الكبيرة لوهران التي تضم بلديات عاصمة الولاية وبئر الجير والسينية، فقد تم تحديثها لتسهيل حركة السير والسفر بشكل أسهل وأكثر سلاسة.

العمل الذي ندرسه هو التبادل في وهران الواقع في وسط المدينة تحت تقاطع الزابانا (الواجهة البحرية).

يتكون الهيكل من سطح به 6 امتدادات: $17 + 4 * 22 + 17$ ، بطول إجمالي يبلغ 123.4 مترًا ، مع نصف قطر صغير للانحناء في المخطط. يتكون السطح نفسه من بلاطة خرسانية صلبة سابقة الإجهاد ، مع اثنين من الحواف. السطح المنحني يبلغ متوسط نصف قطره 56.725 مترًا ، ونصف القطر السفلي 49.05 مترًا ونصف القطر الخارجي 64.4 مترًا.

تم إجراء دراسة تفصيلية لأبعاد وحساب العناصر المختلفة المكونة للبنية التحتية والبنية الفوقية لهذا العمل وفقًا للطلبات المختلفة: الإجراءات الدائمة ، والإجراءات بسبب الحمل الزائد للتداول والمعدات ؛ والأعمال الزلزالية. تم إجراء حساب النمذجة الرقمية باستخدام برنامج **ROBOT** سيتم ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها بهذه الطريقة عن طريق التعزيز المناسب للعناصر المختلفة التي يتكون منها العمل.

الكلمات المفتاحية: الجسر ، الخرسانة سابقة الإجهاد ، النمذجة ، الأعمال الزلزالية .

Abstract

In this work, we presented a study of a curved road bridge in two planes (curve in the plan and the other curve in elevation). Because Oran is the second largest city in Algeria and one of the most important cities in the Maghreb. It is a port city on the Mediterranean Sea, located in northwestern Algeria, 432 km from the capital Algiers, and the capital of the wilaya of the same name, bordering the Gulf of Oran. According to the traffic plan at the level of the large group of Oran, which includes the municipalities of the capital of the wilaya, Bir El-Djir and Es-Senia, it has been updated to facilitate traffic and travel. easier and more fluid.

The work we are studying is the interchange is in ORAN located in the city center under the ZABANNA interchange (seafront).

The structure consists of a deck with 6 spans: $17+4*22+17$, with a total length of 123.4m, with a small radius of curvature in plan. The deck itself consists of a solid prestressed concrete slab, with two corbels. The deck being curved with an average radius of 56.725m, the lower radius is 49.05m and the outer radius is 64.4m.

A detailed study was carried out on the dimensioning and the calculation of the various elements composing the infrastructure and the superstructure of this work according to the various requests: permanent actions, actions due to the overloads of circulation and the equipment; and seismic actions. The numerical modeling calculation was carried out using

the ROBOT software. The results thus obtained will be translated by an adequate reinforcement of the various elements composing the work.

Keywords: bridge, prestressed concrete, modeling, seismic actions.

Introduction générale

Introduction :

Oran est la deuxième plus grande ville d'Algérie et une des plus importantes villes du Maghreb. C'est une ville portuaire de la mer Méditerranée, située dans le nord-ouest de l'Algérie, à 432 km de la capitale Alger, et le chef-lieu de la wilaya du même nom, en bordure du golfe d'Oran.

Selon le plan de circulation au niveau du grand groupement d'Oran, qui comprend les communes du chef-lieu de la wilaya, Bir El-Djir et Es-Senia, celui-ci a été mis à jour pour faciliter la circulation et les déplacements en toute aisance et plus fluide.

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

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

La solution proposée dans ce travail est de réaliser un pont courbe qui permet aux véhicules circulant et changeant leur direction aisément.

Dans le premier chapitre de ce travail nous avons présenté notre projet en exposant les différentes données nécessaires à l'élaboration de notre travail.

Dans le deuxième chapitre, nous avons défini les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage puis nous avons calculé les charges qui doivent supporter l'ouvrage en utilisant la réglementation Algérienne.

Dans le quatrième chapitre nous avons fait la modélisation du l'ouvrage par logiciel ROBOT et on a déterminé ainsi les efforts internes (les sollicitations).

Dans le cinquième chapitre porte sur l'étude de tablier de l'ouvrage et le calcul de la précontrainte dans celle-ci où le ferrailage est fourni.

Puis dans les chapitres suivants, on a étudié l'ensemble des appuis (les culées et les piles avec leurs pieux) par toujours le même logiciel ROBOT.

Le dernier chapitre on a exposé les équipements utilisés dans notre ouvrage.

Enfin, on a terminé le mémoire par une conclusion générale qui résume le travail réalisé.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter l'ouvrage à étudier avec les différents éléments qui le constituent, les données du projet ainsi que son redimensionnement

I.2 Présentation d'ouvrage :

L'ouvrage que nous étudions c'est l'échangeur est à ORAN situé au centre-ville sous l'échangeur de ZABANNA (front de mer).

Présentation d'ouvrage : L'ouvrage est constitué d'un tablier à 6 travées : $17+4*22+17$, avec une longueur totale de 123,4m, ayant un faible rayon de courbure en plan. Le tablier est lui-même constitué d'une dalle pleine en béton précontraint, avec deux encorbellements. Le tablier étant courbe avec un rayon moyen de 56,725m, le rayon inférieur vaut 49,05m et le rayon extérieur vaut 64,4m.

Le tablier est mis en place par poussage de la culée Ives la culée 2, il est bétonné en 4 phases, il est poussé le long d'une ellipse. La projection au sol de ce tracé est un cercle.

Par ailleurs le tablier présente un dévers de 5% défini par rapport au plan de poussage et le sou face de la dalle décrit donc une surface conique d'axe légèrement incliné sur la verticale. Le dévers absolu (c'est-à-dire par rapport à l'horizontale) sera donc variable.

L'altitude de l'ouvrage est plus importante plus de 19m, à cette cause en mise en place par poussage. La pente est variable à chaque travée. L'ouvrage est en classe I de trois voies

avec une largeur totale de 15,35m, il est réalisé pour déminer la circulation dans ce point noir, et pour faciliter l'entrée dans le port et centre-ville.



Figure I-1: pont courbe d'Oran [4]

Les dimensions

Épaisseur de la dalle :

$L/30 \leq h/L \leq L/20$ Avec L : portée déterminante courbe

$$(L = L_{\max} = 22\text{m}) \quad 22/30 \leq h/L \leq 22/20 \rightarrow 0,733 \leq h \leq 1,10$$

D'après le document SETRA, en cas d'encorbellements avec largeur importante l'épaisseur de la dalle doit être augmentée d'environ 10%

Donc on prend : $h = 1\text{m}$

Largeur de la nervure :

$L_n \geq 0,5L$. Avec L_n : largeur utile du tablier ($L_n = 15,35\text{m}$)

$$L_n \geq 0,5 \times 15,35 \rightarrow L_n \geq 7,675\text{m}$$

On prend : $L_n = 11,25\text{m}$

Largeur des encorbellements

$C \leq 0,2L$ avec L : la portée déterminante courbe ($L = L_{\max} = 22\text{m}$)

$$C \leq 0,2 \times 22 \rightarrow C \leq 2,2$$

On prend : $c = 2,05\text{m}$

Inclinaison de la face inférieure des encorbellements :

$$1/20 \leq \varnothing \leq 1/10$$

On prend : $\varnothing = 10\%$

Epaisseur de l'encastrement à l'extrémité :

On prend : $e=25\text{cm}$

Epaisseur de l'encastrement à la naissance :

$$e = 0,25 + 2,05(10/100) = 0,455$$

On prend : $e=45\text{cm}$

Inclinaison des deux faces de la nervure :

α : inclinaison de la face gauche ou la face droite de la nervure par rapport à la verticale est généralement prise $\frac{1}{2}$

on prend : 45°

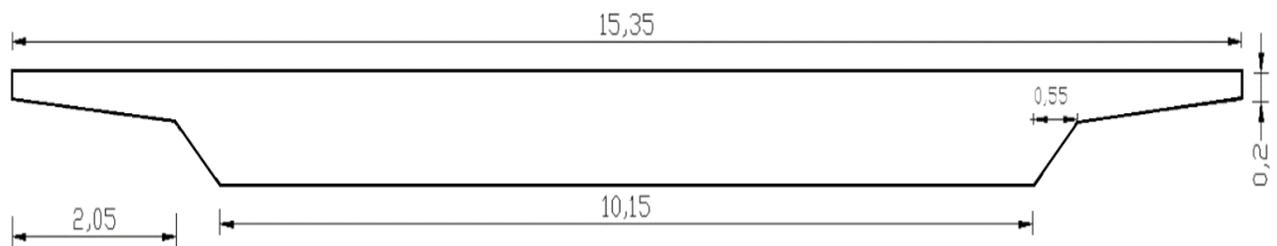


Figure I-2: les dimensions de la dalle [3]

I.3 Caractéristiques géométriques de la dalle :

nous avons utilisé le logiciel AutoCad (2007) pour déterminer les caractéristiques géométriques de la dalle .

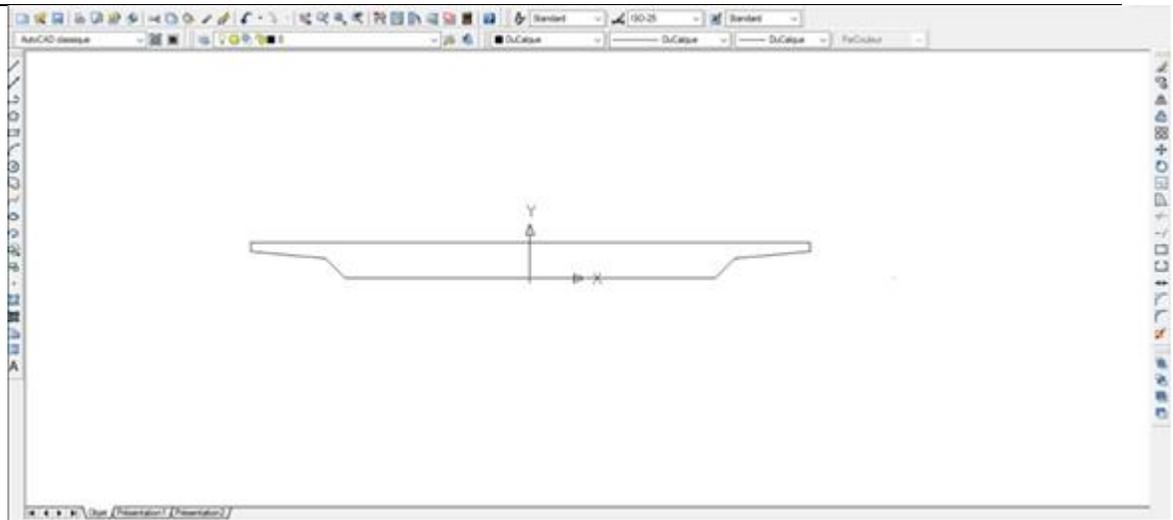


Figure I-3: dessin de la dalle par Auto CAD

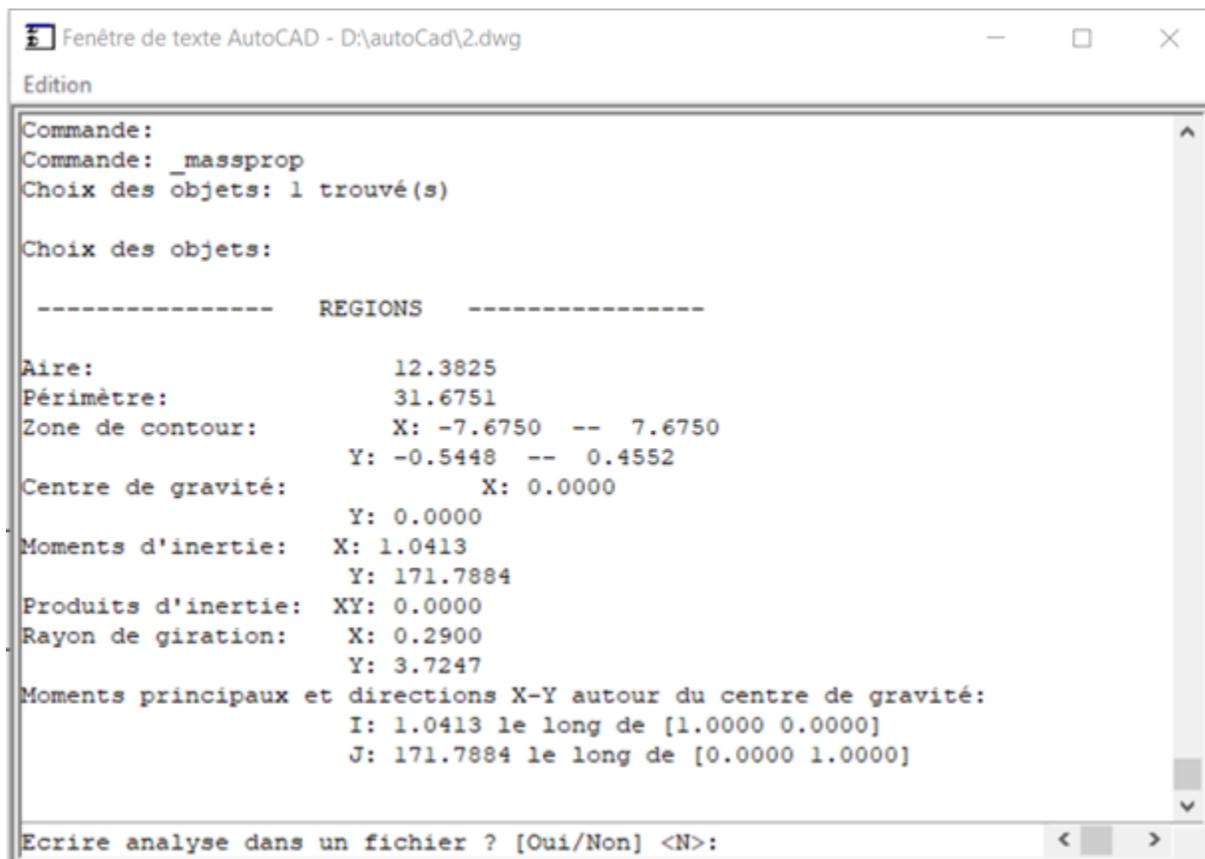


Figure I-4: les valeurs Caractéristiques géométriques par Auto CAD

Tableau I-1- Caractéristiques géométriques de la dalle :

N° section	Résultats [1]	Nos résultats
Surface (m ²)	12,38825	12,3825
Centre de gravité Y (m)	0,545	0.5448
Moment d'Inertie (m ⁴)	1,041	1.0413

Chapitre II

Les caractéristiques des matériaux

II.1 Introduction :

Les matériaux de génie civil et travaux publics sont des solides utilisés pour construire des maisons, des ouvrages, routes, ponts.....). Dans la construction, il est devenu courant de distinguer les matériaux selon des domaines d'emploi et des caractéristiques principales. On peut parler des matériaux de construction, de protection, de décoration, de réparation...

II.2 Le béton :

Le béton est un matériau composé de 4 éléments ; le sable, le gravier, l'eau et le ciment.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre. Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup à celui de béton armé sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

La résistance de béton est influencée par plusieurs facteurs :

- 1- La qualité de ciment.
- 2- Teneur en eau.
- 3- Le dosage du ciment pour le B.P est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³

4- La température.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours qui notée f_{c28} .

Poids volumiques du béton armé : $p=2,5t/m^3$.

II.3 Les caractéristiques de béton :

II.3.1 La qualité requise :

II.3.1.1 La résistance à la compression :

La résistance du béton est évaluée après 28 jours d'âge, délai qui lui permet généralement d'atteindre 90% de sa résistance.

Si $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

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

Et si $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$$

Tableau II-1- Valeurs limites de résistance à la compression :

Classe de résistance	Résistances minimales absolues en MPa		
	2 jours	7 jours	28 jours
32,5 L	-	10	30
32,5 N	-	14	30
32,5 R	8	-	30
42,5 L	-	14	40
42,5 N	8	-	40
42,5 R	18	-	40
52,5 L	8	-	50

52,5 N	18	-	50
52,5 R	28	-	50

II.3.1.2 La résistance à la traction :

C'est une résistance à l'âge de jours noté par la formule de :

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

f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²)

II.3.1.3 Déformation instantanée du béton :

A défauts de résultats expérimentaux probants on adopte pour le E_{ij} une valeur conventionnelle.

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

Le module de déformation longitudinal déferée E_{vj} est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

II.3.2 La déformation différente :

II.3.2.1 Retrait :

C'est le raccourcissement du béton non chargé Son importance dépend d'un certain nombre de paramètres :

- ✓ -les dimensions de la pièce
- ✓ -la quantité d'armatures
- ✓ -la quantité d'eau
- ✓ -le dosage en ciment
- ✓ -Le temps

La déformation relative de retrait se développe dans un intervalle de temps (t_1, t)

donné par la formule :

$$\varepsilon_r(t_1, t) = \varepsilon [r(t) - r(t_1)]$$

Avec :

ε_r : la déformation finale de retrait

$r(t)$: la loi d'évolution de retrait est donné par :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}$$

t : L'âge du béton en jour, compté à partir du jour de fabrication

r_m : le rayon moyen de la pièce

$r_m = B/u$ exprimé en centimètre.

B : l'aire de section

u : Le périmètre de la section.

II.3.2.2 Le fluage :

Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante. Il dépend d'un certains nombres de paramètre :

- ✓ La contrainte appliquée
- ✓ L'épaisseur moyenne de la pièce ;
- ✓ Le dosage en ciment ;
- ✓ La teneur en eau ;
- ✓ La température ;
- ✓ L'âge de mise en tension

La déformation du fluage d'un béton à l'âge $j = t_1 - t_0$ est exprimé sous la forme :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} K_{fl} (t_1 - t_0) \cdot f(t - t_1)$$

T_0 : date du bétonnage.

T_1 : date de mise en charge.

ε_{ic} : Déformation conventionnelle instantanée

K_{fl} : Coefficient du fluage.

II.3.2.3 Le coefficient de poisson :

-Le coefficient de poisson du béton est pris égal à :

0.20 en zones non fissurées

Zéro en zones fissurées

1-5.4 Coefficient de dilatation thermique :

Est égale : 10^{-5} par degré C.

II.4 Les Aciers :

L'acier est un alliage métallique ferreux, qui est d'ailleurs principalement composé de fer, l'élément additionnel étant le carbone, qui n'est présent qu'à l'état de traces infimes. Selon les aciers, la teneur en carbone est comprise entre environ 0,005 % et 1,5 % en masse. Elle monte très rarement jusqu'à 2 %.

Types d'aciers pour le béton armé :

- **Les ronds lisses** : Les diamètres nominaux sont les suivants : 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40 mm
 - **Les treillis soudés** : C'est un grillage de fil d'acier se croisant perpendiculairement à l'intervalle régulier
- Ce sont des armatures utilisées dans les dalles, dans les murs préfabriqués, etc. les diamètres nominaux sont : 3 – 3,5 – 4 – 5 – 6 – 7 – 8 – 9 – 10 - 12.

II.4.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

La limite élastique : $F_e = 235$ MPa ;

L'épaisseur de l'acier, la dimension du treillis et son maillage sont dimensionnés suivant les besoins de l'œuvre qu'il intègre.

La résistance mécanique d'un acier est déterminée par un essai de traction normalisé, elle est caractérisée par :

- La résistance maximale à la traction

- La limite d'élasticité ou module d'élasticité
- Le rapport résistance à la traction/limite d'élasticité
- L'allongement sous charge maximale

Limite d'élasticité

-diagramme contrainte-déformation des aciers laminés à chaud comporte un palier de ductilité limite en évidence la limite d'élasticités supérieures admissibles de l'acier.

-Résistance :

-La limite d'élasticité et la résistance à la traction sont respectivement définies comme les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité et de la charge maximale en traction directe, divisée par l'aire nominale de la section.

Tableau II-2- la limite d'élasticité de l'acier:

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité (Mpa)
Ronds lisses	Fe E 215	215
	Fe E235	235
Treilles soudés	A haute adhérence	500
Barre HA	Fe E 400	400
	Fe E 500	500

II.4.2 Les caractéristiques des armatures passives :

a) Barre lisses :

❖ Aciers de nuance $F_{eE}235$, correspondant à NF A35-015.

❖ La limite élastique $f_e = 235\text{MPa}$;

b) Les barres à haute adhérence :

Les treillis soudés : Le treillis soudé est une armature utilisée pour la réalisation de béton armé.

Acier de nuance $F_{eE}500-2$

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

$$\text{Si } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_s \leq 10\% \rightarrow \delta_s = f_e / \gamma_s$$

Tableau II-3- les types de fissuration

Type de fissuration	Formules
Fissuration peu préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = fe$
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \inf\{2/3fe ; 110(\eta ft 28)^{1/2}\}$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \inf\{1/2fe ; 90(\eta ft 28)^{1/2}\}$

II.5 Précontraintes :

a. Les caractéristiques de câbles de précontraintes :

- ❖ Résistance ultime $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$.
- ❖ Limite élastique $f_{prg} = 1660 \text{ Mpa}$.
- ❖ Module d'élasticité $E = 190000 \text{ Mpa}$.
- ❖ Section droite d'un toron $A_p = 140 \text{ mm}^2$

b. Les torons de précontrainte sont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

- Relaxation a 1000 h= 3.5%
- $u_0 = 0,43$
- Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Diamètre de la gaine $\emptyset = 8,1 \text{ cm}$.

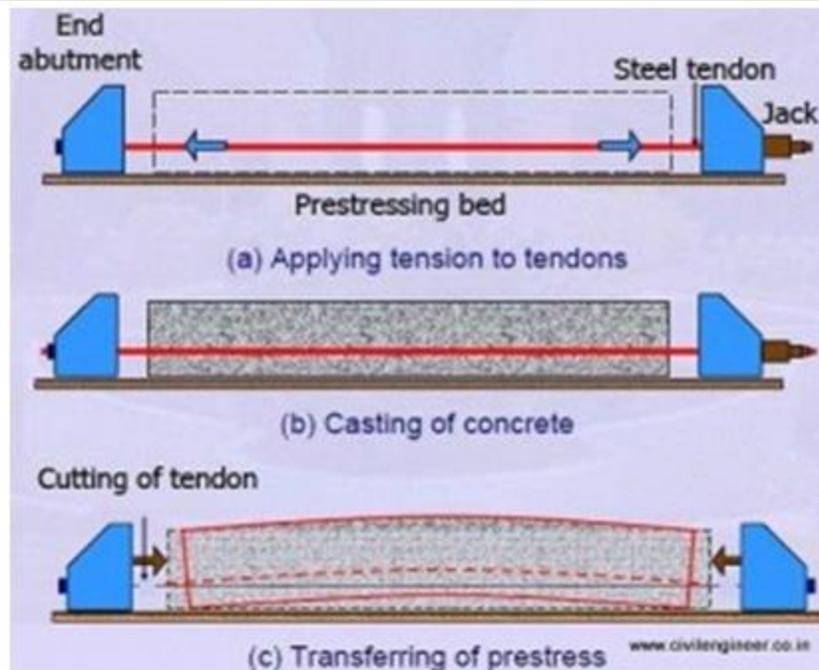


Figure II-1: La limite d'élasticité de précontraint

II.6 Caractéristiques des matériaux de notre projet ;

La fissuration sera considérée comme non préjudiciable.

Béton B40 pour le tablier

- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}=40\text{MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj}=3\text{MPa}$
- Module de déformation instantanée : $E_{ic}=1100 \times \sqrt[3]{40} \rightarrow E_{ic} = 37620\text{MPa}$
- Module de déformation différée : $E_{vc} = E_{ic}/3 = \frac{1100 \times \sqrt[3]{40}}{3} = 12540\text{MPa}$

Les armatures passives :

Les armatures HA pour béton armé seront de la nuance FeE500

- Limite élastique : $f_e = 500\text{MPa}$
- Enrobage des armatures : $e = 3\text{cm}$
- Module de déformation : $E_s = 200000\text{MPa}$

Armatures de précontrainte :

Il s'agit d'une précontrainte intérieure au béton. L'unité de précontrainte est le 19C15 super ; classe 1860

• Section d'un toron T15 super	$S = 150\text{mm}^2$
• Coefficient de frottement	$f = 0,19 \text{ rad}^{-1}$
• Pertes en ligne	$\varphi = 0,0020 \text{ m}^{-1}$
• Relaxation à 1000 heures	$\delta_{1000} = 2,5\%$
• Rentrée d'ancrage	$g = 7\text{mm}$
• Module de déformation	$E_p = 190000 \text{ MPa}$

La force de mise en tension d'un câble 19T15 est :

$$P_0 = \min(0,8 \times f_{\text{prg}} ; 0,9 \times f_{\text{peg}}) = 0,8 \times 19 \times 150 \cdot 10^{-6} \times 1860 \cdot 10^3 = 4241 \text{ KN}$$

Les classes de vérifications suivantes le BPEL9 I révisé 99 sont les suivants :

- Classe 3 : pendant le poussage de l'ouvrage
- Classe 2 : en service

Contraintes limites des matériaux

Pendant le poussage : classe 3

- | | |
|--|--|
| ➤ Résistance caractéristique à la compression | $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ |
| ➤ Résistance caractéristique à la traction | $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$ |
| ➤ Contrainte limite de compression du béton | $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 21 \text{ MPa}$ |
| ➤ Contrainte limite de traction des aciers passifs | $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MP}$ |
| ➤ Variation de contrainte limite des aciers actifs | $\Delta \overline{\sigma} = 0,1 \times f_{\text{prg}} = 186 \text{ MPa}$ |

En service : classe 2

Caractéristiques du béton :

- | | |
|---|---------------------------|
| ➤ Résistance caractéristique à la compression | $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$ |
| ➤ Résistance caractéristique à la traction | $f_{tj} = 3 \text{ MPa}$ |

Sous combinaisons rares :

- | | | |
|---|---|-----------------|
| ❖ Contrainte limite de compression du béton | $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 24 \text{ MPa}$ | |
| ❖ Contraintes limites de traction du béton d'enrobage | $\overline{\sigma}_{bt} = 1 \times f_{t28} = 3 \text{ MPa}$ | dans la section |
| | $\overline{\sigma}_{bt} = 1,5 \times f_{t28} = 4,5 \text{ MPa}$ | Ailleurs |

Sous combinaisons fréquentes :

- | | |
|---|---|
| ❖ Contrainte limite de compression du béton | $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 24 \text{ MPa}$ |
|---|---|

-
- ❖ Contraintes limites de traction du béton d'enrobage

$$\overline{\sigma_{bt}} = 0 \text{ MPa} \text{ dans la section}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,5 \text{ MPa Ailleurs}$$

Sous combinaisons quasi-permanents :

- ❖ Contrainte limite de compression du béton
- ❖ Contraintes limites de traction du béton d'enrobage

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{cj} = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = 0 \text{ MPa} \text{ dans la section}$$

Chapitre III

Les charges et les surcharges

III.1 Introduction

Il s'agit d'étudier les charges sur la chaussée et leurs effets annexes, les trottoirs, les charges de vent, les charges sur les gardes corps et sur les dispositifs de sécurité applicables au calcul des ponts routes.

Les actions et les sollicitations correspondantes sont multipliées par divers coefficients fixés par les circulaires particulières. D'autres charges sont prises en compte telle que :

- ✓ Charge permanent.
- ✓ Charges appliquées en cours d'exécution.
- ✓ Action sismiques
- ✓ Effort de freinage

Deux systèmes de charge "A" et "B" peuvent être disposés sur les chaussées des ponts, ils sont distincts et indépendants et la comparaison de leurs effets dépend non seulement de la classe du pont, mais aussi de la largeur et de la nature de la structure porteuse.

Ces facteurs se traduisent par des coefficients de majorations dynamiques (coefficient de sécurité) et surtout des coefficients d'excentrement différent sous charges non concentrées sur l'axe mécaniques de la structure.

On distingue aussi la circulation des matériels militaires lourds ou des convois exceptionnels.

III.1.1 La Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes tels que le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, les garde-corps, glissières de sécurité

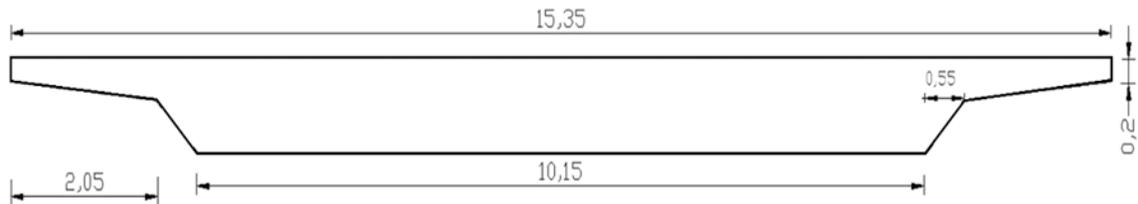


Figure III-1: Vue en long de la dalle

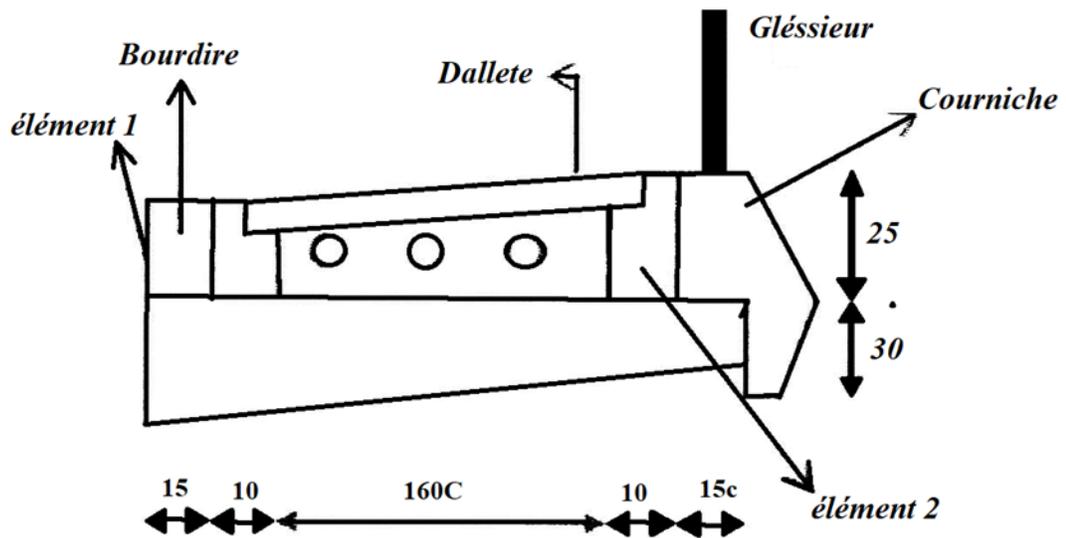


Figure III-2: les éléments de trottoir

Tableau III-1- Les charges permanent

	Surface (m ²)	Poids volumique (t/m ²)	Poids (t/m)
Dalle	12.3825	2.5	30.95625
Revêtement	0.1(11.25)	2.2	2.475
Etanchéité	0.015(11.25)	1.4	0.23625
Protection	0.02(11.25)	2.2	0.49

2 gardes corps +glissières	/	/	0.32
Elément 1 et 2	0.080	2.2	0.176
2 bordures	0.6	2.2	0.132
2 dalletes	0.16	2.2	0.352
2 corniches	0.1575	2.2	0.3465
Avec G = 35.489 t/m			

III.1.1.1 Calcul des surcharges

a) **Largeur roulable L_R** : c'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue.

Ou bordures. Elle comprend donc la chaussée et les sur largeurs éventuelles.

(L_R en mètre)

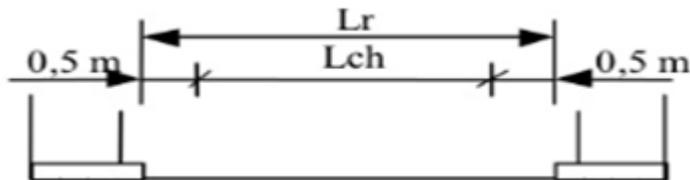


Figure III-3: la largeur roulable

b) **Largeur chargeable L_{ch}** :

$$L_{ch} = L_R - n \times 0.5 \quad (L_{ch} \text{ en mètre})$$

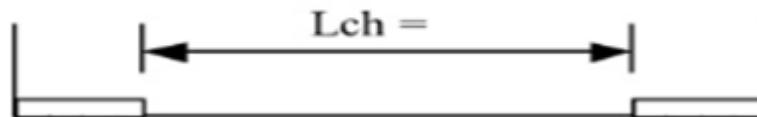


Figure III-4: la largeur chargeable

c) **La largeur d'une voie :**

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_v = L_{ch} / N_v$$

III.2 Les classes des ponts :

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable.

Première classe :

Ponts supportant des bretelles d'accès à des chaussées dont $L_R \geq 7m$.

Deuxième classe :

Ont portant des chaussées à deux voies avec $5,5 < L_R < 7m$.

Troisième classe :

Ponts portant des chaussées à une ou deux voies avec $L_R \leq 5.5m$.

Largeur roulable L_R : Largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue.

III.3 Les surcharges routières :

Les charges routières sont définies conformément en deux systèmes des charges :

III.3.1 Le système de charge A :

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent une circulation continue à une vitesse a peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères

Donc sur cette cas la charge repartie appliquée sur les travées pour le pont de portée $\leq 200m$

*La valeur A_L est donnée par la formule :

$$A_L = 0,23 + \frac{36}{L+12} \text{ en } t/m^2$$

Où L , la longueur chargée, est en m.

Cette valeur de A_L est à multiplier par des coefficients de correction a_1 et a_2 , dépendant de la classe du pont et du nombre de voie chargées.

$$q(l) = a_1 * a_2 * N * V * A(l)$$

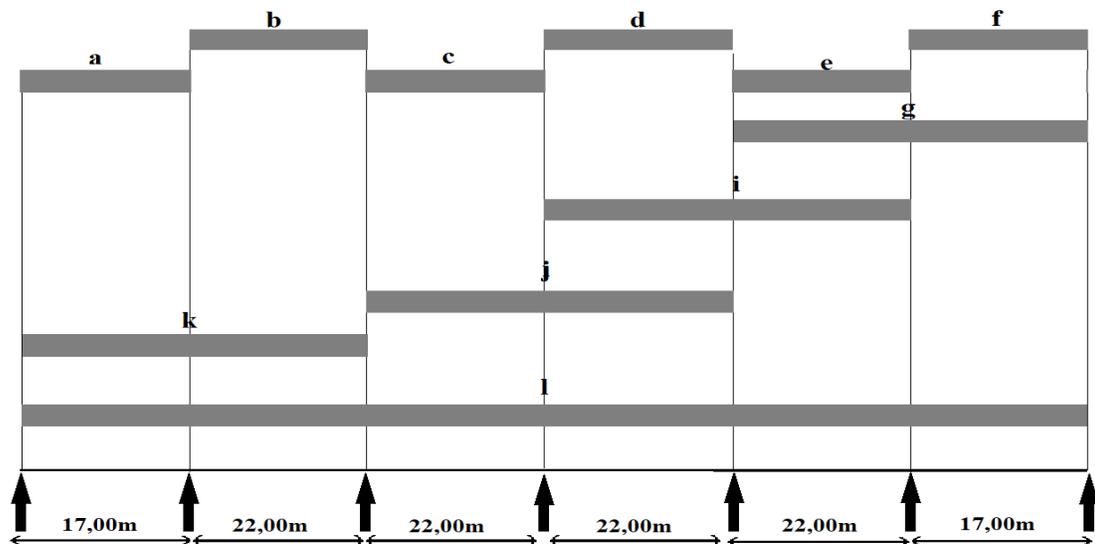


Figure III-5: le system Al

Tableau III-2- Configuration possible du système Al

Cas n ⁰	Largeur chargée	S(m ²)	q(l)	F _{A(l)}
a, f	17	191,25	16,551	13,61
b, c, d, e	22	247,5	14,499	15,286
g, k	39	438,75	10,528	19,877
h, i, j	44	495	9,818	27,588
l	139	1372,5	5,609	18,149

Les caractéristiques générales de la chaussée sont :

Largeur roulable : 11,25 m

Nombre des voies : 3

Classe du pont : 3,75

Surlargement : 0,25

On schématisé ci-dessous, à titre d'exemple, différentes configuration du chargement d'un ouvrage a 6 travée.

Dans le modeler, tous les cas de figure sont envisagés.

Coefficients a_1 et a_2 :

Les coefficients a_1 et a_2 dépendent de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Un autre coefficient multiplicateur a_2 permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation et les valeurs de a_1 sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-3- Les valeurs de a_1 en fonction de N_v et de la classe du pont

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{ème}	1	0.9	-----	-----	-----
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-----	-----	-----

V : largeur d'une voie chargée

Tableau III-4- Les valeurs V_0 en fonction de la classe du pont

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

$$a_1=0,9$$

$$a_2=V/V_0$$

Tableau III-5- Les valeurs de a_1 et a_2 en fonction de N_v

coeff	1voie	2voie	3voie
a_1	1	1	0,9
a_2	0,933	0,933	0,933

Tableau III-6- Les valeurs de a_1 et a_2 en fonction de N_v et de la classe du pont

	1voie		2voie		3voie	
	a_1	a_2	a_1	a_2	a_1	a_2
1 ^{ère}	1	0,933	1	0,466	0,9	0,311
2 ^{ère}	1	0,933	1	0,466	0,9	0,311
3 ^{ère}	1	0,933	1	0,466	0,9	0,311
4 ^{ère}	1	0,933	1	0,466	0,9	0,311
5 ^{ère}	1	0,933	1	0,466	0,9	0,311
6 ^{ère}	A	0,933	1	0,466	0,9	0,311

On schématisé ci-dessous, à titre d'exemple, différentes configuration du chargement d'un ouvrage a 6 travée.

III.3.2 Système de charges B :

Sans des surcharges roulantes composées de (3) system :

Les surcharges BC : se composent d'un ensemble de camion types.

Dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux (02) et dans le

Sens transversal il faut disposer autant de files que de voie de circulation et l'on place

Toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

***Les caractéristiques du système B_C sont présentées dans la figure ci-suivante :**

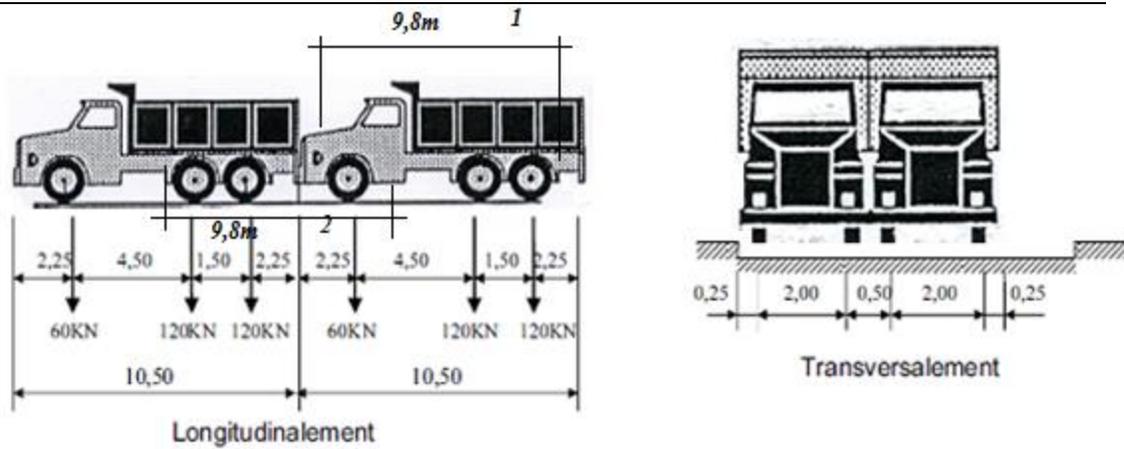


Figure III-6: le system B_c

Il faut en considération la classe du pont, et le nombre de files, elles sont multipliées par le coefficient b_c du tableau suivant :

Tableau III-7- Les valeurs de b_c en fonction de N_v et de la classe du pont

Nombre de voie		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2	1	1	/	/	/
	3	1	1	/	/	/

Le coefficient de majoration dynamique δ_{BC} :

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot l} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

En a présente les valeurs de coefficient de majoration δ dans

le tableau suivant :

Tableau III-8- les valeurs de coefficient de majoration

Tr	L (m)	G (t/m)	S (t)		1 voie		2 voies		3 voies	
			1cas	2cas	δ		δ		δ	
					S'=36	S'=72	S'=33	S'=66	S'=28.5	S'=57
1	17	35.489	30	60	1.099	1.109	1.106	1.122	1.111	1.113
2	22	35.489	30	60	1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
3	22	35.489	30	60	1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
4	22	35.489	30	60	1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
5	22	35.489	30	60	1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
6	17	35.489	30	60	1.099	1.109	1.106	1.122	1.111	1.113

Surcharge B_t :

Le sous- système B_t se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues

Le poids de chaque essieu étant de 16 t. les caractéristiques de ce system sont représentées dans la figure suivante :

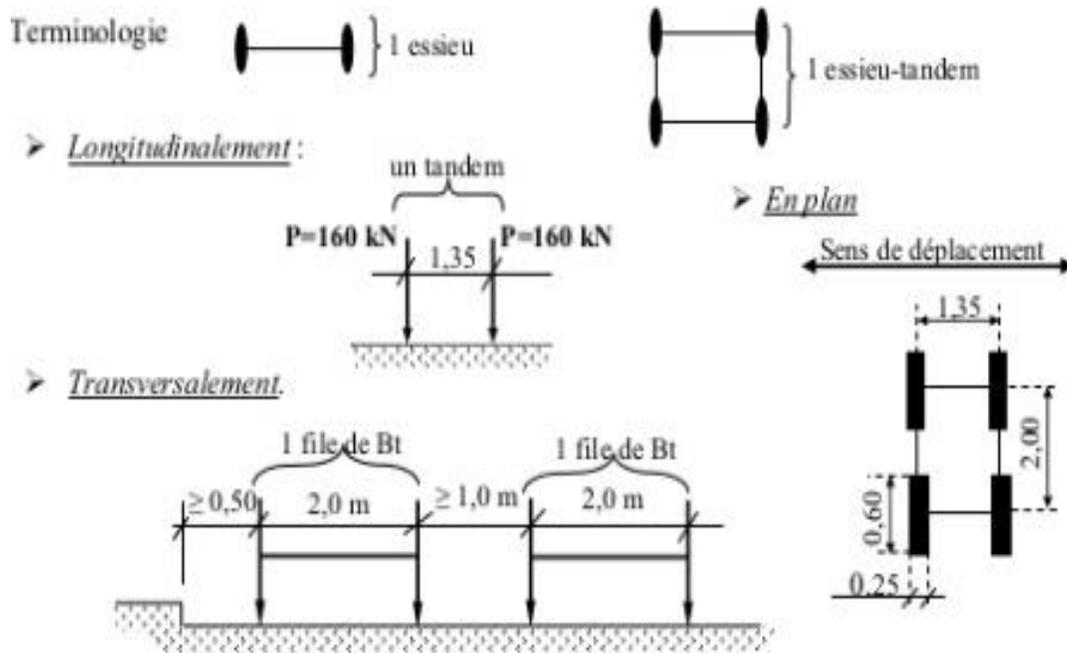


Figure III-7: le system B_t

Les deux bandes longitudinales qu'ils occupent. Peuvent être contiguës ou séparées, les valeurs des charges du système Bt compte tenu de la classe du pont; elles sont multipliées par le coefficient b_t du tableau suivant :

Tableau III-9- les valeurs de coefficient de majoration δ_{Bt}

Classe du pont	1	2
b_t	1,00	0,9

$n = 3$ voies

$$Bt = 2 \times 320 = 640 \text{ KN}$$

$$S_{Bt} = Bt \times b_t = 640 \times 1 = 640 \text{ KN}$$

Le coefficient de majoration dynamique δ_{BT} :

Tableau III-10- les valeurs de coefficient de majoration δ_{Bt}

Tr	L (m)	G (t/m)	S' (t)	1 voie		2 voies		3 voies	
				δ	δ	δ	δ	δ	δ
1	17	35.489	32	1.099	1.109	1.106	1.122	1.111	1.113
2	22	35.489		1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
3	22	35.489		1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
4	22	35.489		1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
5	22	35.489		1.081	1.089	1.086	1.098	1.09	1.107
6	17	35.489		1.099	1.109	1.106	1.122	1.111	1.113

III.3.3 Charges militaires Mc 120

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires de classes Mc 120, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types, Susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

Un véhicule type Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

*Masse totale : 110 t

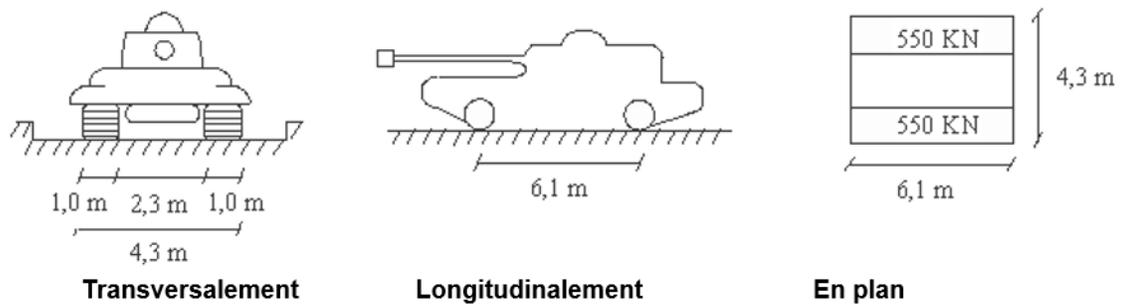


Figure III-8: le system Mc120

Tableau III-11- les valeurs de coefficient de majoration δ_{Mc120}

Travées	L (m)	G (t/m)	S (t)	δ
1	17	35.489	110	1.117
2	22	35.489	110	1.095
3	22	35.489	110	1.095
4	22	35.489	110	1.095
5	22	35.489	110	1.095
6	17	35.489	110	1.117

III.3.4 Les charges exceptionnelles

Système D :

$$q=140/11=12,727$$

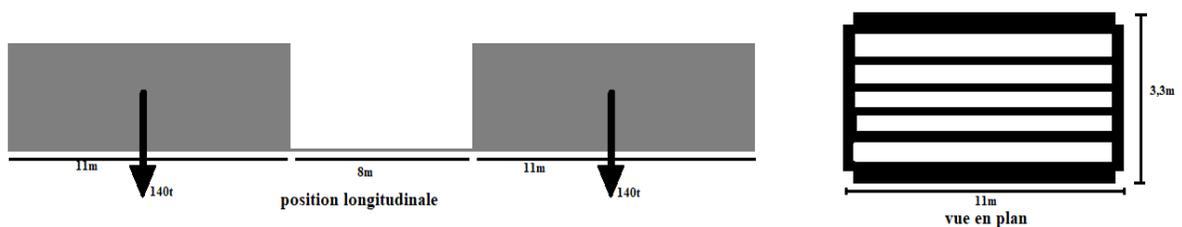


Figure III-9: le system D

III.3.4.1 Système E :

$$q=200/15=13,333$$

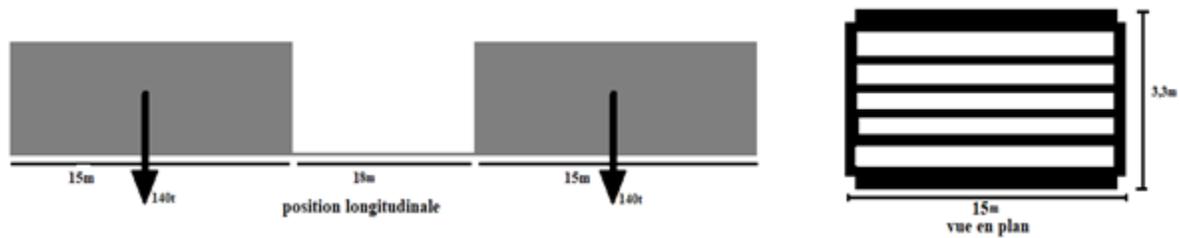


Figure III-10: le system E

III.3.4.2 Les surcharges du trottoir :

C'est une charge répartie uniformément de 150kg/m^2 le trottoir a une largeur de 2,05

$$St_2=0,15*2,05*=0,615 \text{ (deux trottoir chargée)}$$

Remarque : les surcharges de trottoir sont combinées avec le système A(l) et B

III.3.4.3 Effort de freinage :

Les charges des systèmes A et B sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de Circulation

Effort de freinage correspondant à la charge A : l'effort est égale à la fraction suivante du poids :

$$F_{AL} = \frac{1}{20+0.0035S} : S : \text{surface chargée en m}^2.$$

L'effort de freinage correspondant à la charge B_c :

Un camion au maximum peut freiner sur le pont : l'effort horizontal correspondant à prendre en compte est égal à son poids soit : 30t.

Appareils d'appuis :

Le rôle des appareils d'appuis est de transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier.

III.3.4.4 Action sismiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un Ouvrage. Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un Mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se Superposer, si le pont est assez long ou si les conditions géotechniques sont très variables d'un point à un autre, un système de déplacements différentiels (dans les trois directions) au droit des différents appuis.

$$F_{ah} = 0.1 \text{ G dans le sens horizontal} \quad F_{av} = 0.07 \text{ G dans le sens vertical}$$

III.3.5 Combinaisons envisagées en exploitation

III.3.5.1 Généralités :

Dans ce qui suit, on désigne par :

- P_m → action dû à la précontrainte en valeur probable
- P_d → action dû à la précontrainte en valeurs caractéristiques (P_1 ; P_2)
- G_{max} → l'ensemble des actions permanentes défavorables
- G_{min} → l'ensemble des actions permanentes favorables
- G_d → tassement d'appui de 5mm dans le sens longitudinal.
- T_f → action dû aux effets thermiques fréquents 6°C (phénomènes d'ensemble)
- T_r → action dû aux effets thermiques rares 12°C (phénomènes d'ensemble)
- Q_r → action dû aux charges d'exploitation sans caractère particulier [$A(l)$, B_c , B_t , trottoirs]
- Q_{rp} → action dû aux charges d'exploitation caractère particulier [M_{ci20°]

Conformément à l'annexe 8 articles 2.2 du BPEL, les valeurs nominales des charges définies dans fascicule 61 titre.

Il sont majorées comme suit :

III.3.5.2 L'Etat limite Ultime :

- | | |
|--|------|
| ✓ Charges de chaussée sans caractère particulier | 1.07 |
| ✓ Charges de trottoir | 1.07 |
| ✓ Charges militaires ou exceptionnelles | 1.00 |

Aux Etats limites Ultimes :

On considère les combinaisons d'actions suivantes :

-
- $P_m + G_{\max} \times 1.35 + G_{\min} + 1.5 \times Q_r + 1.3 \times G_d$
 - $P_m + G_{\max} \times 1.35 + G_{\min} + 1.35 \times Q_{rp} + 1.3 \times G_d$

III.3.5.3 l'État limite de Service :

- ✓ Charges de chaussée sans caractère particulier 1.20
- ✓ Charges de trottoir 1.00
- ✓ Charges militaires ou exceptionnelles 1.00

Aux États limites de service :

❖ Sous combinaisons Rares :

On considère les combinaisons d'actions suivantes :

- $P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_r + 0.5 \times T_r + G_d$
- $P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_r + Q_{rp} + G_d$
- $P_r + G_{\max} + G_{\min} + T_r + G_d$

❖ Sous combinaisons Fréquentes :

On considère les combinaisons d'actions suivantes :

- $P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_r \times 0.6 + G_d$
- $P_d + G_{\max} + G_{\min} + 0.5 \times T_r + G_d$

❖ Sous combinaisons Ouasi-permanentes :

On considère les combinaisons d'actions suivantes :

- $P_d + G_{\max} + G_{\min}$

III.3.6 Combinaisons envisagées en exécution

1) Généralités :

Dans ce qui suit, on désigne par :

- P_m → action dû à la précontrainte en valeur probable
- P_d → action dû à la précontrainte en valeurs caractéristiques (P1 ; P2)
- G_{\max} → l'ensemble des actions permanentes défavorables
- G_{\min} → l'ensemble des actions permanentes favorables
- G_d → tassement d'appui de 5mm dans le sens longitudinal.

- $Q_{pra} \rightarrow$ actions dues aux charges d'exécution aléatoires

Aux Etats limites de service :

On considère les combinaisons d'actions suivantes

➤ $P_d + G_{max} + G_{min} + Q_{pra} + G_d$

Aux Etats limites Ultimes :

➤ $P_m + 1,35 \times G_{max} + G_{min} + 0,5 \times Q_{pra} + 1,3 \times G_d$

Chapitre IV

Modélisation en 3D du projet

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous utilisons la méthode numérique (logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2016) pour calculs le moment et les Réaction, et nous comparons avec la méthode manuelle

IV.2 1. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2016 :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional offre aux ingénieurs en structures une solution d'analyse, extensible et adaptée à chaque pays, pour plusieurs types de structures, y compris les édifices, les ponts, les structures spécialisées et les autres structures d'ouvrages.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional calcule une grande variété de structures à l'aide d'un ensemble complet de codes de conception. Il produit des résultats en quelques minutes plutôt qu'en quelques heures. Ce logiciel d'ingénierie des structures est assez polyvalent pour analyser des charpentes simples ou des éléments finis complexes, et pour concevoir des structures d'acier ou de béton. Il offre une interopérabilité parfaite avec les autres produits de génie des structures d'Autodesk et les applications de tiers

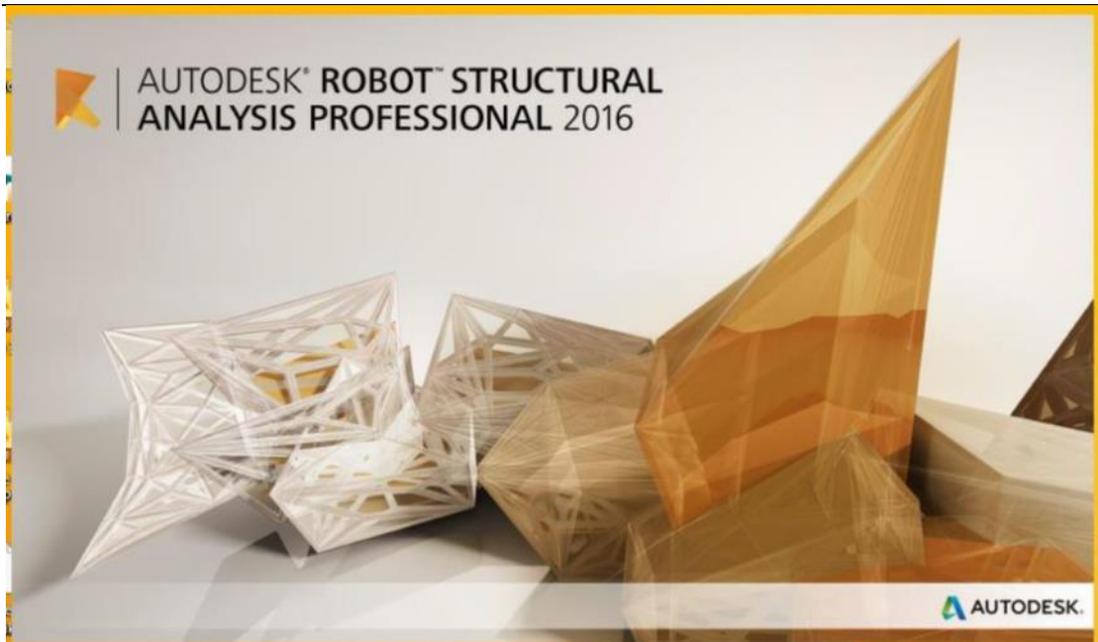


Figure IV-1: Logo logiciel Autodesk Robot Structural Professional

IV.3 2. Modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec huit (06) travées indépendantes. Les surcharges sont disposées suivant le règlement [4], de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas ou le système de charge

Modélisation de la dalle : On à modéliser la dalle avec logiciel Auto CAD 2007 et convertir sur ROBOT

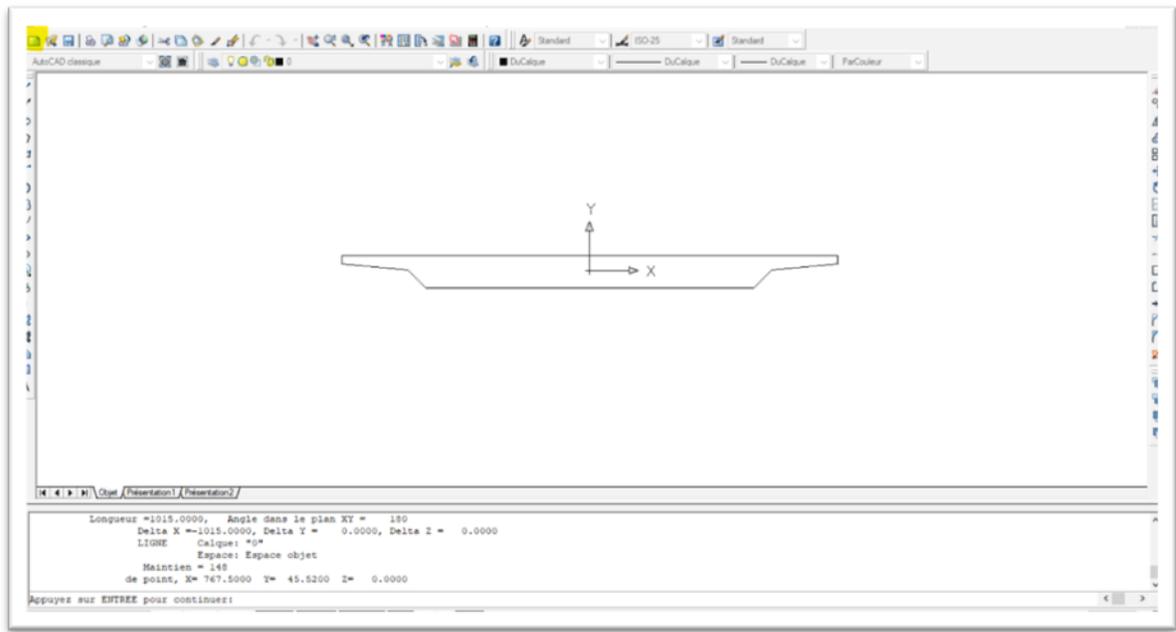


Figure IV-2: dessiner la dalle avec Auto CAD

Donc sélectionnons sur la commode fichier et clique sur

« Enregistre sous ... »

Enregistre la fiche avec la forme «DXF 2004 »

Fermé la fenêtre de Auto Cade

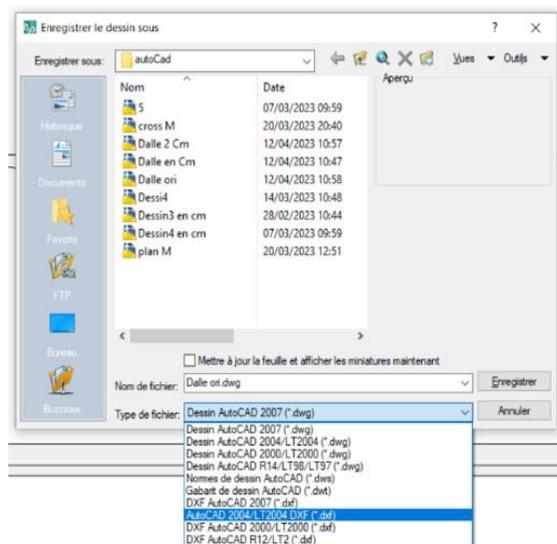


Figure IV-3: fichier DXF

Importation d'un modèle à partir de la bibliothèque de ROBOT, le menu nouveau projet une boîte suivante s'affiche :

Cette étape permet de choisir un modèle quelconque, nous avons choisi : le modèle coque

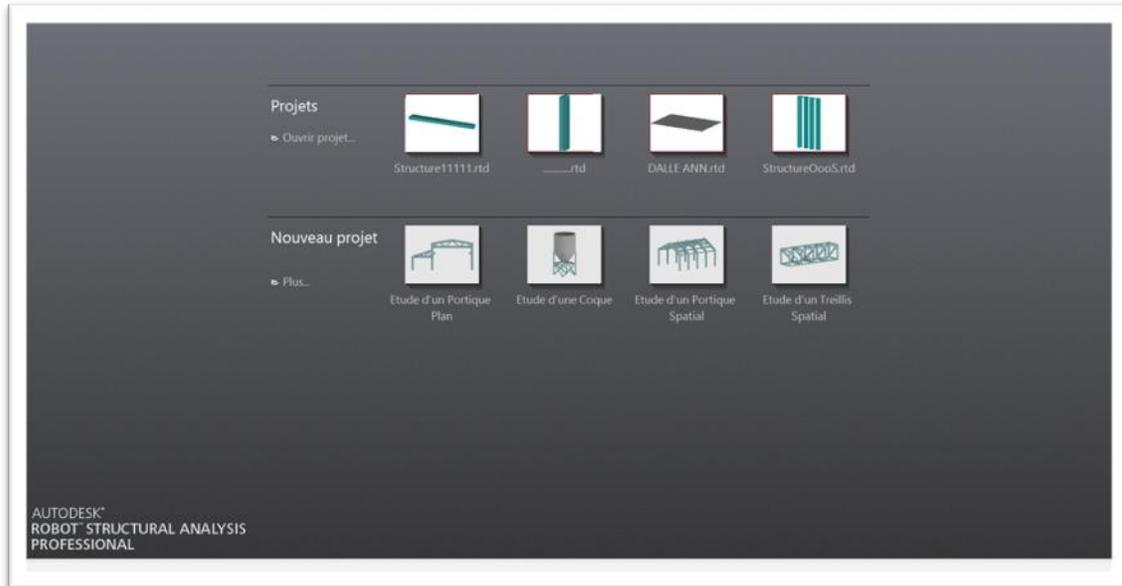


Figure IV-4: la fenêtre de robot 2016

Remarque :

Afin d'étudier ce pont, Nous avons modélisé cet ouvrage par deux méthodes :

- 1) Pont courbe
- 2) Pont linéaire

IV.3.1 Modélisation de pont courbe :

Nous nous basons sur le logiciel Robot pour modéliser notre projet en 3D voir les figures suivantes

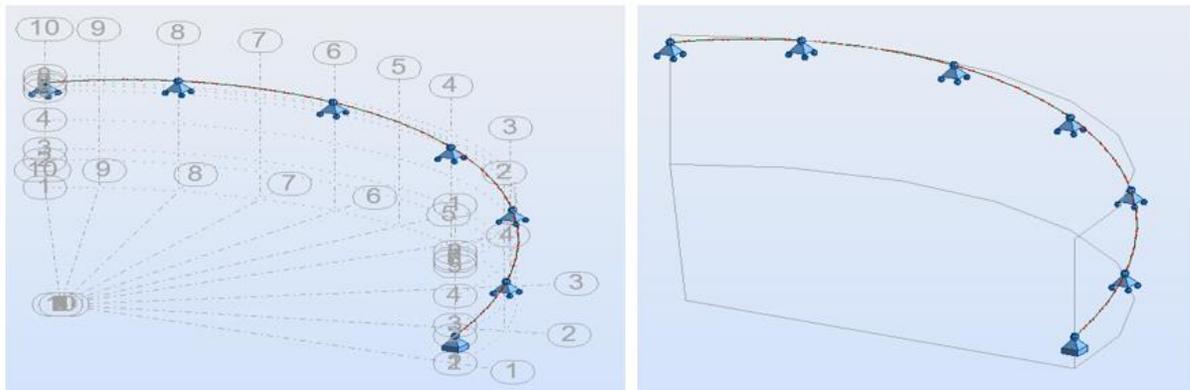


Figure IV-5: la ligne courbe avec les appuis

Donc la forme finale du pont courbe avec la dalle

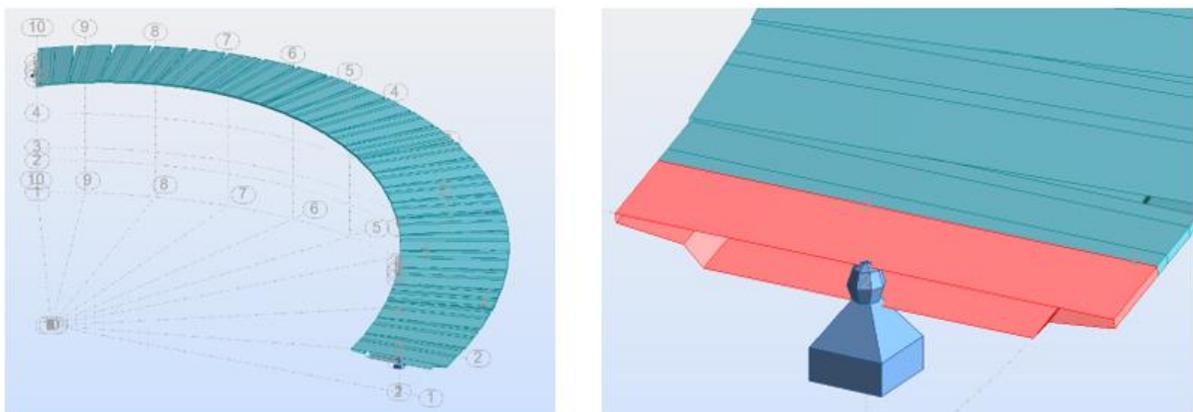


Figure IV-6:la forme générale de la dalle

IV.3.1.1 Définition des charges :

Nous avons défini automatiquement les différents cas de chargements :

- la charge permanente G
- Les surcharges : Roulantes

Pour la surcharge (A) ;

Changer le type de charge (surfaccique uniforme) et ajouter les valeurs de surcharges (A)

(P=1,47) (X=0) (S=0) (DX=17) (DY=3,75)

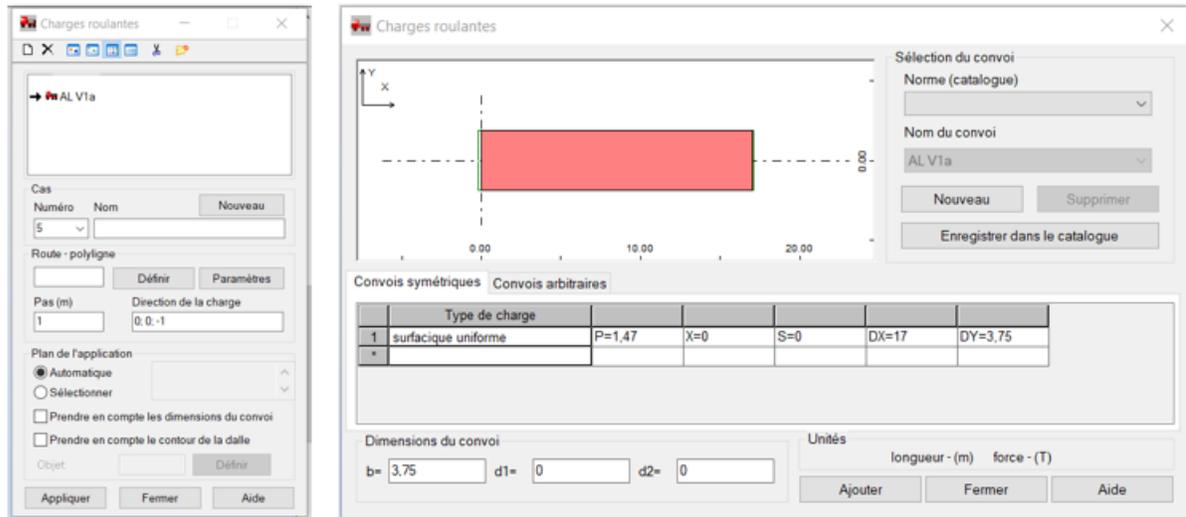
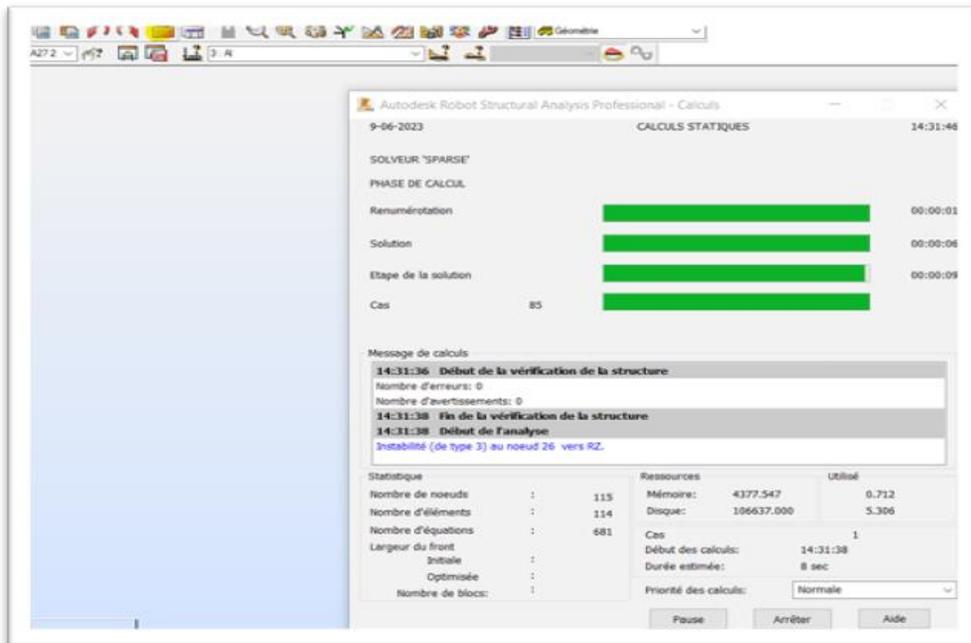


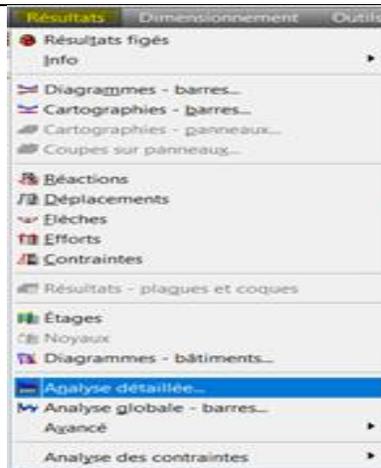
Figure IV-7:les charges roulantes

IV.3.1.2 Les Calculs :

- a. Cliquer sur calcul



- b. afficher les calculs (Résultats→ analyse détaillée)



c. sélectionner (My pour les moment et Fz pour les réaction)



Figure IV-8:affiché les calculs

Remarque

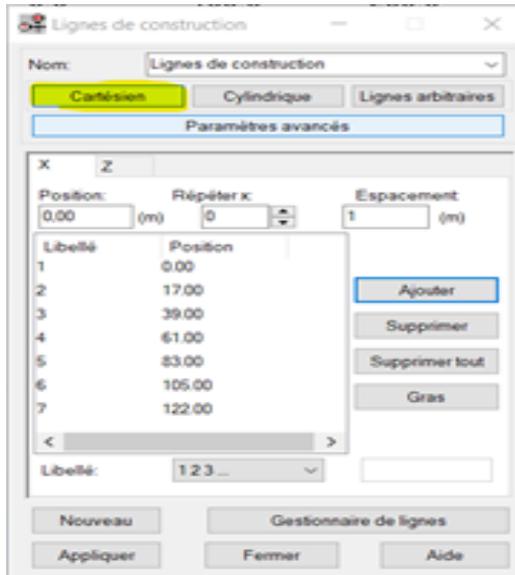
Les mêmes étapes appliquées pour les autres charges (Bc, Bt, Tr ...ext).

IV.3.2 Modélisation de Pont linéaire :

Nous avons fait les mêmes étapes pour modéliser notre projet en 3D mais cette fois la forme de notre pont est linéaire.

Changer aux lignes de constructions

(Changer la forme cylindrique à la forme cartésienne).



Pour définir les charges et affiché les calcule appliquer la même méthode de linge courbe

Enfin , prenons les valeurs de la charge sur le ROBOT et mettez-le dans un tableau

IV.3.3 Calcule moment de flexion :

X= 6,8 m

Tableau IV-1- moment de flexion X= 6,8m

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) NM Pont rectiligne	Mg (c) NM Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K)[1]	Mf Final [1]	Mf
A (I)	1V	+	5,518	153,46	150,5	120,6	1,06	1,35	219,601	172,579
		-	4,833	50,84	49,7	37,16	1,06	1,35	72,752	53,176
	2V	+	11,036	306,92	301	241,2	1,03	1,155	365,127	286,944
		-	9,666	101,68	99,4	74,32	1,03	1,155	120,964	88,415
	3V	+	16,554	460,38	451,5	361,8	1	0,99	455,776	358,182
		-	14,499	152,52	149,1	111,48	1	0,99	150,995	110,365
Bc	1V	+	30	85,8	82,51	76,66	1,08	1,44	133,436	119,222
		-	30	32,15	32,7	30,07	1,08	1,44	50,000	46,765
	2V	+	2*30	171,6	165,02	153,32	1,06	1,295	235,555	210,462
		-	2*30	64,31	65,4	60,14	1,06	1,295	88,278	82,55418
	3V	+	3*30	257,4	247,53	229,98	1,04	1,17	313,204	279,840
		-	3*30	96,45	98,1	90,21	1,04	1,17	117,360	109,768
Bt	1V	+	16	102,4	102,42	97,33	1,08	1,44	159,252	151,368
		-	16	25,6	25,16	23,74	1,08	1,44	39,813	36,920
	2V	+	16 *2	204,8	204,84	194,66	1,05	1,275	274,176	260,601
		-	16 *2	51,2	50,32	47,48	1,05	1,275	68,544	63,564
	3V	+	16 *3	307,2	307,26	291,99	1,03	1,133	358,499	340,749
		-	16 *3	76,8	75,48	71,22	1,03	1,133	89,625	83,113
Mc120		+	18,033	320,88	309,45	275,5	1,02	1,31	428,760	368,123
		-	18,033	86,67	83,89	65,56	1,02	1,31	115,808	87,601
D		+	12,727	314,99	208,07	173,46	1,07	1,37	461,744	254,275
		-	12,727	99,31	80,91	49,79	1,07	1,37	145,579	72,987
E		+	13,333	368,32	376,21	290,76	1,07	1,37	539,920	426,225
		-	13,333	127,53	121,86	83,72	1,07	1,37	186,946	122,725
G		+	35,489	695,02	685,56	721,13	1	1	695,020	721,130
Trottoir	1T	+	0,3075	9,51	12,12	3,41	1,11	1,69	17,840	6,397
		-	0,3075	3,48	3,68	5,57	1,11	1,69	6,528	10,449
	2T	+	0,615	19,01	20,13	6,75	1	1,082	20,569	7,304
		-	0,615	6,97	6,11	11,03	1	1,082	7,542	11,934

X= 17 m

Tableau IV-2- moment de flexion X= 17m

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) NM Pont rectiligne	Mg (c) NM Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K)[1]	Mf Final [1]	Mf
A (l)	1V	+	4,833	34,93	37,74	31,46	1,06	1,35	49,985	45,019
		-	3,51	147,69	140,87	140,96	1,06	1,35	211,344	201,714
	2V	+	9,666	69,86	75,48	62,92	1,03	1,155	83,109	74,853
		-	7,02	295,38	281,47	281,92	1,03	1,155	351,399	335,386
	3V	+	14,499	104,79	113,22	94,38	1	0,99	103,742	93,436
		-	10,53	433,07	422,61	422,88	1	0,99	428,739	418,651
Bc	1V	+	30	21,7	21,5	21,98	1,08	1,44	33,748	34,183
		-	30	80,4	89,4	91,46	1,08	1,44	125,038	142,239
	2V	+	2*30	43,39	43	43,96	1,06	1,295	59,561	60,344
		-	2*30	160,79	178,8	182,92	1,06	1,295	220,716	251,094284
	3V	+	3*30	65,09	64,5	65,94	1,04	1,17	79,202	80,236
		-	3*30	241,19	268,2	274,38	1,04	1,17	293,480	333,866
Bt	1V	+	16	17,07	16,85	17,02	1,08	1,44	26,547	26,470
		-	16	62,83	62,9	60,36	1,08	1,44	97,713	93,872
	2V	+	16 *2	34,14	33,7	34,04	1,05	1,275	45,705	45,571
		-	16 *2	125,66	125,8	120,72	1,05	1,275	168,227	161,614
	3V	+	16 *3	51,22	50,55	51,06	1,03	1,133	59,773	59,587
		-	16 *3	188,5	188,7	181,08	1,03	1,133	219,978	211,319
Mc120		+	18,033	62,97	56,19	50,11	1,02	1,31	84,141	66,957
		-	18,033	219,37	209,72	148,4	1,02	1,31	293,122	198,292
D		+	12,727	66,14	54,2	36,31	1,07	1,37	96,955	53,227
		-	12,727	413,53	428,14	463,69	1,07	1,37	606,194	679,723
E		+	13,333	85,6	81,62	73,46	1,07	1,37	125,481	107,685
		-	13,333	317,4	304,65	320,41	1,07	1,37	465,277	469,689
G		+	35,489	1359,9	1360,62	1334,1	1	1	1359,900	1334,100
Trottoir	1T	+	0,3075	2,4	2,47	8,23	1,11	1,69	4,502	15,439
		-	0,3075	13,56	16,16	27,44	1,11	1,69	25,437	51,475
	2T	+	0,615	4,79	4,1	16,3	1	1,082	5,183	17,637
		-	0,615	27,12	26,82	54,32	1	1,082	29,344	58,774

X= 28 m

Tableau IV-3- moment de flexion X= 28m

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) NM Pont rectiligne	Mg (c) NM Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K)[1]	Mf Final [1]	Mf
A (I)	1V	+	4,833	153,74	182,89	175,28	1,06	1,35	220,002	250,826
		-	3,51	50,05	48,04	48,85	1,06	1,35	71,622	69,904
	2V	+	9,666	307,48	365,78	350,56	1,03	1,155	365,794	417,044
		-	7,02	100,1	96,08	97,7	1,03	1,155	119,084	116,229
	3V	+	14,499	461,22	548,67	525,84	1	0,99	456,608	520,582
		-	10,53	150,15	144,12	146,55	1	0,99	148,649	145,085
Bc	1V	+	30	90,3	102,06	103,86	1,08	1,44	140,435	161,523
		-	30	23,54	21,9	30,31	1,08	1,44	36,609	47,138
	2V	+	2*30	180,59	204,12	207,72	1,06	1,295	247,896	285,137
		-	2*30	47,07	43,8	60,62	1,06	1,295	64,613	83,213074
	3V	+	3*30	270,88	306,18	311,58	1,04	1,17	329,607	379,131
		-	3*30	70,62	65,7	90,93	1,04	1,17	85,930	110,644
Bt	1V	+	16	98,67	108,72	109,48	1,08	1,44	153,452	170,263
		-	16	23,68	21,45	25,21	1,08	1,44	36,827	39,207
	2V	+	16 *2	197,34	117,44	218,96	1,05	1,275	264,189	293,133
		-	16 *2	47,36	42,9	50,42	1,05	1,275	63,403	67,500
	3V	+	16 *3	296,02	326,16	328,44	1,03	1,133	345,452	383,286
		-	16 *3	71,04	67,35	75,63	1,03	1,133	82,903	88,259
Mc120		+	18,033	315,45	330,33	321,4	1,02	1,31	421,504	429,455
		-	18,033	101,33	71,51	85,95	1,02	1,31	135,397	114,846
D		+	12,727	324,22	284,18	244,88	1,07	1,37	475,274	358,970
		-	12,727	89,66	68,99	56,65	1,07	1,37	131,433	83,043
E		+	13,333	395,32	418,02	394,67	1,07	1,37	579,500	578,547
		-	13,333	105,66	154,88	165,27	1,07	1,37	154,887	242,269
G		+	35,489	667,74	741,66	623,63	1	1	667,740	623,630
Trottoir	1T	+	0,3075	10,29	14,11	42,22	1,11	1,69	19,303	79,200
		-	0,3075	4,51	3,14	16,96	1,11	1,69	8,460	31,815
	2T	+	0,615	20,58	23,43	83,59	1	1,082	22,268	90,444
		-	0,615	9,01	15,21	33,58	1	1,082	9,749	36,334

X= 39 m

Tableau IV-4- moment de flexion X= 39m

Système de charge	Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c)	Mg (c)	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K)[1]	Mf Final [1]	Mf	
				NM Pont rectiligne	NM Pont courbe					
A (I)	1 V	+	3,51	39,98	35,82	52,86	1,06	1,35	57,211	75,643
		-	3,273	166,21	133,81	135,14	1,06	1,35	237,847	193,385
	2 V	+	7,02	79,96	71,64	105,72	1,03	1,155	95,124	125,770
		-	6,456	332,42	267,62	270,28	1,03	1,155	395,463	321,539
	3 V	+	10,53	119,94	107,46	158,58	1	0,99	118,741	156,994
		-	9,819	498,63	401,43	405,42	1	0,99	493,644	401,366
Bc	1 V	+	30	20,69	20,79	22,28	1,08	1,44	32,177	34,650
		-	30	74,9	102,06	90,46	1,08	1,44	116,484	140,683
	2 V	+	2*30	41,39	41,58	44,56	1,06	1,295	56,816	61,168
		-	2*30	149,79	204,12	180,92	1,06	1,295	205,617	248,348
	3 V	+	3*30	62,08	62,37	66,84	1,04	1,17	75,539	81,331
		-	3*30	278,68	306,18	271,38	1,04	1,17	339,098	330,215
Bt	1 V	+	16	15,84	16	16,88	1,08	1,44	24,634	26,252
		-	16	59,63	59,75	60,91	1,08	1,44	92,737	94,727
	2 V	+	16 *2	31,66	32	33,76	1,05	1,275	42,385	45,196
		-	16 *2	119,26	119,5	121,82	1,05	1,275	159,659	163,087
	3 V	+	16 *3	47,52	48	50,64	1,03	1,133	55,455	59,096
		-	16 *3	178,9	179,25	182,73	1,03	1,133	208,775	213,244
Mc120	+	18,033	118,3	53,34	93,51	1,02	1,31	158,072	124,948	
	-	18,033	208,68	199,22	219,33	1,02	1,31	278,838	293,069	
D	+	12,727	63,98	51,53	45,04	1,07	1,37	93,788	66,024	
	-	12,727	463,83	465,34	450,62	1,07	1,37	679,928	660,564	
E	+	13,333	1,13	77,38	98,32	1,07	1,37	1,656	144,127	
	-	13,333	302,94	354,64	369,21	1,07	1,37	444,080	541,225	
G	+	35,489	1449,9	1451,66	2525,7	1	1	1449,950	2525,710	
Trottoir	1 T	+	0,3075	0,3075	4,19	2,34	1,11	1,69	0,577	4,390
		-	0,3075	0,3075	16,2	19,17	1,11	1,69	0,577	35,961
	2 T	+	0,615	0,615	8,38	3,88	1	1,082	0,665	4,198
		-	0,615	0,615	32,4	31,83	1	1,082	0,665	34,440

X= 50 m

Tableau IV-5- moment de flexion X= 50m

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) NM Pont rectiligne	Mg (c) NM Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K)[1]	Mf Final [1]	Mf
A (l)	1V	+	4,833	168,82	185,37	170,14	1,06	1,35	241,581	243,470
		-	3,273	60,53	48,68	41,19	1,06	1,35	86,618	58,943
	2V	+	9,666	337,6	370,74	340,28	1,03	1,155	401,673	404,814
		-	6,546	121,1	97,36	82,38	1,03	1,155	144,019	98,003
	3V	+	14,499	506,5	556,11	510,42	1	0,99	501,395	505,316
		-	9,819	181,6	146,04	123,57	1	0,99	179,774	122,334
Bc	1V	+	30	100,3	103,33	104,43	1,08	1,44	155,987	162,410
		-	30	27,72	20,43	29,29	1,08	1,44	43,110	45,552
	2V	+	2*30	200,6	206,66	108,86	1,06	1,295	275,364	149,432
		-	2*30	55,43	40,86	58,58	1,06	1,295	76,089	80,412
	3V	+	3*30	300,9	309,99	313,29	1,04	1,17	366,147	381,211
		-	3*30	83,14	61,29	87,87	1,04	1,17	101,165	106,920
Bt	1V	+	16	109,9	109,74	108,46	1,08	1,44	170,870	168,677
		-	16	22,03	21,74	22,58	1,08	1,44	34,261	35,116
	2V	+	16 *2	219,7	219,48	216,92	1,05	1,275	294,177	290,402
		-	16 *2	44,06	43,48	45,16	1,05	1,275	58,985	60,458
	3V	+	16 *3	329,6	329,22	325,38	1,03	1,133	384,663	379,715
		-	16 *3	66,1	65,22	67,74	1,03	1,133	77,138	79,052
Mc120		+	18,033	355,1	333,92	310,83	1,02	1,31	474,431	415,331
		-	18,033	125,5	72,49	70,49	1,02	1,31	167,706	94,189
D		+	12,727	357,8	275,18	234,16	1,07	1,37	524,572	343,255
		-	12,727	84,47	71,03	57,22	1,07	1,37	123,825	83,879
E		+	13,333	434,9	423,44	404,51	1,07	1,37	637,652	592,971
		-	13,333	110,2	172,44	135,67	1,07	1,37	161,542	198,879
G		+	35,489	716,7	710,66	745,9	1	1	716,690	745,900
Trottoir	1T	+	0,3075	12,03	14,27	37,81	1,11	1,69	22,567	70,928
		-	0,3075	5,82	3,18	20,69	1,11	1,69	10,918	38,812
	2T	+	0,615	24,07	23,68	74,86	1	1,082	26,044	80,999
		-	0,615	11,65	5,28	40,96	1	1,082	12,605	44,319

X= 61 m

Tableau IV-6- moment de flexion X= 61m

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) NM Pont rectiligne	Mg (c) NM Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K)[1]	Mf Final [1]	Mf
A (l)	1V	+	3,273	44,05	35,22	51,29	1,06	1,35	63,036	73,396
		-	3,273	166,92	133,18	134,62	1,06	1,35	238,863	192,641
	2V	+	6,456	88,1	70,44	102,58	1,03	1,155	104,808	122,034
		-	6,456	333,84	266,36	269,42	1,03	1,155	397,153	320,516
	3V	+	9,815	132,15	105,66	153,87	1	0,99	130,829	152,331
		-	9,815	500,76	399,54	403,86	1	0,99	495,752	399,821
Bc	1V	+	30	21,08	20,43	23,68	1,08	1,44	32,784	36,827
		-	30	74,09	90,93	92,02	1,08	1,44	115,225	143,110
	2V	+	2*30	42,15	40,86	47,36	1,06	1,295	57,859	65,011
		-	2*30	149,81	181,86	184,04	1,06	1,295	205,644	252,631
	3V	+	3*30	63,24	61,29	71,04	1,04	1,17	76,950	86,441
		-	3*30	224,71	272,79	276,06	1,04	1,17	273,427	335,910
Bt	1V	+	16	16	15,78	18,06	1,08	1,44	24,883	28,087
		-	16	58,77	59,53	60,73	1,08	1,44	91,399	94,447
	2V	+	16 *2	32	31,56	36,12	1,05	1,275	42,840	48,356
		-	16 *2	117,54	119,06	121,46	1,05	1,275	157,357	162,605
	3V	+	16 *3	48	47,34	54,18	1,03	1,133	56,016	63,228
		-	16 *3	176,3	178,59	182,19	1,03	1,133	205,740	212,614
Mc120		+	18,033	104,72	52,58	79,4	1,02	1,31	139,927	106,094
		-	18,033	217,55	198,48	192,77	1,02	1,31	290,690	257,579
D		+	12,727	62,15	52,01	59,39	1,07	1,37	91,106	87,060
		-	12,727	465,43	466,99	411,35	1,07	1,37	682,274	602,998
E		+	13,333	79,8	80,08	103,65	1,07	1,37	116,979	151,941
		-	13,333	301,66	357,13	327,37	1,07	1,37	442,203	479,892
G		+	35,489	1418,4	1451,66	1629,2	1	1	1418,420	1629,16
Trottoir	1T	+	0,3075	4,14	2,38	18,82	1,11	1,69	7,766	35,304
		-	0,3075	16,43	19,28	28,79	1,11	1,69	30,821	54,007
	2T	+	0,615	8,28	3,94	36,19	1	1,082	8,959	39,158
		-	0,615	32,86	32	63,55	1	1,082	35,555	68,761

IV.4 Moment max majorer :**Sur les travers (6,8 28 50) :**

Tableau IV-7- Moment max majorer X= 6,8m

Systèmes de charges		Coeff de Maj	X=6,8m			
			Mr [1]	Mr(maj) [1]	Mr	Mr(maj)
A(l)	1V	0,933	219,601	204,888	172,579	161,016
	2V	0,933	365,127	340,663	286,944	267,718
	3V	0,839	460,38	386,259	358,182	300,515
Bc	1V	1,330	133,43	177,462	119,222	158,565
	2V	1,232	235,555	290,204	210,462	259,290
	3V	1,073	313,204	336,068	279,840	300,268
Bt	1V	1,098	159,252	174,858	151,368	166,202
	2V	1,106	274,176	303,238	260,601	288,225
	3V	1,113	358,499	399,009	340,749	379,254
Mc120		1,117	428,759	478,923	368,123	411,194
D		1	461,743	461,743	254,275	254,275
E		1	539,920	539,920	426,225	426,225
Trottoir	1T	1	17,671	17,671	10,449	10,449
	2T	1	20,570	20,570	11,934	11,934
G		1	695,02	695,02	721,130	721,130

Tableau IV-8- Moment max majorer X= 28m

Systèmes de charges		Coeff de Maj[1]	x=28m			
			Mr [1]	Mr(maj) [1]	Mr	Mr(maj)
A(l)	1V	0,933	136,730	127,569	250,826	234,021
	2V	0,933	393,607	367,235	417,044	389,102
	3V	0,839	491,327	412,223	520,582	436,768
Bc	1V	1,330	148,801	197,905	161,523	214,826
	2V	1,232	262,66	323,597	285,137	351,289
	3V	1,073	349,708	375,237	379,131	406,808
Bt	1V	1,098	168,27	184,760	170,263	186,949
	2V	1,1	270,589	297,648	293,133	322,446
	3V	1,113	379,948	422,882	383,286	426,597
Mc120		1,117	457,341	510,850	429,455	479,701
D		1	500,927	500,927	358,97	358,970
E		1	610,449	610,449	578,547	578,547

Trottoir	1T	1	21,235	21,235	79,2	79,200
	2T	1	24,496	24,496	90,44	90,440
G		1	736,73	736,730	623,63	623,630

Tableau IV-9- Moment max majorer X= 50m

Systèmes de charges		Coeff de Maj[1]	x=50m			
			Mr [1]	Mr(maj) [1]	Mr	Mr(maj)
A(l)	1V	0,933	241,581	225,395	243,47	227,158
	2V	0,933	401,673	374,761	404,814	377,691
	3V	0,839	506,46	424,920	505,316	423,960
Bc	1V	1,330	155,986	207,461	162,41	216,005
	2V	1,232	275,363	339,247	149,432	184,100
	3V	1,073	366,147	392,876	381,211	409,039
Bt	1V	1,098	170,869	187,614	168,677	185,207
	2V	1,1	294,176	323,594	290,402	319,442
	3V	1,113	384,663	428,130	379,715	422,623
Mc120		1,117	474,431	529,939	415,331	463,925
D		1	486,282	486,282	343,255	343,255
E		1	637,651	637,651	592,971	592,971
Trottoir	1T	1	22,567	22,567	70,928	70,928
	2T	1	26,043	26,043	80,999	80,999
G		1	716,693	716,693	745,9	745,900

Les différentes combinaisons :

Tableau IV-10- Les différentes combinaisons [1] sur les traves

[1]		Etat limite de service	Etat limite ultime
X 6,8	A(l)+t	$1,2(386,258) + 20,570 = 484,079$	$1,07(386,258) + 1,07(20,570) = 435,306$
	Bc+t	$1,2(336,067) + 20,570 = 423,8504$	$1,07(336,067) + 1,07(20,570) = 381,60$
	Bt+t	$1,2(399,009) + 20,570 = 499,380$	$1,07(399,009) + 1,07(20,570) = 448,949$
X 28	A(l)+t	$1,2(412,223) + 24,496 = 519,163$	$1,07(412,223) + 1,07(24,496) = 467,289$
	Bc+t	$1,2(375,236) + 24,496 = 474,779$	$1,07(375,236) + 1,07(24,496) = 427,713$
	Bt+t	$1,2(422,882) + 24,496 = 531,954$	$1,07(422,882) + 1,07(24,496) = 478,694$
X 50	A(l)+t	$1,2(424,461) + 26,043 = 535,396$	$1,07(424,461) + 1,07(26,043) = 482,039$
	Bc+t	$1,2(392,875) + 26,043 = 497,493$	$1,07(392,875) + 1,07(26,043) = 448,242$
	Bt+t	$1,2(428,129) + 26,043 = 539,797$	$1,07(428,129) + 1,07(26,043) = 485,964$

Tableau IV-11- Les différentes combinaisons notre résultat sur les travées

Notre résultat		Etat limite de service	Etat limite ultime
X 6,8	A(l)+t	$1,2(300,515) + 11,934 = 372,552$	$1,07(300,515) + 1,07(11,934) = 334,32$
	Bc+t	$1,2 (300,268) + 11,934 = 372,256$	$1,07(300,268) + 1,07(11,934) = 334,056$
	Bt+t	$1,2(379,254) + 11,934 = 467,04$	$1,07(399,009) + 1,07(11,934) = 439,709$
X 28	A(l)+t	$1,2(436,768) + 90,44 = 614,562$	$1,07(436,768) + 1,07(90,44) = 564,112$
	Bc+t	$1,2(406,808) + 90,44 = 578,61$	$1,07(406,808) + 1,07(90,44) = 532,055$
	Bt+t	$1,2(426,597) + 90,44 = 602,365$	$1,07(426,597) + 1,07(90,44) = 553,23$
X 50	A(l)+t	$1,2(423,96) + 80,999 = 589,751$	$1,07(423,96) + 1,07(80,999) = 540,306$
	Bc+t	$1,2(409,039) + 80,999 = 571,846$	$1,07(409,039) + 1,07(80,999) = 524,34$
	Bt+t	$1,2(422,623) + 80,999 = 588,147$	$1,07(422,623) + 1,07(80,999) = 538,875$

Sur les appuis :

Tableau IV-12- moment max majorer sur l'appui X= 17m

Systèmes de charges		Coeff de Maj	x=17m			
			Mr [1]	Mr(maj) [1]	Mr	Mr(maj)
A(l)	1V	0,933	-211,344	-197,183	201,714	o
	2V	0,933	-351,398	-327,854	335,386	312,915
	3V	0,839	-443 ,742	-372,299	418,651	351,248
Bc	1V	1,330	-125,038	-166,292	142,239	189,178
	2V	1,232	-220,716	-271,922	251,094	309,348
	3V	1,073	-293,479	-314,902	333,866	358,238
Bt	1V	1,098	-9 7,713	-107,288	93,872	103,071
	2V	1,106	-168,227	-186,059	161,614	178,745
	3V	1,113	-219,977	-244,834	211,319	235,198
Mc120		1,117	-293,122	-327,417	198,292	221,492
D		1	-6 06,193	-606,193	679,723	679,723
E		1	-465 ,276	-465,276	469,689	469,689
Trottoir	1T	1	-25,437	-25,437	51,475	51,475
	2T	1	-29,343	-29,343	58,774	58,774
G		1	-1359,9	-1359,90	1334,1	1334,100

Tableau IV-13- moment max majorer sur l'appui X= 39m

Systèmes de charges		Coeff de Maj	x=39m			
			Mr [1]	Mr(maj) [1]	Mr	Mr(maj)
A(l)	1V	0,933	-237,846	-221,910	-193,385	-180,428
	2V	0,933	-395,493	-368,995	-344,272	-321,206
	3V	0,839	-498,63	-418,351	-401,366	-336,746
Bc	1V	1,330	-116,484	-154,924	-140,683	-187,108
	2V	1,232	-205,616	-253,319	-248,35	-305,967
	3V	1,073	-339,097	-363,851	-330,215	-354,321
Bt	1V	1,098	-92,736	-101,824	-94,727	-104,010
	2V	1,106	-159,659	-176,583	-163,087	-180,374
	3V	1,113	-208,774	-232,365	-213,244	-237,341
Mc120	/	1,117	-278,838	-311,462	-293,069	-327,358
D	/	1	-679,928	-679,928	-660,564	-660,564
E	/	1	-444,079	-444,079	-541,225	-541,225
Trottoir	1T	1	-30,389	-30,389	-35,961	-35,961
	2T	1	-35,056	-35,056	-34,44	-34,440
G		1	-1449,95	-1449,950	-2525,71	-2525,710

Tableau

IV-14

-

Systèmes de charges		Coeff de Maj	x=61m			
			Mr [1]	Mr(maj) [1]	Mr	Mr(maj)
A(l)	1V	0,933	-238,862	-222,858	-192,641	-179,734
	2V	0,933	-397,152	-370,543	-320,516	-299,041
	3V	0,839	-500,76	-420,138	-399,821	-335,450
Bc	1V	1,330	-116,484	-154,924	-143,11	-190,336
	2V	1,232	-205,64	-253,348	-252,632	-311,243
	3V	1,073	-273,427	-293,387	-335,91	-360,431
Bt	1V	1,098	-91,399	-100,356	-94,447	-103,703
	2V	1,106	-157,356	-174,036	-162,605	-179,841
	3V	1,113	-205,74	-228,989	-212,614	-236,639
Mc120	/	1,117	-290,690	-324,701	-257,579	-287,716
D	/	1	-682,273	-682,273	-602,998	-602,998
E	/	1	-442,203	-442,203	-479,892	-479,892
Trottoir	1T	1	-30,721	-30,721	-54,007	-54,007
	2T	1	-35,554	-35,554	-68,761	-68,761
G		1	-1418,42	-1418,420	-1629,1	-1629,100

Les différentes combinaisons :

Tableau IV-15- Les différentes combinaisons notre résultat sur l'appui

Notre Résultat		<i>Etat limite de service</i>	<i>Etat limite ultime</i>
X 17	A(l)+t	$1,2(351,248) + 58,774 = 480,272$	$1,07(351,248) + 1,07(58,774) = 438,723$
	Bc+t	$1,2(358,238) + 58,774 = 429,886$	$1,07(358,238) + 1,07(58,774) = 446,203$
	Bt+t	$1,2(235,198) + 58,774 = 341,012$	$1,07(235,198) + 1,07(58,774) = 314,55$
X 39	A(l)+t	$1,2(336,746) + 35,961 = 440,056$	$1,07(336,746) + 1,07(35,961) = 398,796$
	Bc+t	$1,2(354,321) + 35,961 = 461,146$	$1,07(354,321) + 1,07(35,961) = 417,602$
	Bt+t	$1,2(237,341) + 35,961 = 320,77$	$1,07(237,341) + 1,07(35,961) = 292,507$
X 61	A(l)+t	$1,2(399,821) + 68,761 = 548,546$	$1,07(399,821) + 1,07(68,761) = 501,383$
	Bc+t	$1,2(335,91) + 68,761 = 471,853$	$1,07(335,91) + 1,07(68,761) = 432,998$
	Bt+t	$1,2(212,614) + 68,761 = 323,8978$	$1,07(212,614) + 1,07(68,761) = 301,285$

Tableau IV-16 : Les différentes combinaisons [1] sur l'appui*

[1]		Etat limite de service	Etat limite ultime
X=17 m	A(l)+t	$1,2(372,299) + 29,343 = 476,101$	$1,07(372,299) + 1,07(29,343) = 429,756$
	Bc+t	$1,2(314,902) + 29,343 = 407,227$	$1,07(314,902) + 1,07(29,343) = 368,342$
	Bt+t	$1,2(244,834) + 29,343 = 323,143$	$1,07(244,834) + 1,07(29,343) = 293,369$
X=39 m	A(l)+t	$1,2(418,350) + 35,056 = 537,076$	$1,07(418,350) + 1,07(35,056) = 485,144$
	Bc+t	$1,2(363,851) + 35,056 = 471,677$	$1,07(363,851) + 1,07(35,056) = 426,830$
	Bt+t	$1,2(232,365) + 35,056 = 313,894$	$1,07(232,365) + 1,07(35,056) = 286,140$
X=61 m	A(l)+t	$1,2(420,137) + 35,554 = 539,718$	$1,07(420,137) + 1,07(35,554) = 487,589$
	Bc+t	$1,2(293,387) + 35,554 = 387,618$	$1,07(293,387) + 1,07(35,554) = 351,966$
	Bt+t	$1,2(228,998) + 35,554 = 310,339$	$1,07(228,998) + 1,07(35,554) = 283,059$

IV.5 Les réactions sur les appuis :

R₀

Tableau IV-17 : la réaction sur l'appui R0

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) Nm Pont rec	Mg (c) Nm Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K) [1]	Mf Final [1]	Mf
A (I)	1V	+	3,51	27,76	41,34	41,95	1,06	0,244	7,180	10,850
		-	4,833	7,41	8,29	5,23	1,06	0,244	1,917	1,353
	2V	+	7,02	55,52	82,68	83,9	1,03	0,186	10,637	16,074
		-	9,666	14,82	16,59	10,46	1,03	0,186	2,839	2,004
	3V	+	10,53	83,28	124,02	125,85	1	0,155	12,908	19,507
		-	14,499	22,23	24,88	15,69	1	0,155	3,446	2,432
Bc	1V	+	30	32,28	28,68	31,42	1,08	0,245	8,541	8,314
		-	30	4,63	4,81	4,47	1,08	0,245	1,225	1,183
	2V	+	2*30	64,56	57,36	62,84	1,06	0,216	14,782	14,388
		-	2*30	9,26	9,62	8,94	1,06	0,216	2,120	2,046
	3V	+	3*30	96,84	86,04	94,26	1,04	0,192	19,337	18,822
		-	3*30	13,9	14,43	13,41	1,04	0,192	2,776	2,678
Bt	1V	+	16	30,56	28,11	29,55	1,08	0,245	8,086	7,819
		-	16	3,87	3,7	3,53	1,08	0,245	1,024	0,934
	2V	+	16 *2	61,12	56,22	59,1	1,05	0,212	13,605	13,156
		-	16 *2	7,74	7,4	7,06	1,05	0,212	1,723	1,572
	3V	+	16 *3	91,68	84,33	88,65	1,03	0,182	17,186	16,618
		-	16 *3	11,62	11,1	10,59	1,03	0,182	2,178	1,985
Mc120		+	18,033	88,4	85,91	83,78	1,02	0,206	18,575	17,604
		-	18,033	13,6	12,34	9,49	1,02	0,206	2,858	1,994
D		+	12,727	86,16	72,06	79,46	1,07	0,232	21,388	19,725
		-	12,727	14,54	11,33	6,7	1,07	0,232	3,609	1,663
E		+	13,333	98,88	99,23	97,99	1,07	0,295	31,211	30,931
		-	13,333	17,92	17,92	11,6	1,07	0,295	5,656	3,662
G		-	35,489	223,2	193,42	206,51	1	0,162	36,157	33,455
Trottoir	1T	+	0,3075	2,44	1,77	1,22	1,11	0,295	0,799	0,399
		-	0,3075	0,51	0,45	0,44	1,11	0,295	0,167	0,144
	2T	+	0,615	4,88	3,55	2,41	1	0,178	0,869	0,429
		-	0,615	1,02	0,9	0,87	1	0,178	0,182	0,155

R₁Tableau IV-18 la réaction sur l'appui R₁ :

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) Nm Pont rec	Mg (c) Nm Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K) [1]	Mf Final [1]	Mf
A (I)	1V	+	3,51	81,22	58,68	80,38	1,06	0,244	21,007	20,789
		-	4,833	9,3	7,8	7,78	1,06	0,244	2,405	2,012
	2V	+	7,02	162,44	117,36	160,76	1,03	0,186	31,120	30,798
		-	9,666	18,6	15,6	15,56	1,03	0,186	3,563	2,981
	3V	+	10,53	243,66	176,04	241,14	1	0,155	37,767	37,377
		-	14,499	27,9	23,4	23,34	1	0,155	4,325	3,618
Bc	1V	+	30	52,26	38,51	40,15	1,08	0,245	13,828	10,624
		-	30	5,32	4,81	4,67	1,08	0,245	1,408	1,236
	2V	+	2*30	104,52	77,02	80,3	1,06	0,216	23,931	18,385
		-	2*30	10,64	9,62	9,34	1,06	0,216	2,436	2,138
	3V	+	3*30	156,78	115,53	120,45	1,04	0,192	31,306	24,051
		-	3*30	15,97	14,43	14,01	1,04	0,192	3,189	2,798
Bt	1V	+	16	31,97	30,31	30,84	1,08	0,245	8,459	8,160
		-	16	4,48	3,48	3,59	1,08	0,245	1,185	0,950
	2V	+	16 *2	63,94	60,62	61,68	1,05	0,212	14,233	13,730
		-	16 *2	8,96	6,96	7,18	1,05	0,212	1,994	1,598
	3V	+	16 *3	95,9	90,93	92,72	1,03	0,182	17,977	17,381
		-	16 *3	13,44	10,44	10,77	1,03	0,182	2,519	2,019
Mc120		+	18,033	111,57	98,02	106,69	1,02	0,206	23,443	22,418
		-	18,033	15,94	11,61	14,29	1,02	0,206	3,349	3,003
D		+	12,727	168,31	103,98	186,31	1,07	0,232	41,781	46,250
		-	12,727	17,56	10,67	8,01	1,07	0,232	4,359	1,988
E		+	13,333	161,3	128,14	160,86	1,07	0,295	50,914	50,775
		-	13,333	22,82	16,86	17,14	1,07	0,295	7,203	5,410
G		-	35,489	797,1	670,21	784,28	1	0,162	129,130	127,053
Trottoir	1T	+	0,3075	7,28	6,83	7,84	1,11	0,295	2,384	2,567
		-	0,3075	0,63	-0,54	1,43	1,11	0,295	0,206	0,468
	2T	+	0,615	14,56	14,54	15,52	1	0,178	2,592	2,763
		-	0,615	1,27	1,09	2,83	1	0,178	0,226	0,504

R₂Tableau IV-19 la réaction sur l'appui R₂

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) Nm Pont rec	Mg (c) Nm Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K) [1]	Mf Final [1]	Mf
A (l)	1V	+	3,273	81,39	58,28	78,7	1,06	0,244	21,051	20,355
		-	3,51	10,93	7,68	12,74	1,06	0,244	2,827	3,295
	2V	+	6,546	162,78	116,56	157,4	1,03	0,186	31,185	30,155
		-	7,02	21,86	15,36	25,48	1,03	0,186	4,188	4,881
	3V	+	9,819	244,17	174,84	236,1	1	0,155	37,846	36,596
		-	10,53	32,79	23,04	38,22	1	0,155	5,082	5,924
Bc	1V	+	30	52,47	41,15	39,35	1,08	0,245	13,884	10,412
		-	30	5,41	4,46	4,62	1,08	0,245	1,431	1,222
	2V	+	2*30	104,93	82,3	78,7	1,06	0,216	24,025	18,019
		-	2*30	10,82	8,92	9,24	1,06	0,216	2,477	2,115
	3V	+	3*30	157,39	123,45	118,05	1,04	0,192	31,428	23,572
		-	3*30	16,21	13,38	13,86	1,04	0,192	3,237	2,768
Bt	1V	+	16	31,68	30,24	30,36	1,08	0,245	8,383	8,033
		-	16	4,45	3,34	3,55	1,08	0,245	1,177	0,939
	2V	+	16 *2	63,36	60,48	60,72	1,05	0,212	14,104	13,516
		-	16 *2	8,9	6,68	7,1	1,05	0,212	1,981	1,580
	3V	+	16 *3	95,04	90,72	91,08	1,03	0,182	17,816	17,074
		-	16 *3	13,34	10,36	10,65	1,03	0,182	2,501	1,996
Mc120		+	18,033	111,75	97,7	108,69	1,02	0,206	23,481	22,838
		-	18,033	26,82	11,44	22,61	1,02	0,206	5,635	4,751
D		+	12,727	187,63	118,97	186,35	1,07	0,232	46,577	46,260
		-	12,727	17,23	10,53	8,67	1,07	0,232	4,277	2,152
E		+	13,333	185	132,62	152,87	1,07	0,295	58,395	48,253
		-	13,333	22,15	16,59	20,47	1,07	0,295	6,992	6,461
G		-	35,489	792,52	686,23	770,07	1	0,162	128,388	124,751
Trottoir	1T	+	0,3075	7,85	7,27	12,7	1,11	0,295	2,570	4,159
		-	0,3075	0,98	0,53	1,6	1,11	0,295	0,321	0,524
	2T	+	0,615	15,7	14,56	24,13	1	0,178	2,795	4,295
		-	0,615	1,97	1,06	3,17	1	0,178	0,351	0,564

R₃Tableau IV-20 la réaction sur l'appui R₃

Système de charge		Signe	Charges [1]	Mg (c) [1]	Mg (c) Nm Pont rec	Mg (c) Nm Pont courbe	Coef géo à y=b [1]	Coef repar trans (K) [1]	Mf Final [1]	Mf
A (1)	1V	+	3,273	31,68	58,22	74,96	1,06	0,244	8,194	19,388
		-	3,273	4,45	7,57	12	1,06	0,244	1,151	3,104
	2V	+	6,645	63,36	116,44	149,92	1,03	0,186	12,139	28,722
		-	6,645	8,9	15,14	24	1,03	0,186	1,705	4,598
	3V	+	9,819	95,04	174,66	224,88	1	0,155	14,731	34,856
		-	9,819	13,34	22,71	36	1	0,155	2,068	5,580
Bc	1V	+	30	52,83	42,59	39,03	1,08	0,245	13,979	10,327
		-	30	5,07	4,39	4,54	1,08	0,245	1,342	1,201
	2V	+	2*30	105,66	85,18	78,06	1,06	0,216	24,192	17,873
		-	2*30	10,14	8,78	9,08	1,06	0,216	2,322	2,078
	3V	+	3*30	158,49	127,77	117,09	1,04	0,192	31,647	23,381
		-	3*30	15,21	13,17	13,62	1,04	0,192	3,037	2,720
Bt	1V	+	16	31,68	30,23	30,08	1,08	0,245	8,383	7,959
		-	16	4,29	3,39	3,44	1,08	0,245	1,135	0,910
	2V	+	16 *2	63,36	60,46	60,16	1,05	0,212	14,104	13,392
		-	16 *2	8,58	6,78	6,88	1,05	0,212	1,910	1,531
	3V	+	16 *3	95,04	90,69	90,24	1,03	0,182	17,816	16,916
		-	16 *3	12,86	10,17	10,32	1,03	0,182	2,411	1,935
Mc120		+	18,033	118,23	97,66	104,29	1,02	0,206	24,842	21,913
		-	18,033	28,13	11,31	18,75	1,02	0,206	5,911	3,940
D		+	12,727	188,36	119,1	175,46	1,07	0,232	46,758	43,556
		-	12,727	16,81	10,75	13,73	1,07	0,232	4,173	3,408
E		+	13,333	184,22	132,06	142,23	1,07	0,295	58,149	44,895
		-	13,333	21,75	17,22	23,87	1,07	0,295	6,865	7,535
G		-	35,489	784,27	678,5	764,74	1	0,162	127,052	123,888
Trottoir	1T	+	0,3075	7,92	7,28	12,07	1,11	0,295	2,593	3,952
		-	0,3075	1,18	0,54	4,36	1,11	0,295	0,386	1,428
	2T	+	0,615	15,85	14,62	23,9	1	0,178	2,821	4,254
		-	0,615	2,26	1,08	8,62	1	0,178	0,402	1,534

IV.5.1 Les réactions majorées maximale :Tableau IV-21 : Les réactions majorées max R_0

Systèmes de charges		Coeff de Maj	R0			
			R[1]	R(maj) [1]	R	R(maj)
A(I)	1V	7,44	6,942	10,850	10,123	10,123
	2V	11,83	11,037	16,074	14,997	14,997
	3V	14,240	11,947	19,507	16,366	16,366
Bc	1V	8,64	11,491	8,314	11,058	11,058
	2V	16,133	19,876	14,388	17,726	17,726
	3V	20,946	22,475	18,822	20,196	20,196
Bt	1V	8,152	8,951	7,819	8,585	8,585
	2V	14,370	15,893	13,156	14,551	14,551
	3V	17,954	19,983	16,618	18,496	18,496
Mc120		21,905	24,468	17,604	19,664	19,664
D		42,042	42,042	19,725	19,725	19,725
E		27,591	27,591	30,931	30,931	30,931
Trottoir	1T	0,798	0,798	0,399	0,399	0,399
	2T	0,86	0,860	0,429	0,429	0,429
G		1	36,112	36,112	33,455	33,455

Tableau IV-22 : Les réactions majorées max R_1

Systèmes de charges		Coeff de Maj	R1			
			R [1]	R(maj) [1]	R	R(maj)
A(I)	1V	21,781	20,322	20,789	19,396	19,396
	2V	34,628	32,308	30,798	28,735	28,735
	3V	41,665	34,957	37,377	31,359	31,359
Bc	1V	13,940	18,540	10,624	14,130	14,130
	2V	26,119	32,179	18,385	22,650	22,650
	3V	32,337	34,698	24,051	25,807	25,807
Bt	1V	8,528	9,364	8,160	8,960	8,960
	2V	14,703	16,262	13,730	15,185	15,185
	3V	18,781	20,903	17,381	19,345	19,345
Mc120		27,647	30,882	22,418	25,041	25,041
D		46,965	46,965	46,250	46,250	46,250
E		45,009	45,009	50,775	50,775	50,775
Trottoir	1T	2,383	2,383	2,567	2,567	2,567
	2T	2,584	2,584	2,763	2,763	2,763
G		1	124,45	124,450	127,053	127,053

Tableau IV-23 : Les réactions majorées max R₂

Systèmes de charges		Coeff de Maj	R ₂			
			R [1]	R(maj) [1]	R	R(maj)
A(l)	1V	21,827	20,365	20,355		-179,734
	2V	34,701	32,376	30,155	28,135	-299,041
	3V	41,753	35,031	36,596	30,704	-335,450
Bc	1V	13,996	18,615	10,412	13,848	-190,336
	2V	27,472	33,846	18,019	22,199	-311,243
	3V	32,463	34,833	23,572	25,293	-360,431
Bt	1V	8,450	9,278	8,033	8,820	-103,703
	2V	14,897	16,476	13,516	14,949	-179,841
	3V	18,612	20,715	17,074	19,003	-236,639
Mc120		27,691	30,931	22,838	25,510	-287,716
D		52,356	52,356	46,260	46,260	-602,998
E		51,622	51,622	48,253	48,253	-479,892
Trottoir	1T	2,570	2,570	4,159	4,159	-54,007
	2T	2,786	2,786	4,295	4,295	-68,761
G		1	124,12	124,120	124,751	124,751

Tableau IV-24 : Les réaction majoré max R₃

Systèmes de charges		Coeff de Maj	R ₃			
			R [1]	R(maj) [1]	R	R(maj)
A(l)	1V	21,880	20,414	19,388	,	-179,734
	2V	34,786	32,455	28,722	26,798	-299,041
	3V	44,855	37,633	34,856	29,244	-335,450
Bc	1V	14,092	18,742	10,327	13,735	-190,336
	2V	26,404	32,530	17,873	22,020	-311,243
	3V	34,281	36,784	23,381	25,088	-360,431
Bt	1V	8,450	9,278	7,959	8,739	-103,703
	2V	14,897	16,476	13,392	14,812	-179,841
	3V	18,612	20,715	16,916	18,828	-236,639
Mc120		29,297	32,725	21,913	24,477	-287,716
D		52,559	52,559	43,556	43,556	-602,998
E		51,404	51,404	44,895	44,895	-479,892
Trottoir	1T	2,593	2,593	3,952	3,952	-54,007
	2T	2,813	2,813	4,254	4,254	-68,761
G		1	126,897	126,897	123,888	123,888

IV.5.2 Les différentes combinaisons :

Tableau IV-25 : Les différentes combinaisons Des réaction [1]

[1]		Etat limite de service	Etat limite ultime
R0 [1]	A(l)+t	1,2(11,947) +0,866=15,202	1,07(11,947) +1,07(0,866) =13,709
	Bc+t	1,2(22,475) +0,866=27,836	1,07(22,475) +1,07(0,866) =24,974
	Bt+t	1,2(19,982) +0,866=24,844	1,07(19,982) +1,07(0,866) =22,307
R1 [1]	A(l)+t	1,2(34,956) +2,584=44,531	1,07(34,956) +1,07(2,584) =40,167
	Bc+t	1,2(34,697) +2,584=44,220	1,07(34,697) +1,07(2,584) =39,890
	Bt+t	1,2(20,903) +2,584=27,667	1,07(20,903) + 1, 07(2,584) =25,131
R2 [1]	A(l)+t	1,2(35,030) +2,786=44,822	1,07(35,030) +1,07(2,786) =40,463
	Bc+t	1,2(34,732) +2,786=44,584	1,07(34,732) +1,07(2,786) =40,251
	Bt+t	1,2(20,715) +2,786=27,644	1,07(20,5) + 1,07(2,786) =25,146
R3 [1]	A(l)+t	1,2(35,116) +2,813=44,952	1,07(35,116) + 1,07(2,813) =40,584
	Bc+t	1,2(36,783) +2,813=46,952	1,07(36,783) + 1,07(2,813) =42,367
	Bt+t	1,2(20,715) +2,813=27,671	1,07(20,715) +1,07(2,813) =25,174

Tableau IV-26 : Les différentes combinaisons Des réaction notre résultat

Notre résultat		Etat limite de service	Etat limite ultime
R0	A(l)+t	1,2(19,507) +0,429 =23,837	1,07(19,507) +1,07(0,429) =21,331
	Bc+t	1,2(18,812) +0,429=23,003	1,07(18,812) +1,07(0,429) =20,588
	Bt+t	1,2(16,618) +0,429=20,37	1,07(16,618) +1,07(0,429) =18,234
R1	A(l)+t	1,2(37,377) +2,763=47,615	1,07(37,377) +1,07(2,763) =42,95
	Bc+t	1,2(24,051) +2,763=31,624	1,07(24,051) +1,07(2,763) =28,691
	Bt+t	1,2(17,381) +2,763=23,62	1,07(17,381) + 1, 07(2,763) =21,554
R2	A(l)+t	1,2(36,596) +4,295=48,21	1,07(35,030) +1,07(4,295) =42,078
	Bc+t	1,2(23,572) +4,295=32,581	1,07(34,732) +1,07(4,295) =41,759
	Bt+t	1,2(17,074) +4,295=24,783	1,07(20,715) + 1,07(4,295) =26,76
R3	A(l)+t	1,2(34,856) +4,254=46,081	1,07(35,116) + 1,07(4,254) =42,1259
	Bc+t	1,2(23,381) +4,254=32,311	1,07(36,783) + 1,07(4,254) =43,91
	Bt+t	1,2(16,916) +4,254=24,553	1,07(20,715) +1,07(4,254) =26,717

Conclusion

D'après les valeurs qui nous avons présenté, nous constatons qu'il existe une légère différence entre les résultats obtenus par le programme robot et les résultats [1] calculés manuellement. Le programme robot nous fournissions les valeurs des lignes droites et des lignes courbes simultanément, tandis que les valeurs [1] calculent les lignes droites et multiplient ces valeurs par l'angle de courbure.

Chapitre V

Étude de la dalle et la précontrainte

V.1 Introduction

Le béton résiste peu et de manière aléatoire, à la traction alors qu'il a une résistance élevée en compression (rapport de 10 à 20). Les pièces fléchies ou tendues sont fragiles

Le béton armé comble cette lacune : les tractions sont reprises par des armatures en acier adhérentes au béton

Mais pour mobiliser la résistance des aciers, la fissuration est inévitable :

- Inconvénients pour la rigidité et la durabilité
- Poids mort du béton tendu, qui limite la portée

En béton précontraint, on compense par avance les tractions que va subir le béton en lui appliquant une compression par des armatures tendues :

Toute la section participe, le béton, et non l'acier, reprend les tractions

La rigidité n'est pas affectée.

V.2 Définition du béton précontraint

Définition donnée par Eugène Freyssinet

- « Les forces de précontrainte sont des forces créées par le constructeur pour réaliser des contraintes préalables ou simultanées à celles qui résultent des charges, et qui, se composant avec celles-ci, donnent des contraintes résultantes en chaque point, limitées à des taux qui puissent être indéfiniment supportées par les matériaux, sans altération. »
- La précontrainte prend tout son intérêt lorsqu'elle permet d'obtenir un comportement élastique pour une structure qui, sans elle, serait fissurée.

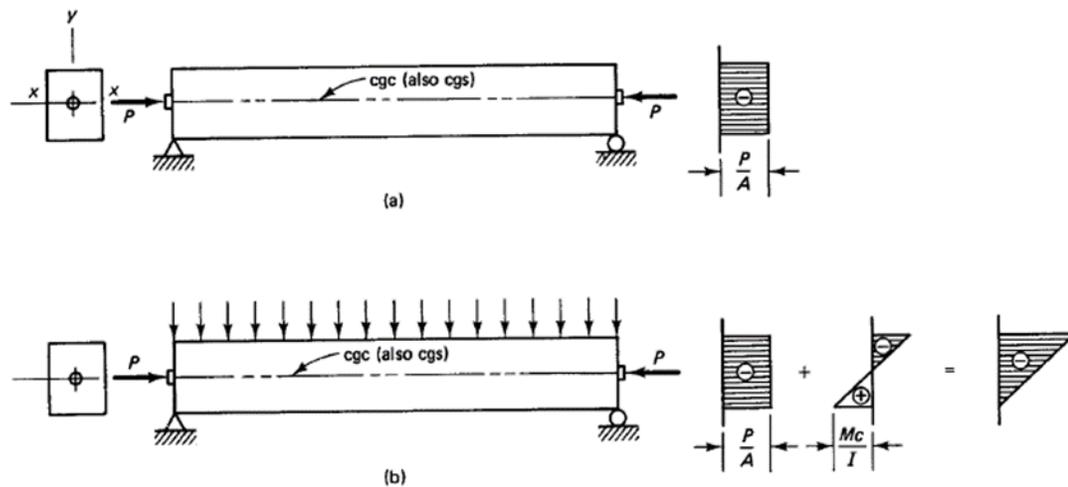


Figure V-1: principe de la précontrainte

V.3 Historique du béton précontraint

Le béton précontraint n'est pas un concept nouveau, il remonte à 1872, quand P.H. Jackson un ingénieur américain de Californie breveta un système de précontrainte ; en utilisant un tirant pour construire des poutres et des arcs. En 1888 l'allemand C. W. Doehring obtient un brevet en utilisant des fils métalliques pour précontrainte des dalles. Mais ces tentatives précoces n'ont pas vraiment réussi à cause des pertes de précontraintes différées (dans le temps) et de la traction trop faible, qui ne faisait que retarder l'apparition de la fissuration.

Au début du XXe siècle le norvégien J. Lund et l'Américain G. R. Steiner, ont essayé de résoudre ce problème, mais ils n'ont pas pu y arriver. Freyssinet attribuera plus tard ces

échecs à l'état d'esprit des chercheurs : « On cherchait à améliorer le Béton Armé et non à créer un nouveau matériau »

Il faut attendre 1928 pour le résoudre grâce à l'ingéniosité de l'ingénieur français Eugène Freyssinet qui a proposé l'utilisation des fils d'acier de haute résistance et de haute ductilité. Le véritable lancement de la précontrainte est le sauvetage en 1934 de la gare maritime du Havre en France, alors en cours de construction sur des remblais non stabilisés et qui s'enfoncent progressivement et, en Algérie en 1936 dans l'usine de fabrication de tuyaux de l'oued Fodda (commune de la wilaya de Chlef située à 20 km à l'est de la ville de Chlef), spécialisée dans les conduites étanches sous des pressions d'eau élevées ; qui permet à Eugène Freyssinet de démontrer l'efficacité de sa technique appelé « Système Freyssinet »

Ce procédé éveille l'intérêt du directeur de l'entreprise Wayss & Freytag en Allemagne. Le premier pont en béton précontraint est ainsi construit en 1938, d'après les plans de Freyssinet, à Oelde, sur l'autoroute de Dortmund à Hanovre.

En 1940 L'anglais P. W. Abeles introduit et développa le concept de la précontrainte partielle. L'allemand F Leonhardt, le russe V. Mikhaïlov, l'américain T. Y. Lin ; le français Yves Guyon et d'autres contribuèrent grandement à l'art et à la science du béton précontraint.

V.4 Types de précontrainte

Deux modes sont possibles pour la mise en œuvre de la précontrainte :

-la précontrainte par post-tension et la précontrainte par pré-tension

Dans ces termes, les préfixes « post » et « pré » décrivent le moment d'application de la force dans l'acier par rapport à la mise en place du béton.

Une autre différence concerne la position de la précontrainte par post-tension par rapport à la section en béton, de sorte qu'on distingue :

- la précontrainte intérieure et
- la précontrainte extérieure.

En outre, la précontrainte intérieure (par post-tension) peut être :

- avec adhérence
- sans adhérence.

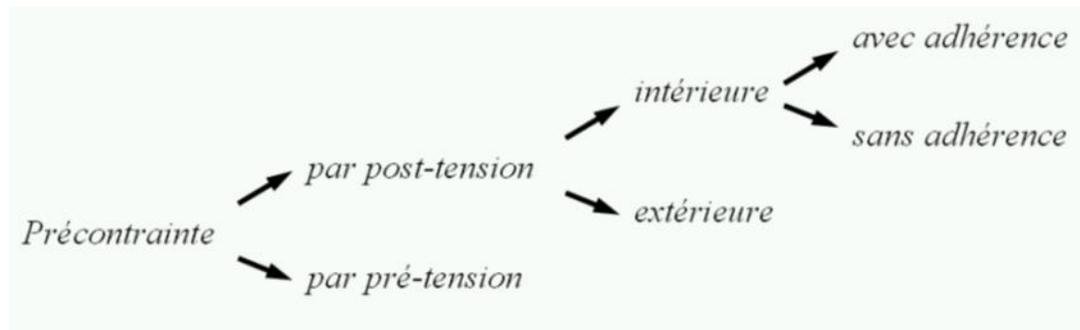


Figure V-2: Types de précontrainte

V.4.1 Précontrainte par post-tension :

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

La post tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées.

V.4.2 . Procédés de précontrainte par post-tension

Mise en place du coffrage.

Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).

Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.

Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux.

Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.

Coulage du béton.

Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension.

L'injection d'un coulis de ciment.

Durcissement du béton, enfilage des câbles.

Mise en tension des câbles

Décoffrage

V.5 Calcul de la précontrainte

L'Étude de la précontrainte se fera selon les règles du B.P.E.L 91 et le calcul se basera sur la dalle la plus sollicitée.

Module de déformation longitudinale des armatures de précontraintes : $E_p = 1,95.10^5 \text{ Mpa}$.

Résistance caractéristique du béton à 28 jours d'âge $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$.

Armatures passives : HA Fe 500 ; $f_e = 500 \text{ MPA}$

ρ_{1000} : valeur de la perte de tension par relaxation à 1000 heures $\rho_{1000} = 2,5\%$

Partie constructive : coulage en une seule phase mise en tension une seule famille : à 21 jours

V.5.1 Classes de vérification

-justification à réaliser en classe II de précontrainte : traction admise sans fissuration du béton (précontrainte courante), usage : ouvrage courant exposé aux intempéries.

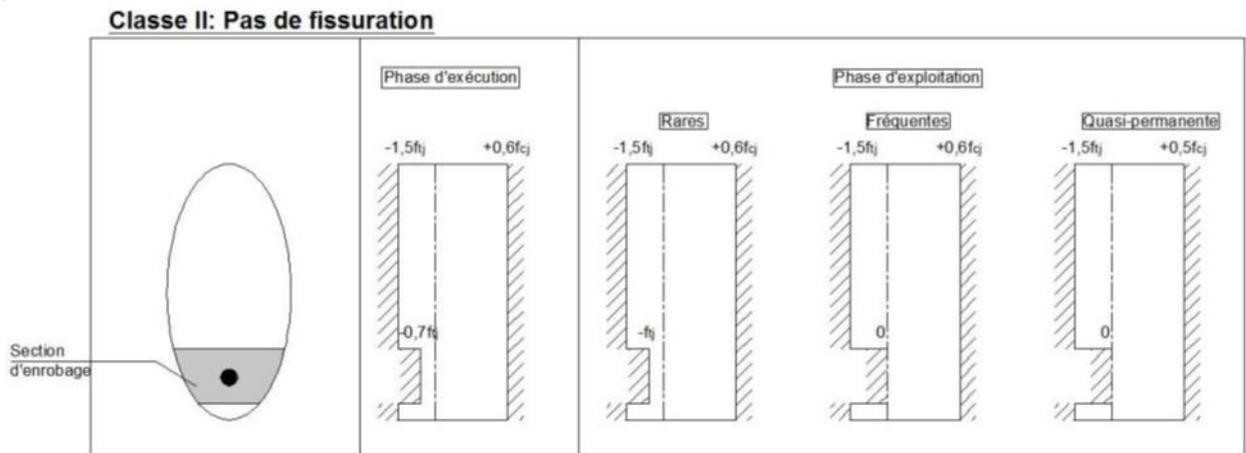


Figure V-3: Contraintes limites du béton en classe II

Contrainte limites du béton :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à (j) jours.

La résistance à la compression est conventionnellement maintenue constante à partir de 28^{ème} jour.

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

Pour 21 jours (date de mise en tension)

$$f_{c21} = \frac{21}{4.76 + 0.83 * 21} * 40 = 37.85 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours.

La résistance à la traction du béton à :

$$28 \text{ jours} : f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3 \text{ Mpa}$$

21jour : $f_{t21} = 0.6 + 0.06 f_{c21} = 0.6 + 0.06 \times 29.91 = 2.87 \text{ Mpa}$

Les contraintes limites du béton sont suivantes :

Pour 28 jours : phase d'exploitation combinaison rares

$\sigma_{Ms} = 0.6f_{cj} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$

$\sigma_{ms} = -1.5f_{tj} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ MPa}$

$\sigma_{Mi} = 0.6f_{cj} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$

$\sigma_{mi} = -1.5f_{tj} = -f_{t28} = -3 = -3 \text{ MPa}$

Zone hors section

Zone d'enrobage

Pour 21 jours (date de mise en tension) : phase d'exécution

$\sigma_{Ms} = 0.6f_{cj} = 0.6f_{c21} = 0.6 \times 34.19 = 22.71 \text{ MPa}$

$\sigma_{ms} = -1.5f_{tj} = -1.5f_{t21} = -1.5 \times 2.65 = -4.305 \text{ MPa}$

$\sigma_{Mi} = 0.6f_{cj} = 0.6f_{c14} = 0.6 \times 29.91 = 22.71 \text{ MPa}$

$\sigma_{mi} = -0.7f_{tj} = -0.7f_{t14} = -0.7 \times 2.39 = -2.009 \text{ MPa}$

Zone hors section

Zone d'enrobage

V.5.2 Caractéristiques géométriques de la section médiane de la dalle

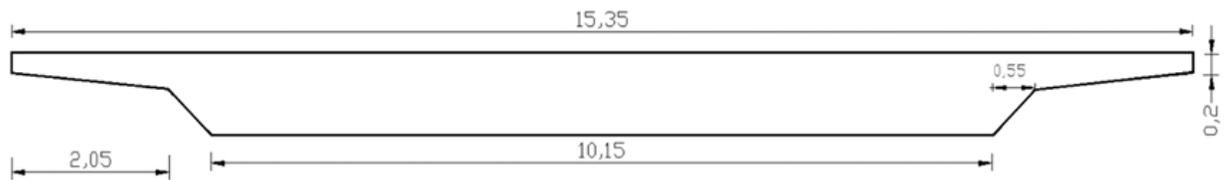


Figure V-4: la section médiane de la dalle

Tableau V-1- Caractéristiques géométriques de la dalle

B(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V' (m)	H(m)	ρ (%)
12.3883	1.041	0.545	0.455	1,00	33,88

B : aire de la section brute de la dalle.

V' : distance entre le centre de gravité de la section totale et sa fibre inférieure.

V : distance entre le centre de gravité de la section totale et sa fibre supérieure.

I : moment d'inertie par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section totale.

ρ : Rendement géométrique de la section.

$$\text{Avec } \rho = \frac{I}{B \cdot V' \cdot V}$$

V.5.3 Les moments fléchissant

a) Les moments sur les appuis :

M_M : moment fléchissant maximal dû aux charges permanentes et surcharges d'après la combinaison

$$\text{à L'E LS } M_{Ms} = G + Max \left\{ \begin{array}{l} 1.2[\max(A(1); B)] + T \\ M_{c120} \\ D \\ E \end{array} \right.$$

Tableau V-2- Les moments fléchissant max à L'ELS

Appui	1	2	3	4	5
$M_s(T.m)$ [1]	1966.093	2129.878	2100.693	2129.878	1966.093
$M_s(T.m)$ notre modèle	2013.823	3186.274	2232.098	3186.274	2013.823

$$M_{S_{\min}} = 2013.823T.m$$

$$M_{S_{\max}} = 3186.274T.m$$

M_m : moment fléchissant dû aux charges minimales (poids propre de la dalle)

La mise en tension se fait à 21^{ème} jour



Figure V-5:Mise en tension de la dalle dans le sens longitudinal

$$\text{à L'E LU } M_{Mu} = 1.35G + \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.6[\max(A(1); B)] + 1.5T \\ 1.35M_{c120} \\ 1.35D \\ 1.35E \end{array} \right.$$

Tableau V-3- Les moments fléchissant max à L'ELU

Appui	1	2	3	4	5
M_u(T.m) notre modèle	2718.661	4301.47	3013.332	4301.47	2718.661

$$M_{u_{\min}} = 2718.661 \text{ T.m}$$

$$M_{u_{\max}} = 4301.47 \text{ T.m}$$

b) Nombre de câbles :

$$P_{\text{sur}} = \frac{MT + \rho SV \sigma_{tg}}{\rho V + V' - d'} \quad \text{Avec : } \sigma_{tg} \quad \sigma_{tg} = 0 \text{ (sur l'appui)}$$

$$P_{\text{sur}} = \frac{MT}{c' + e_0} \quad c' = \rho V' = 0.3387 * 0.545 = 0.1846 \text{ m}; e_0 = e_b = 0.355 \text{ m}$$

$$P_{\text{sur}} \geq \frac{3186.274 - 0.042P}{0.1846 + 0.355} \Rightarrow P \geq 3835.9 \text{ T}$$

$$n = \frac{P}{P_d} \quad \text{Avec : } P_d = P_0 - \Delta P \Delta$$

Pour les câbles de longueur supérieur à 60m ; la somme des pertes est égal 33% de précontrainte à l'origine

$$\text{Donc } P_d = P_0 * (1 - 0.33) = 0.67 * 4241 = 2841.47 \text{ KN}$$

$$n \geq \frac{3835.9}{284.147} \Rightarrow n \geq 13.5$$

On prend 14 câbles 19T15

$$= 3,126 \text{ MN}$$

Excentricité de la précontrainte :

$$e_p = -v' + t_i = 0.33 + 0.1 = 0.43 \text{ m}$$

V.6 Les pertes de tension

La perte de la précontrainte est toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'un câble à une époque donnée. Les pertes constituent un inconvénient majeur non seulement en raison du mauvais rendement de l'acier qui en résulte, mais encore parce qu'elle conduisait à une aggravation de l'état de sollicitation de béton. En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

V.6.1 Type de pertes

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- 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.

Tension à l'origine

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Min} (0,80 f_{prg} , 0,90 f_{peg}) \text{ en post-tension} = 1488 \text{ MPa}$$

V.6.2 Pertes de tension instantanées

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

- Les pertes de tension par frottement ;

- Les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

a) Perte de tension par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement des câbles sur la gaine, lors de la mise en tension. Le câble tiré du côté du vérin est fixe du côté opposé le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbe s'il n'est pas rectiligne, il est de même en ligne droite, la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectilignes; on admet en général une variation parasite de l'ordre de $0.5 \text{ à } 0.75^\circ$ d'angle équivalent par mètre de câble.

Pertes par frottement est donné par l'expression suivante :

$$\Delta F_p = P_0 (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)}) \text{ avec : } f = 0.19 \text{ rad} ; \alpha = \alpha_0 = 0.12 \text{ rad} ; x = 0.4l_1 = 6.8 \text{ m}$$

$$\varphi = 0.002 ; P = 4241 \text{ KN}$$

1) a l'about :

$$\alpha = 0 ; x = 0 ; \Rightarrow \Delta F_p = 0$$

2) en travée(1) :

$$\alpha = \alpha_0 = 0.12 \text{ rad} ; x = 0.4l_1 = 6.8 \text{ m}$$

$$\Delta F_p = 4241 (1 - e^{-(0.19 * 0.121 + 0.002 * 6.8)}) = 152.37 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 3.59\%$$

3) sur l'appui (1) :

$$\alpha = \alpha_0 + 2\alpha_1 = 0.343 \text{ rad} ; x = l_1 = 17$$

$$\Delta F_p = 4241 (1 - e^{-(0.19 * 0.121 + 0.002 * 17)}) = 400.4 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 9.44\%$$

4) en travée(2)

$$\alpha = \alpha_0 + 2\alpha_1 + 2\alpha_2 = 0.547 \text{ rad} ; x = l_1 + 0.5l_2 = 28 \text{ m}$$

$$\Delta F_p = 17.78\%$$

5) sur l'appui(2) :

$$\alpha = \alpha_0 + 2\alpha_1 + 2\alpha_2 + 2\alpha_3 = 0.753 \text{ rad} ; x = l_1 + l_2 = 39 \text{ m}$$

$$\Delta F_p = 19.83\%$$

6) en travée (3):

$$\alpha = \alpha_0 + 2\alpha_1 + 2\alpha_2 + 2\alpha_3 + 2\alpha_4 = 0.959\text{rad} ; x = l_1 + l_2 + 0.5l_3 = 50$$

$$\Delta F_p = 24.59\%$$

7) Sur l'appui (3) :

$$\alpha = \alpha_0 + 2\alpha_1 + 2\alpha_2 + 2\alpha_3 + 2\alpha_4 + 2\alpha_5 = 1.165\text{rad} ; x = l_1 + l_2 + l_3$$

$$\Delta F_p = 29.06$$

b) Perte d'allongement après blocage des ancrages :

La perte d'allongement apparaît lorsque la force appliquée au câble par le vérin est reportée directement à la structure, par l'intermédiaire de l'ancrage, ce transfert d'énergie s'effectue lors de la vidange de la chambre de tension du vérin, l'énergie nécessaire à la réalisation du serrage conique n'est atteinte qu'après un mouvement d'entraînement du mors par le toron ; cette rentrée de mors peut être diminuée en procédant à un blocage hydraulique préalable à l'aide d'un vérin auxiliaire. Les valeurs de rentrée de mors sont indiquées dans les tableaux des caractéristiques techniques de chaque ancrage, elles varient suivant les types d'unités et les vérins de 4 à 11 mm.

Chute de tension au niveau de la zone d'ancrage est bien souvent bénéfique car elle permet d'éliminer les surtensions momentanées nécessaires pour atteindre la tension voulue dans les sections importantes de l'ouvrage, mais inutiles dans les extrêmes

- La tension après blocage :

Lors du blocage par coincement conique, le mouvement de rentrée des câbles est freiné par le frottement sur la gaine ; c'est phénomène inverse de celui observé lors de la mise en tension. La chute de tension qui est maximale au niveau de l'ancrage, diminue au fur et à mesure de façon symétrique et s'annule à une distance d de l'ancrage

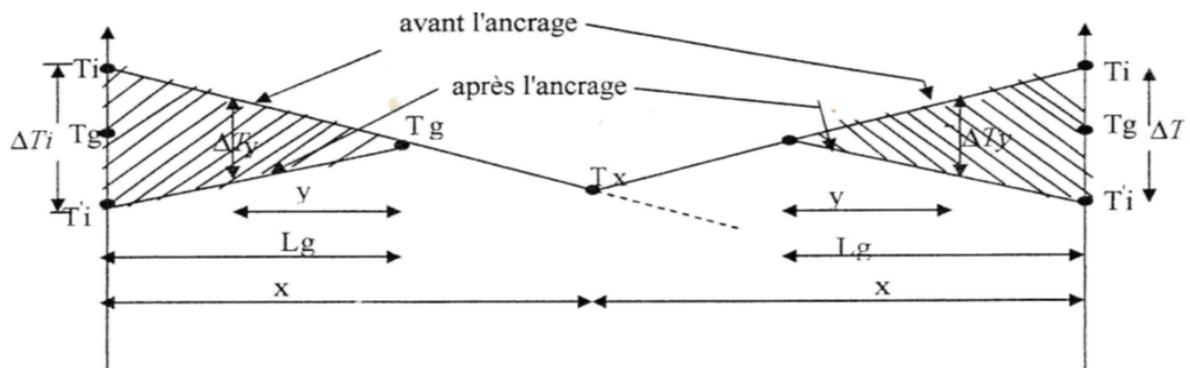


Figure V-6: Perte d'allongement après blocage des ancrages

$$\sqrt{\frac{gE_p}{(f \frac{\alpha_i}{L} + \varphi)\sigma_0}} d = \sqrt{\frac{gE_p}{(f \frac{\alpha_i}{L} + \varphi)\sigma_0}}$$

$$G=7\text{mm}$$

$$\sigma_0 \frac{\alpha_i}{l} = \frac{0.121 + 2 \times 0.111 + 2 \times 4 \times 0.103}{61} = 0.019 \text{rad}$$

$$\sigma_0 = P_0/A_p = 4241 \times 10^3 / 2850 = 1488.07 \text{MPa}$$

$$d = 12.62 \text{m}$$

1) a l'about :

$$\Delta F_p = \frac{g \cdot E_p \cdot A_p}{d} = 300.36 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 7.08\%$$

2) En travée (1) :

$$\Delta F_p = 138.51 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 3.27\%$$

3) Sur l'appui (1) :

$$\Delta F_p = 0 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 0\%$$

4) En travée (2)

$$\Delta F_p = 0\%$$

5) Sur l'appui (2) :

$$\Delta F_p = 0\%$$

6) En travée (3) :

$$\Delta F_p = 0\%$$

7) Sur l'appui (3) :

$$\Delta F_p = 0\%$$

c) Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Ces pertes sont engendrées par le raccourcissement instantané de l'ouvrage, due à l'action de l'effort par les câbles, sont de faible importance. Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissent sur chaque armature qui dans une section donnée, est égale selon la règle du BPEL 91 à :

$$\Delta F_p = \frac{n-1\sigma_{b0}}{2n \times E_{bij}} E_p \cdot A_p \quad \Delta F_p = \frac{n-1\sigma_{b0}}{2n \times E_{bij}} E_p \cdot A_p$$

Avec : $E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (pour cette phase le mise en tension se fait après 28j)

N : nombre de câble

σ_{b0} : contrainte probable du béton au niveau du C.D.G des câbles dans les section considérées sous l'effet de toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte.

E_p : Module d'élasticité d'acier

$$\sigma_{b0} = P \left(\frac{1}{S} + \frac{e^2}{I} \right) - \frac{M \cdot e}{I} \text{ avec : } P = n \cdot P_0$$

P_0 : Force de précontrainte à l'origine

S : la surface de la dalle

M: Moment dû au poids propre de la dalle seul+moment de précontrainte

e : Excentricité des câbles

I: Moment d'inertie de la section par rapport au C.D.G de la dalle

a l'about:

$$P = n \cdot P_0 = 14 \times 4241 = 59,374 \text{ MN}$$

$$M_d = 0 ; M_p = 0$$

$$\sigma_{b0} = 4.79 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 0.032 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 0.75\%$$

en travée(1) :

$$P' = P - \Delta F_p = 57.24 \text{ MN}$$

$$M_d = 6.0625 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b0} = 13.08 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 80.7 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 1.9\%$$

sur l'appui (1) :

$$P' = P - \Delta F_p = 53.79 \text{ MN}$$

$$M_d = 11.86 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b0} = 6.81 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 45.52 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 1.07\%$$

en travée(2)

$$P' = P - \Delta F_p = 50.6 \text{ MN}$$

$$M_d = 6.4263 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b0} = 10.24 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 68.43 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 1.61\%$$

sur l'appui(2) :

$$P' = P - \Delta F_p = 47.6 \text{ MN}$$

$$M_d = 12.6476 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b0} = 5.29 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 35.35 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 0.83\%$$

en travée (3):

$$P' = P - \Delta F_p = 44.77 \text{ MN}$$

$$M_d = 6.25155 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b_0} = 8.83 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 53.42 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 1.26\%$$

sur l'appui(3) :

$$P' = P - \Delta F_p = 42.12 \text{ MN}$$

$$M_d = 12.37259 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b_0} = 4.28 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 0.66\%$$

Bilans des pertes instantanées :

1- a l'about :

$$\Delta F_p = 0 + 7.08 + 0.75 = 7.83\%$$

2-en travée (1) :

$$\Delta F_p = 3.59 + 3.27 + 1.9 = 8.76\%$$

3-sur l'appui (1) :

$$\Delta F_p = 9.4 + 0 + 1.07 = 10.47\%$$

4-en travée (2) :

$$\Delta F_p = 14.78 + 0 + 1.61 = 16.39\%$$

5-sur l'appui (2) :

$$\Delta F_p = 19,83 + 0 + 0,83 = 20,66\%$$

6-en travée (3) :

$$\Delta F_p = 24,59 + 0 + 1,26 = 25,85\%$$

7-sur l'appui (3) :

$$\Delta F_p = 29,06 + 0 + 0,66 = 29,72 \%$$

V.6.3 Les pertes différées :

a) pertes par retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton.

La perte finale, dans le cas de conditions thermo hygrométriques constantes, on fonction de l'âge du béton au moment de sa mise en tension, du retrait total du béton et de son évolution en fonction du temps.

La perte de tension par retrait, pour les armatures considérées, est la suivante, selon les règles du BPEL 91.

$$\Delta F_p = \varepsilon_r \cdot E_p \cdot A_p$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_0 \cdot K_s \cdot [r(t) - r(t_0)]$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot R_m}$$

$$K_c = \frac{120 - \rho_H}{30} + \frac{2(100 - \rho_H)}{3(20 + R_m)} = \frac{100 - 80}{30} + \frac{2(100 - 80)}{30(20 + 39.08)} = 1.559$$

$$R_m = \frac{B}{P}$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot \rho_s}$$

$$\varepsilon_0 = (100 - \rho_H) \left(6 + \frac{80}{100 + 3 \cdot R_m} \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{B}$$

$$\rho_H = 80 \% \text{ (zone de nord)}$$

$$R_m = \frac{12.3825}{31.68} = 39.08 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_0 = 1,27 \cdot 10^{-4}$$

$$K_s = 0.91$$

$$\Delta F_p = 62.58 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 1.48 \%$$

Avec

T : age à la mise en tension

R_m : Rayon moyen de la dalle

B : section de la dalle

P : périmètre de la dalle

r(t) : fonction traduisant de la loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

ε_r : Déformation due au retrait

ρ_H : Hygrométrie ambiante moyenne d'humidité

B) Pertes dues au fluage du béton :

La perte due au fluage correspond à un raccourcissement différé sous l'effet des contraintes de compression.

la perte finale de tension, due au fluage du béton, dans le cas de conditions thermo hygrométriques constantes, est en fonction maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section, de l'Age du béton lors de la mise en tension, ainsi que de la durée de l'intensité de la charge.

Selon les règles du BPEL 91, la perte finale de tension subie par les armatures, est :

$$\Delta F_p = \sigma_{b0} \cdot A_p \cdot A_p \cdot f(t-t_1) / E_{bij}$$

Dans notre cas la mise en tension se fait après 28j, on calcul les pertes entre 28j et a

$$K_{fl} = \frac{100}{100 + t_1} = \frac{100}{100 + 14} = 0.88$$

$$K_c = \frac{120 - \rho_H}{30} + \frac{2(100 - \rho_H)}{3(20 + R_m)} = \frac{100 - 80}{30} + \frac{2(100 - 80)}{30(20 + 39.08)} = 1.559$$

$$K_e = 0.4$$

$$K_{fl} = 0.161$$

$$f(t - t_1) = 1$$

$$\Delta F_p = 1.61 \times \sigma_{b0} \frac{E_p}{E_{bj}} A_p$$

$$\sigma_{b0} = P \left(\frac{1}{S} + \frac{e^2}{I} \right) - \frac{M_e}{I}$$

Avec : M moment de dalle+ compléments des charges +moment de précontrainte.

1-a l'about :

$$P = n \cdot P_o - \Delta F_{pi} = 59.374(1 - 0.0783) = 54.725 \text{ MN}$$

$$M_d = 0 ; M_p = 0$$

$$\sigma_{b0} = 4.42 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 102.42 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 2.41\%$$

2-en travée (1) :

$$P' = P - \Delta F_p = 54.17 \text{ MN}$$

$$M_d = 0.93 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b0} = 10.556 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 224.64 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 5.77\%$$

3-sur l'appui (1) :

$$P' = P - \Delta F_p = 53.13 \text{ MN}$$

$$M_d = 2.28 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b0} = 6.86 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 214.76 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 5.06\%$$

4-en travée (2)

$$P' = P - \Delta F_p = 49.64 \text{ MN}$$

$$M_d = 7.3673 \text{ MN.m}$$

$$M_p = 2.11 \text{ MN.m}$$

$$M_T = M_d + M_p$$

$$M_T = 7.3673 + 2.11 = 9.477 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b_0} = 8.75 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 202.77 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 4.78\%$$

5-sur l'appui (2) :

$$P' = P - \Delta F_p = 47.9 \text{ MN}$$

$$M_d = 14.5 \text{ MN.m}$$

$$M_p = 1.98 \text{ MN.m}$$

$$M_T = 12.52 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b_0} = 5.234 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 121.29 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 2.86\%$$

6-en travée (3):

$$P' = P - \Delta F_p = 44.03 \text{ MN}$$

$$M_d = 7.167 \text{ MN.m}$$

$$M_p = 1.77 \text{ MN.m}$$

$$M_T = 8.94 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b_0} = 7.54 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 174.73 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 4.12\%$$

7-sur l'appui (3):

$$P' = P - \Delta F_p = 41.728 \text{ MN}$$

$$M_d = 14.184 \text{ MN.m}$$

$$M_p = 1.756 \text{ MN.m}$$

$$M_T = 12.43 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{b0} = 4.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 96.86 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 2.28\%$$

c) perte due à la relaxation des aciers:

Une armature tendue en permanence et maintenue, après mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction. La valeur finale de la perte de tension due à la relaxation est en fonction du temps d'application de la force de précontrainte, de la valeur garantie de la relaxation à 1000 heures. Et de la valeur de tension initiale des armatures.

La relaxation de l'acier dépend de sa nature, de son traitement, on distingue deux types d'aciers :

- à relaxation normale RN

- à très basse relaxation TBR

Les règles du BPEL 91 proposent pour le calcul cette perte, la formule suivante :

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

Avec:

$\sigma_{pi}(x)$ la tension au point d'abscisse x après pertes instantanées

ρ_{1000} Valeur garantie de la relaxation à 1000 heures

$\mu_0 = 0,43$ (TBR)

$\rho_{1000} = 2,5\%$ (TBR)

1-a l'about :

$$\sigma_{pi}(x) = P_0(1 - \Delta P) / A_p = 4.421(1 - 0.0783) / 28.5 \cdot 10^{-4} = 1371,55 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = 180.24 \text{ KN}$$

$$\Delta F_p = 4.25\%$$

2-en travée(1) :

$$\sigma_{pi}(x) = 1357.72 \text{MPa}$$

$$\Delta F_p = 174.1 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 4.11\%$$

3-sur l'appui (1) :

$$\sigma_{pi}(x) = 1331.67 \text{MPa}$$

$$\Delta F_p = 169.79 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 3.84\%$$

4-en travée(2)

$$\sigma_{pi}(x) = 1244.18 \text{MPa}$$

$$\Delta F_p = 127.07 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 2.99\%$$

5-sur l'appui(2) :

$$\sigma_{pi}(x) = 1180.19 \text{MPa}$$

$$\Delta F_p = 103.18 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 2.43\%$$

6-en travée (3):

$$\sigma_{pi}(x) = 1103.4 \text{MPa}$$

$$\Delta F_p = 76.99 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 1.81\%$$

7-sur l'appui(3) :

$$\sigma_{pi}(x) = 1045.8 \text{MPa}$$

$$\Delta F_p = 59.13 \text{KN}$$

$$\Delta F_p = 1.39\%$$

- **Bilans des pertes différées :**

1- a l'about:

$$\Delta F_p = 1.48 + 2.41 + \frac{5}{6} * 4.25 = 7.43\%$$

2-en travée (1) :

$$\Delta F_p = 1.48 + 5.77 + \frac{5}{6} * 4.11 = 10.67\%$$

3-sur l'appui (1) :

$$\Delta F_p = 1.48 + 5.06 + \frac{5}{6} * 3.84 = 9.74 \%$$

4-en travée (2) :

$$\Delta F_p = 1.48 + 4.78 + \frac{5}{6} * 2.99 = 8.75\%$$

5-sur l'appui (2) :

$$\Delta F_p = 1.48 + 2.86 + \frac{5}{6} * 2.43 = 6.37\%$$

6-en travée (3) :

$$\Delta F_p = 1.48 + 4.12 + \frac{5}{6} * 1.81 = 7.1\%$$

7-sur l'appui (3) :

$$\Delta F_p = 1.48 + 4.12 + \frac{5}{6} * 1.39 = 4.89 \%$$

V.6.4 Les pertes totales**1- a l'about:**

$$\Delta F_p = 7.83 + 7.43 = 15.26\%$$

2-en travée (1) :

$$\Delta F_p = 8.76 + 10.67 = 19.43\%$$

3-sur l'appui (1) :

$$\Delta F_p = 10.47 + 9.74 = 20.21 \%$$

4-en travée (2) :

$$\Delta F_p = 16.39 + 8.75 = 25.14\%$$

5-sur l'appui (2) :

$$\Delta F_p = 20.66 + 6.37 = 27.03\%$$

6-en travée (3) :

$$\Delta F_p = 25.85 + 7.1 = 32.95\%$$

7-sur l'appui (3) :

$$\Delta F_p = 29.72 + 4.89 = 34.61 \%$$

V.7 Précontrainte de calcul en BPEL
a) en état limite de service :

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs :

- précontrainte maximale : $P_1 = 1,02P_0 - 0,8 \Delta P$

- précontrainte minimale : $P_d = 0,98P_0 - 1,2M$

Avec : M pertes totales de précontraintes, instantanées plus différées

On prend en compte deux incertitudes :

- l'une de 2% sur la valeur de la précontrainte à la mise en tension P_0 (lecture, étalonnage du vérin et de la pompe hydraulique)

- l'autre de 20% sur l'évaluation des pertes de précontrainte.

b) En état limite ultime :

La précontrainte de calcul vaut :

$$P_d = P_m = P_0 - \Delta P \quad P_d = P_m = P_0 - \Delta P$$

V.8 Calcul de précontrainte**a) En état limite de service :**

- Précontrainte maximale P_1 :

1- a l'about :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P = (1.02 - 0.8 \times 0.1526) \times 4241 = 3808.08 \text{ KN}$$

2-en travée (1) :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P = (1.02 - 0.8 \times 0.1944) \times 4241 = 3666.26 \text{ KN}$$

3-sur l'appui (1) :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P = (1.02 - 0.8 \times 0.2021) \times 4241 = 3640.14 \text{ KN}$$

4-en travée (2) :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P = (1.02 - 0.8 \times 0.2514) \times 4241 = 3472.87 \text{ KN}$$

5-sur l'appui (2) :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P = (1.02 - 0.8 \times 0.2703) \times 4241 = 3408.75 \text{ KN}$$

6-en travée (3) :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P = (1.02 - 0.8 \times 0.2703) \times 4241 = 3207.89 \text{ KN}$$

7-sur l'appui (3) :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P = (1.02 - 0.8 \times 0.3462) \times 4241 = 3151.23KN$$

-Précontrainte maximale P_2 :**1- a l'about :**

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P = (0.98 - 1.2 \times 0.1526) \times 4241 = 3379.57KN$$

2-en travée (1) :

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P = (0.98 - 1.2 \times 0.1944) \times 4241 = 3166.84KN$$

3-sur l'appui (1) :

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P = (0.98 - 1.2 \times 0.2021) \times 4241 = 3127.65KN$$

4-en travée (2) :

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P = (0.98 - 1.2 \times 0.2514) \times 4241 = 2876.76KN$$

5-sur l'appui (2) :

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P = (0.98 - 1.2 \times 0.2703) \times 4241 = 2780.57KN$$

6-en travée (3) :

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P = (0.98 - 1.2 \times 0.2703) \times 4241 = 2479.29KN$$

7-sur l'appui (3) :

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P = (0.98 - 1.2 \times 0.3462) \times 4241 = 2394.3KN$$

b) En état limite ultime :**1- a l'about :**

$$P_d = P_0 - \Delta P = 3593.82KN$$

2-en travée (1) :

$$P_d = P_0 - \Delta P = 3416.55KN$$

3-sur l'appui (1) :

$$P_d = P_0 - \Delta P = 3383.89KN$$

4-en travée (2) :

$$P_d = P_0 - \Delta P = 3174.81KN$$

5-sur l'appui (2) :

$$P_d = P_0 - \Delta P = 3094.6KN$$

6-en travée (3) :

$$P_d = P_0 - \Delta P = 2843.59KN$$

7-sur l'appui (3) :

$$P_d = P_0 - \Delta P = 2772.76KN$$

V.8.1 Calcul de nombre des câbles avec les pertes exactes :**Appui 1 :**

$$P_{sur} = \frac{MT + \rho SV \sigma_{ij}}{\rho \mathcal{N} + V ' - d ' } \text{ avec } : \sigma_{ij} = 0$$

$$P_{sur} = \frac{M_T}{c' + e_0} ; c' = \rho \mathcal{N}' = 0.3387 \times 0.545 = 0.1846m ; e_0 = e_b = 0.355m$$

$$M = 2101.105 - 0.043P$$

$$P_{sur} \geq \frac{2101.105 - 0.043P}{0.1846 + 0.355} \Rightarrow P \geq 3606.52t$$

$$n = \frac{P}{P_d} \text{ Avec } : P_d = P_0 - \Delta P = 3383.89KN$$

$$n \geq \frac{3606.52}{3383.89} \Rightarrow n \geq 10.65$$

Appui 2 :

$$P_{sur} = \frac{MT + \rho SV \sigma_{ij}}{\rho \mathcal{N} + V ' - d ' } \text{ avec } : \sigma_{ij} = 0$$

$$P_{sur} = \frac{M_T}{c' + e_0} ; c' = \rho \mathcal{N}' = 0.3387 \times 0.545 = 0.1846m ; e_0 = e_b = 0.355m$$

$$M = 223.096 - 0.042P$$

$$P_{sur} \geq \frac{223.096 - 0.042P}{0.1846 + 0.355} \Rightarrow P \geq 3835.9t$$

$$n = \frac{P}{P_d} \text{ Avec } : P_d = P_0 - \Delta P = 3094.6KN$$

$$n \geq \frac{3835.9}{3094.6} \Rightarrow n \geq 12.4$$

Appui 3 :

$$P_{sur} = \frac{MT + \rho SV \sigma_{ij}}{\rho \mathcal{N} + V ' - d ' } \text{ avec } : \sigma_{ij} = 0$$

$$P_{sur} = \frac{M_T}{c' + e_0} ; c' = \rho V' = 0.3387 \times 0.545 = 0.1846m ; e_0 = e_b = 0.355m$$

$$M = 2210.39 - 0.042P$$

$$P_{sur} \geq \frac{2230.96 - 0.043P}{0.1846 + 0.355} \Rightarrow P \geq 3799.88t$$

$$n = \frac{P}{P_d} \text{ Avec : } P_d = P_0 - \Delta P = 2772.76KN$$

$$n \geq \frac{37998.8}{2772.76} \Rightarrow n \geq 13.7$$

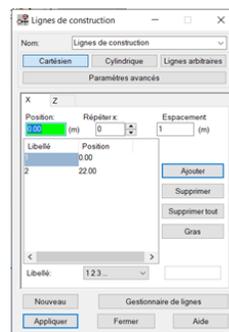
Alors en prend : 14 câbles 19T15

V.9 Etude de La précontraint par logiciel ROBOT

Etape 1 :

Définir les lignes de construction

Pour la travée plus défavorable



Etape2 :

Ajouter la section de la dalle (béton 35) avec des appuis

Remarque : on a changé la Forme de la dalle Origine par d'autre forme de section rectangulaire équivalente

$$S = A * B ; S = 12,338 \text{ m}^2 ; A = 15,35 \text{ m}^2 ; \text{ donc } B = 0,6 \text{ m}$$

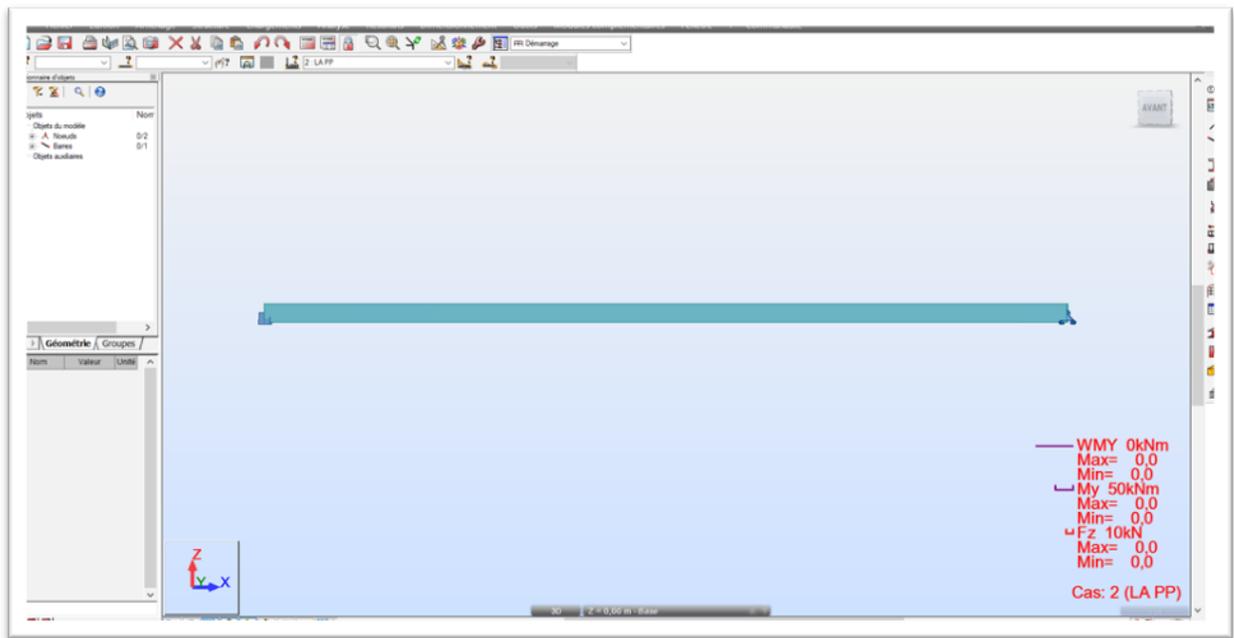


Figure V-7:modélisation de la dalle par ROBOT

Etape 3 :

Définition des charges et la précontrainte

$$e_1 = 43 \text{ cm}$$

$$e_2 = 43 \text{ cm}$$

$$N = 2841 \text{ kn}$$

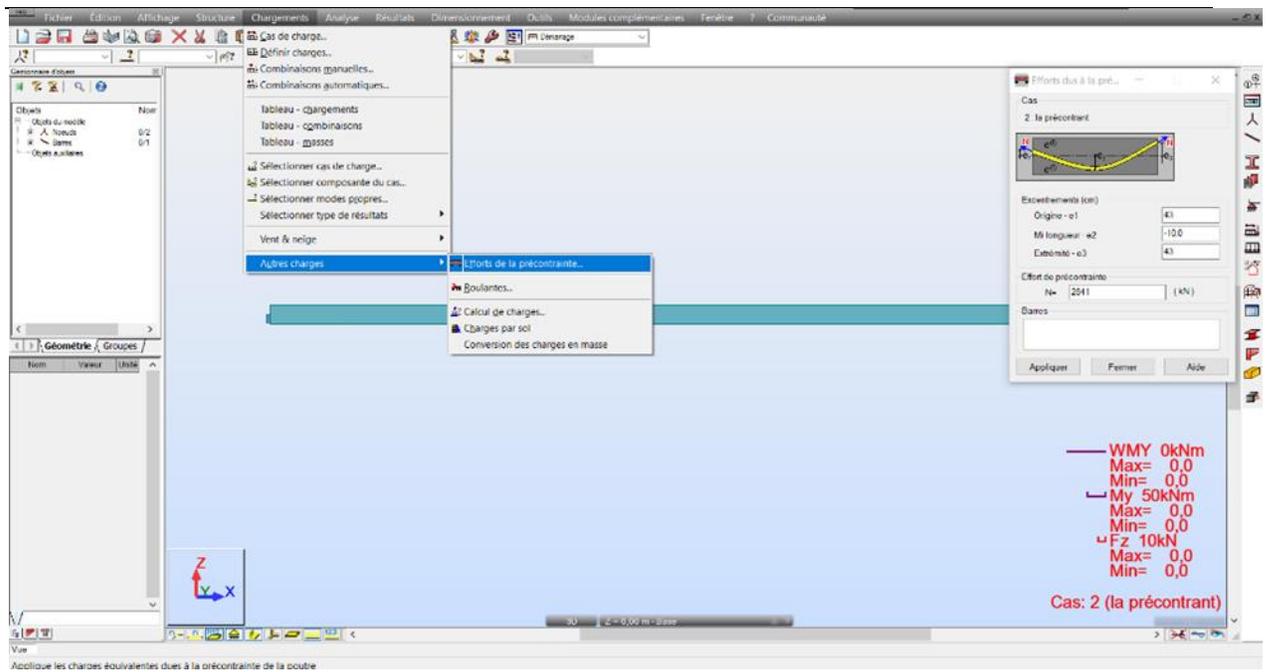


Figure V-8: définition des charges et la précontrainte sur logiciel

Etape suivante : le diagramme de moment de la précontrainte

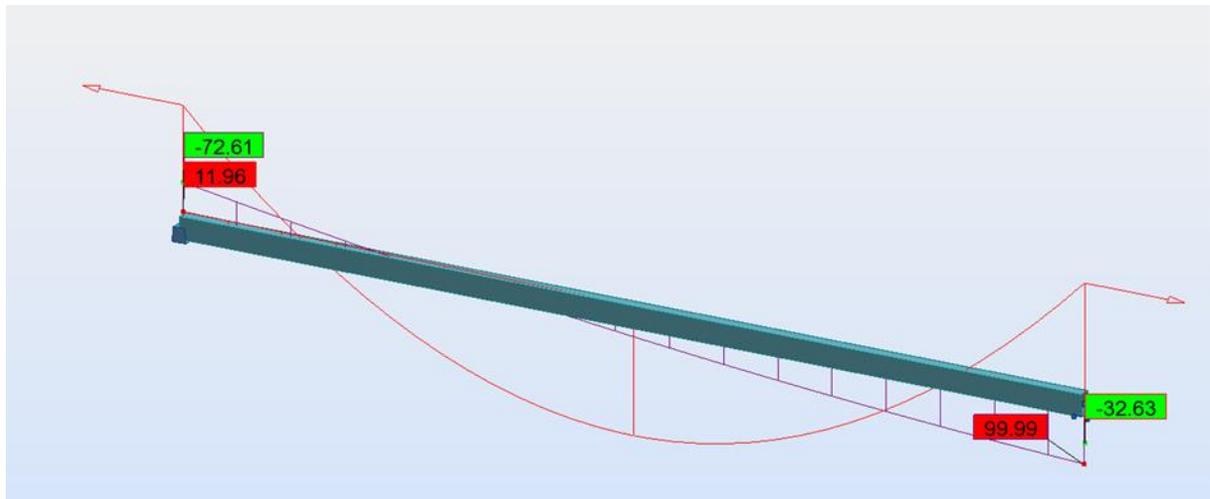


Figure V-9: le diagramme de moment de précontraint

V.10 Ferrailage de la dalle

la méthode applique de ferrailage :

1) sélectionné la section de la dalle et cliquer sur le ferrailage réel des éléments

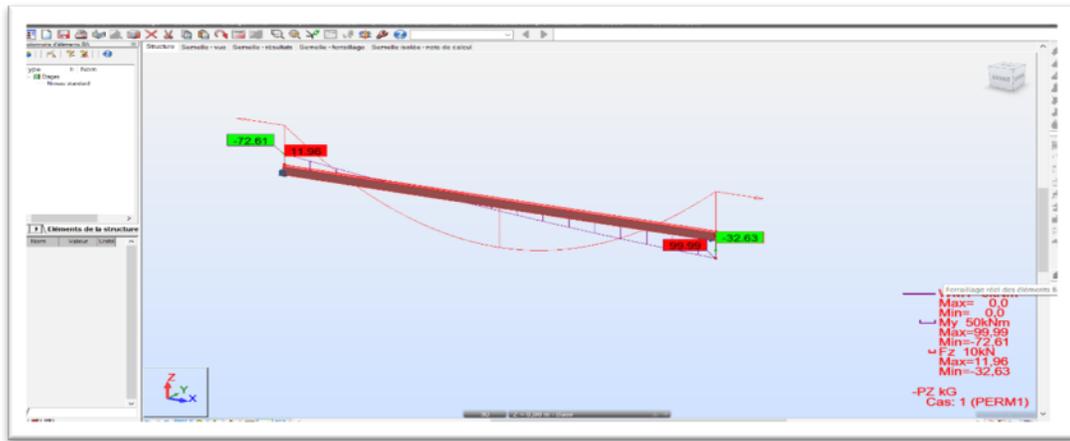


Figure V-10: le ferrailage réel des éléments

2) choisir des matériaux

Clique sur l'option du calcul

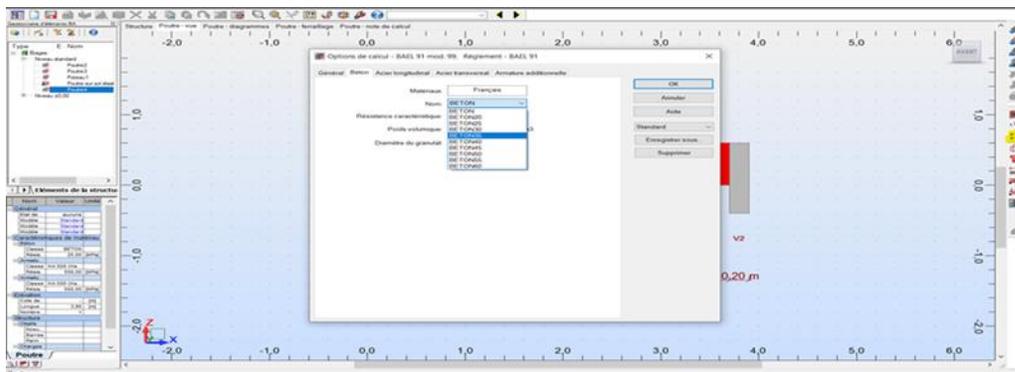


Figure V-11: commande option de calcul

V.10.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Armature additionnelle : : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

V.10.2 Ajouter chargements :

a) Réactions

Type	X0(m)	Pz0(T/m)	X1(m)	Pz1(T/m)	X2(m)	Pz2(T/m)	X3(m)
poids propre	1,35	-	-	-	-	-	-

b) Réactions

Appui V1

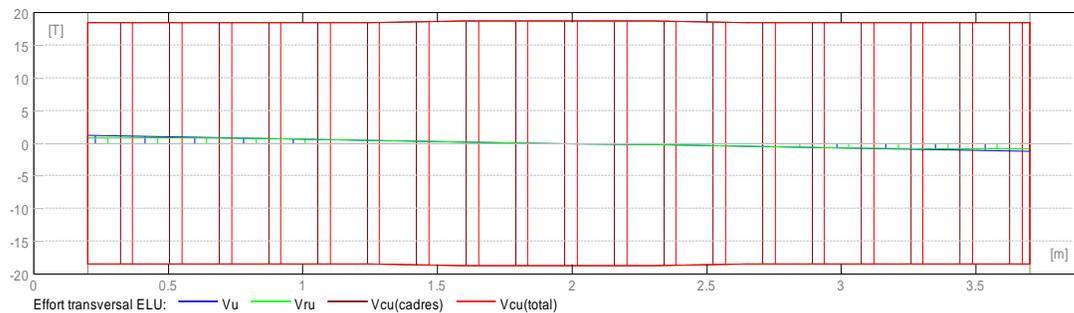
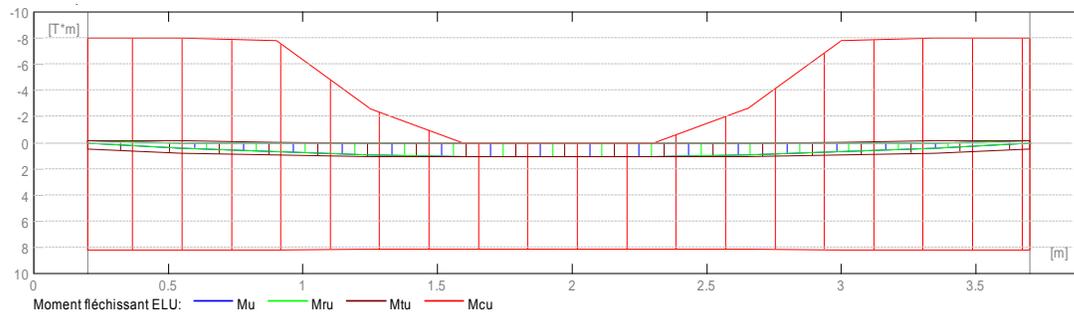
Cas	F _x (T)	F _z (T)	M _x (T*m)
G1	-	0,92	-
Pondération max:	-	1,24	-
Pondération min:	-	0,92	-

Appui V2

Cas	F _x (T)	F _z (T)	M _x (T*m)
G1	-	0,92	-
Pondération max:	-	1,24	-
Pondération min:	-	0,92	-

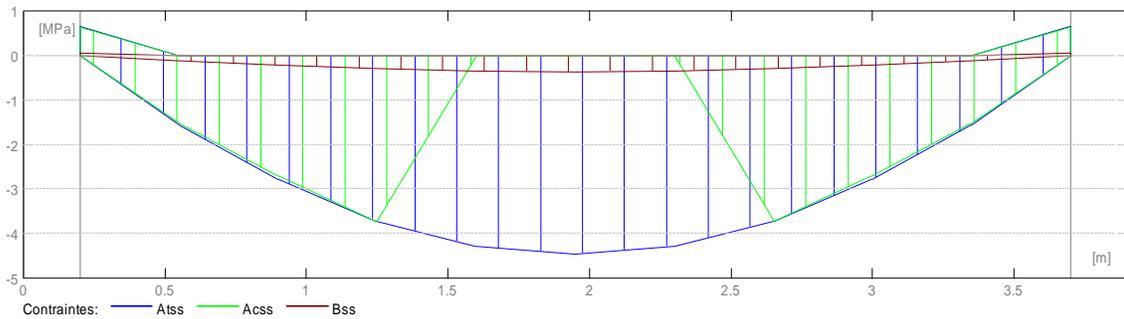
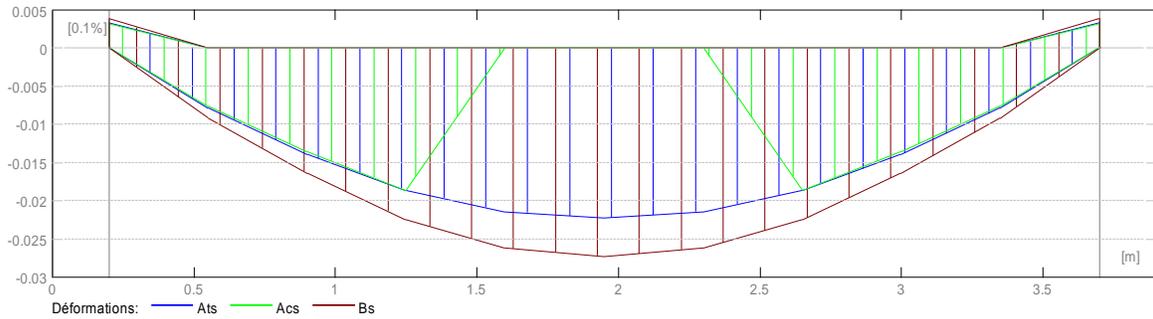
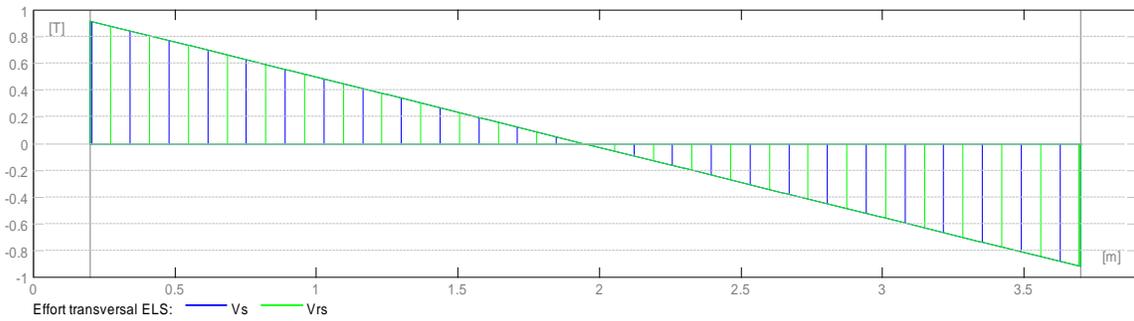
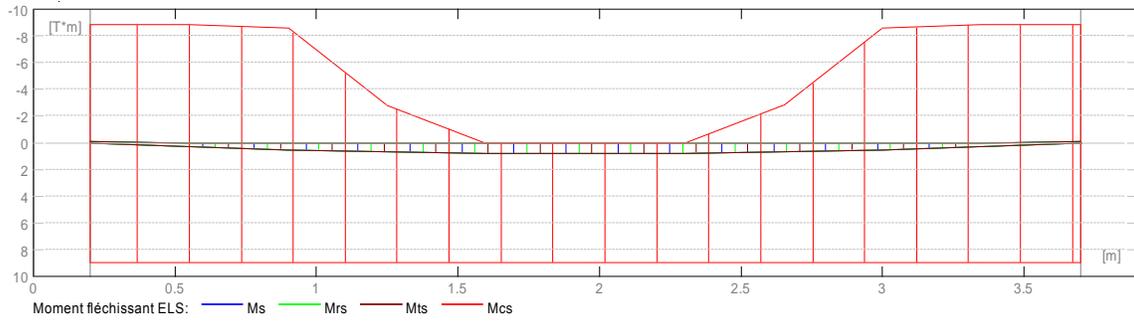
c) Sollicitations ELU

Désignation	M _{tmax} (T*m)	M _{tmin} .(T*m)	M _g (T*m)	M _d (T*m)	V _g (T)	V _d (T)
P1	1,09	-0,00	0,50	0,50	1,24	-1,24



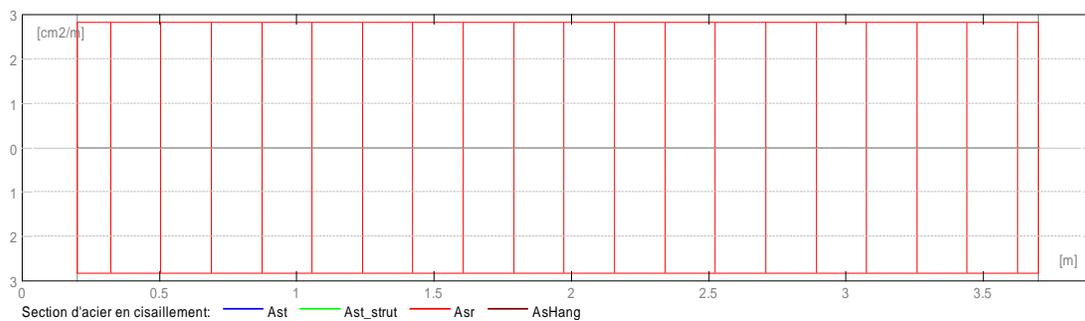
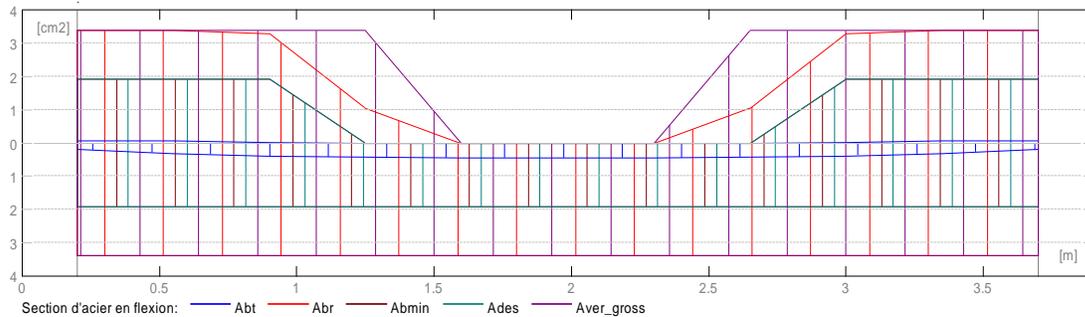
D) Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax(T*m).	Mtmin. (T*m)	Mg(T*m)	Md(T*m)	Vg(T)	Vd(T)
P1	0,80	0,00	-0,12	-0,12	0,92	-0,92



F) Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm2)		Appui gauche (cm2)		Appui droit (cm2)	
	Inf ,	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0,45	0,00	0,21	0,07	0,21	0,07



e) Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13,33 (MPa)

Travée P1

Appui gauche

$$V_u = 1,24(T)$$

Bielle inférieure 0,15 ; 0,46 ; 0,28 ; 3,39

Travée P1

Appui droit

$$V_u = 1,24(T)$$

Bielle inférieure 0,15 ; 0,46 ; 0,28 ; 3,39

Résultats théoriques - détaillés :**P1 : Travée de 0,20 à 3,70 (m)**

Abscisse (m)	ELU		ELS		Acc.	
	M max. (T*m)	M min. (T*m)	M max. (T*m)	M min. (T*m)	A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)
0,20	0,50	-0,16	0,00	-0,12	0,07	0,21
0,55	0,78	-0,16	0,29	0,00	0,07	0,32
0,90	0,96	-0,06	0,51	0,00	0,02	0,39
1,25	1,06	-0,00	0,68	0,00	0,00	0,44
1,60	1,09	-0,00	0,77	0,00	0,00	0,45
1,95	1,09	0,00	0,80	0,00	0,00	0,45
2,30	1,09	-0,00	0,77	0,00	0,00	0,45
2,65	1,06	-0,00	0,68	0,00	0,00	0,44
3,00	0,96	-0,06	0,51	0,00	0,02	0,39
3,35	0,78	-0,16	0,29	0,00	0,07	0,32
3,70	0,50	-0,16	0,00	-0,12	0,07	0,21

Abscisse (m)	ELU		ELS	
	V max. (T)	V red. (T)	V max. (T)	V red. (T)
0,20	1,24	0,89	0,92	0,92
0,55	0,99	0,87	0,74	0,74
0,90	0,74	0,73	0,55	0,55
1,25	0,50	0,50	0,37	0,37
1,60	0,25	0,25	0,18	0,18
1,95	0,00	0,00	0,00	0,00
2,30	-0,25	-0,25	-0,18	-0,18
2,65	-0,50	-0,50	-0,37	-0,37
3,00	-0,74	-0,73	-0,55	-0,55
3,35	-0,99	-0,87	-0,74	-0,74
3,70	-1,24	-0,89	-0,92	-0,92

Abscisse (m)	ε_α	ε_β	σ_α (MPa)	σ_β^* (MPa)
0,20	0,00	0,00	0,65	0,05
0,55	-0,01	-0,01	-1,57	-0,12
0,90	-0,01	-0,02	-2,79	-0,22

1,25	-0,02	-0,02	-3,72	-0,30
1,60	-0,02	-0,03	-4,28	-0,35
1,95	-0,02	-0,03	-4,46	-0,36
2,30	-0,02	-0,03	-4,28	-0,35
2,65	-0,02	-0,02	-3,72	-0,30
3,00	-0,01	-0,02	-2,79	-0,22
3,35	-0,01	-0,01	-1,57	-0,12
3,70	0,00	0,00	0,65	0,05

Contraintes dans ELS, déformations en ELS

V.11 . Ferrailage :

P1 : Travée de 0,20 à 3,70 (m)

Armature longitudinal:

- Aciers inférieurs

3	HA 500	12	l = 4,22 de 0,03 à 3,87
---	--------	----	-------------------------
- Aciers de montage (haut)

3	HA 500	8	l = 3,84 de 0,03 à 3,87
---	--------	---	-------------------------
- Chapeaux

3	HA 500	12	l = 1,57 de 0,03 à 1,41
3	HA 500	12	l = 1,57 de 2,49 à 3,87

V.11.1 . Quantitative:

- Volume de Béton = 0,82 (m3)
- Surface de Coffrage = 6,33 (m2)
- Acier HA 500
- Poids total = 30,14 (kg)
- Densité = 36,81 (kg/m3)
- Diamètre moyen = 8,6 (mm)

- Liste par diameters:

Diamètre	Longueur(m)	Poids(kg)
6	26,91	5,98
8	11,52	4,55
12	22,09	19,6

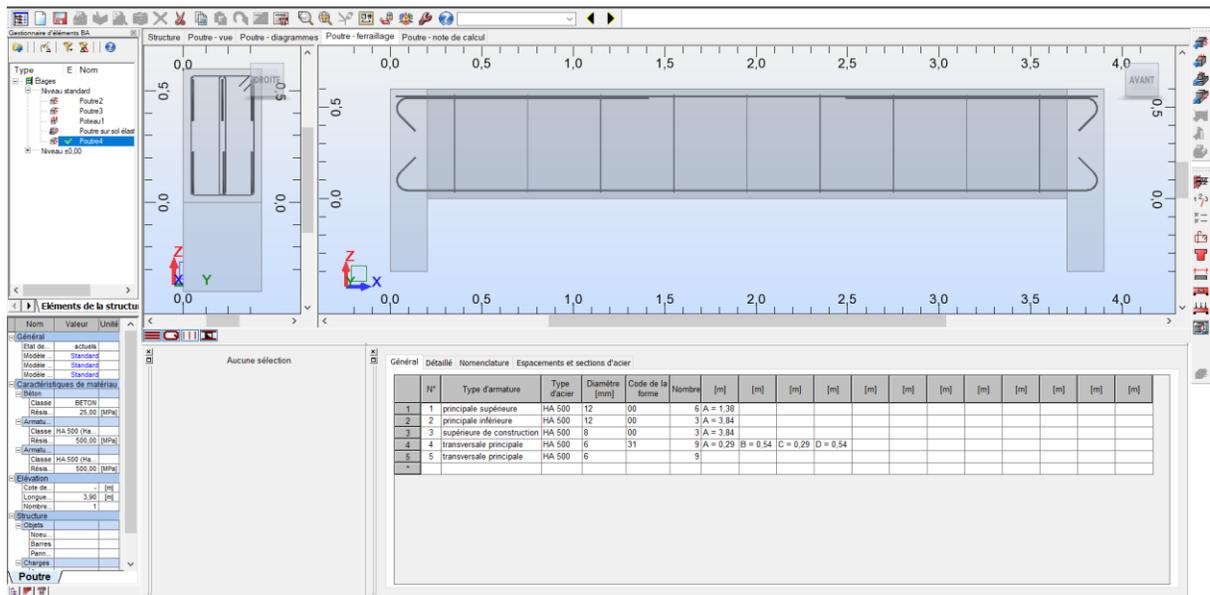


Figure V-12 Le ferrailage de la dalle sur ROBOT

Les valeurs des Armature longitudinale :

[1]	Notre résulta
9 T14	12 T12

Chapitre VI

Étude de la pile et les pieux

VI.1 Introduction :

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un fut et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (Freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

VI.2 Critère de dimensionnement de la pile :

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier :

La profondeur de la brèche à franchir.

Le type de tablier a porté.

Résistance mécanique et robustesse.

Facteur d'esthétique

La pile de notre projet est constituée d'un fut hexagonal et une semelle qui figuré ce dessus.

Lorsque les altitudes des piles est varient on distingue deux types de pile

-pile pleine : lorsque la hauteur est $< 7m$.

-pile creuse : lorsque la hauteur est plus importante, on utilise ce type de pile pour éviter le risque de flambement.

Pour notre cas on a les piles 1et2 sont pleines et les piles 3,4et5 sont creuses

VI.3 Les hauteurs des piles :

Tableau VI-1- Les hauteurs des piles

	Hauteur (m)	Type de pile
1	6,73	Pleine
2		Pleine
3	17,06	Ceruse
4	18,	Creuse
5	19,55	Creuse

Pour le calcul, les piles on vas calcul la pile plus défavorable.

VI.4 Étude de ta pile 5 :

VI.4.1 Les efforts sollicitent sur ls pile :

$$R_G = 1529,918t$$

$$R_D = 537,917t$$

$$R_T = 32,279t$$

$$R_{A(l)} = 361,164t$$

$$R_{tr} = 52,537t$$

$$R_{Bc} = 308,85t$$

$$R_p = -118,4t$$

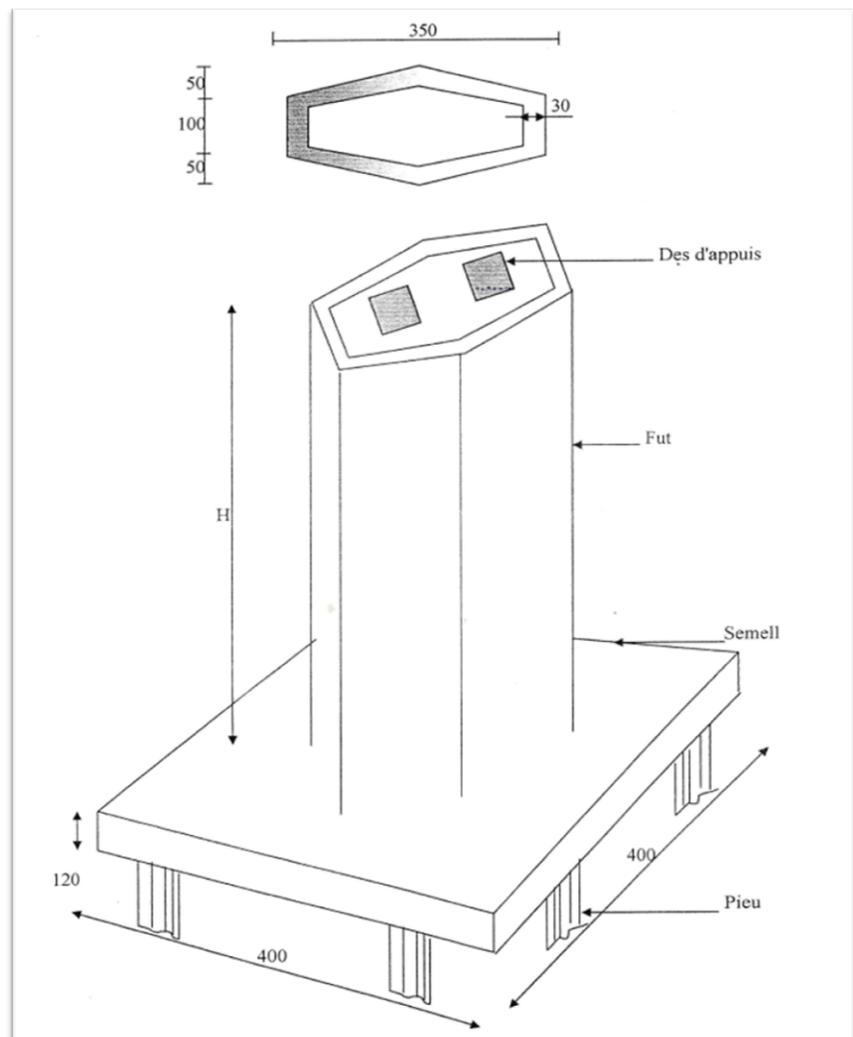


Figure VI-1: 1 la forme de la pile 5

VI.4.2 Évaluation des efforts :

Tableau VI-2- les valeurs des évaluations des efforts

	N(t) Notre résultat	N(t) [1]	H(x)	H(y)	Bras de levier	M _x (t.m)	M _y (t.m)
G	1529,92	1859.57					
Surcharge D	537,917	586.686					
Surcharge Al	361,164	520.476					
Bc	308,85	403.953					
Trottoir	52,537	32.28					
Freinage Al	0.718	0.718	0.68		22.15	15.06	
Freinage Bc	1.4	1.4	1.35		22.15	29.902	
Précontrat	-118.4	-118.4					
Poussage	14.617	14.617	14		21.65	303.1	
Retour	-1.22	-1.22	1.17		21.65	25.330	
Séisme	11.65	11.65		40.898	15.3		625.739
Vent				7.325	15.3		112.072
Centrifuge				3.245	22.15		71.876

VI.4.3 Les combinaisons les plus défavorables

à L'ELS

à L'ELU

- | | |
|-----------------|----------------------------|
| 1) G+P | ⇒ 1.35 (G+P) |
| 2) G+P+1.2Al | ⇒ 1.35 (G+P) +1.92Al |
| 3) G+P +1.2Bc | ⇒ 1.35 (G+P) +1.92Bc |
| 4) G+P+D | ⇒ 1.35 (G+P) +1.5D |
| 5) G+P+1.2Al+Tr | ⇒ 1.35(G+P) +1.712(Al+Tr) |
| 6) G+P+1.2Bc+Tr | ⇒ 1.35 (G+P) +1.712(Bc+Tr) |
| 7) G+P+S | ⇒ 1.35 (G+P) +1.5S |

VI.4.4 Les valeurs des charges :

Tableau VI-3- Les valeurs des charges à L'ES et à L'EU

	$N_{ser}[1]$	N_{ser}	$N_u[1]$	N_u
1)	1714.17	1410.6	2350.58	1904.31
2)	2365.74	1844.568	3349.9	2597.745
3)	2225.91	1781.22	3126.17	2497.302
4)	2327.85	1948.51	3142.69	2711.185
5)	2398.02	1897.105	3296.9	2612.566
6)	2258.19	1833.757	3097.41	2523.004
7)	1752.82	1422.25	2368.055	1921.785

VI.4.5 Les moments max :

Tableau VI-4- Les valeurs des moments max

[1]	Notre résultat
$N_{ser}=1714.17t$	$N_{ser}=1410.6t$
$N_u=2350.58t$	$N_u=1904.31t$
$M_{ser}=303.1t.m$	$M_{ser}=257.997t.m$
$M_u=484.96t.m$	$M_u=348.297t.m$

VI.5 Le Ferrailage :

On a calculé le ferrailage avec logiciel Robot :

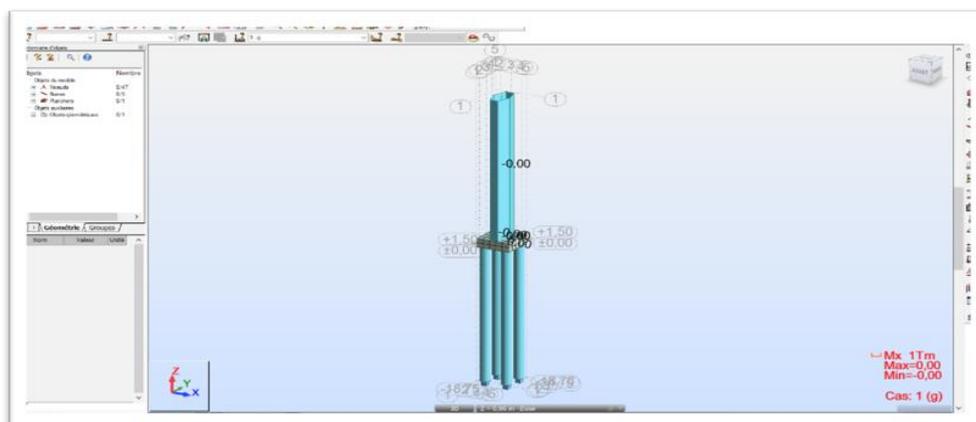


Figure VI-2: Modélisation la forme de la pile avec logiciel ROBOT

VI.5.1 Ferrailage de la pile :

Pour calculer le ferrailage de la pile ont séparé la pile sur le pieux

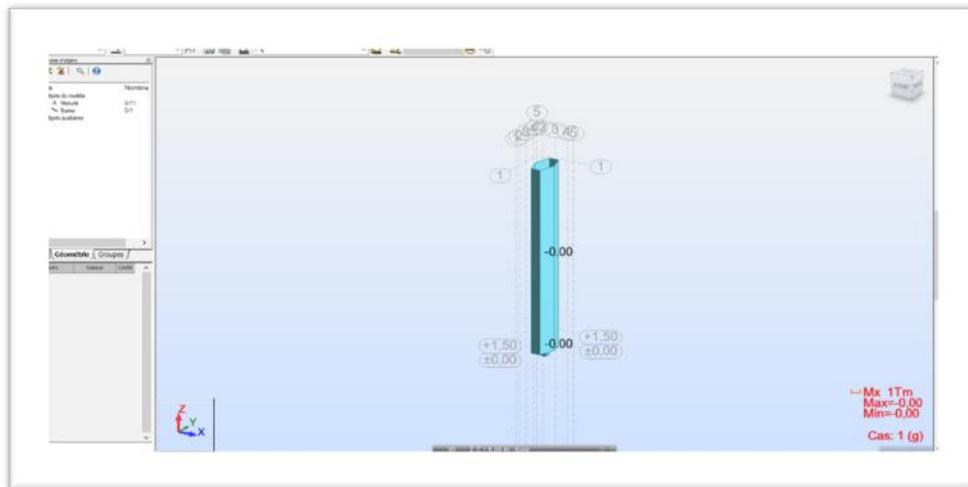


Figure VI-3: La forme de la pile avec logiciel ROBOT

VI.5.2 Caractéristiques des matériaux :

Béton : $f_{c28} = 35,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kg/m³)

Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

a) Géométrie :

- ✓ Rectangle 350,0 x 200,0 (cm)
- ✓ Epaisseur de la dalle = 0,10 (m)
- ✓ Sous dalle = 19,45 (m)
- ✓ Sous pile = 19,55 (m)x
- ✓ Enrobage = 3,0 (cm)

b) Chargements :

Cas	Nature	Groupe	N (T)	Fy (T)	Fx (T)	My (T×m)	Mx (T×m)
G1	Permanente	1	1529,00	208,62	147,13	4068,00	4068,00
Q1	D'exploitation	1	2712,00	0,00	0,00	0,00	0,00

VI.5.3 Analyse à l'ELU :

Combinaison défavorable : 1.35G1 (A)

Efforts sectionnels :

$$N_{sd} = 2064,15 \text{ (T)} \quad M_{sdy} = 5491,80 \text{ (T}\times\text{m)} \quad M_{sdx} = 5491,80 \text{ (T}\times\text{m)}$$

Efforts de dimensionnement :

Nœud supérieur

$$N = 2064,15 \text{ (T)} \quad N \times e_{totz} = 5542,24 \text{ (T}\times\text{m)} \quad N \times e_{toty} = 5491,80 \text{ (T}\times\text{m)}$$

Excentrement :	E_x (My/N)	E_y (Mz/N)
Statique e_0 :	266,1 (cm)	266,1 (cm)
Due au montage e_1 :	2,4 (cm)	0,0 (cm)
Il genre e_2 :	0,0 (cm)	0,0 (cm)
Total e_{tot} :	268,5 (cm)	266,1 (cm)

VI.5.3.1 Analyse détaillée-Direction Y :**a) Analyse de l'Elancement**

Structure sans possibilité de translation

L (m)	L_0 (m)	L	l_{lim}
19,55	19,55	33,86	42,61

$$l < l_{lim}$$

$$33,86 < 42,61 \quad \underline{\text{Pile peu élancé}}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

b) Analyse de flambement

$$M_2 = 5491,80 \text{ (T}\times\text{m)} \quad M_1 = 1618,65 \text{ (T}\times\text{m)}$$

Cas: section à l'extrémité du pile (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 5491,80 \text{ (T}\times\text{m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 266,1 \text{ (cm)}$$

$$e_1 = n \times l_0 / 2 = 2,4 \text{ (cm)}$$

$$n = 1 / (100 \times h^{(1/2)}) = 0,00$$

$$h = 78,20 \text{ (m)}$$

$$n > 1 / 400$$

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_1 = 268,5 \text{ (cm)}$$

VI.5.3.2 Analyse détaillée-Direction X :**a)Analyse de l'Elancement**

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	l	Llim
19,55	19,55	19,35	42,61

$$l < l_{\text{lim}}$$

$$19,35 < 42,61 \quad \underline{\text{Pile peu élancé}}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

b) Analyse de flambement

$$M_2 = 5491,80 \text{ (T}\times\text{m)}$$

$$M_1 = 0,00 \text{ (T}\times\text{m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élanement

$$M_{sd} = 5491,80 \text{ (T}\times\text{m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 266,1 \text{ (cm)}$$

$$e_1 = 0$$

$$e_{tot} = e_0 + e_1 = 266,1 \text{ (cm)}$$

VI.5.4 . Barres principales :

114 HA 500 40 notre résultat

48 HA 500 32 [1]

❖ Armature transversale :

• Cad HA 500 14 notre résultat

• Cad HA 500 16 [1]

❖ Quantitatif :

- Volume de Béton = 136,85 (m³)
- Surface de Coffrage = 215,05 (m²)
- Acier HA 20
- Poids total = 31084,83 (kG)
- Densité = 227,15 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 19,9 (mm)

❖ Liste par diamètres :

Tableau VI-5- Les diamètres des Armature transversale

Diamètre	Longueur(m)	Poids(kg)
14	7549,33	9125,83
40	2225,28	21959,00

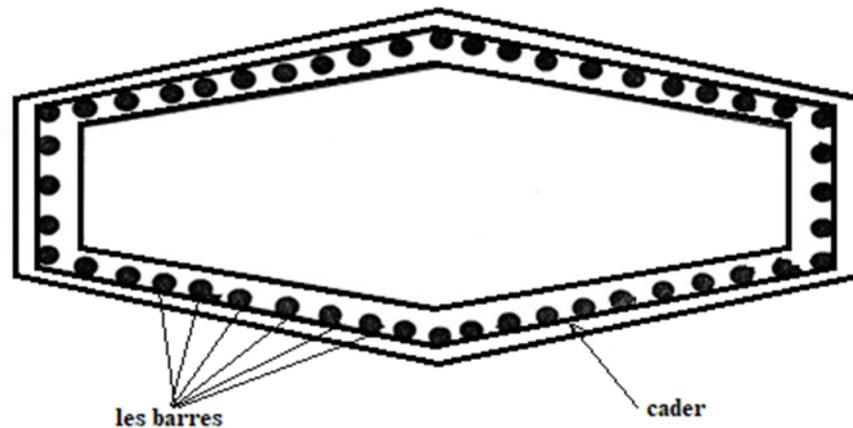


Figure VI-4: distribution des armateurs

VI.6 Les pieux :

D'après le rapport géotechnique réalisé par le sinon de L.T.P. (direction régionale) a mis en évidence les conclusions suivantes :

Le terrain destiné à la réalisation du passage supérieur à est constitué superficiellement par une couche de remblai (argile +alluvions récentes) d'épaisseur allant jusqu'à 5,50 m puis une couche d'alluvions anciennes d'environ 3 m d'épaisseur reposant sur un sol marneux compact, pour fissurée jusqu'à la fin de sondage (-10m).

Pour le choix fondation, nous avons opté pour des fondations profondes de deux files de deux pieux (pieux forés en béton armé sur place).

Le rapport géotechnique obtenu auprès de L. T. P.

N'a pas mentionné les caractéristiques mécaniques des différentes couches de sol, donc on a opté pour des valeurs moyennes.

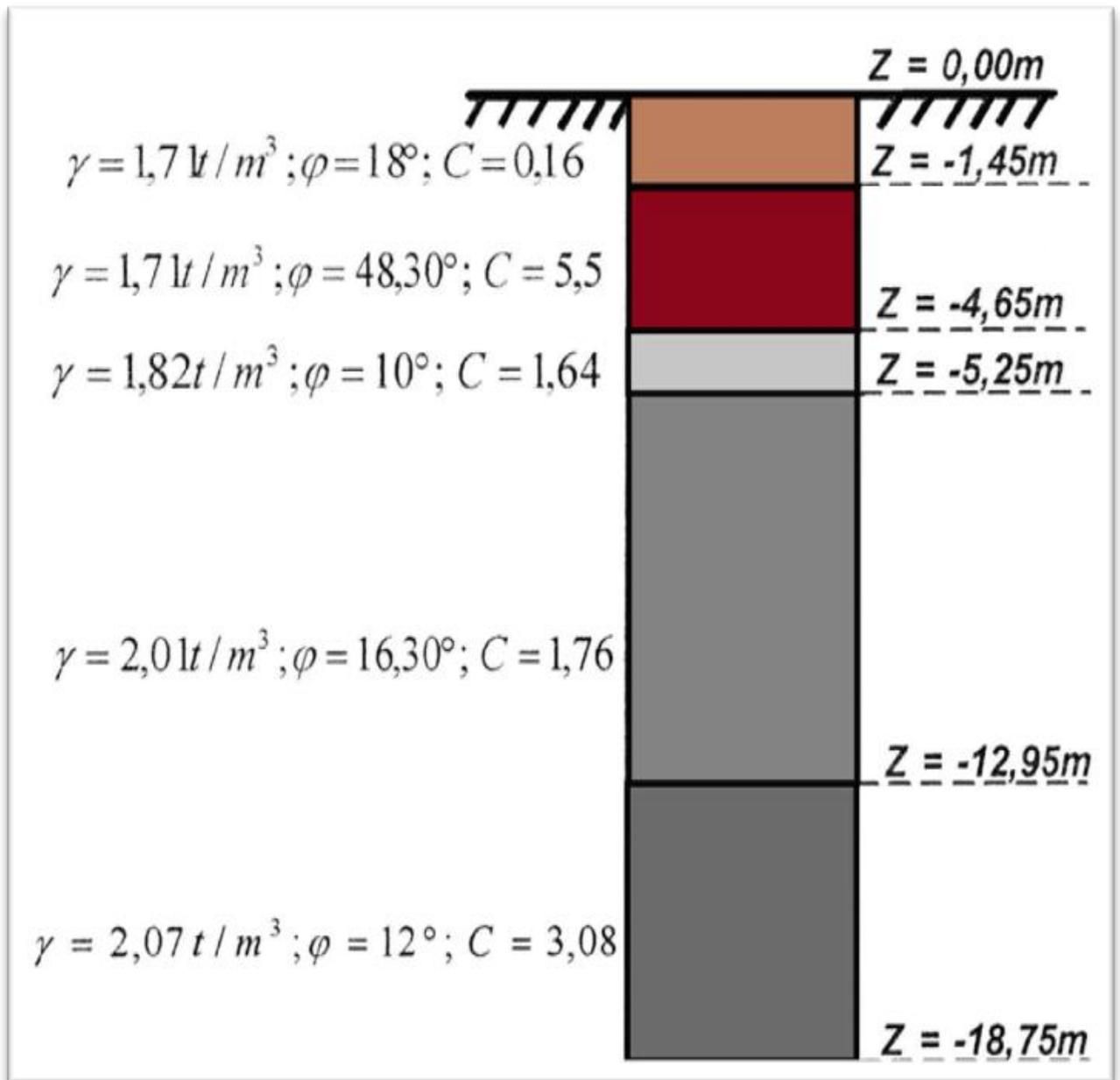


Figure VI-5: Les différentes couches du sol

VI.6.1 Le ferrailage des pieux :

On a calculé le ferrailage avec logiciel Robot

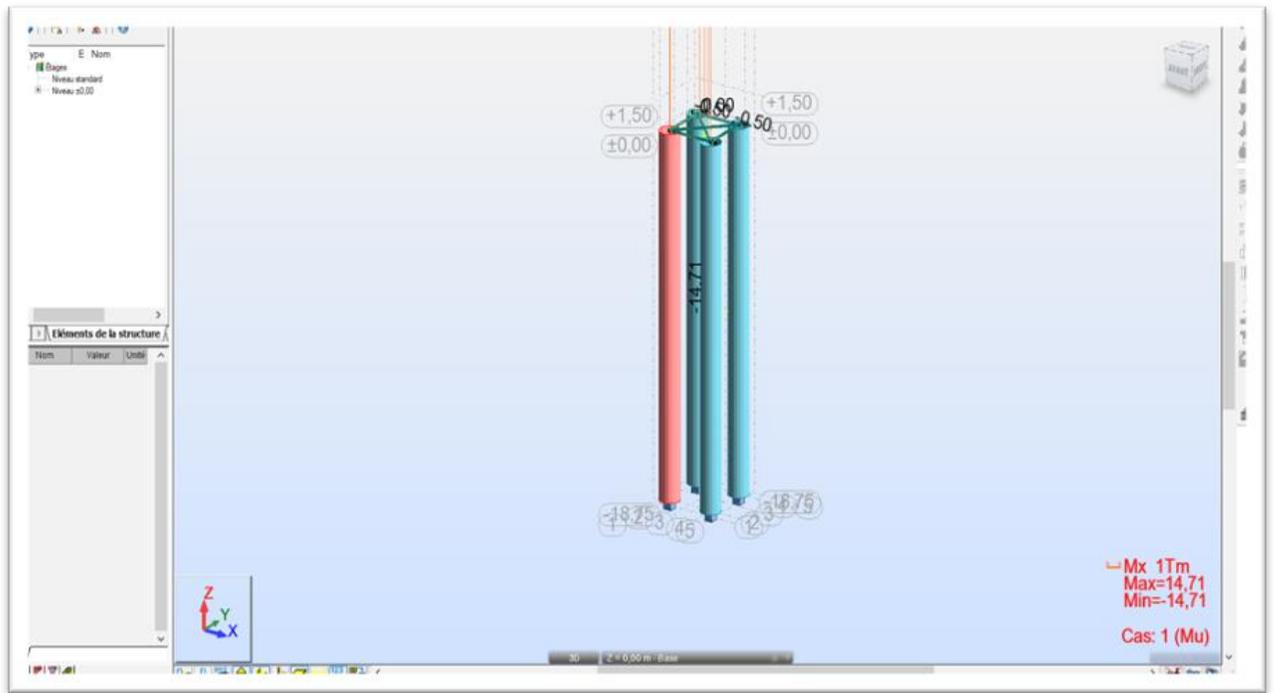
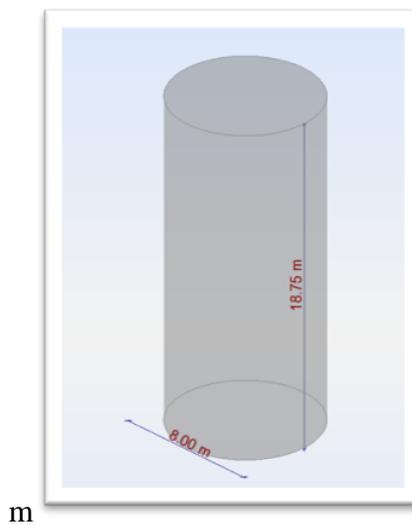


Figure VI-6:Modélisation du pieux sur logiciel Robot

Remarque :

Pour calculer le ferrailage des pieux, collecté diamètre de 4 pieux (4*2m) dans une pieux 8



m

VI.6.2 Caractéristiques des matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Poids volumique = $2501,36$ (kg/m³)

Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

a) Géométrie :

Diamètre = $800,0$ (cm)

Épaisseur de la dalle = $0,00$ (m)

Sous dalle = $18,75$ (m)

Sous poutre = $18,75$ (m)

Enrobage = $3,0$ (cm)

b) Chargements :

Tableau VI-6- Définition des charges combinaison

Cas	N (T)	F _y (T)	F _x (T)	M _y (T*m)	M _x (T*m)
PERM1	16918,48	-604,22	-0,00	-7564,75	7622,48
PERM2	781,34	-41,94	-41,94	-527,05	527,05
PERM3	9424,87	-336,60	0,00	-4214,14	4246,31
PERM4	435,27	-23,36	-23,36	-293,61	293,61

VI.6.3 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable : $1.35PERM1+1.35PERM2+1.35PERM3+1.35PERM4$ (A)

Efforts sectionnels :

$N_{sd} = 37205,94$ (T) $M_{sdy} = -17009,40$ (T*m) $M_{sdz} = 17130,76$ (T*m)

Efforts de dimensionnement :

Nœud supérieur

$N = 37205,94$ (T) $N \times e_{totz} = -17009,40$ (T*m) $N \times e_{toty} = 17776,05$ (T*m)

Excentrement :	E_x (My/N)	E_y (Mx/N)
Statique e_0 :	-45,7 (cm)	46,0 (cm)
Due au montage e_1 :	0,0 (cm)	1,7 (cm)
Il genre e_2 :	0,0 (cm)	0,0 (cm)
Total e_{tot} :	-45,7 (cm)	47,8 (cm)

VI.6.3.1 Analyse détaillée-Direction Y:

a) Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	l	Llim
18,75	13,88	6,94	25,00

$$l < l_{lim}$$

$$6,94 < 25,00 \quad \text{pieux peu élancé}$$

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

b) Analyse de flambement

$$M_2 = -15356,48 \text{ (T*m)}$$

$$M_1 = -17009,40 \text{ (T*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = -17009,40 \text{ (T*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = -45,7 \text{ (cm)}$$

$$e_1 = 0$$

$$e_{tot} = e_0 + e_1 = -45,7 \text{ (cm)}$$

VI.6.3.2 Analyse détaillée-Direction X :

a) Analyse de l'Elancement

L (m)	Lo (m)	l	Llim
18,75	13,88	6,94	25,00

$l < l_{lim}$
 $6,94 < 25,00$ pieux peu élancé

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

b) Analyse de flambement

$$M2 = 17130,76 \text{ (T*m)}$$

$$M1 = -8336,74 \text{ (T*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 17130,76 \text{ (T*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 46,0 \text{ (cm)}$$

$$e_1 = n \cdot l_0 / 2 = 1,7 \text{ (cm)}$$

$$n = 1 / (100 \cdot h^{(1/2)}) = 0,00$$

$$h = 75,00 \text{ (m)}$$

$$n > 1 / 400$$

$$e_{tot} = e_0 + e_1 = 47,8 \text{ (cm)}$$

VI.6.4 Barres principales :

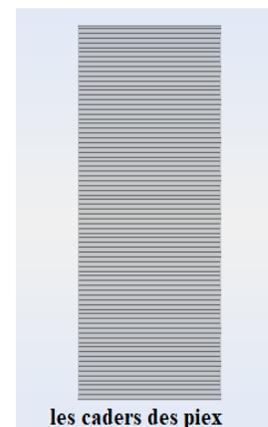
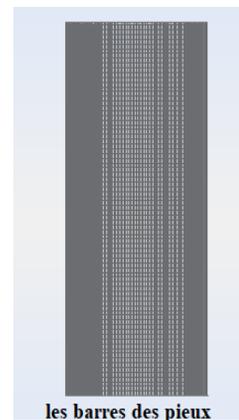
- 500 HA 500 16
- Pour 1 pieux $500/4 = 125$ HA 500 16

❖ Armature transversale :

- 20 Cad HA 500 6

❖ Quantitatif :

- Volume de Béton = 942,48 (m³)
- Surface de Coffrage = 471,24 (m²)



- Acier HA 500
- Poids total = 15213,28 (kG)
- Densité = 16,14 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 14,3 (mm)
- ❖ **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur(m)	Poids(kg)
6	1959.25	435.01
16	9360.00	14778.27

VI.6.5 La valeur de comparaison des armateurs :

Tableau VI-7- Les comparaisons de résultat des Armature transversale

	[1]	Notre résultat
Les barres	20 HA20	125 HA16
Les cadre	HA10	20 HA6

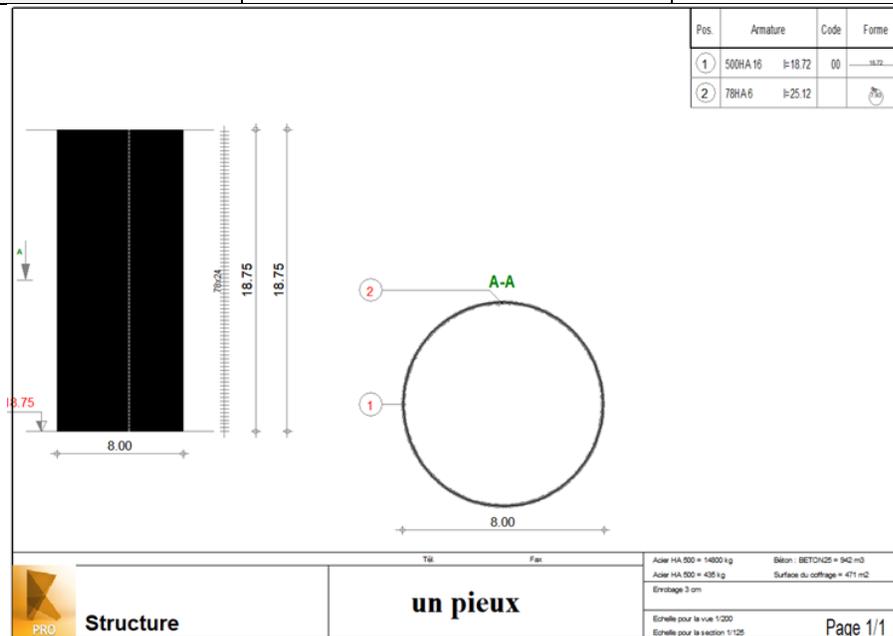


Figure VI-7:la forme des armateurs Transvaal des pieux

Conclusion

Après comparé les deux résultats obtenus par la méthode manuelle [1] et numérique par ROBOT, Logiciel donnée des résultats des armateurs dès notre diamètre mai a la même quantité.

Chapitre VII

Étude de la culée

VII.1 Introduction :

La définition des appuis d'un ouvrage est un des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble, le choix ne peut se faire que progressivement, ou à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse qui englobe

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

VII.2 La culée :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories

a. La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux entêtent de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b. La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

VII.2.1 Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

a. Un mur de garde-grève : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée

b. Un sommet d'appuis : sur lequel repose l'about de tablier.

Dans le cas de coulée remblayée, il est intégré au mur de front. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui

-
- La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui
 - Assurer l'évacuation des eaux au moins en phase de construction du tablier avec une pente minimale de 2%.

c. **Un mur de garde-grève** : qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée

d. **Un mur en retour** : qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève.

Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier

e. **La dalle de transition** : elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.

f. **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition.

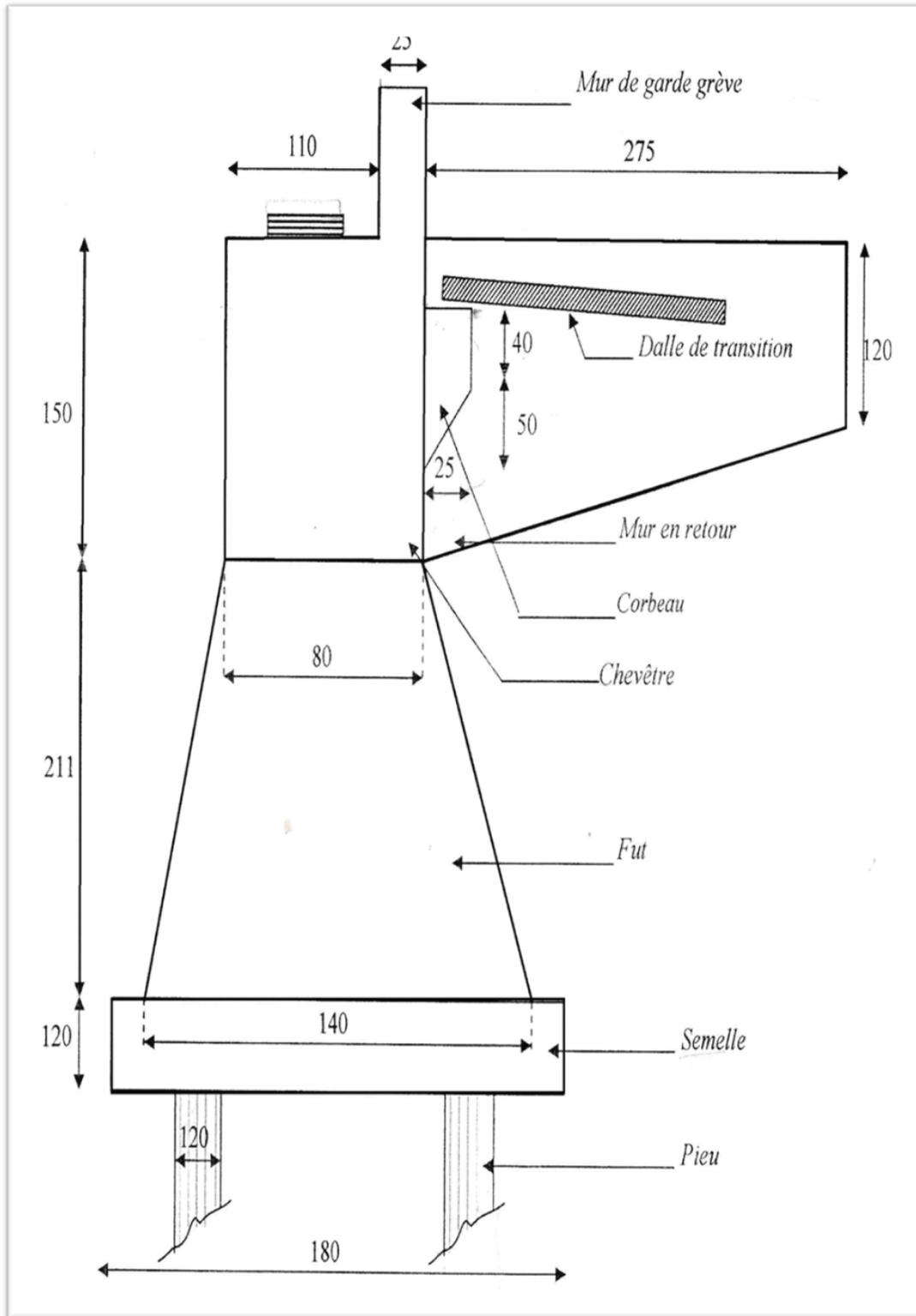


Figure VII-1:le chemin de la culée [1]

VII.3 Les Efforts dus aux déformations lentes :

Tableau VII-1- Les Efforts dus aux déformations lentes

	N(t) Notre résultat	N(t) [1]	H(x)	H(y)	Bras de levier	M _x (t.m)	M _y (t.m)
G	413.169	511.44					
Surcharge D	243.604	300.332					
Surcharge Al	240.912	177.886					
Bc	232.452	216.65					
Trottoir	5.2976	10.818					
Freinage Al			9.76		5.85	39.546	
Freinage Bc			19.17		5.85	112.144	
Précontr	110.9	110.9					
Poussage			198.73		5.35	1036.2	
Retour			-16.614		5.35	88.88	
Séisme	39.34	39.34		296.04	3.73		1104.23
Vent				26.927	3.73		100.438
Centrifuge				46.085	5.85		289.6

VII.3.1 Les combinaisons les plus défavorables

À L'ELS	⇒	à L'ELU
1) G+P	⇒	1.35 (G+P)
2) G+P+1.2Al	⇒	1.35 (G+P) +1.92Al
3) G+P +1.2Bc	⇒	1.35 (G+P) +1.92Bc
4) G+P+D	⇒	1.35 (G+P) +1.5D
5) G+P+1.2Al+Tr	⇒	1.35 (G+P) +1.712(Al+Tr)
6) G+P+1.2Bc+Tr	⇒	1.35 (G+P) +1.712(Bc+Tr)
7) G+P+S	⇒	1.35 (G+P) +1.5S

Tableau VII-2- Les combinaisons charge les plus défavorables

N_{ser} [1]	N_{ser}	N_u [1]	N_u
622.340	524.069	840.160	707.491
835.803	813.163	1181.70	1170.043
882.32	803.011	1256.128	1153.8
922.672	767.673	1245.607	1072.899
846.621	818.461	1163.221	1129.004
893.138	808.309	1229.58	1114.521
661.680	563.409	899.17	766.503

VII.3.2 Les moment max :

Tableau VII-3- les valeurs de moment max

[1]	Notre résultat
$N_{ser}=622.34t$	$N_{ser}=524.069t$
$N_u=840.160$	$N_u=707.791t$
$M_{ser}=265.8t.m$	$M_{ser}=257.997t.m$
$M_u=398.7t.m$	$M_u=348.297t.m$

VII.4 Le Ferrailage :

On a calculé le ferrailage avec logiciel Robot

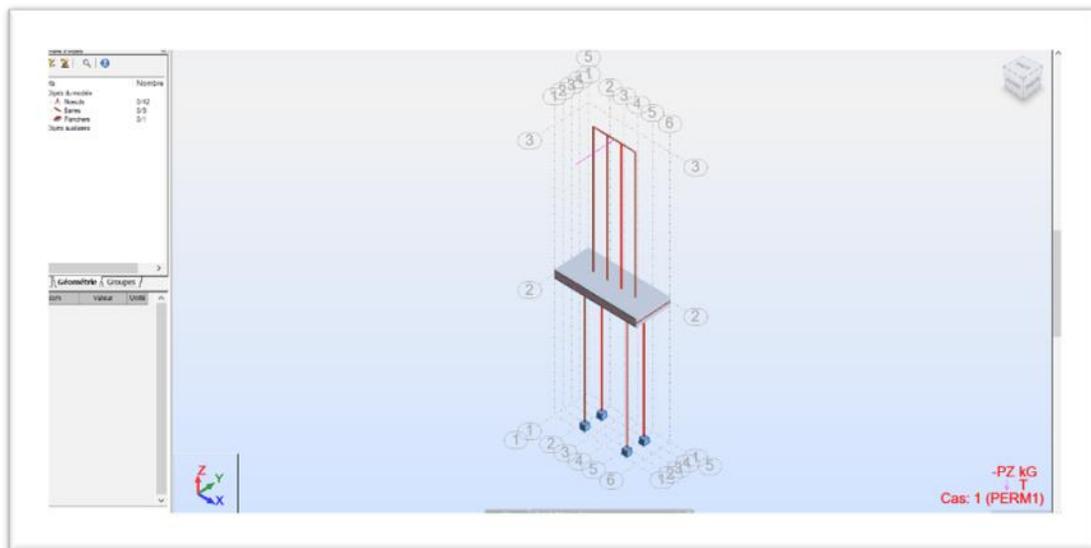
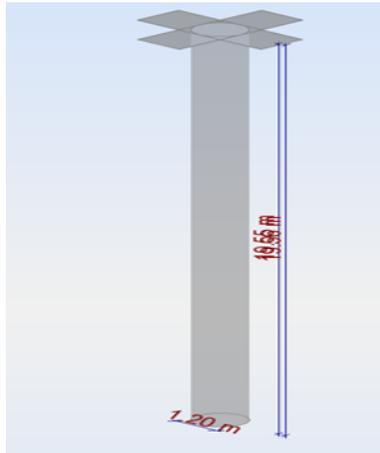


Figure VII-2: la modélisation de la culée par ROBOT

Remarque : cette culée se compose de 4 Pile liée avec chevêtre Pour calculer le ferrailage général on a étudié le ferrailage d'une seule pile



a) Caractéristiques des matériaux :

- Béton: $f_{c28} = 35,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kg/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

b) Géométrie :

1. Diamètre = 120,0 (cm)
2. Epaisseur de la dalle = 0,00 (m)
3. Sous dalle = 19,56 (m)
4. Sous poutre = 19,55 (m)
5. Enrobage = 3,0 (cm)

c) **Chargements :**

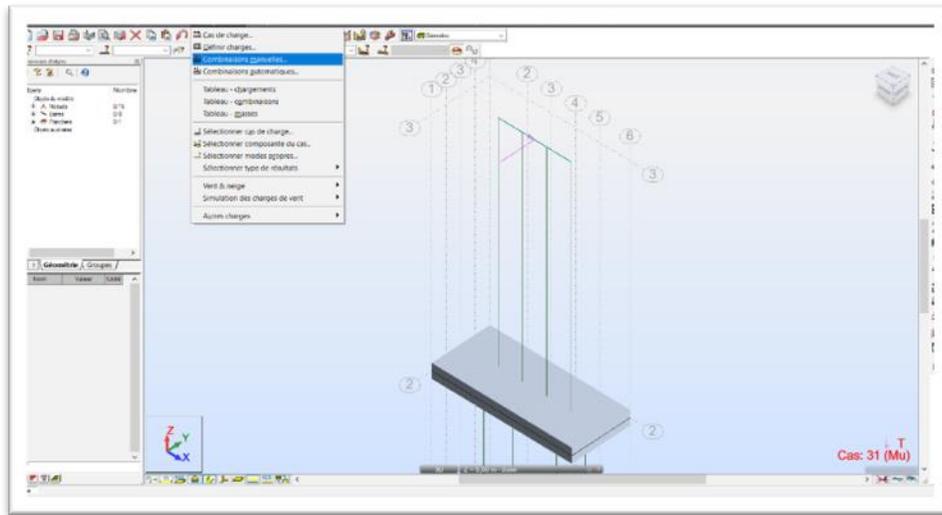


Figure VII-3 : Les combinaisons charge de la culée

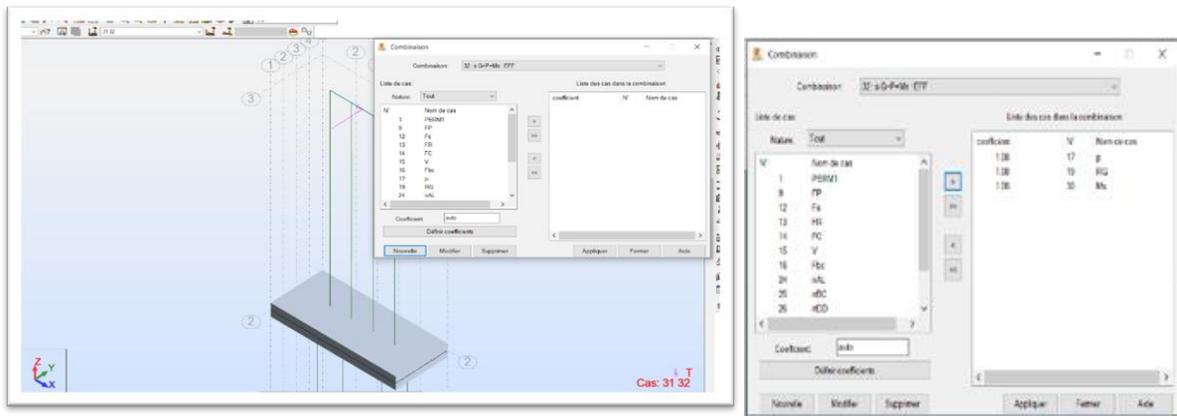


Figure VII-4 : ajouter les combinaisons charge

L'ELS

Tableau VII-4- Les compensations charge par ROBOT à L'ELS

Cas	N (T)	Fy (T)	Fx (T)	Mx (T*m)
S G+P+Ms	-0,02	650,31	-0,09	-0,02
S G+P+Ms+1.2AL	-0,02	650,94	-0,09	-0,02
S G+P+Ms+1.2BC	-0,02	650,92	-0,09	-0,02
S G+P+Ms+D	-0,02	650,84	-0,09	-0,02
S G+P+Ms+1.2AL+Tr	-0,02	650,95	-0,09	-0,02
S G+P+Ms+1.2BC+Tr	-0,02	650,93	-0,09	-0,02
S G+P+Ms+S	-0,02	650,40	-0,10	-0,02

L'ELU

Tableau VII-5- Les compensations charge par ROBOT à L'ELU

Cas	N (T)	Fy (T)	Fx (T)	Mx (T*m)
U 1.35 (G+P+Mu)	-0,03	1184,66	-0,16	-0,03
U 1.35 (G+P+Mu) + 1.92 AL	-0,03	1185,66	-0,16	-0,03
U 1.35 (G+P+Mu) + 1.92 BC	-0,03	1185,63	-0,16	-0,03
U 1.35 (G+P+Mu) + 1.5D	-0,03	1185,45	-0,16	-0,03
U 1.35 (G+P+Mu) + 1.712 (AL+TR)	-0,03	1185,57	-0,16	-0,03
U 1.35 (G+P+Mu) + 1.712 (BC+TR)	-0,03	1185,54	-0,16	-0,03
U 1.35 (G+P+Mu) + 1.5 S	-0,03	1184,79	-0,17	-0,03

VII.4.1 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable : U 1.35 (G+P+Mu) + 1.92 AL (B)

Efforts sectionnelles :

$$N_{sd} = -0,03 \text{ (T)} \quad M_{sdy} = 3,11 \text{ (T*m)} \quad M_{sdx} = 23179,63 \text{ (T*m)}$$

Efforts de dimensionnement :

Nœud inférieur

$$N = -0,03 \text{ (T)} \quad N^*_{e_{totx}} = 3,11 \text{ (T*m)} \quad N^*_{e_{toty}} = 23179,63 \text{ (T*m)}$$

Excentrement :	ex (My/N) (cm)	ey (Mx/N) (cm)
Statique e ₀ :	-9890,2	-73613038,0
Due au montage e ₁ :	0,0	0,0
II genre e ₂ :	0,0	0,0
total e _{tot} :	-9890,2	-73613038,0

a) Analyse détaillée-Direction Y

• Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	L	l _{lim}
19,55	19,55	0,00	25,00

$$l < l_{lim}$$

$$0,00 < 25,00 \quad \text{culée peu élancé}$$

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

• Analyse de flambement

$$M_2 = 3,11 \text{ (T*m)} \quad M_1 = 0,00 \text{ (T*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud inférieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 3,11 \text{ (T*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = -9890,2 \text{ (cm)}$$

$$e_a = 0$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = -9890,2 \text{ (cm)}$$

b) Analyse détaillée-Direction X:

- **Analyse de l'Elancement**

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	l	lim
19,55	19,55	0,00	25,00

$$l < l_{lim}$$

$$0,00 < 25,00$$

Poteau peu élancé

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

4.3.5.3.5(2)

- **Analyse de flambement**

$$M2 = 23179,63 \text{ (T*m)}$$

$$M1 = -0,03 \text{ (T*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud inférieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 23179,63 \text{ (T*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = -73613038,0 \text{ (cm)}$$

$$e_1 = 0$$

$$e_{tot} = e_0 + e_1 = -73613038,0 \text{ (cm)}$$

VII.4.2 Barres principales :

- 21 HA 500 40

❖ Armature transversale:

- 49 Cad HA 500 14

- **Quantitatif:**

- Volume de Béton = 22,10 (m³)
- Surface de Coffrage = 73,68 (m²)
- Acier HA 500

- Poids total = 16422,30 (kg)
- Densité = 742,93 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 37,2 (mm)

Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kg)
14	196,75	237,84
40	1640,10	16184,46

3.3 Les valeurs des Armature transversale :

Tableau VII-6- les Armature transversale comparses

	[1]	Notre résultat
Les barres	28 HA 20	21 HA 40
Les cadres	HA 12	49 HA 14

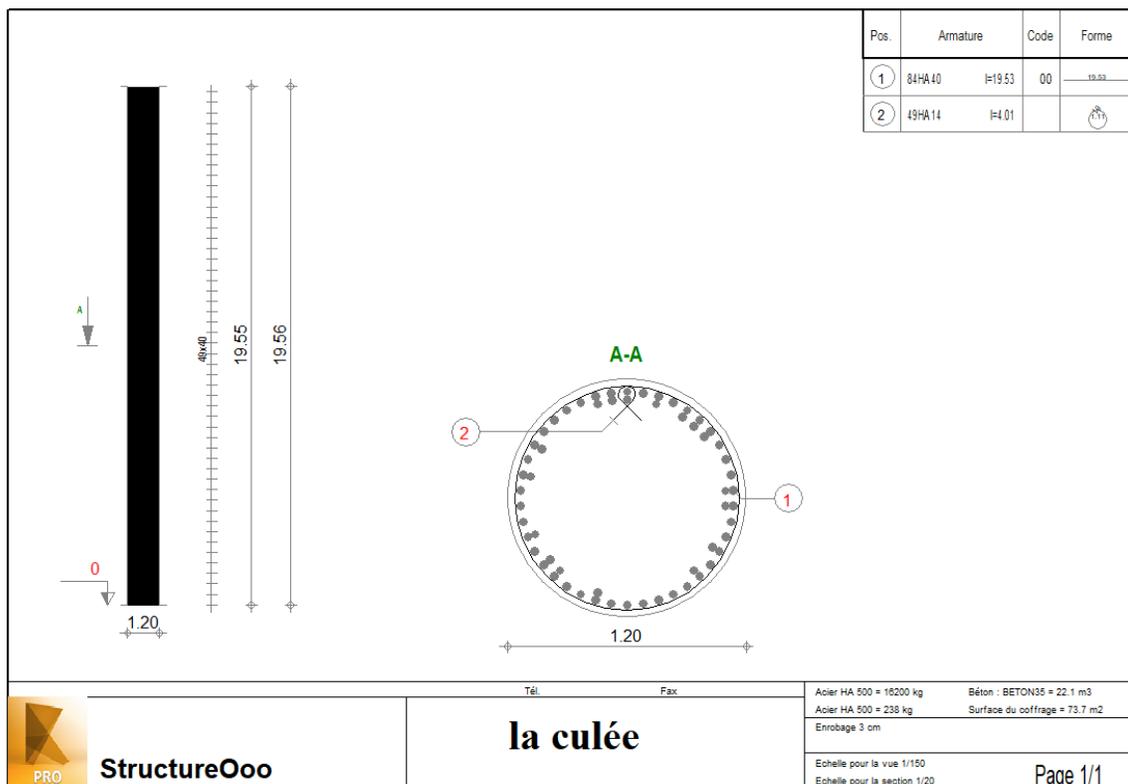


Figure VII-5: distribution les armateurs Transvaal dans la culée

Conclusion

Le résultat de ferrailage qui a trouvé par Logiceil ROBOT différent a rusltat de [1]
Mes la Quntité des arnneur lui-meme

Chapitre VIII

Étude des appareils d'appuis

Définition :

Les tabliers de ponts reposent sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, Conçue pour transmettre les effets verticaux, et des fois les efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier : le poids propre de la dalle ; les surcharges ; vent ; freinage. etc.

Les déplacements du tablier sont dus aux :

- variation de température
- les rotations dues aux surcharges
- les actions sismiques
- les déformations différées du béton

VIII.1 On distingue quatre types d'appareils d'appuis :

- les articulations en béton
- les appareils spéciaux
- les appareils métalliques
- les appareils en élastomère fretté

VIII.1.1 Les articulations en béton :

Sont utilisés dans les ouvrages de petites portées, sont rarement employées.

Leur principe de fonctionnement est le suivant :

Sous charge permanentes, les noyaux de béton sont soumis à une contrainte compression de l'ordre de 20 à 25 MPa qui les plastifie, leur intégrité est assurée par le frettage des parties adjacentes du tablier et de la pile (culée).

Ces articulations n'admettent pas de déplacements horizontaux mais permettent des petites rotations limitées à 1/20 (en service).

VIII.1.2 Les appareils d'appuis spéciaux :

leur principe de fonctionnement est simple, un pot métallique contient de l'élastomère soumis à une forte compression 20 à 25 MPa par couvercle en acier, l'élastomère se compacte comme un fluide, ce qui permet aux couvercles de supporter des rotations de faibles amplitudes dans tous les sens.

Le couvercle peut être surmonté par une plaque de glissement qui moyennant des dispositifs de guidage appropriés, permettent d'obtenir des appareils d'appuis glissants uni ou multidirectionnels.

Il faut faire attention à leur implantation, il faut garder à ce que les dilatations du tablier puissent se faire dans toutes les directions sans créer des contraintes.

VIII.1.3 Les appareils d'appuis métalliques :

Sont utilisées dans les ponts métalliques, bien que bon nombre d'entre eux soit maintenant équipés d'appareils d'appuis en élastomère fretté ou d'appareils spéciaux.

VIII.1.4 Les appareils en élastomère fretté :

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général du néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de frette, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par cette adhésion au moment de la vulcanisation.

L'épaisseur des frettes est comprise entre 3 et 6 mm.

L'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8, 10 ou 12 mm (parfois 20 mm), c'est ce type qui le plus utilisé pour les ouvrages en béton.

L'intérêt de ces appareils, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent (efforts horizontaux ; verticaux et les rotations) mais ces déformations sont accompagnées par des contraintes de cisaillements qu'il faut les limiter pour éviter leur dégradation.

On choisit ce type d'appareils d'appuis vis-à-vis les caractéristiques citées précédemment et les avantages qu'il proposition

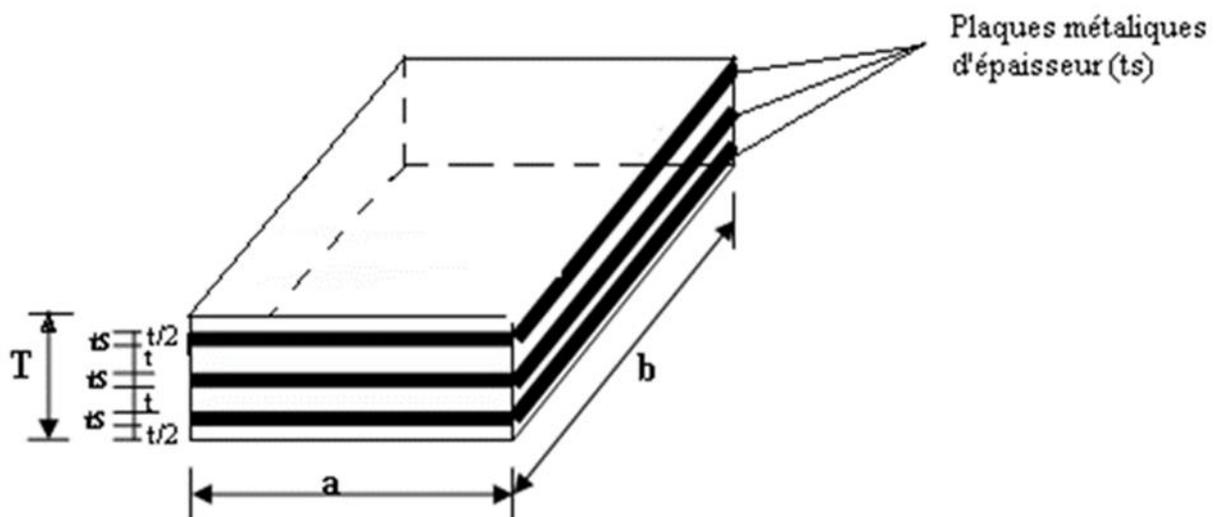


Figure VIII-1: l'appareil d'appuis



Figure VIII-2: une frette et un néoprène

VIII.2 Étude des appareils d'appuis :
Pré dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils d'appuis en élastomère fretté est basé sur la limitation des contraintes de cisaillements qui se développent au niveau du plan de frettage due aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

VIII.2.1 Compression :

Un effort normal engendre des contraintes de cisaillement τ_n qui apparaissent au niveau du plan de frettage.

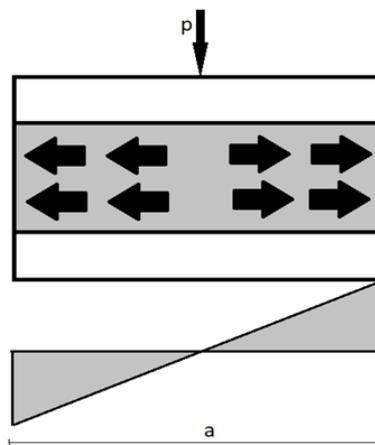


Figure VIII-3: Variation de τ_n

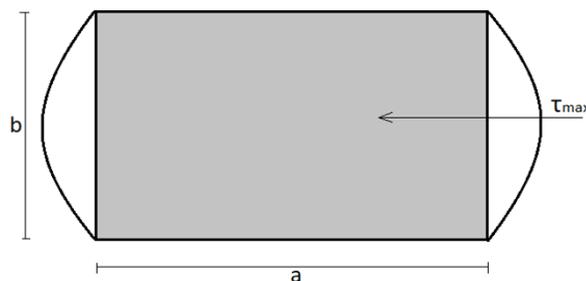


Figure VIII-4: la Distribution de τ_n le long de la coté b

Ces contraintes engendrent des dégradations, c'est pourquoi il faut les limiter à :

$$\tau_n = 1,5 \left(\frac{\sigma_m}{b} \right) \text{ avec: } b = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$$

$$\sigma_m = \frac{n}{a \times b} \text{ Au milieu du côté } b \text{ (ou } a < b) \text{ } b : \text{ coefficient de forme}$$

VIII.2.2 Distorsion :

La distorsion des contraintes est uniforme

Deux cas de déformation qui se présentent :

- déformation U_1 de l'appareil est lente (dilatation, refait)
- déformation due à un effort dynamique H_2

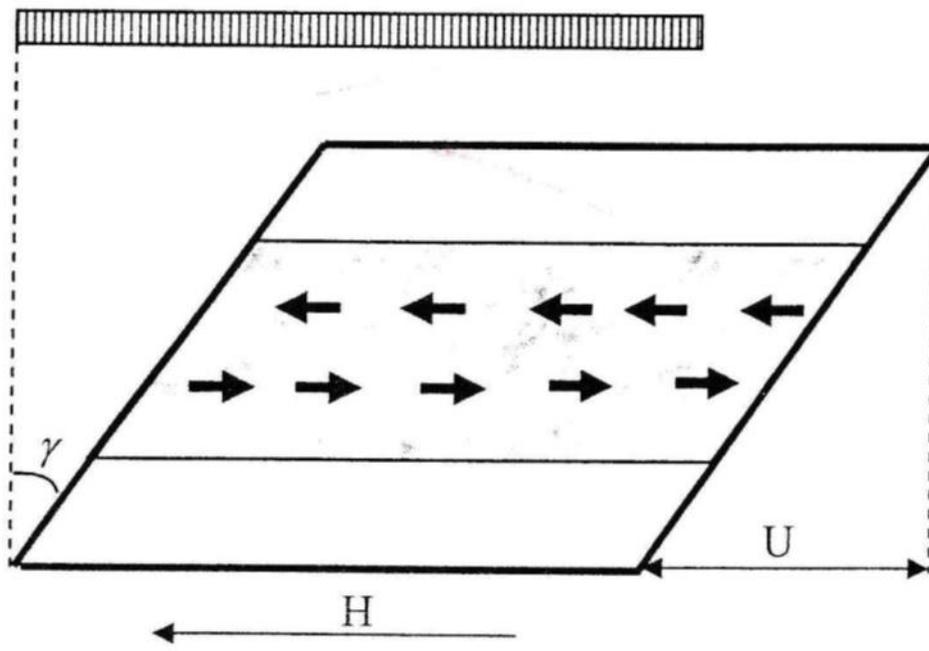


Figure VIII-5: la distorsion

$$tg\gamma_1 = \frac{u_1}{T}$$

$$\tau_{h1} = G \cdot tg\gamma_1$$

$$H_1 = a \cdot b \tau_{h1} = G \cdot a \cdot b \frac{u_1}{T}$$

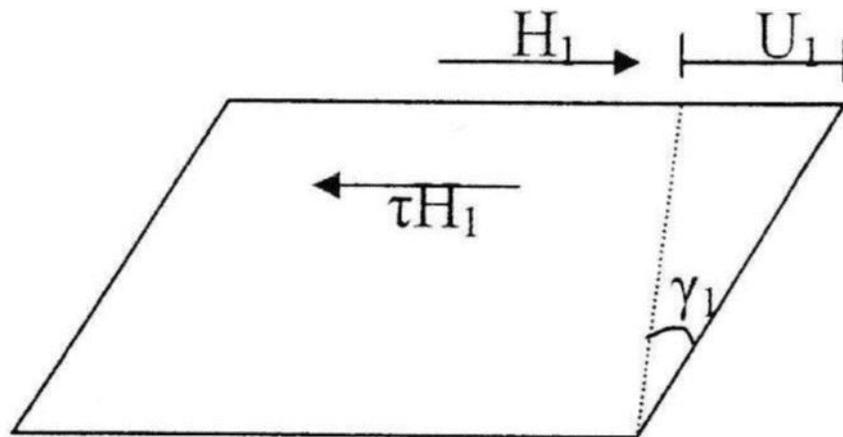


Figure VIII-6: les effort dynamique H1

Or, dans le cas d'un effort dynamique, on constate expérimentalement que le module d'élasticité transversal vaut deux fois de G correspondant à un effort statique.

$$tg\gamma_2 = \frac{\tau_{h2}}{2G}$$

La déformation est la moitié de celle que créerait un effort statique de même valeur :

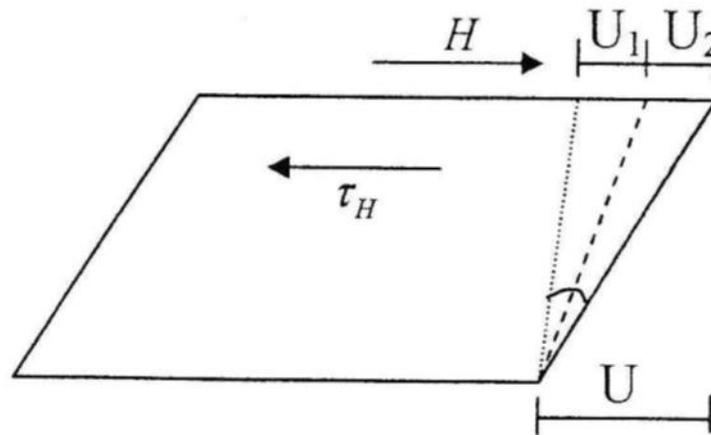
$$\frac{U_2}{T} = tg\gamma_2 = \frac{H_2}{2Gab}$$

C'est pourquoi dans les spécifications concernant les appareils d'appui on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui, sous effort statique seul, correspondrait à la même déformation totale :

$$U = U_1 + U_2$$

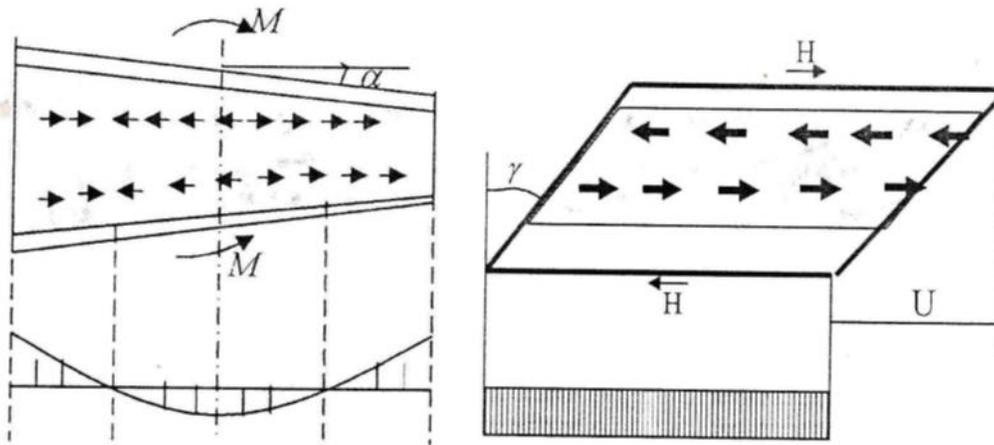
Contrainte de calcul vaut :

$$\tau_H = tg\gamma = \tau_H + 0,5\tau_{h2} = G \frac{U_1}{T} + \frac{H_2}{2Gab}$$



VIII.2.3 Rotution :

Lorsqu'une frette, solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autrefrette soïdaire du même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme indiqué a la figure qui ce dessus .



Variation de τ_H

Variation de τ_H

La contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{t} \right)^2 \alpha_t$$

α_t Est l'angle de rotation en radian d'un feuillet élémentaire égal à : $\left(\frac{\alpha_T}{n} \right)$

La rotation d'un appareil d'appui peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure. Elle peut aussi être due à un défaut initial de parallélisme entre les surfaces de contact situées de part et d'autre de l'appui.

La valeur de moment de rappel M, créée par une rotation, est calculé. Par l'expression suivante :

$$M = G \frac{\alpha_T a^5 b}{n t^3 K_2}$$

Tableau VIII-1 : Les valeurs de K -

b/a	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
K_1	5,83	3,28	2,37	2,01	1,94	1,88	1,78	1,7	1,64	1,58	1,53	1,49	1,46	1,34	1,07	1
K_2	136,7	100	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

Lorsque les rotations s'effectuent selon deux directions, parallèles aux cotés a et b, les contraintes τ_{α} et τ_{β} s'additionnent vectoriellement :

$$\tau_{\alpha,a} = \frac{G}{2} \frac{a^2}{t^2} \alpha_{t,a}$$

$$\tau_{\alpha,b} = \frac{G}{2} \frac{b^2}{t^2} \alpha_{t,b}$$

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

α : est la rotation calculée

- $\alpha_0 = 3/1000\text{rd}$; Pour les tabliers en béton coulés en place
- $\alpha_0 = 10 \text{ II } 000\text{rd}$; Pour les tabliers en béton Préfabriqués
- $\alpha_0 = 3/1000\text{rd}$; Pour les tabliers Métalliques

Prescriptions :

Limitation de la contrainte de cisaillement :

Les limites admissibles sont :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G \quad \rightarrow \quad \tau_{H1} \leq 0,5G \quad \rightarrow \quad \tau_H \leq 0,7G$$

Limitation de la contrainte moyenne :

L'aire ab doit être telle que la contrainte moyenne de compression σ_m reste inférieure aux valeurs fixées par les maîtres d'œuvres. Pour les ponts routes, cette valeur est :

Égale à 15 MPa

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} \leq 15\text{MPa} (150\text{Kg}/\text{cm}^2)$$

Condition de non- cheminement et de non- glissement :

Les deux conditions suivantes doivent remplies, pour les actions plus défavorables :

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} \leq 2\text{MPa}$$

H et N étant concomitants

Avec : N effort normal

f Coefficient de frottement prend les valeurs suivantes :

$f = 0,12 + \frac{0,20}{\sigma_m}$ Lorsque les faces de l'appareil, en contact avec la structure, sont des frettes métalliques .

$f = 0,10 + \frac{0,60}{\sigma_m}$ Lorsque les faces de l'appareil, en contact avec la structure, sont des feuillet d'élastomère .

Avec (τ_m en MPa)

Lorsque $1 \text{ MPa} \leq \sigma_m \leq 2 \text{ MPa}$ ou $H > fP$, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil , en l'équipant de dispositifs appropriés.

Lorsque $1 \text{ MPa} \leq \sigma_m$, il faut obligatoirement prévoir des appareils spéciaux.

Condition de non- flambement :

Par analogie avec les formules classiques de la résistance des matériaux, on peut penser que la stabilité élastique des appareils en élastomère fretté impose une limitation de la contrainte de compression, de la forme suivante :

$$\sigma_m \leq KG \frac{a^2}{T^2}$$

Les valeurs du coefficient K est différente selon que l'appareil d'appui est libre en tête ou non

En l'absence d'essais suffisants, les valeurs de K ne sont pas encore suffisamment bien connues. Il convient donc de respecter la règle d'usage courant, qui consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension :

$$T \leq \frac{a}{5}$$

Comme les imperfections des surfaces de pose amènent à prévoir une épaisseur minimale d'élastomère, en pratique il est recommandé de respecter la double condition:

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Condition de non -soulèvement :

Dans tous les cas de sollicitations on doit avoir :

$$a_t \leq \frac{3 t^2 \sigma_m}{\beta a^2 G}$$

Répartition d'une force horizontale H:

1)-la répartition d'une force horizontale H sur les différents appuis se fait selon les rigidités.

2)- par définition :

$f = \delta$ (pour $H = 1$) : Constante de ressort.

$K = H$ (pour $\delta = 1$): Rigidité

cas de la pile

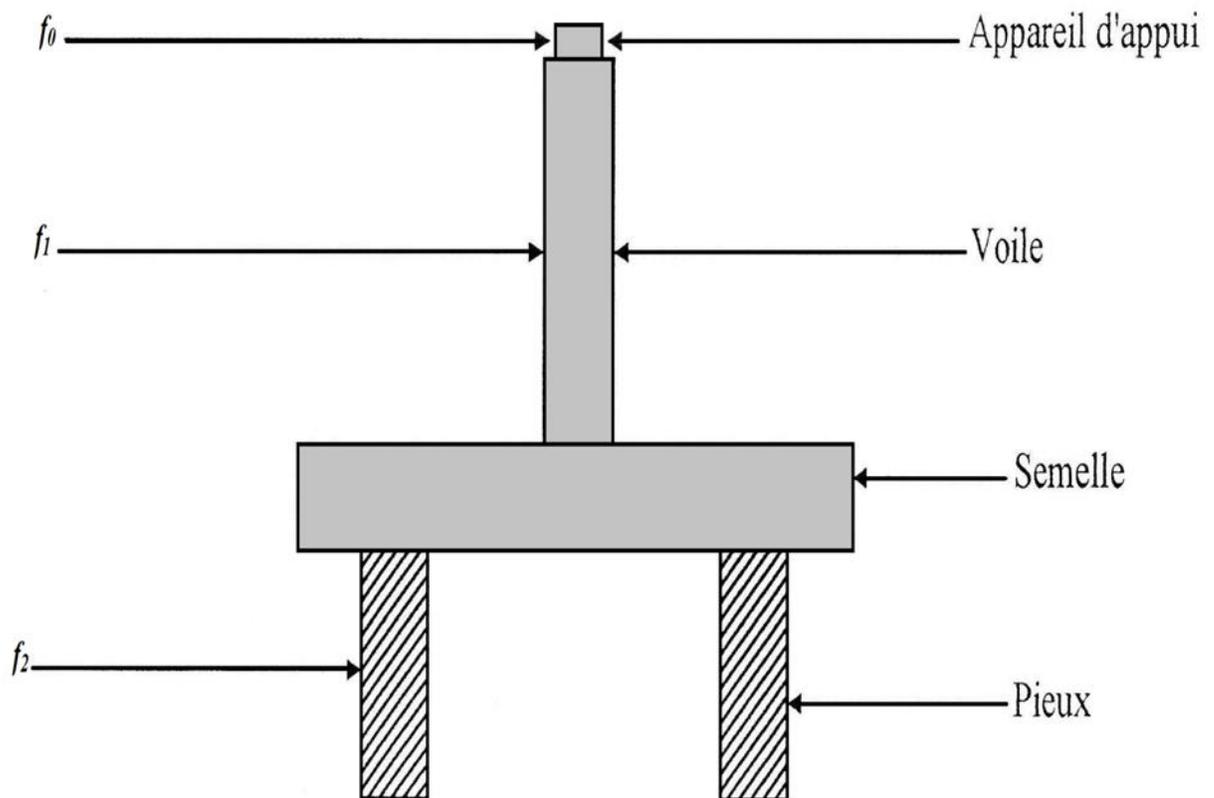


Figure VIII-7: l'appuis sur la pile

f_0 : Déplacement de l'appareil d'appui du à une charge horizontale unitaire.

f_1 : Déplacement du fut de la pile.

f_2 : Déplacement des pieux.

L'hypothèse que la dalle est indéformable sous l'action des charges horizontales implique que les déplacements horizontaux du tablier sont égaux à chaque appui.

Essayons de déterminer la part d'effet horizontal qui revient à chaque appui.

- sous un effort unitaire dans l'appui 1 seul $\rightarrow \delta_1$
- sous un effort unitaire dans l'appui 2 seul $\rightarrow \delta_2$
- sous un effort unitaire dans l'appui 3 seul $\rightarrow \delta_3$
- sous un effort unitaire dans l'appui 4 seul $\rightarrow \delta_4$
- sous un effort unitaire dans l'appui 5 seul $\rightarrow \delta_5$
- sous un effort unitaire dans l'appui 6 seul $\rightarrow \delta_6$
- sous un effort unitaire dans l'appui 7 seul $\rightarrow \delta_7$

Soit $H_1, H_2, H_3, H_4, H_5, H_6, H_7$ ces efforts horizontaux qui reviennent à chaque appui.

Alors on peut écrire :

$$H_1 \cdot \delta_1 = H_2 \cdot \delta_2 = H_3 \cdot \delta_3 = H_4 \cdot \delta_4 = H_5 \cdot \delta_5 = H_6 \cdot \delta_6 = H_7 \cdot \delta_7 = S$$

$$\frac{H_1}{\frac{1}{\delta_1}} = \frac{H_2}{\frac{1}{\delta_2}} = \frac{H_3}{\frac{1}{\delta_3}} = \frac{H_4}{\frac{1}{\delta_4}} = \frac{H_5}{\frac{1}{\delta_5}} = \frac{H_6}{\frac{1}{\delta_6}} = \frac{H_7}{\frac{1}{\delta_7}} = \frac{H}{\frac{1}{\delta_1} + \frac{1}{\delta_2} + \frac{1}{\delta_3} + \frac{1}{\delta_4} + \frac{1}{\delta_5} + \frac{1}{\delta_6} + \frac{1}{\delta_7}}$$

Donc :

$$H_1 = \frac{H \left(\frac{1}{\delta_1} \right)}{\frac{1}{\delta_1} + \frac{1}{\delta_2} + \frac{1}{\delta_3} + \frac{1}{\delta_4} + \frac{1}{\delta_5} + \frac{1}{\delta_6} + \frac{1}{\delta_7}} = H \frac{K_1}{\sum K_2}$$

D'une façon générale :

$$H_i = H \frac{K_1}{\sum K_2}$$

Calcul des constantes de ressort :

Appareil d'appui : $H = 1 \rightarrow \tau = Gtg\gamma_1 = \frac{Gu_1}{T} = \frac{G\delta}{T}$

$$\frac{\delta}{G.T} = \tau = \frac{u}{A} \rightarrow \delta = \frac{T}{G.A} \cdot 1 = f_0$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui.

A : surface en plan de l'appareil d'appui

Pile encastrée

$$\delta = f_1 = \frac{1H^3}{3.E.I}$$

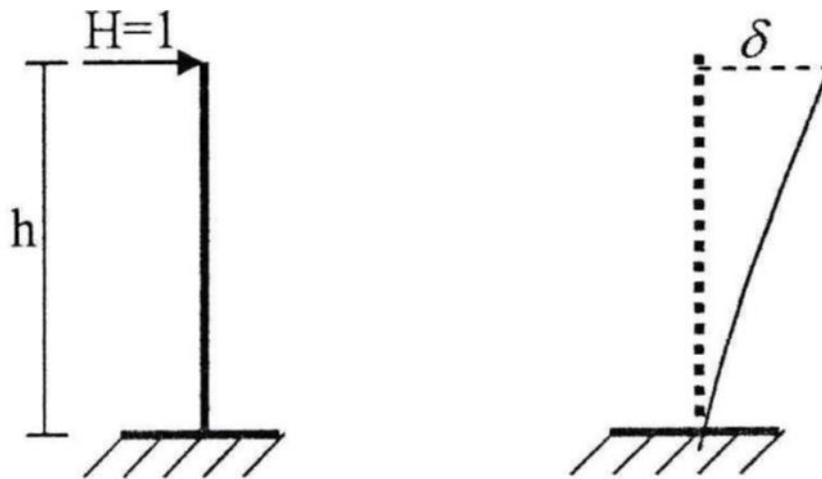


Figure VIII-8: une pile encastrée

I : moment d'inertie de la section de voile.

E : module d'élasticité du béton.

H : hauteur de voile.

Les pieux :

Dans le cas d'une fondation profonde on suppose que les pieux ont la même rigidité que la pile encastree.

Les appareils d'appuis :

Le rôle des appareils d'appuis en élastomère est basé surtout sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent au niveau du plan de fretage.

Appareils d'appui les piles (1, 2, 3, 4,5) :

On a 2 combinaisons des réactions des piles

$$1) R_{pil} = R_G + R_{Qr} + 0,5R_T + R_{Pd}$$

$$2) R_{pil} = R_G + R_{Qrp} + R_{Pd}$$

$$R_G = 1585,172t ; R_{Qr} = 586,524t ; R_T = 1,518t ; R_{Pd} = -16,2t ; R_{Pd} = 408,788t$$

$$1) R_{pil[1]} = 1585,172 + 586,524 + 0,5 \times 1,518 - 16,2 = 2156,255t \text{ (le plus défavorable)}$$

$$2) R_{pil[1]} = 1585,172 + 408,788 - 16,2 = 1977,76t$$

Tableau VIII-2 combinaisons des réactions des piles

	R _{pil 1}	R _{pil 2}
[1] (t)	2156.255	1977.76
Notre resltat (t)	2181.36	2014.51

On notre reslatat le plus défavorable et : R_{pil}=2181.36t

On prend 4 appareils d'appui

$$N_{max} = \frac{R_{pil}}{4}$$

$$S_A = a \times b \geq \frac{N_{max}}{150}$$

On respectant la condition de non flambement

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \leftrightarrow \frac{60}{10} \leq T \leq \frac{60}{5}$$

$$T = 10,8\text{cm}$$

On prend : $T = 108\text{mm}$ soit 9 feuillet de 12mm donc l'appareil d'appui sera :

$$a \times b = 60 \times 60 = 3600\text{cm}^2$$

$$T = 108\text{mm}$$

$$t = 12\text{mm}$$

$$G = 0,8\text{MPa}$$

	$N_{max}(t)$	$S_A(\text{cm}^2)$	$T(\text{mm})$	$T(\text{mm})$
[1]	539,064	3600	10.8	12
Notre resultat	545.34	3720	10.8	12

Appareils d'appui sur culée ($C_1 ; C_2$)

On a 2 combinaisons des réactions des culées

$$1) R_c = R_G + R_{Qr} + 0,5R_T + R_{Pd}$$

$$2) R_c = R_G + R_{Qrp} + R_{Pd}$$

$$R_{G[1]} = 451,111\text{t} ; R_{Qr[1]} = 347,727\text{t} ; R_{T[1]} = -24,39\text{t} ; R_{Pd[1]} = 110,9\text{t} ; R_{Qrp[1]} = 305,64\text{t}$$

$$1) R_{cul[1]} = 451,111 + 347,727 - 0,5 \times 24,39 + 110,9 = 897,543\text{t} \text{ (le plus défavorable)}$$

$$2) R_{cul[1]} = 451,111 + 305,64 + 110,9 = 867,65\text{t}$$

Tableau VIII-3 combinaisons des réactions des culées

	$R_{cul 1}$	$R_{cul 2}$
[1] (t)	897.54	867.65
Notre resultat (t)	903.418	764.98

On notre resultat le plus défavorable et :

$$R_{pil} = 903.418\text{t}$$

On prend 4 appareils d'appui

$$N_{max} = \frac{R_{max}}{4}$$

$$S_A = a \times b \geq \frac{N_{max}}{150}$$

On respectant la condition de non flambement

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \leftrightarrow \frac{40}{10} \leq T \leq \frac{40}{5}$$

$$4\text{cm} < T < 8\text{cm}$$

On prend : $T = 72\text{ mm}$ soit 9 feuillet de 12mm donc l'appareil d'appui sera :

$$a \times b = 40 \times 40 = 1600\text{cm}^2$$

$$T = 72\text{mm}$$

$$t = 8\text{mm}$$

$$G = 0,8\text{MPa}$$

	$N_{max}(t)$	$S_A (\text{cm}^2)$	$T(\text{mm})$	$T(\text{mm})$
[1]	224,385	1600	72	8
Notre resultat	225.854	1600	10.8	12

La rigidité:

1) pile (appui 1)

a) due aux appareils d'appuis :

$$\delta = F_0 = \frac{T \times H}{n \times G \times A}$$

n : Nombre des appareils d'appuis

G : Module de cisaillement

A : Aire de l'appareils d'appuis

$$n = 4 ; G = 0,8\text{MPa} = 8\text{Kg/cm},$$

Donc :

$$F_0 = \frac{10,8 \times 1}{4 \times 8 \times 3600}$$

$$F_0 = 9,37 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

b) due aux piles

$$f_{c28} = 40\text{MPa}$$

$$Ei = 11000 \times (f_{c28})^{1/2} = 37619,47 \text{ MPa}$$

$$I = 0,8367 \text{ m}^4$$

$$F_1 = \frac{h^3}{3EI} = \frac{(6,73)^3}{3(37619,47 \times 0,8367)}$$

$$F_1 = 0,3228 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

c) due aux pieux:

On considère que l'amortissement des pieux est égal à celui des piles donc:

$$F_2 = F_1 = 0,3228 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

Rigidité sur la pile

$$Kp_1 = \frac{1}{(F_0 + F_1 + F_2)} = \frac{1}{(9,37 + (0,3228) \cdot 2) \cdot 10^{-5}}$$

$$Kp_1 = 1059,371 \text{ cm}^{-1}$$

2) Pile (appui 2)

a) due aux appareils d'appuis :

$$F_0 = \frac{10,8 \times 1}{4 \times 8 \times 3600}$$

$$F_0 = 9,37 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

b) due aux piles :

$$F_1 = \frac{(12,06)^3}{3(37619,47 \times 0,8367)}$$

$$F_1 = 1,859 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

c) due aux pieux:

$$F_2 = F_1 = 1,859 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

Rigidité sur la pile

$$Kp_2 = \frac{1}{(F_0 + F_1 + F_2)} = \frac{1}{(9,37 + (1,859) \cdot 2) \cdot 10^{-5}}$$

$$Kp_2 = 1026,50 \text{ cm}^{-1}$$

3) Pile (appui 3)

a) due aux appareils d'appuis :

$$F_0 = \frac{10,8 \times 1}{4 \times 8 \times 3600}$$

$$F_0 = 9,37 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

b) due aux piles :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 37619,47 \text{ MPa}$$

$$I = 0,236 \text{ m}^4$$

$$F_1 = \frac{h^3}{3EI} = \frac{(17,03)^3}{3(37619,47 \times 0,236)}$$

$$F_1 = 1,864 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

c) due aux pieux:

$$F_2 = F_1 = 1,864 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Rigidité sur la pile

$$Kp_3 = \frac{1}{(F_0 + F_1 + F_2)} = \frac{1}{(9,37 + (1,864) \cdot 2) \cdot 10^{-4}}$$

$$Kp_3 = 763,452 \text{ cm}^{-1}$$

4) Pile (appui 4)

a) due aux appareils d'appuis :

$$F_0 = \frac{10,8 \times 1}{4 \times 8 \times 3600}$$

$$F_0 = 9,37 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

b) due aux piles :

$$F_1 = \frac{(19,55)^3}{3(37619,47 \times 0,236)}$$

$$F_1 = 2,805 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

c) due aux pieux:

$$F_2 = F_1 = 2,805 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Rigidité sur la pile

$$Kp_4 = \frac{1}{(F_0 + F_1 + F_2)} = \frac{1}{(9,37 + (2,805) \cdot 2) \cdot 10^{-4}}$$

$$Kp_4 = 667,52 \text{ cm}^{-1}$$

5) Pile (appui 5)**a) due aux appareils d'appuis :**

$$F_0 = \frac{10,8 \times 1}{4 \times 8 \times 3600}$$

$$F_0 = 9,37 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

b) due aux piles :

$$F_1 = \frac{(18,91)^3}{3(37619,47 \times 0,236)}$$

$$F_1 = 2,53 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

c) due aux pieux:

$$F_2 = F_1 = 2,53 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Rigidité sur la pile

$$Kp_5 = \frac{1}{(F_0 + F_1 + F_2)} = \frac{1}{(9,37 + (2,53) \cdot 2) \cdot 10^{-4}}$$

$$Kp_5 = 692,156 \text{ cm}^{-1}$$

Sur la culée**1) Culée 1 (C1) :****❖ Due aux appareils d'appuis :**

$$F_0 = \frac{7,2}{4 \times 0,8 \times 1600} = 13,67 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

❖ Due aux piles :

$$F_1 = \frac{(2,11)^3}{3(37619,47 \times 0,218)}$$

$$F_1 = 0,038 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

❖ **due aux pieux:**

$$F_2 = F_1 = 0,038 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Rigidité sur la pile :

$$K_{c1} = \frac{1}{(F_0 + F_1 + F_2)} = \frac{1}{(9,37 + (0,038) \cdot 2) \cdot 10^{-5}}$$

$$K_{c1} = 7274,84 \text{ cm}^{-1}$$

1) Culée 1 (C2) :

a) Due aux appareils d'appuis :

$$F_0 = \frac{7,2}{4 \times 0,8 \times 1600} = 13,67 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

b) Due aux piles :

$$F_1 = \frac{(18)^3}{3(37619,47 \times 0,218)}$$

$$F_1 = 2,37 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

c) due aux pieux:

$$F_2 = F_1 = 2,37 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Rigidité sur la pile :

$$K_{c1} = \frac{1}{(F_0 + F_1 + F_2)} = \frac{1}{(9,37 + (2,37) \cdot 2) \cdot 10^{-4}}$$

$$K_{c1} = 1637,234 \text{ cm}^{-1}$$

Répartition des efforts statique :

Tableau VIII-4 Répartition des efforts statique

	$F_0 \cdot 10^{-5}$	$F_1 \cdot 10^{-5}$	$F_2 \cdot 10^{-5}$	K_P	Réparation
C_1	13,67	0,0114	0,0114	7195,27	$0,6759 \times H$
P_1	9,37	0,0968	0,0968	1045,631	$0,098 \times H$
P_2	9,37	5,577	5,577	487,234	$0,045 \times H$
P_3	9,37	5,592	5,592	486,52	$0,045 \times H$
P_4	8,415	8,415	8,415	381,679	$0,0358 \times H$
P_5	7,59	7,59	7,59	407,331	$0,0382 \times H$
C_2	13,67	7,11	7,11	641,56	$0,060 \times H$

Répartition des efforts dynamique

Tableau VIII-5 Répartition des efforts dynamique statique

	$F_0 \cdot 10^{-5}$	$F_1 \cdot 10^{-5}$	$F_2 \cdot 10^{-5}$	K_P	Réparation
C_1	6,835	0,0038	0,0038	14469,68	$0,634 \times H$
P_1	4,685	0,03228	0,03228	2105,438	$0,092 \times H$
P_2	4,685	1,859	1,859	1190,05	$0,052 \times H$
P_3	4,685	1,864	1,864	1188,636	$0,052 \times H$
P_4	4,685	2,805	2,805	971,345	$0,043 \times H$
P_5	4,685	2,53	2,53	1026,167	$0,045 \times H$
C_2	6,835	2,37	2,37	1843,79	$0,08 \times H$

VIII.3 Calcul des efforts horizontale

VIII.3.1 Efforts de freinage :

a) Freinage de camion B_C :

L'effort du au freinage de camion B_C est égale son poids c à d $F_{fr} = 30t$

Tableau VIII 6 Répartition de efforts de freinage de camion B_c

	C_1	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	C_2
Pente	2,94%	0,22%	1,85%	4,10%	5,93%	7,08%	7,4%
F_{fr}	29.98	30	30	29,97	29,94	29,92	29,91

b) Freinages de système A(I) :

$$F_{ft} = 27,588t$$

VIII.3.2 Efforts de séisme :

L'effort horizontale du au séisme ; est égale 0,1G

$$G = 35,489 \text{ t/ml}$$

$$G = 35,489 \times 123,4 = 4379,342t$$

$$F_S = 0,1 \times 4379,342 = 437,93t$$

$F_S = 437,93 \text{ t}$

VIII.3.3 Efforts du vent :

$$P = 250 \text{ Kg/m}^2 = 0,25t/m$$

La surface frappée par le vent et égale $S = H.l$

$$H = 4,25 + 1,00 = 5,25m$$

$$S = 5,25 \times 123,4 = 647,85m^2$$

$$P_v = S.P = 647,85 \times 0,25 = 161,96t$$

$$I = 161,96t$$

VIII.3.4 Force centrifuge :

Le tablier présent une courbure de rayon moyen égale :56,725m

$$F = \frac{R+150}{6R+350} = \frac{56,725+150}{6 \times 56,725+350}$$

$$F = 0,3t$$

Travées 1 ;6 :

$$b_c = 1,2$$

$$\delta b_c = 1113$$

$$H_c = F \times b_c \times \delta b_c \times p$$

$$H_c = 0,3 \times 1,2 \times 1,113 \times 180$$

$$H_c = 72,1224t$$

Travées 2 ;3 ;4 ;5 :

$$b_c = 1,2$$

$$\delta b_c = 1,107$$

$$H_c = F \times b_c \times \delta b_c \times p$$

$$H_c = 0,3 \times 1,2 \times 1,107 \times 180$$

$$H_c = 71,733 \text{ t}$$

VIII.4 Calculs des allègements linéaires déformations lentes

Le point fixe donné par la relation :

$$X_0 = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

$$X_0 = \frac{17 \times 956,388 + 39 \times 640,6149 + 61 \times 153,1628 + 83 \times 106,9633 + 105 \times 116,645 + 122 \times 698,12}{3391,3}$$

$$X_0 = 70,7 \text{ m}$$

Déformation due au retrait :

$$\Delta L_r = \varepsilon_r \times l$$

$$\varepsilon_r = 1,3251 \cdot 10^{-4} \times 0,91 = 1,205 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = 1,205 \cdot 10^{-4} \times 70,7$$

$$\Delta L_r = 0,852 \text{ m}$$

Déformation due au fluage :

$$\Delta L_f = \Delta \sigma_f \frac{L}{EP}$$

$$\Delta L_f = 96,86 \text{ kN} = 33,98 \text{ MPa}$$

$$\Delta L_f = 33,98 \frac{22}{240000}$$

$$\Delta L_f = 0,11 \text{ cm}$$

Déformation due à la température :

$$\Delta T = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L_T = 2,5 \cdot 10^{-4} \times 46,24$$

$$\Delta L_T = 1,156 \text{ cm}$$

Donc le déplacement total : ΔL

$$\frac{2}{3} (\Delta L_r + \Delta L_f) + \Delta L_T$$

$$\Delta L = 2,4 \text{ cm}$$

VIII.5 Vérification des appareils d'appuis

VIII.5.1 . Les piles

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$\sigma_{m[1]} = \frac{539,064}{60 \times 60} = 149,74 < 150 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{545,34}{62 \times 60} = 146,597 < 150 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_n + \tau_h + \tau_a < 0,5 \cdot G = 40 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = \frac{1,5 \sigma_m}{B} \quad B = \frac{a \times b}{2 \cdot t(a+b)} = 12,5$$

$$\tau_n = \frac{1,5(149,73)}{12,5} = 17,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = \tau_{h1} + \tau_{h2}$$

$$\tau_{h1} = G \cdot \text{tg}\gamma = G \frac{U}{T}$$

$$\tau_{h1} = 1,133 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \times G = 4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{h2} = \frac{H_p}{(a \times b \times 2)}$$

$$H_p = 0,63 \times 30 = 18,9 \text{ t}$$

On a 4 appaillage d'appuis :

$$\tau_{h2} = 0,656 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Il faut que } \tau_{h1} + 0,5 \tau_{h2} < 0,7 \cdot G = 5,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,46 \text{ kg/cm}^2 < 5,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Effort dynamique du un séisme :

$$H_{d_s} = 0,63 \times 437,93 = 275,895 \text{ t}$$

On a 4 d'appuis :

$$H_{d_s} = \frac{275,895 \text{ t}}{4} = 68,97 \text{ t}$$

$$\tau_{h2} = 2,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Il faut que } \tau_{h1} + 0,5 \tau_{h2} < 0,7 \cdot G = 5,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$2,33 \text{ kg/cm}^2 < 5,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Rotation d'une feuille de l'élastomère par rapport à un autre :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{t} \right)^2 \alpha_t \quad \alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}$$

$$n = 9; \alpha_0 = 3.10^{-3}; \alpha = 14,793.10^{-3}$$

$$\alpha_t = 1,97.10^{-3}$$

$$\tau_{\alpha} = 14,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_n + \tau_h + \tau_{\alpha} = 35,92 \text{ kg/cm}^2 < 5 \times 8 = 40 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Condition de soulèvement :

$$\alpha' = \frac{3}{B} \times \left(\frac{t}{\alpha} \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_m}{G} \right) = 1,79.10^{-3}$$

$$\alpha' = 1,79.10^{-3} < \alpha_t = 1,97.10^{-3} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) condition de non cheminement :

On doit vérifier $\sigma_{\min} > 20 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \quad N_{\min} = \frac{R_{\min}}{4}$$

$$R_{\min} = R_G - R_{pre}$$

Tableau VIII-6les condition non cheminement sur la pile

	$R_{\min}(t)$	$N_{\min}(t)$
[1]	1568.97	392.243
Notre resltat	1552.904	388,226

$$\sigma_{\min [1]} = 108,956 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\min} = 104,436 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) condition de non glissement :

$$N < f \cdot N_{\min} \qquad f = 0,1 + 0,6/\sigma_{\min}$$

$$f = 0,105$$

$$f \cdot N_{\min} = 41,38 \text{ t}$$

$$N = 29,34 \text{ t} < 41,38 \text{ t} \qquad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul d'épaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respect de condition ;

$$t_s \geq \left(\frac{\alpha}{B}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right)^2 = \left(\frac{60}{12,5}\right) \times \left(\frac{149,74}{2400}\right)^2 = 0,299 \qquad t_s = 3 \text{ mm}$$

Donc les appareille d'appuis sur les piles

$$60 \times 60 \cdot (9(12 + 3)).$$

VIII.5.2 La culée**a) Vérification des contraintes :**

$$\sigma_m = \frac{N_{\min}}{a \times b} \quad ; \quad N_{\min} = \frac{R_{\min}}{4}$$

$$R_{\min} = R_G + R_{pre}$$

Tableau VIII-7 les contraintes

	$R_{\min}(t)$	$N_{\min}(t)$
[1]	897.54	224.385
Notre resltat	903.418	225.854

$$\sigma_{m[1]} = 140,24 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

→ condition

vérifiée

$$\sigma_m = 141,16 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

→ condition vérifiée

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_n + \tau_h + \tau_a < 0,5 \cdot G = 40 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = \frac{1,5 \sigma_m}{B} \quad B = \frac{a \times b}{2 \cdot t(a+b)} = 12,5$$

$$\tau_n = \frac{1,5(140,24)}{12,5} = 17,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = \tau_{h1} + \tau_{h2}$$

$$\tau_{h1} = G \cdot \tan \gamma = G \frac{U}{T}$$

$$\tau_{h1} = 1,35 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \times G = 4 \text{ kg/cm}^2$$

→ condition vérifiée

$$\tau_{h2} = \frac{H_p}{(a \times b \times 2)}$$

$$H_p = 0,63 \times 30 = 18,9 \text{ t}$$

On a 4 appareille d'appuis :

$$\tau_{h2} = 1,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Il faut que } \tau_{h1} + 0,5 \tau_{h2} < 0,7 \cdot G = 5,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$2,08 \text{ kg/cm}^2 < 5,6 \text{ kg/cm}^2$$

→ condition vérifiée

Effort dynamique du un séisme :

$$H_{ds} = 0,63 \times 437,93 = 275,895 \text{ t}$$

On a 4 d'appuis :

$$Hd_s = \frac{275,895t}{4} = 68,97t$$

$$\tau_{h2} = \frac{68,97 \cdot 10^3}{(4 \times 2 \times 40 \times 40)} = 5,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{h2} = 5,38 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut que $\tau_{h1} + 0,5 \tau_{h2} < 0,7 \cdot G = 5,6 \text{ kg/cm}^2$

$$4,044 \text{ kg/cm}^2 < 5,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Rotation d'une feuille de l'élastomère par rapport à un autre :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{t} \right)^2 \alpha_t \quad \alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}$$

$$n = 9; \alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3}; \alpha = 14,793 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_t = 1,97 \cdot 10^{-3}$$

$$\tau_\alpha = 19,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_n + \tau_h + \tau_\alpha = 38,528 \text{ kg/cm}^2 < 5 \times 8 = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Condition de soulèvement :

$$\alpha' = \frac{3}{B} \times \left(\frac{t}{\alpha} \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_m}{G} \right) = 1,68 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha' = 1,68 \cdot 10^{-3} < \alpha_t = 1,97 \cdot 10^{-3} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) condition de non cheminement :

On doit vérifier $\sigma_{\min} > 20 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \quad N_{\min} = \frac{R_{\min}}{4}$$

$$R_{min} = R_G + R_{pre}$$

Tableau VIII-8les contraintes sur la culée

	R _{min} (t)	N _{min} (t)
[1]	562.011	140.5
Notre resultat	524.069	131.017

$$\sigma_{min [1]} = 87,81kg/cm^2 > 20kg/cm^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{min} = 81.887kg/cm^2 > 20kg/cm^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) condition de non glissement :

$$N < f \cdot N_{min} \quad f = 0,1 + 0,6/\sigma_{min} \quad f = 0,106$$

$$f \cdot N_{min} = 15,49t$$

$$N = 12,79t < 15,49t \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul d'épaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respect de condition ;

$$t_s \geq \left(\frac{\alpha}{B}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right)^2 = \left(\frac{40}{12,5}\right) \times \left(\frac{140,42}{2400}\right)^2 = 0,218 \quad t_s = 3mm$$

Donc les appareille d'appuis sur les piles

$$40 \times 40. (9(8 + 3)).$$

Remarque : Comme le résultat outre nous et [1] même résultat on a même calcule et même valeur

Les appuis**Rôle des d'appui :**

1. Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.

-
2. Ils permettent de réaliser assez facilement sur surface plane de bien règle.
 3. Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appuis, principalement sur pile et culée.
 4. Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

VIII.6 Dimensionnement des dèss d'appui :

D'après le document S.F.T.R. A. le dimensionnement des dèss d'appui inférieures et supérieur présenterons par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm.

VIII.6.1 Sur pile :

$$A = a + 10 = 70 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 = 70 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm} \quad H_s > 2 \text{ cm} \quad \text{Nous prendrons } H_i = 8 \text{ cm}$$

$$H_s = 3,5 \text{ cm} \quad T = 13,5 \text{ cm}$$

Vérification des contrainte dans le béton :

$$\sigma_h > \sigma_{bc}$$

$$\sigma_b = k \times f_{bu}$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} \rightarrow f_{bu} = 22,66 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \left[3 - \left(\frac{a}{A} \right) - \left(\frac{b}{B} \right) \right] \times \left[\left(1 - \frac{a}{A} \right) \cdot \left(1 - \frac{b}{B} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$k = 1 + \left[3 - \left(\frac{60}{70} \right) - \left(\frac{60}{70} \right) \right] \times \left[\left(1 - \frac{60}{70} \right) \cdot \left(1 - \frac{60}{70} \right) \right]^{\frac{1}{2}} = 1,428$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{a \times b} = \frac{539,04 \cdot 10^2}{60 \times 60} = 14,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,428 \times 22,66 = 32,358 \text{MPa} > 14,97 \text{MPa}$$

→ condition vérifiée

VIII.6.1.1 Calcul des armatures

Acier à disposer en nappes quadrillées, capables de reprendre un effort R_u

$$R_u = 0,25 \cdot N_u \cdot \left(1 - \frac{b}{B}\right)$$

$$N_u = 539,04 \text{t} = 5,3904 \text{MN} \quad R_u = 0,25 \times 5,3904 \cdot \left(1 - \frac{0,6}{0,7}\right)$$

$$R_u = 0,192 \text{MN}$$

$$A_s = R_u \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = 0,192 \times \frac{1,15}{500} \cdot 10^4 = 4,49 \text{cm}^2$$

On prend 4HA12 = 4,52cm²

VIII.6.2 Sur la culée

$$A = a + 10 = 50 \text{cm}$$

$$B = b + 10 = 50 \text{cm}$$

$$H_i > 5 \text{cm} \quad H_s > 2 \text{cm}$$

Nous prendrons

$$H_i = 8 \text{cm} \quad H_s = 3 \text{cm} \quad T = 10 \text{cm}$$

Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_h > \sigma_{bc}$$

$$\sigma_b = k \times f_{bu}$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} \rightarrow f_{bu} = 22,66 \text{MPa}$$

$$k=1 + \left[3 - \left(\frac{a}{A}\right) - \left(\frac{b}{B}\right)\right] \times \left[\left(1 - \frac{a}{A}\right) \cdot \left(1 - \frac{b}{B}\right)\right]^{\frac{1}{2}}$$

$$k=1 + \left[3 - \left(\frac{40}{50}\right) - \left(\frac{40}{50}\right)\right] \times \left[\left(1 - \frac{40}{50}\right) \cdot \left(1 - \frac{40}{50}\right)\right]^{\frac{1}{2}} = 1,6$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{a \times b} = \frac{224,385 \cdot 10^2}{40 \times 40} = 14,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,6 \times 22,66 = 36,256 \text{ MPa} > 14,02 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VIII.6.2.1 Calcul des armatures

Acier à disposer en nappes quadrillées, capables de reprendre un effort R_u

$$R_u = 0,25 \cdot N_u \cdot \left(1 - \frac{b}{B}\right)$$

$$N_u = 224,385 \text{ t} = 2,24385 \text{ MN}$$

$$R_u = 0,25 \times 2,24385 \cdot \left(1 - \frac{0,6}{0,7}\right) \quad R_u = 0,112 \text{ MN}$$

$$A_s = R_u \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = 0,112 \times \frac{1,15}{500} \cdot 10^4 = 2,58 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA10 = 3,14 cm²

Conclusion

L'achèvement de ce projet de mémoire a été une expérience enrichissante dans le cycle de notre formation, expérience d'abord humaine et pédagogique.

Ce travail nous a permis d'aborder toutes les notions en relation avec les ouvrages d'arts et nous a ouvert une fenêtre sur la conception des ponts ; conception compliquée et périlleuse.

Nous avons évalué et nous avons complété nos connaissances acquises durant le cycle de formation en les synthétisant et en les reliant avec le domaine pratique en se familiariser avec les différentes étapes de l'étude d'un projet de pont.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil.

Nous avons suivi les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplis tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité, ce qui demande beaucoup d'efforts, d'observation et de réflexion

Bibliographie

- [1] étude de l'échangeur est a Oran (BENFREIHA AEK et BENFEIHA TAYEB promo 2003/2004)
- [2] du guide des programmes ROBOT version 2016
- [3] du guide des programmes Auto Cade version 2007.
- [4] De Google Earth, la nouvelle mise à jour de l'année 2023

Documents

- + Calcul des ponts dalle à larges encorbellements (D.L.E71) : Guide de calcul "SETRA"
- + Cours de béton armé B.A.E.L91 : JEAN-PIERRE MOUGIN
- + Cours de béton précontraint B.P.E.L91 : JEAN-PIERRE MOUGIN
- + Projet et construction des ponts : J.A. CALGARO
- + Calcul des grillages et dalles orthotropes : GUYON MASSONNET
- + Conception des ponts : G. GRATTESAT
- + Le béton précontraint aux états limites : HENRY TONIER
- + Résistance des matériaux : J. CORBON
- + Calcul des ouvrages en béton armé : M. BELAZOUGI
- + C.P.C fascicule6 1
- + PP73, règlement SETRA
- + PSI-DP69 règlement SETRA
- + Aide-mémoire de béton armé : VICTOR DAVIDOVICI
- + Documents techniques FREYSSINET
- + Règles NV65 (révisées 99)
- + Les ouvrages en terre armée : L.C.P.C
- + Anciennes thèses de fin d'étude

- ✚ Béton précontraint : ANDRE PICARE
- ✚ Méthode de calcul des fondations profonde : D.T.R, BC233.2
- ✚ Cours de pont : 4^{me} ANNE GC

