

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université -Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie civil et travaux publics.



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
Filière : génie civil et travaux publics.
Spécialité : structure

Conception et dimensionnement des structures précontraintes.
« Cas d'une construction de longues portées ».

Présenté Par :

- 1) Melle Benchicha Ouahiba.
- 2) Melle Belraba Meriem.

Devant le jury composé de :

Dr Tahar Berabah	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Président
Dr Djelil.M	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Dr Saïd Abderrahmane	M C B UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant

Année universitaire 2020/2021

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant qui nous a donné, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.

*Nous remercions nos très chers parents, frères et sœurs pour leurs soutiens
Et leurs patiences.*

Nous tenons à remercier Mr Abderrahmane Saïd qui, en tant qu'encadreur, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible, ainsi pour l'inspiration, l'aide et ses précieux conseils.

*Nous remercions particulièrement Mr kadour Hakim, pour son aide
Et ses conseils. Merci*

*Merci à vous, membres de Jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail,
Et à tous les enseignants de génie civil.*

*Nous remercions également tous les membres de la société du CTC
Ain Temouchent pour leurs aides.*

*Un gros merci également à l'ingénieur Belraba Ahmed pour son encouragement
continu et sa générosité.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin
À ce travail.*

Merci 

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*À mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours,
Longue vie et que dieu vous protège.*

*À mes chères sœurs que j'aime énormément : Rahma, Faiza et son fils Salim
Et toute sa famille.*

*À mes chères cousines avec qui j'ai passé des agréables moments, (Noura,
Manal, Chaima, Bouchra).
Et toute ma grande famille.*

*À celle qui a partagé ce travail avec moi mon binôme Meriem et sa famille,
À tous mes amies, et spécialement à Nour El houda Bechikr.*

À toute la promotion génie civil 2020-2021.

Et à toutes personnes qui m'aime.

Ouahiba Benchicha

Dédicace :

C'est grâce à Allah que j'ai pu achever ce travail, je le dédie :

A ma mère qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation et de ses sacrifices

A mon père qui s'est changé la nuit en jour pour m'assurer les bonnes conditions

Qu'Allah leur accorde une longue vie et de santé.

A ma petite Famille qui m'a toujours soutenue :

Mon frère Mohamed et sa femme

Ma sœur et son mari Mohamed

Mon frère Saïd

Mes neveux (Adam et Moued) et ma nièce (Jana Amina)

Mon oncle Kacem et sa femme et leur petites Israe et Aya

A ma chère copine Samah, et mes cousines Nessrine, Amina, Saida

A mes copines Yesmine, Yesmine, Jihen, Hadjer et Loubna

A mon binôme Ouahiba et toute sa famille

A tous mes amis et mes collègues

A la grande famille Belraba et Zenasni

Et en dernier lieu, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidée et soutenue.



B. Meriem

ملخص:

يتضمن هذا المشروع اقتراح ودراسة نظام هيكل بديل لمدراج قد تم تشييده في جامعة عين تموشنت. يراعي هذا الاقتراح متطلبات المباني ذات المجازات الطويلة كالجسور والمدراجات. تهدف هذه الدراسة بشكل أساسي إلى إدراج تقنية سبق الإجهاد في العوارض ذات المجازات الكبيرة الحاملة لسقف المدرج ودراسة مدى كفاءة هذا النظام الهيكلي وتقييم انعكاساته على العناصر الأساسية الأخرى تحت تأثير مختلف الحمولات. كما تم تصميم بقية عناصر البنية الفوقية المشاركة في مقاومة الحمولات الاستاتيكية والديناميكية لتختم بدراسة وتصميم عناصر البنية التحتية للمدرج. تجدر الإشارة أن عمليات التصميم اعتمدت على قوانين وتوصيات قانون الخرسانة المسلحة CBA93 و BAEL، والكود الأوروبي

الكلمات المفتاحية:

تصميم، المباني ذات المجازات الطويلة، المدرجات، العوارض الحاملة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، الخرسانة المسلحة.

Résumé :

Ce projet comprend une proposition et une étude d'un nouvel système structurel différent de ce qu'a été opté pour le projet de l'amphithéâtre implanté à l'Université d'Ain Témouchent. Cette proposition prend en compte les exigences des constructions de longues portées telles que les ponts et les amphithéâtres.

L'objectif principal de cette étude sert à évaluer la performance structurelle des poutres porteuses du plancher de l'amphithéâtre dotées par des câbles post tendues. Une étude d'impacts du système proposé sur les autres éléments structuraux sera aussi établie. Cette étude traite aussi le dimensionnement des éléments restants de la superstructure et de l'infrastructure impliqués dans la résistance des charges statiques et dynamiques.

Il est à noter que les processus de dimensionnement se sont basés sur les réglementations et recommandations des codes CBA93 et BAEL pour le calcul des structures en béton armé, l'Eurocode 2 pour le dimensionnement des poutres précontraintes, et le code sismique algérien RPA pour satisfaire les normes de sécurité en zones sismiques.

Mots clés :

Conception, constructions de longues portées, amphithéâtres, Poutres porteuses, béton précontraint, béton armé.

Abstract :

This project includes a proposal and a study of a new structural system different from what was chosen for the amphitheater project located at the University of Ain Témouchent. This proposal takes into account the requirements of long span constructions such as bridges and amphitheatres

The main objective of this study is to evaluate the structural performance of the load-bearing beams of the amphitheater floor equipped with post-tensioned cables. A study of the impact of the proposed system on the other structural elements will also be established. This study also deals with the design of the remaining elements of the superstructure and infrastructure involved in the resistance of static and dynamic loads. It should be noted that the design processes were based on the regulations and recommendations of the CBA93 and BAEL codes for the calculation of reinforced concrete structures, Eurocode 2 for the design of prestressed beams, and the Algerian seismic code RPA to satisfy the safety requirements in seismic areas.

Keywords:

Design, long span constructions, amphitheatres, load-bearing beams, prestressed concrete, reinforced concrete.

Sommaire :

<i>Introduction générale</i> :.....	1
<i>CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE</i>	2
<i>I. Présentation de l'ouvrage</i>	3
I.1 Introduction	3
I.2 Situation du projet :	3
I.3 Dimension de l'ouvrage :	4
I.4 Nature du sol :	4
I.5 Les Eléments de la structure :	5
I.5.1 Ossature de l'ouvrage :	5
I.5.2 Plancher terrasse :	5
I.6 Matériaux utilisés :	5
I.6.1 Le béton :	5
I.6.1.1 <i>Caractéristiques mécaniques du béton</i> :	5
I.6.2 Aciers :	6
I.6.2.1 <i>Aciers de la précontrainte</i> :	6
I.6.2.2 Aciers (passives) :	9
I.7 Hypothèses de calcul aux états limites :	10
I.8 Actions et sollicitations :	10
I.9 Règlements utilisés :	11
I.10 Conclusion :	12
<i>II. Chapitre : Généralités sur la précontrainte</i>	14
II.1 Introduction :	14
II.2 Définition :	14
II.3 Principe :	14
II.4 Mode de précontrainte :	15
II.4.1 Par pré-tension :	15
II.4.2 Par post-tension :	16
II.5 Phase d'exécution par post-tension :	16
II.6 Comportement d'une poutre en post-tension :	18
II.7 Calcul de la force de précontrainte :	19
II.7.1 Les pertes de tension :	19
II.8 CONCLUSION :	21

<i>III.</i>	<i>CHAPITRE : Pré dimensionnement et descente des charges.....</i>	<i>23</i>
III.1	Introduction :	23
III.2	Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :.....	23
III.2.1	Pré-dimensionnement du plancher à corps creux :	23
III.2.2	Pré-dimensionnement des poutrelles :	24
III.2.3	Pré-dimensionnement de l'acrotère :	25
III.3	Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	25
III.3.1	Pré-dimensionnement des poutres principales :	25
III.3.1.1	<i>Pré-dimensionnement des poutres principales en béton précontraint :</i>	26
III.3.1.2	<i>Pré-dimensionnement des poutres principales en béton armé :</i>	27
III.3.2	Pré-dimensionnement des poutres secondaires en béton armé :	28
III.4	Evaluation des charges et surcharges :	29
III.5	Pré-dimensionnement des poteaux :	30
III.6	Conclusion :	32
<i>IV.</i>	<i>Dimensionnement des éléments non structuraux</i>	<i>34</i>
IV.1	Introduction	34
IV.2	Etude de plancher :	34
IV.2.1	Etude des poutrelles :	34
IV.2.1.1	<i>La méthode forfaitaire :</i>	34
IV.2.1.2	<i>Calcul des sollicitations :</i>	35
IV.2.1.3	<i>Les efforts tranchants :</i>	36
IV.2.1.4	Ferraillage des poutrelles :	36
IV.3	Etude de l'acrotère :	39
IV.3.1	Evaluation des charges :	39
IV.3.2	Sollicitation et combinaison :	39
IV.3.3	Ferraillage de l'acrotère :	40
IV.3.4	Vérification a l'effort tranchant :	41
<i>V.</i>	<i>Dimensionnement des éléments structuraux.....</i>	<i>45</i>
V.1	Etude de la poutre en béton précontraint :	45
V.1.1	Introduction :	45
V.1.2	Détermination des charges	45
V.1.3	Tracé de câble de la précontrainte :	47

V.1.4	Détermination de La force effective des câbles : [2]	47
V.1.5	Détermination de nombres des torons :[2]	47
V.1.6	Dimensionnement de la poutre principale :	48
V.1.7	Tracé des câbles :.....	49
V.1.8	Calcul des charges équivalentes : [2]	49
V.1.9	La vérification des contraintes selon l'eurocode2 :	51
V.1.10	Evaluation des contraintes :.....	51
V.1.11	La vérification de la flexion :	52
V.1.12	La vérification de l'effort tranchant :.....	53
V.2	Etude des poutres et poteaux en béton armé :.....	57
V.2.1	Introduction.....	57
V.2.2	Ferraillage des poutres :	57
V.2.2.1	Ferraillage réglementaire :	57
V.2.2.2	Ferraillage de la Poutre Principales : (25×30) cm ²	58
V.2.3	Ferraillage des poteaux :	65
V.2.3.1	Ferraillage réglementaire	65
VI.	<i>Etude sismique de l'ouvrage</i>	72
VI.1	Introduction :	72
VI.2	Objectif de l'étude dynamique :	72
VI.3	Description de logiciel de calcul ETABS :	72
VI.3.1	Démarches de modélisation par le logiciel ETABS :	72
VI.4	Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques : 73	
VI.4.1	Méthode statique équivalente :.....	74
VI.4.1.1	Principe de la méthode :.....	74
VI.5	Modélisation :	74
VI.5.1	Définition des charges :	74
VI.5.2	Définition des combinaisons des charges :	74
VI.6	Analyse de la structure :	75
VI.6.1	Résultats d'analyses et justification de sécurité :	75
VI.6.1.1	Valeur de la force sismique totale :.....	75
VI.6.1.2	Justification de la période numérique par rapport à la période empirique :	77
VI.7	Vérification de l'effort normal réduit :	80

VI.8	Vérification des déplacements :	80
VI.9	Vérification de l'effet $P-\Delta$ (effet de second ordre):	81
VI.10	Conclusion :	82
<i>VII.</i>	<i>Chapitre : Etude de l'infrastructure</i>	<i>85</i>
VII.1	Introduction :	85
VII.2	Etude du voile périphérique :	85
VII.2.1	Dimensionnement du voile :	85
VII.2.2	Détermination des sollicitations :	85
VII.2.3	Ferraillage du voile périphérique :	86
VII.2.3.1	Calcul à ELU :	86
VII.2.3.2	Vérifications à ELU :	88
VII.2.3.3	Vérifications à ELS :	89
VII.2.3.4	Vérifications des contraintes :	89
VII.3	Fondations :	90
VII.3.1	Choix du type de fondation :	91
VII.3.2	Calcul de la semelle filante sous voile et poteau :	91
VII.3.2.1	Pré dimensionnement de la semelle filante :	91
VII.3.2.2	Vérification de la longueur élastique :	92
VII.3.2.3	Vérification de la stabilité :	92
VII.3.2.4	Ferraillage de la semelle :	94
VII.3.3	Calcul de la semelle isolé :	95
VII.3.3.1	Détermination des dimensions de la semelle :	96
VII.3.3.2	Ferraillage de la semelle isolé : [4]	97
VII.3.4	Calcul des longrines :	99
VII.3.4.1	Dimensionnement des longrines :	99
VII.3.4.2	Ferraillage de longrine :	99
	<i>Conclusion générale</i>	<i>101</i>
	<i>Références Bibliographique</i> :	<i>102</i>
	<i>Les annexes</i>	<i>103</i>

Listes des figures :

I. Présentation de l'ouvrage	3
Figure I-1: plan de situation de projet tiré de Google maps.	3
Figure I-2: plan de masse par AutoCad 2018.	4
Figure I-3: diagramme contrainte-déformation d'un acier de précontrainte	8
Figure I-4: Résistance à la fatigue des aciers de précontrainte	9
Figure I-5: Diagramme contraintes –Déformations	10
II. Chapitre : Généralités sur la précontrainte.....	14
Figure II-1: une poutre déformée sous efforts extérieures.	15
Figure II-2: mode de précontrainte par pré-tension.....	15
Figure II-3: mode de précontrainte par post-tension	16
Figure II-4: les différents modes de précontraintes	16
Figure II-5: l'exécution d'une poutre en béton précontraint par post-tension	17
Figure II-6: comportement d'une poutre en béton précontraint	18
Figure II-7: la position initiale de la poutre en béton précontraint.....	18
Figure II-8: Définition de l'origine des tensions.....	19
III. CHAPITRE : Pré dimensionnement et descente des charges.....	23
Figure III-1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.....	23
Figure III-2: coupe d'une poutrelle	24
Figure III-3: Les dimensions de l'acrotère.....	25
Figure III-4: Dimension de la poutre principale en béton précontraint.....	26
Figure III-5: les dimensions de la poutre principale en béton armé.....	28
Figure III-6: les dimensions de la poutre secondaire en béton armé.....	29
IV. Dimensionnement des éléments non structuraux.....	34
Figure IV-1: Type de poutrelle.....	34
Figure IV-2: les dimensions de la poutrelle.	35
V. Dimensionnement des éléments structuraux	45
Figure V-1: chargement permanent et d'exploitation de la poutre principale en béton précontraint.....	45
Figure V-2: Distribution des moments dus à la charge permanente (KN.m).....	46
Figure V-3: distribution des moments dus à la charge d'exploitation Q (KN.m).	46
Figure V-4: Chargement permanente et exploitation de la poutre principale.	49
Figure V-5: les réactions et la géométrie de la poutre étudiée.	50
Figure V-6: distribution de l'effort tranchant à L'ELU.....	53
Figure V-7: distribution de l'effort tranchant de la charge d'équilibre.	54

Figure V-8: section de calcul en travée.	59
Figure V-9: Section de calcul en appuis.	61
Figure V-10: schéma de ferrailage du poteau.	70
VI. Etude sismique de l'ouvrage.....	72
Figure VI-1: modélisations de la structure de l'amphithéâtre par le logiciel Etabs.	73
Figure VI-2: 1er mode de vibration - translation suivant l'axe X.....	78
Figure VI-3: 2ème mode de vibration -Translation suivant l'axe Y.....	79
Figure VI-4: 3ème mode de vibration- Rotation autour de l'axe Z.	79
Figure VI-5: courbe de déplacements horizontaux.	81
VII. Chapitre : Etude de l'infrastructure	85
Figure VII-1: diagramme des contraintes.....	86
Figure VII-2: ferrailage du voile périphérique.....	90
Figure VII-3: chargement de la semelle filante à ELS.....	91
Figure VII-4: ferrailage de la semelle filante.	95
Figure VII-5: ferrailage de la semelle isolée.....	98
Figure VII-6: Ferrailage de longrine.	100

Liste des tableaux :

Tableau I-1: classification des aciers de précontrainte selon leurs résistances à la traction.	7
Tableau III-1: vérification de dimensionnement de la poutre principale en béton précontraint (RPA99-2003).	26
Tableau III-2: vérification de dimensionnement de la poutre principale en béton armé (RPA99-2003).	27
Tableau III-3: vérification de dimensionnement de la poutre secondaire en béton armé (RPA99-2003)	28
Tableau III-4: vérification de la section du poteau selon RPA99-2003	30
Tableau V-1: distribution des moments fléchissant au niveau des appuis et à mi travée.	46
Tableau V-2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	58
Tableau V-3: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres en béton armé.	65
Tableau V-4: les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	69
Tableau VI-1: les pénalités selon le critère de qualité « q ».	76
Tableau VI-2: Récapitulatif de la période modal.	79
Tableau VII-1: ferrailage du voile périphérique.....	88
Tableau VII-2: vérification des contraintes.....	90
Tableau VII-3: Récapitulatif des efforts internes N et moments M à ELS.	91
Tableau VII-4: Récapitulatif des efforts internes N et moments M à 0,8G+E.....	93
Tableau VII-5: ferrailage de la semelle filante sous voile et poteau.	94
Tableau VII-6: ferrailage transversale de la semelle filante.	95
Tableau VII-7: récapitulatif des efforts N et moments M à ELU et ELS.	95
Tableau VII-8: vérification des contraintes de la semelle isolée.....	97
Tableau VII-9: ferrailage de la semelle isolé.	98

Tableau des symboles :

symbole	Notations
G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
F	Force de précontrainte
CG	Centre de gravité
P_{eq}	Charge équivalente
y_{sup}	Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la poutre
y_{inf}	Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la poutre
S_{sup}	Section du module pour la fibre supérieure
S_{inf}	Section du module pour la fibre inférieure
σ_{sup}	La contrainte au niveau de la fibre supérieure de la poutre
σ_{inf}	La contrainte au niveau de la fibre inférieure de la poutre
σ	Contrainte maximale due à la charge totale
I	Moment d'inertie
V	Effort tranchant
V_{ED}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant
f_{ck}/f_{c28}	Résistance à la compression à 28 jours
f_{cm}	Résistance à la compression sur cylindre
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction
f_{ctk}	Résistance à la traction
E_{cm}	module d'élasticité
ψ	Coefficients définissant les valeurs représentatifs des actions variables
σ_s	Contrainte de l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
σ_{bc}	Contrainte du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_e	Limite d'élasticité
μ	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
β	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

e	Excentricité, épaisseur
a	Une dimension (en générale longitudinal)
b	Une dimension (largeur d'une section).
St	Espacement
Ast	Section d'armature
Ar	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_c	Coefficient de sécurité d'acier
Br	Section réduite
M	Moment fléchissant
N	Effort normal
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui

Introduction générale :

La conception des ouvrages de longues portées est en constante évolution grâce à l'emploi des matériaux à haute performance rigoureusement contrôlés et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises. La démarche de la conception d'une structure, impose à l'ingénieur d'avoir une vaste culture technique et économique qui lui permet d'obtenir des solutions face à les divers obstacles.

Le béton précontraint est l'un des matériaux constructif le plus utilisé dernièrement en raison de sa grande résistance et particulièrement préconisé dans la conception des éléments de longue portée.

Parfois les ouvrages en béton armé de longue portée se comportent mal mécaniquement et nécessitent des éléments porteurs énormes rendant leurs exécution une tâche difficile. Dans le cadre de ce projet, nous allons présenter un nouveau système de structure et de l'adopter dans le projet d'un amphithéâtre (deux amphithéâtres séparés par un mur de maçonnerie) réalisé déjà à l'université d'Ain Témouchent. L'objectif principal vise à améliorer le rendement structurel statique et dynamique des ouvrages de telle taille en adoptant la technologie de la précontrainte à certains éléments porteurs horizontaux.

Le manuscrit porte principalement l'étude des poutres principales de longues travées en béton précontraint. Cette étude suit une méthodologie bien détaillée, basée sur les lois de résistance des matériaux et les recommandations des codes de dimensionnement comme eurocode 2 et le Règlement parasismique algérien RPA99-version 2003.

Le manuscrit est composé de 7 chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente la description de la précontrainte en post tension.
- Le troisième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- Le quatrième chapitre présente la conception et le dimensionnement des éléments non structuraux (plancher et acrotère).
- Le cinquième chapitre consiste l'étude d'une poutre de 19,85m de longueur en béton précontraint et le dimensionnement des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre portera sur l'étude dynamique de l'ouvrage à l'aide du logiciel de calcul ETABS 2016.
- Pour le dernier chapitre on présentera l'étude d'infrastructure (voiles périphériques, semelles filantes sous mur et semelles isolés) suivi par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études, ce projet consiste à étudier une structure en béton armé déjà réalisée dans l'université Belhedj Bouchaib Ain Temouchent, mais dans cette étude nous avons utilisés le béton précontraint pour les poutres principales, cet ouvrage est composé de deux amphithéâtres séparés par un mur.

I.2 Situation du projet :

Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Ain Temouchent, qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).



Figure I-1: plan de situation de projet tiré de Google maps.

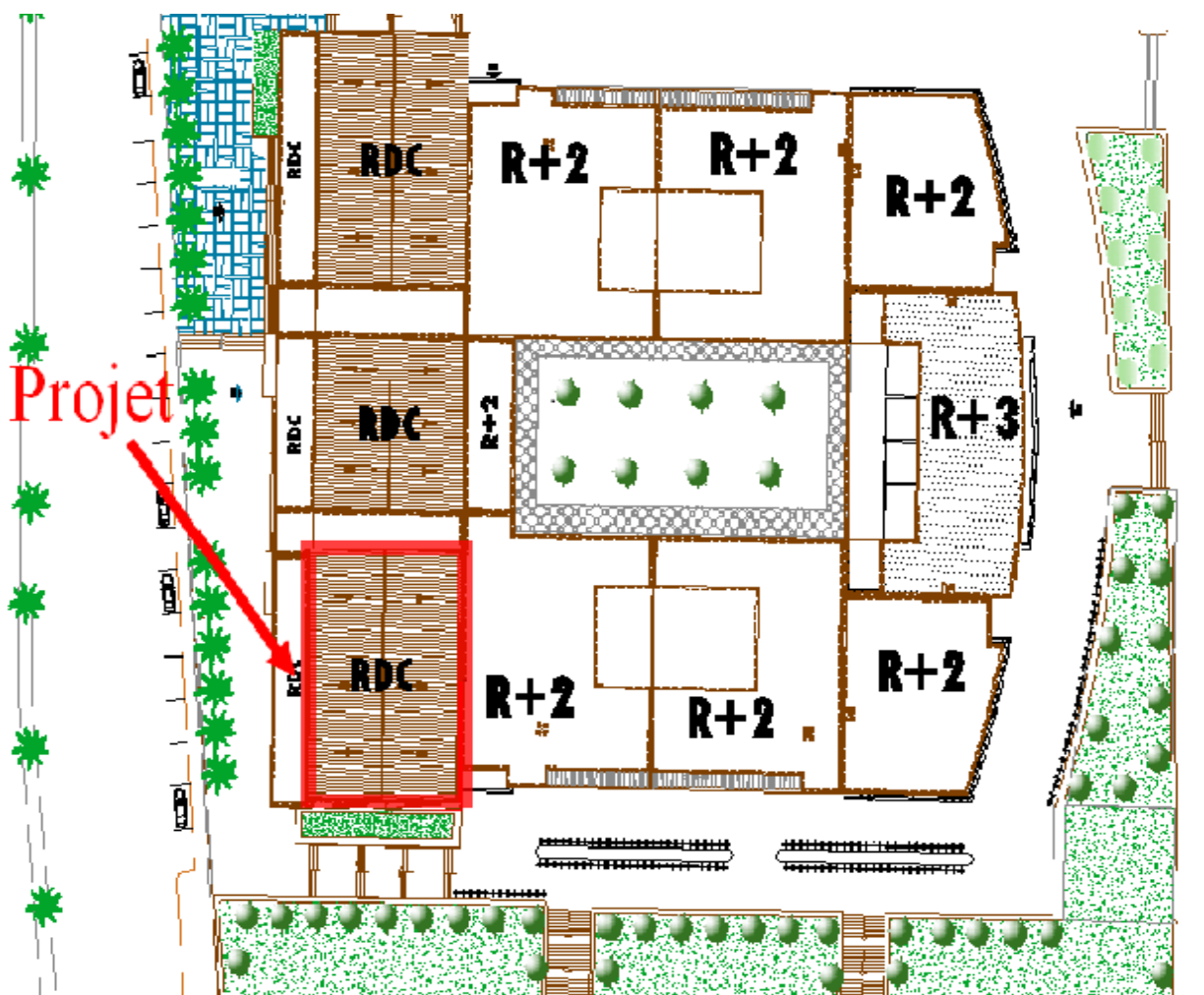


Figure I-2: plan de masse par AutoCad 2018.

I.3 Dimension de l'ouvrage :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire comme illustré dans les plans d'architecture, caractérisée par les dimensions suivantes :

Longueur totale en plan 28.8m

Largeur totale en plan 20.35 m

La plus grande hauteur 7 m

I.4 Nature du sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{adm} = 1.8$ bar.
- Profondeur d'ancrage égale à 1.20 mètres par rapport à la cote du terrain actuel.

I.5 Les Eléments de la structure :

I.5.1 Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de la construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

Pour notre projet on utilise Portiques constitués par des poteaux et des poutres.

I.5.2 Plancher terrasse :

Le plancher terrasse sera réalisé en corps creux, dans notre cas on a une terrasse inaccessible.

I.6 Matériaux utilisés :

I.6.1 Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (Ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé "Béton frais" celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.6.1.1 Caractéristiques mécaniques du béton :

- Résistance à la compression f_{ck}

La résistance caractéristique du béton en compression selon l'eurocode 2, notée f_{ck} , est définie à 28 jours d'âge. À titre d'exemple, $f_{ck} = 28$ MPa pour la classe C25/30.

Il peut être nécessaire de spécifier la résistance en compression du béton, $f_{ck}(t)$, à l'instant t , pour un certain nombre de phases (décoffrage, transfert de précontrainte par exemple), où :

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} && \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours} \\ f_{ck}(t) &= f_{ck} && \text{pour } t \geq 28 \text{ jours.} \end{aligned}$$

Pour notre projet est pré égal : $f_{ck} = 28$ MPa

- Résistance à la traction :

La résistance du béton en traction est en général caractérisée par trois formules.

- Traction moyenne :

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad \text{pour les bétons de classe C12 à C50} \quad \text{(T3.1)}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) \quad \text{pour les classes supérieures à C50} \quad \text{(T3.1)}$$

Avec la notion de résistance moyenne :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} \quad \text{(T3.1)}$$

- Traction de calcul :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk, 0.05} / \delta_c \quad (3.16)$$

Avec $\alpha_{ct} = 1$ (valeur reconduite en Annexe nationale) et $\delta_c = 1,5$

Soit : $f_{ctd} = 0,47 f_{ctm}$

δ_c : est le coefficient partiel relatif au béton.

α_c : est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

- Traction flexion

L'eurocode 2 définit également une contrainte de flexion traction $f_{ctm,fl}$:

$$f_{ctm,fl} = \max ([1,6 - h/1000] f_{ctm} ; f_{ctm}) \quad (3.23)$$

Où h est la hauteur de l'élément exprimée en mm ($h > 100$ mm).

Cette grandeur sert à évaluer le moment dit de première fissuration (ELS)

• Module de déformation :

Le module sous charges de courte durée est noté E_{cm} . Valeur du module (en MPa) :

$$E_{cm} = 22\,000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 32164,20$$

• Module de déformation différée :

✓ Retrait

Le retrait total ε_{cs} est dû au retrait ε_{cd} de dessiccation du béton et au retrait ε_{ca} provoqué par la réaction endogène du béton :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

✓ Fluage

La déformation de fluage du béton à l'instant $t = \infty$, $\varepsilon(\infty, t_0)$ sous une contrainte de compression Constante σ_c appliquée à l'âge du béton t_0 , est donnée par :

$$\varepsilon(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

• Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson relatif aux déformations est pris égal à 0,2. Lorsque la Fissuration du béton est admise, il est égal à 0 comme dans le BAEL.

I.6.2 Aciers :

I.6.2.1 Aciers de la précontrainte :

Elles sont constituées soit de câbles (relativement) souples, soit de barres, le matériau de base des armatures est un acier à haute résistance, on distingue :

• Câble :

Ils sont formés de fils parallèles ou de torons en acier à haute résistance. Le diamètre des fils est inférieur à 12.2 mm .Les fils sont crantés, nervurés, ondulés dans le cas de la pré-tension.

Les torons, beaucoup plus fréquemment utilisés, sont composés d'un fil central autour duquel s'enroulent six fils de diamètre plus faibles.

Les deux types de torons les plus utilisés sont :

- ✓ T13S : $A_c = 100\text{mm}^2$
- ✓ T15S : $A_c = 150\text{mm}^2$ avec A_c : la section d'acier

Les chiffres 13 et 15 correspondent aux diamètres extérieurs des torons.

- Les barres :

Chaque armature de précontrainte est constituée d'une barre rigide dont le diamètre compris entre 12 et 36 mm. Il s'agit de barres lisses munies de filetages aux de extrémités ou de barres crénelées permettant le vissage d'un écrou.

I.6.2.1.1 Caractéristiques des aciers de la précontrainte :

- la résistance à la traction :

Il s'agit de la charge maximale que supporte l'éprouvette dans l'essai de traction jusqu'à la rupture. [1]

Tableau I-1: classification des aciers de précontrainte selon leurs résistances à la traction.

classes	1960	1860	1770	1670	1570	1230	1030
Aciers	Torons						
			Fils				

- Diagramme contrainte – déformation :

Les aciers de précontrainte ne présentent pas de véritable palier plastique :

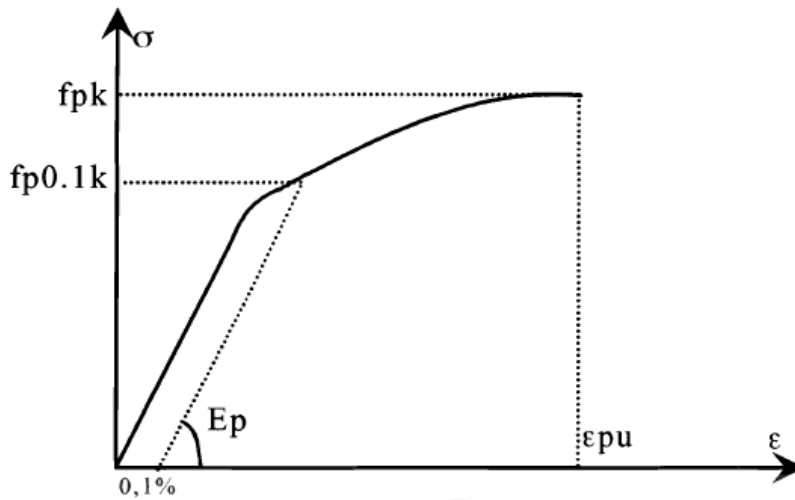


Figure I-3: diagramme contrainte-déformation d'un acier de précontrainte (de Eurocode2 partie 1-1).

La valeur caractéristique de ϵ_{pu} de l'ordre de 20 ‰.

L'absence de palier plastique ne permet pas de définir une véritable limite élastique ; aussi est-elle définie de façon conventionnelle comme le point d'intersection de la courbe contrainte-déformation et d'une droite parallèle à la droite élastique (de pente E_p) décalée de 0,1 ‰.

Les aciers courants utilisés pour la précontrainte ont les résistances suivantes :

$$1400 \text{ MPa} \leq f_{p0.1k} \leq 1600 \text{ MPa}$$

$$1600 \text{ MPa} \leq f_{pk} \leq 1900 \text{ MPa}$$

▪ Module d'élasticité :

- Module réel :

Tous les aciers, quelle que soit leur résistance, ont pratiquement le même module d'élasticité soit en moyenne, autour de 200000MPa.

- Module apparent :

Le module apparent dépend essentiellement du pas du câblage.

- Pour les barres ou fils $E_p = 205000 \text{ MPa}$
- Pour les torons $E_p = 195000 \text{ MPa}$

▪ Relaxation (ρ) :

C'est la perte de tension que subit une éprouvette en acier avec une déformation constante. Si la déformation est variable la relaxation est nulle

Le taux de relaxation ρ_{1000} est mesuré à 1000h dans les conditions normalisées d'essai (norme EN /10138)

ρ_{1000} est le taux de relaxation exprimé en %

▪ corrosion :

Les aciers de précontrainte peuvent subir une forme de corrosion particulière dite « fissurant ». Ce type de corrosion ne se produit que sur des aciers soumis à de fortes contraintes de traction.

▪ Fatigue :

Si l'on soumet un acier à des variations de contrainte (entre σ_{\min} et σ_{\max}), on constate, au bout d'un grand nombre de cycles, une rupture de cet acier sans que la contrainte de rupture n'ait jamais été atteinte. Ce phénomène est connu sous le nom de fatigue.

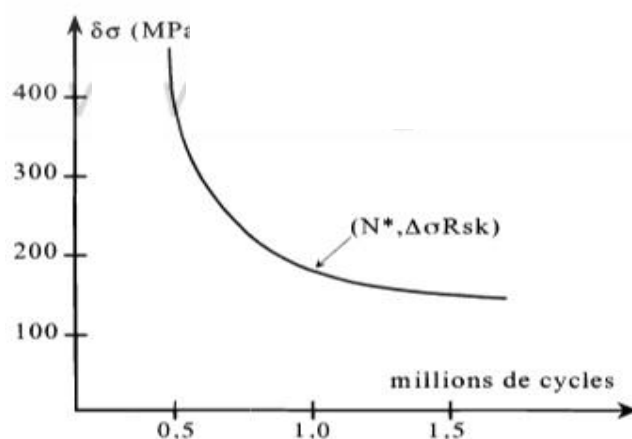


Figure I-4: Résistance à la fatigue des aciers de précontrainte.

▪ Adhérence :

La longueur de scellement l_s , c'est la longueur d'enrobage sur le béton qui le transfère de charge de traction au béton

- $l_s = 100\Phi$ pour les fils et les torons à trois fils.
- $l_s = 75\Phi$ pour les torons supérieurs à 3 fils.

I.6.2.2 Aciers (passives) :

Sont des armatures (acier) longitudinales et transversales leurs désignations et nuances sont :

FeE235 et FeE315 (aciers lisses).

FeE400 et FeE500 (haute adhérence H.A).

Treillis soudés

I.6.2.2.1 Caractéristiques mécaniques des aciers passives :

Les caractéristiques mécaniques principales, précisées par la norme EN10080, des armatures passives sont :

- sa limite élastique caractéristique f_{yk} , généralement de 500MPa.
Si la limite d'élasticité n'est pas fortement prononcée, cette valeur est remplacée par $f_c 0.2k$ d'allongement rémanent à 0.2%.
- un module d'élasticité E_s de 200000MPa.
- Des propriétés d'adhérence et d'ancrage.
- Un coefficient de dilatation thermique de $12 \times 10^{-6} K^{-1}$ (pour les calculs, on peut sauf cas exceptionnel, prendre la même valeur que pour le béton).
- Une résistance suffisante à la fatigue (variation de contrainte de 100 à 150MPa pour deux millions de cycles).
- Une ductilité suffisante correspondant à la déformation sous contrainte maximale, les trois classes de ductilité sont définies à partir de déformations de 2,5‰ ; 5‰ et 7,5‰ sous la contrainte maximale.

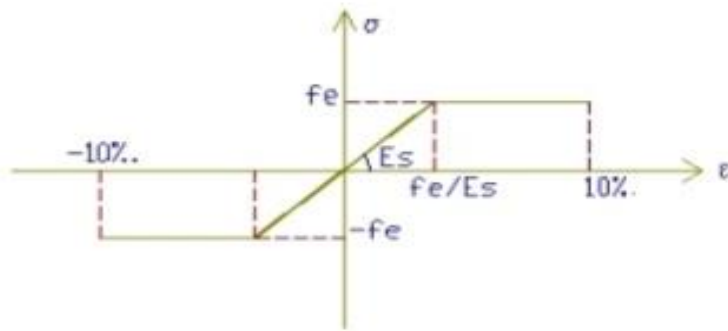


Figure I-5: Diagramme contraintes –Déformations

I.7 Hypothèses de calcul aux états limites :

On distingue :

Les « états limites ultimes ELU » qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique,
- soit de la résistance de l'un des matériaux,
- soit de la stabilité de forme ;

Et les états limites de service (ELS) qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité. Il s'agit surtout d'états limites de :

- Déformation (instantanée ou différée),
- d'ouverture des fissures.

I.8 Actions et sollicitations :

a. **Actions** : c'est l'ensemble des actions, auxquelles l'ouvrage sera soumis. On distingue trois types d'actions :

- Les actions permanentes (G).

- Les actions variables (Q).
- Les actions accidentelles (A).

b. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, sont exprimées sous forme de forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moment (de flexion, de torsion).

Selon l'eurocode 2 :

- À l'état limite ultime (ELU) :
 - ✓ combinaisons fondamentales :

Les sollicitations de calcul à considérer sont :

$$\gamma_p \cdot P_m + 1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_{1K} + \sum 1,3 \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Avec :

- G_{\max} : ensembles des actions permanentes défavorables ;
- G_{\min} : ensembles des actions permanentes favorables ;
- Q_{1K} : la valeur caractéristique de l'action de base ;
- $\psi_{0i} \cdot Q_{ik}$: la valeur de combinaison d'une action d'accompagnement ;
- $\gamma_p = 1$; $\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général

- ✓ combinaisons accidentelles :

$$p_m + F_A + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Avec :

- F_A : la valeur nominale de l'action accidentelle
- $\psi_{11} \cdot Q_{1k}$: la valeur fréquente d'une action variable.
- $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$: la valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

- A états-limites de service (ELS) :
 - ✓ Combinaisons rares :

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + \sum \psi_{0i} Q_{ik}$$

- ✓ Combinaisons fréquentes :

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum \psi_{2i} Q_{ik}$$

- ✓ Combinaisons quasi-permanentes :

$$P_d + G_{\max} + G_{\min} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

I.9 Règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- **Euro code 2** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se fait conformément par eurocode2 (partie 1-1).
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien.
- **D.T.R.-B.C-2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.

I.10 Conclusion :

Dans ce 1^{er} chapitre nous avons présenté préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques (de l'ouvrage étudié et des matériaux utilisés). Le chapitre suivant fera l'étude de la précontrainte que nous utiliserons pour conception des poutres principales de l'ouvrage.

Chapitre II :

Généralités

Sur la précontrainte

II. Chapitre : Généralités sur la précontrainte

II.1 Introduction :

Depuis plusieurs décennies, la précontrainte par post-tension a été utilisée et appliquée dans de nombreux pays, sur des ouvrages d'art ayant des grandes portées, ce qui a présenté une solution satisfaisante aux exigences techniques et économiques de ces ouvrages.

Par ailleurs, la pratique de la précontrainte par post-tension nécessite l'utilisation d'un matériel et des équipements spéciaux. Dans ce chapitre, nous allons faire la description de cette technique pour que le lecteur puisse avoir une idée sur la procédure de précontrainte par post-tension ainsi que les moyens garantissant sa bonne exécution et sa réussite.

II.2 Définition :

La précontrainte est un concept inventé par Eugène Freyssinet, C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à Eugène de mettre au point le béton précontraint.

Ce terme « précontraint » –signifiant contraint avant- indique que le béton est soumis à un serrage préalable. Le béton précontraint est alors soumis à une compression qui se superpose aux éventuelles tractions réduisant ainsi les risques de fissuration.

II.3 Principe :

Puisque le béton présente une très bonne résistance à la compression et une très faible réponse vis-à-vis de la traction, on doit le protéger contre cette dernière, d'où l'intérêt de cette technique, appelée la précontrainte. La précontrainte est principalement basée sur le fait de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage.

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

Donc le principe est soumettre la poutre en béton fléchi à un effort de compression convenablement appliqué pour éliminer d'une part les contraintes de traction dans la membrure tendu et limiter d'autre part les contraintes de compression dont la membrure comprimé.

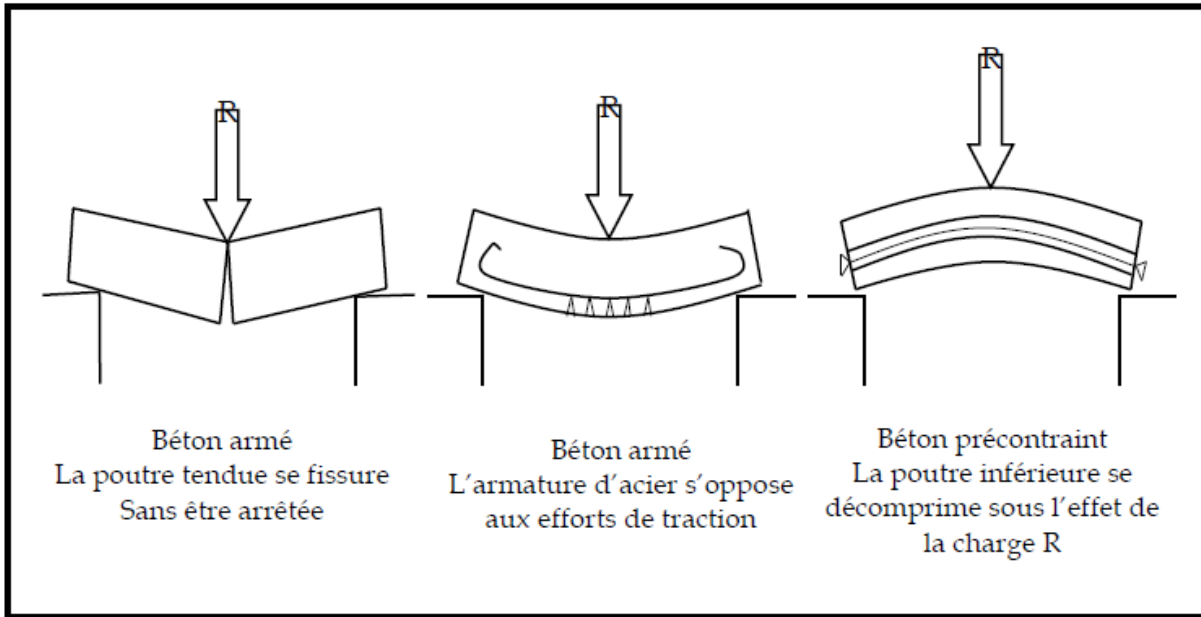


Figure II-1: une poutre déformée sous efforts extérieurs.

II.4 Mode de précontrainte :

Il existe principalement deux procédés pour réaliser la précontrainte :

II.4.1 Par pré-tension :

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton (Figure II.2). Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

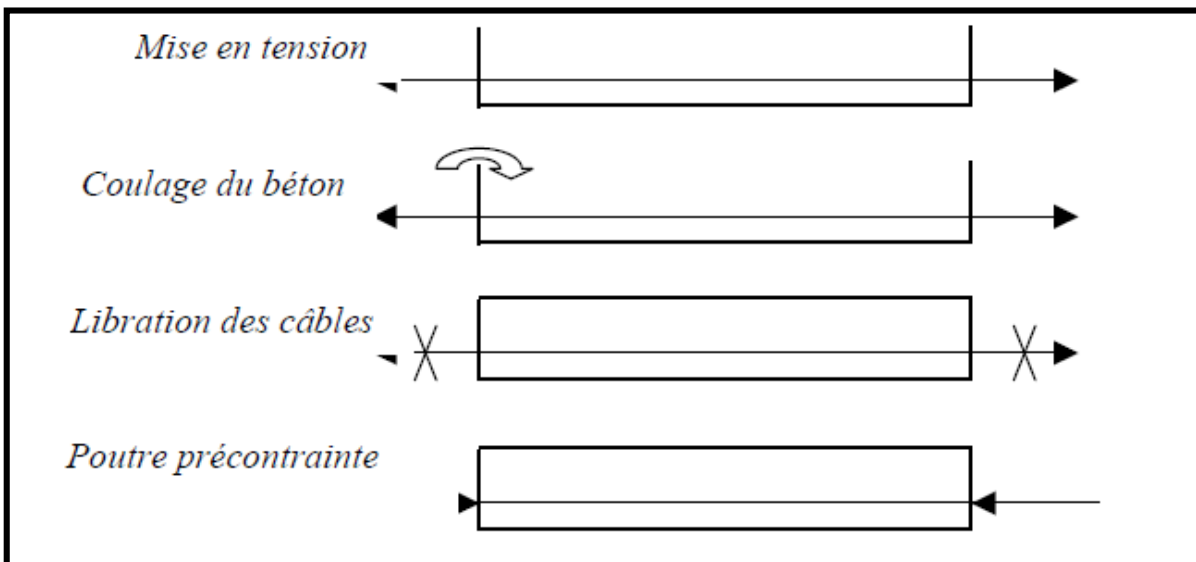


Figure II-2: mode de précontrainte par pré-tension

II.4.2 Par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (Figure II.3). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par post-tension interne.
- Une précontrainte par post-tension externe.

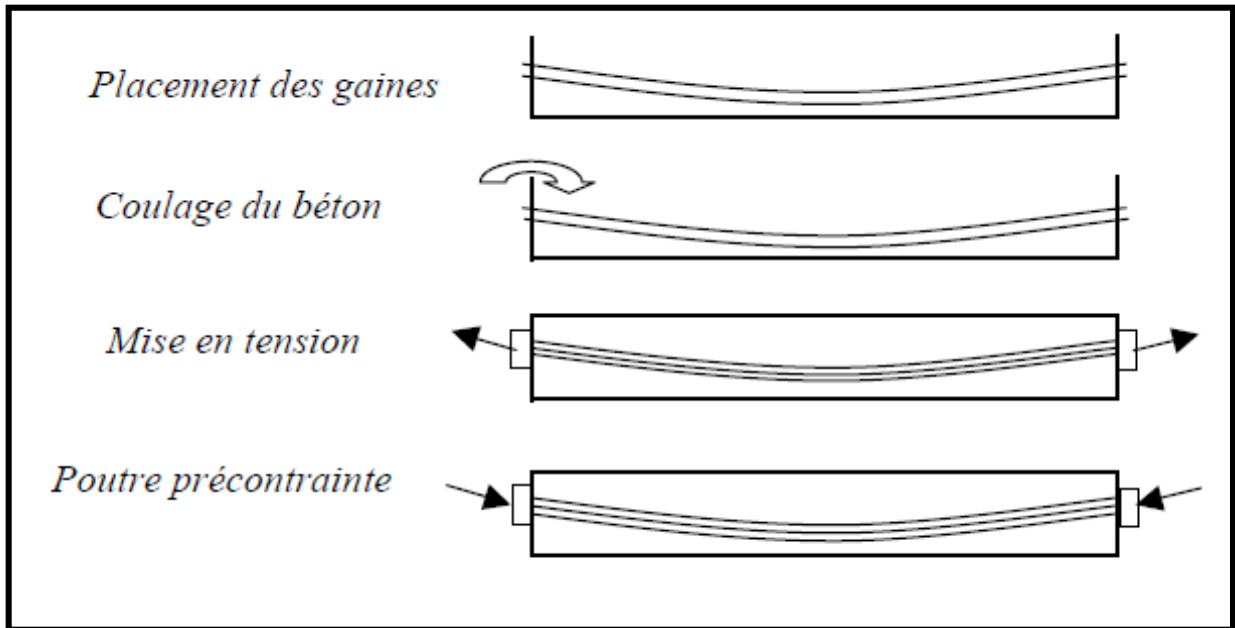


Figure II-3: mode de précontrainte par post-tension

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

- Avec adhérence.
- Sans adhérence.

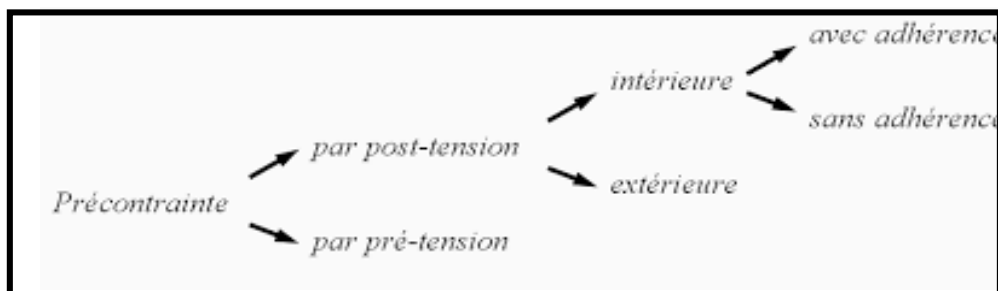


Figure II-4: les différents modes de précontraintes

II.5 Phase d'exécution par post-tension :

L'exécution d'une poutre précontrainte est faite selon les démarches suivantes :

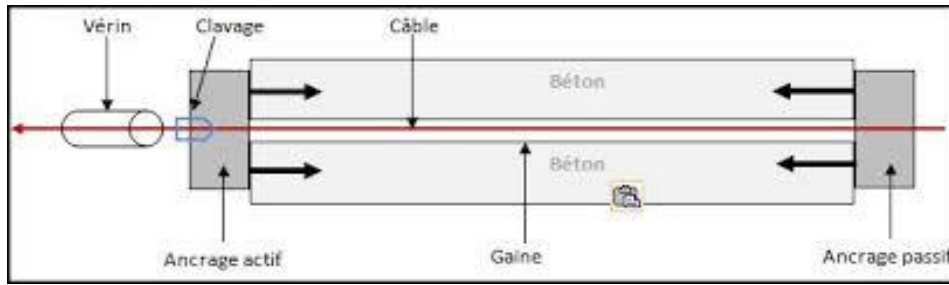


Figure II-5: l'exécution d'une poutre en béton précontraint par post-tension

- Poutre en béton précontraint reposant sur le coffrage. Avant le bétonnage on a disposé des gaines vides dans la zone soumise à traction.
- Après coulage et durcissement du béton des câbles d'acier de précontrainte sont enfilés dans les gaines.
- Les extrémités de ces câbles traversent des dispositifs de blocage placés aux deux abouts de la poutre. Ces dispositifs de blocage des câbles sont des cônes d'ancrage ou des plaques métalliques percées de trous coniques.
- On installe ensuite des vérins hydrauliques de mise en tension à l'une ou aux deux extrémités des câbles.
- Les câbles sont bloqués dans les vérins.
- Les câbles sont mis en tension à l'aide des vérins qui prennent appui sur le béton de la poutre. Lorsque la tension et l'allongement désirés sont obtenus, on bloque les câbles avec les dispositifs installés aux abouts de la poutre.
- La tension des câbles se reporte sur le béton de la poutre et le comprime. Cette compression provoque le raccourcissement de la partie inférieure de la poutre, engendrant une cambrure de l'ensemble vers le haut. La poutre repose sur ses extrémités.

(Les vérins sont ensuite démontés, les excédents de câbles coupés et le vide des gaines injecté sous pression avec du coulis de ciment, pour protéger les câbles contre la corrosion).

La poutre précontrainte est prête à faire face à son avenir (voir figure II.5).

II.6 Comportement d'une poutre en post-tension :

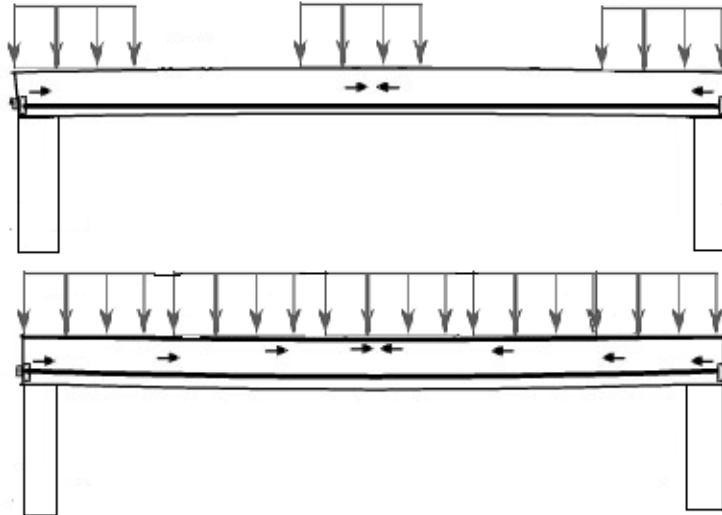


Figure II-6: comportement d'une poutre en béton précontraint

Plus la charge augmente, plus la cambrure diminue.

Plus la charge augmente, plus la compression dans la partie inférieure de la poutre diminue.

Avec l'augmentation des charges la cambrure peut même se transformer en une légère incurvation vers le bas. Aussi longtemps qu'il subsiste une compression dans la partie inférieure de la poutre, aucune fissure n'apparaît.

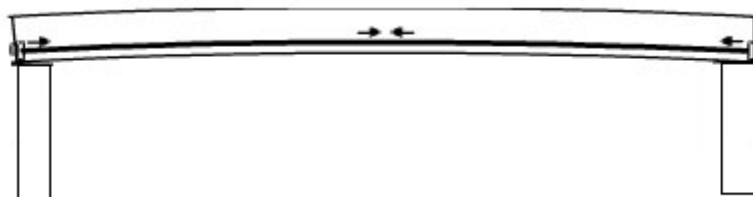


Figure II-7: la position initiale de la poutre en béton précontraint

La poutre en béton précontraint reprend sa position initiale lorsqu'on supprime les charges appliquées, comme l'arc du chasseur lorsque la flèche est tirée. Le béton précontraint a un comportement élastique.

II.7 Calcul de la force de précontrainte :

II.7.1 Les pertes de tension :

La force de précontrainte dans un câble varie à la fois dans l'espace (le long de l'abscisse du câble) et dans le temps, On regroupe habituellement les pertes en deux familles :

- **pertes instantanées :**

Il s'agit des pertes qui se produisent à la mise en tension du câble :

- pertes dues au frottement
- pertes aux ancrages

- **Pertes différées :**

On appelle pertes différées les pertes qui se développent dans le temps :

- pertes dues au retrait du béton
- pertes dues au fluage du béton
- pertes dues à la relaxation des câbles

Tension à l'origine :

C'est la tension en O avant relâchement de la pression dans la chambre du vérin.

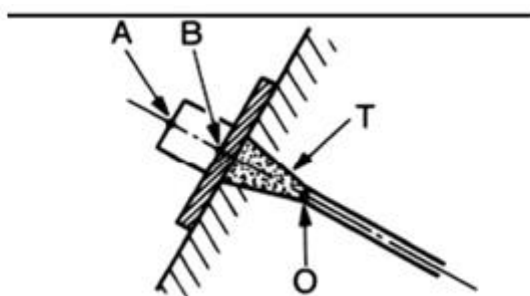


Figure II-8: Définition de l'origine des tensions

c'est celle qu'on impose aux armatures devant un ancrage actif et le dispositif d'épanouissement associé (trompette ou tromplaque), côté béton, au moment de la mise en tension, avant le transfert de l'effort à l'ancrage (Figure II.8), notée « σ_{p0} »,

La perte de tension entre A et O, définie dans la notice technique du procédé considéré, est couramment de l'ordre de 2 %, de sorte que :

$$\sigma_{p0} = 0,98 \sigma_{pA}$$

Ou, si l'on raisonne en forces ($P = A_p \sigma_p$ avec A_p représentant la section nominale du câble) :

$$P_0 = 0,98 P_A$$

La contrainte à l'origine correspondante est plafonnée à :

- $\text{Min}(0.80f_{pk}; 0.9f_{p0,1k})$ pour les torons.
- $\text{Min}(0.70f_{pk}; 0.9f_{p0,1k})$ pour les barres.

Pertes instantanées

Pertes par frottement :

La perte de tension par frottement :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0}[1 - \exp(-\mu(\alpha(x) + k(x)))]$$

si l'exposant est faible :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0}\mu(\alpha(x) + k(x))$$

Pertes de l'ancrage (rentrée d'ancrage)

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit toujours un léger raccourcissement g

Les pertes par rentrée d'ancrage sont :

$$\Delta\sigma_g = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$$

Avec : $\sigma_p(x) = \sigma_{p0}\exp(-\mu(\alpha(x) + kx))$ (avant rentrée d'ancrage).

$$\sigma'_p(x) = \sigma_p(d)\exp(-k(d) + k(x))$$

Soit : $\sigma'_p(x) = \sigma_{p0}\exp(-2k(d) + k(x))$

Pertes par déformation instantanée du béton :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{Ep}{Ecm} \Delta\sigma_c$$

Tension finale :

C'est celle qui subsiste dans le câble une fois effectuées toutes les pertes instantanées analysées :

$$\sigma_f(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f(x) - \Delta\sigma_g(x) - \Delta\sigma_e(x)$$

Pertes différées :

Pertes par retrait :

$$\Delta\sigma_s = Ep[\varepsilon_{ca}(\infty) - \varepsilon_{ca}(t_0)] + Ep[\varepsilon_{cd}(\infty) - \varepsilon_{cd}(t_0)]$$

Pertes par fluage :

$$\sigma_{fl} = 2.5\sigma_{c,QP} \frac{Ep}{Ecm}$$

Pertes par relaxation :

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pr}} = 0.66\rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \quad 10^{-5}$$

Pertes différées totales :

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des Armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\phi(t,t_0)\sigma_{c,QP}$$

Tension à un instant quelconque :

En valeur probable, elle s'établit ainsi :

$$\sigma_p(x,t) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i(x) - \Delta\sigma_{c+s+r}(x,t)$$

II.8 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons pu mettre en évidence la technique de précontraint surtout en post-tension. Nous pouvons dire que cette technique porte plusieurs points positifs par rapport aux autres techniques de béton.

CHAPITRE III :

Pré dimensionnement et décente des charges.

III. CHAPITRE : Pré dimensionnement et descente des charges.

III.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré-dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- ❖ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- ❖ Sollicitations horizontales concernant le séisme.

III.2 Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :

III.2.1 Pré-dimensionnement du plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression armée de 5 cm d'épaisseur coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.
- Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

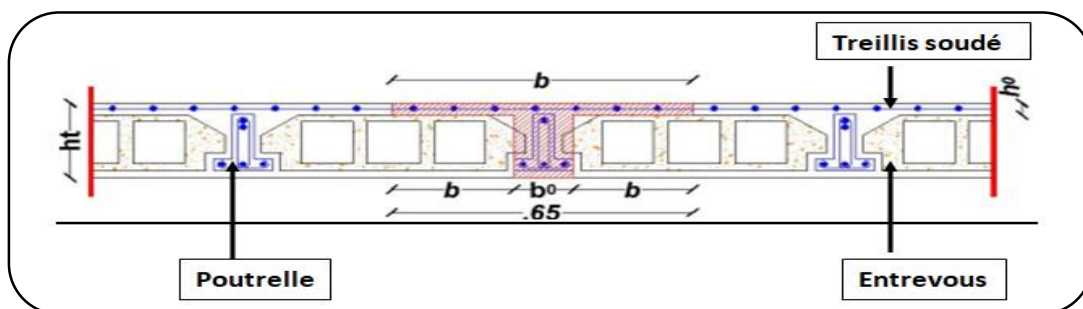


Figure III-1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

D'après **C.B.A93** la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25} \quad (\text{C.B.A93 art B.6.8.4.2.4})$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

L_{\max} : Longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

$L_{\max} = 500 - 50 = 450$ cm (voir le plan de coffrage de l'ouvrage).

$$h_t \geq \frac{450}{22.5}$$

$$h_t \geq 20 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 21$ cm

$$h_t = h + h_0$$

On prend un plancher à corps creux de type (16+5) cm

III.2.2 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Poutrelles préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance.

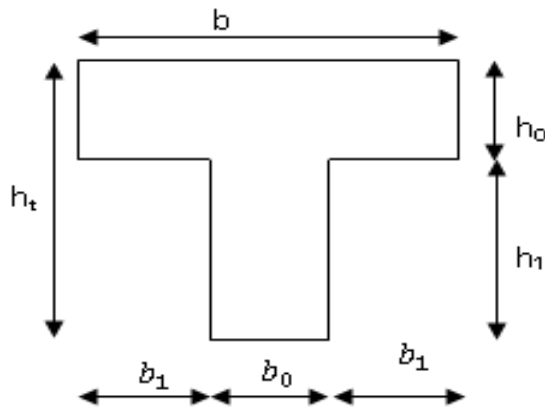


Figure III-2: coupe d'une poutrelle

b_0 :Largeur de la nervure

b :largeur de la dalle de compression

h_0 :Hauteur de la dalle de compression

h_t :Hauteur totale du plancher

h_1 :Hauteur de l'hourdis

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t \quad (\text{BAEL})$$

$$8.4 \leq b_0 \leq 16,8$$

on prend : $b_0 = 13$ cm

L_1 : la longueur de l'hourdis pris également 65cm

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{L_1 - b_0}{2} \right) \\ \left(\frac{L}{10} \right) \\ (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0) \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 26 \\ 45 \\ (30 \leq b_1 \leq 40) \end{array} \right.$$

Soit : $b_1 = 26\text{cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0$$

Donc : $b = 65\text{cm}$.

III.2.3 Pré-dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encadrée a sa base au plancher terrasse. Le rôle essentiel de l'acrotère est d'empêcher l'écoulement de l'eau pluviale.

Surface de l'acrotère :

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2} \right)$$

$$s = 0.0675\text{m}^2/\text{ml}$$

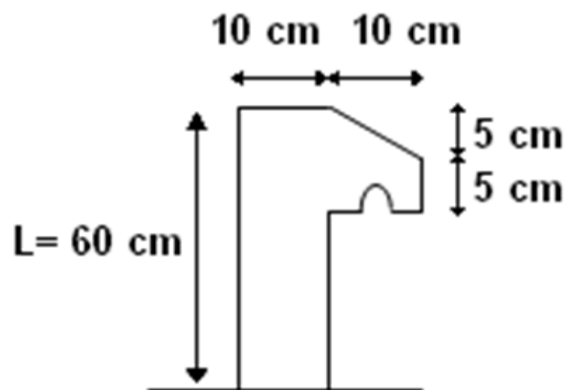


Figure III-3: Les dimensions de l'acrotère.

III.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

III.3.1 Pré-dimensionnement des poutres principales :

Poutre supportant des poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et reposant elle-même sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

III.3.1.1 Pré-dimensionnement des poutres principales en béton précontraint :

Le pré dimensionnement des poutres principales en béton précontraint se fait en utilisant la condition suivante :

$$\begin{aligned} \blacksquare \frac{L_{\max}}{30} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{24} \\ \blacksquare 0.3h_t \leq b \leq 0.6h_t \end{aligned}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus appuis

h_t :Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On suppose des poteaux de $(50 \times 50)cm^2$

$$L_{\max} = 1985 - 50 = 1935cm$$

$$\begin{aligned} \frac{1935}{30} \leq h_t \leq \frac{1935}{24} \\ 64,5 \leq h_t \leq 80,62 \end{aligned}$$

→On prend : $h= 80$ cm

$$\begin{aligned} 0.3(80) \leq b \leq 0.6(80) \\ 24 \leq b \leq 48 \end{aligned}$$

→On prend : $b=50$ cm

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPAversion2003** :

Tableau III-1: vérification de dimensionnement de la poutre principale en béton précontraint (RPA99-2003).

	h (cm)	b (cm)	$h \geq 30cm$	$b \geq 20cm$	$\frac{h}{b} \leq 4$
Poutre principale en béton précontraint	80	50	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

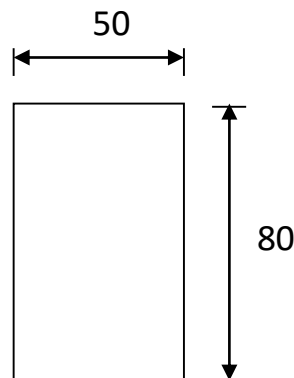


Figure III-4: Dimension de la poutre principale en béton précontraint.

III.3.1.2 Pré-dimensionnement des poutres principales en béton armé :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Le pré dimensionnement des poutres principales en béton armé se fait en utilisant la condition suivante :

$$\begin{aligned} \blacksquare \frac{L_{\max}}{18} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{16} \\ \blacksquare 0.3h_t \leq b \leq 0.6h_t \end{aligned}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus appuis

h_t :Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On suppose des poteaux de $(50 \times 50)cm^2$

$$L_{\max} = 500 - 50 = 450cm$$

$$\begin{aligned} \frac{450}{18} \leq h_t \leq \frac{450}{16} \\ 25 \leq h_t \leq 28,12cm \end{aligned}$$

→On prend : $h= 30$ cm

$$\begin{aligned} 0.3(30) \leq b \leq 0.6(30) \\ 9 \leq b \leq 18 \end{aligned}$$

→On prend : $b=25$ cm

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPAversion2003** qui sont les suivantes :

Tableau III-2: vérification de dimensionnement de la poutre principale en béton armé (RPA99-2003).

	h (cm)	b (cm)	$h \geq 30cm$	$b \geq 20cm$	$\frac{h}{b} \leq 4$
Poutre principale en béton armé	30	25	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

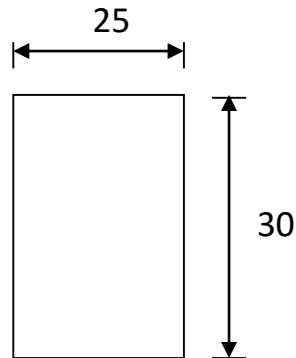


Figure III-5: les dimensions de la poutre principale en béton armé.

III.3.2 Pré-dimensionnement des poutres secondaires en béton armé :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles. Le pré dimensionnement des poutres secondaires en béton armé se fait en utilisant la condition suivante :

$$L_{\max} = 360 - 50 = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{310}{18} \leq h_t \leq \frac{310}{16}$$

$$17,2 \leq h_t \leq 19,37$$

→ On prend : $h = 20 \text{ cm}$

$$0.3(20) \leq b \leq 0.6(20)$$

$$6 \leq b \leq 12 \text{ cm}$$

→ On prend : $b = 20 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPAv2003** :

Tableau III-3: vérification de dimensionnement de la poutre secondaire en béton armé (RPA99-2003)

	h (cm)	b (cm)	$h \geq 30 \text{ cm}$	$b \geq 20 \text{ cm}$	$\frac{h}{b} \leq 4$
Poutre secondaire en béton armé	20	20	Condition non vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Donc on augmente la hauteur h :
On prend : h=30 cm et b=25cm

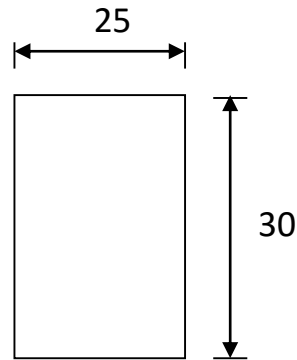


Figure III-6: les dimensions de la poutre secondaire en béton armé.

III.4 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément.

- Plancher terrasse inaccessible : (DTR B.C 2.2)

désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m)
-protection en gravillon	0,04	17	0,68
-étanchéité	0,02	6	0,12
-forme de pente	0,01	22	2,20
-isolation thermique	0,04	4	0,16
-corps creux	0,21	-	2,85
-enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G	6,21KN/m ²		
Q	1 KN/m ²		

- L'acrotère : (DTR B.C 2.2)

$$G=\delta*S*1$$

désignation	-	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
L'acrotère	0,0675	25	1,69
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
G	2 ,09 KN/m ²		

Q	1 KN/m ²
---	---------------------

III.5 .Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux, Ce sont les points d'appui et les éléments porteurs de l'ossature et transmettent des charges concentrées, Ils servent à supporter les poutres, les linteaux, les planchers. Ils travaillent surtout en compression, mais ils doivent également supporter des efforts horizontaux et obliques, donc de travailler en flexion.

La section des poteaux peut être carrée, circulaire ou rectangulaire, pour notre projet nous avons proposé des poteaux carrés.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait :

- à la compression centrée.
- Vérification au flambement

Les charges sont estimées et ensuite appliquées sur les différents éléments de la structure porteuse dans ETABS. Le poids propre des poteaux, poutres, plancher,...sont prises en compte directement par le logiciel.

• Pré-dimensionnement des poteaux :

A cause des raisons constrictives, on a proposé une section (50×50) cm² pour les poteaux.

▪ Vérification selon RPA99 2003 :

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

he : la hauteur libre du portique.

Tableau III-4: vérification de la section du poteau selon RPA99-2003

	h (cm)	b(cm)	$\min(b, h) \geq 25cm$	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$
Section du poteau	50	50	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

On adopte préalablement la section des poteaux :

$$b \times h = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

Le calcul de la descente de charge nous donne l'effort normal de compression à l'état limite ultime suivant : **Nu=0,593MN**

- La hauteur l_0 des poteaux est de 7m

- la longueur de flambement l_f est de : $l_f = 0,7 * l_0 = 4,9 \text{ m}$

- **D'après l'article B.8.4.1 de C.B.A93 l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :**

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

B_r : La section réduite du poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton après 28 jours.

f_e : La limite d'élasticité de l'acier utilisé.

α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique l_0 des poteaux.

On fixe une valeur d'élançement $\lambda = 35$ pour une structure en béton armé (compression centré suivant l'article B.8.4.1 C.B.A93).

D'après l'organigramme de calcul des poteaux (ANNEXE 1) :

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(35/35)^2} = 0.708$$

D'après B.A.E.L : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$B_r = (a - 0,02)^2$ (pour une section carré)

$$B_r = (0,50 - 0,02)^2$$

$$B_r = 0,230 \text{ m}^2$$

$$N_u \leq 0,708 \left[\left(\frac{0,230 \times 25}{0.9 * 1,5} \right) + \left(\frac{0,01 * 0,230 \times 400}{1,15} \right) \right]$$

✓ $0,593 \text{ MN} \leq 3,582 \dots$ condition vérifiée.

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} = 0,0052 \text{ m}^4$$

Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0052}{(0,5*0,5)}} = 0,144\text{m}$$

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4,9}{0,144} = 34,02 < 50$$

D'après les conditions précédentes (condition de l'effort normal et la condition d'élanement) le poteau de section (50*50) cm² ne risque pas de flambement.

III.6 Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après les vérifications dans les chapitres suivants.

Le calcul du pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et de la descente des charges est une étape très importante basée sur des réglementations nationales pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

D'après les calculs effectués on peut définir le ferrailage des éléments non structuraux qui sera entamé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV :
DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS
NON STRUCTURAUX

IV. Dimensionnement des éléments non structuraux

IV.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ces éléments n'apportent aucune contribution significative à la résistance aux effets sismiques. Pour notre projet les éléments non structuraux sont : le plancher et l'acrotère.

IV.2 Etude de plancher :

IV.2.1 Etude des poutrelles :

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe trois méthodes de calcul :

- La méthode de Caquot ;
- La méthode forfaitaire ;
- La méthode des trois moments.

Type des poutrelles :

Nous avons un seul type des poutrelles :



Figure IV-1: Type de poutrelle.

IV.2.1.1 *La méthode forfaitaire :*

Est une méthode simplifiée pour déterminer les moments en appuis et on travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

➤ Les conditions d'application :

L'application de la méthode forfaitaire dans le calcul des sollicitations nécessite la vérification des conditions suivantes

- La charge d'exploitation $Q < \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Fissuration peu préjudiciable.
- Les éléments ont les mêmes inerties dans les différentes travées.
- Pour les portées successives, il faut vérifier $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$.

➤ Vérification de la méthode forfaitaire :

Selon BAEL (E.1.2)

1) $Q \leq \min(2G ; 5) \text{ KN/m}^2$

$1,00 \leq \min(2 \cdot 6,21 ; 5)$

$1,00 \leq \min(12,42 ; 5) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots \text{C.V}$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuités ... **C.V**

3) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$0,8 \leq \frac{4,85}{5} = 0,97 \leq 1,25 \dots \text{C.V}$

4) la fissuration est considérée comme peu préjudiciable ... **C.V**

Donc la méthode de forfaitaire est vérifiée.

IV.2.1.2 Calcul des sollicitations :

$G = 6.21 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$

○ Les charges revenant à la poutrelle sont :

- **A ELU :** $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b \rightarrow Q_u = (1.35(6.21) + 1.5(1)) \times 0.65$
 $Q_u = 6.42 \text{ KN/m}$
- **ELS :** $Q_s = (G+Q) \times b \rightarrow Q_s = (6.21+1) \times 0.65$
 $Q_s = 4.68 \text{ KN/m}$

➤ **Les moments**

$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8}$

$M_0 = \frac{6.42 \times (5)^2}{8} = 20.06 \text{ KN.m}$

• **En travée :**

$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.06 = 17.05 \text{ KN.m}$

• **En appui de rive :**

$M_{ar} = 0.20M_0 = 0.20 \times 20.06 = 4.012 \text{ KN.m}$

• **En appui voisin de l'appui de rive :**

$M_{av} = 0.50M_0 = 0.50 \times 20.06 = 10.03 \text{ KN.m}$

• **En appui intermédiaires :**

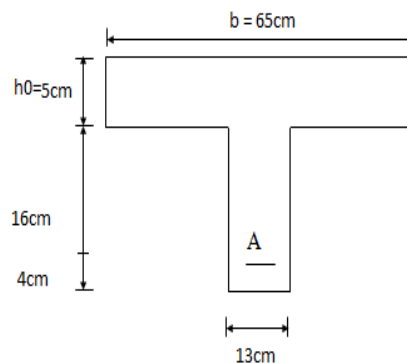


Figure IV-2: les dimensions de la poutrelle.

$$M_{ai} = 0.4M_0 = 0.4 \times 20.06 = 8.024 \text{ KN.m}$$

IV.2.1.3 Les efforts tranchants :

Pour travée de rive AB :

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 5 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{10.03 + 17.05}{4.012 + 17.05}}} = 2.18 \text{ m}$$

$$b = L - a = 5 - 2.18 = 2.82 \text{ m ; donc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{a} = 2 \times \frac{10.03 + 17.05}{2.18} = 24.8 \text{ KN} \\ V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{b} = -2 \times \frac{4.012 + 17.05}{2.82} = -14.93 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

Pour travée BC :

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 5 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8.024 + 17.05}{10.03 + 17.05}}} = 2.54 \text{ m}$$

$$b = L - a = 5 - 2.54 = 2.46 \text{ m ; donc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{a} = 2 \times \frac{8.024 + 17.05}{2.54} = 19.74 \text{ KN} \\ V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{b} = -2 \times \frac{10.03 + 17.05}{2.46} = -22.01 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

L'effort tranchant max : $V = \max (24.8 ; -14.93 ; 19.74 ; -22.01) = 24.8 \text{ KN}$

IV.2.1.4 Ferrailage des poutrelles :

- En travée :

$$M_t = 17.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b x h_0 x f_{bc} x \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 15.86 \times \left(\frac{19 - 4}{2} \right) 10^{-3} = 38.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 28}{1.5} = 15.86 \text{ MPa}$$

$$M_{t \max} = 17.05 \text{ KN.m} < M_t = 38.67 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (Annexe 3) de dimension

$$(b \times h_t) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{Mt_{max}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{17.05 \times 10^3}{65 \times 19^2 \times 15.86} = 0.0458 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0458)}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.065) = 0.976$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt_{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{17.05 \times 10^3}{0.976 \times 19 \times 435} = 2.11 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

• **En appui intermédiaire :**

Section de ($b_0 \times h_t$) = (13 x 21) cm²

$$M_{ai} = 8.024 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ai}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{8.024 \times 10^3}{13 \times 19^2 \times 15.86} = 0.107 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.107)}) = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 (0.14) = 0.942$$

$$A_s = \frac{Mt_{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{8.024 \times 10^3}{0.942 \times 19 \times 435} = 1.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10 filante + 1HA10 Chapeau ($A_s = 1.57 \text{ cm}^2$).

• **En appui voisin de rive :**

Section de ($b_0 \times h_t$) = 13 x 21 cm²

$$M_{av} = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{av}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{10.03 \times 10^3}{13 \times 19^2 \times 15.86} = 0.134 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.134)}) = 0.18$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 (0.18) = 0.92$$

$$A_s = \frac{Mt_{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{10.03 \times 10^3}{0.92 \times 19 \times 435} = 1.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 ($A_s=2.36 \text{ cm}^2$).

• **En appui de rive :**

Section de ($b_0 \times h_t$) = 13 x 21 cm^2

$M_{av} = 4.012 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ar}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.012 \times 10^3}{13 \times 19^2 \times 15.86} = 0.053 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.053)}) = 0.069$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.069) = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.012 \times 10^3}{0.972 \times 19 \times 435} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10 filante ($A_s=0.79 \text{ cm}^2$).

• **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL, E.6.2.2)**

$$V_u = T_{max} = 24.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24.8 \times 10^3}{130 \times 190} = 1 \text{ MPa}$$

État limite du béton armé : pour une fissuration non préjudiciable

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{ck}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.73 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.73 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.73 \text{ MPa} \dots \text{CV}$

➤ **Armatures transversales**

• **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left(\frac{210}{35} ; \frac{130}{10} ; 10 \text{ mm} \right) = \min (6 \text{ mm} ; 13 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

$$\longrightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9(19) ; 40 \text{ cm}) = \min (17.1 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 17.1 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min (15\text{cm} ; 10\phi_1) = (15\text{cm} ; 10\text{cm}) \quad \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq 15\phi_1 = 15\text{cm} \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

IV.3 Etude de l'acrotère :

Le rôle le plus déterminant de l'acrotère c'est la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible. L'acrotère est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle soumise à son poids propre et à la pousse latérale due à la main courante.

Cette dernière entraîne des fissures et des déformations importantes les fissures sont considérées comme préjudiciables.

IV.3.1 Evaluation des charges :

L'acrotère est soumis à :

- Une charge verticale due à son poids propre $G = 2.09 \text{ KN/m}^2$
- Une surcharge due à l'action de la main courante $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Une force d'origine sismique F_p .

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{Selon (6-2-3 ; RPA 99 modifie 2003)}$$

Ou :

A : coefficient d'accélération de la zone sismique.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément. $W_p = G \times 1\text{m} = 2.09 \text{ KN/ml}$

Dans notre cas la valeur de $A = 0,20$ (zone sismique **IIa**, group 1B), la valeur de $C_p = 0,8$ (tableau 6.1, RPA 99 modifie 2003).

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,09 = 1,34 \text{ KN/ml}$$

IV.3.2 Sollicitation et combinaison :

- Sous l'action de surcharge :

NG : effort de compression du au poids propre : $G = 2,09 \text{ KN/ml}$

MG : moment créé par NG : $MG = NG \times L = 0 \quad (L=0)$

NQ : effort dû à la surcharge : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

MQ : moment créé par NQ : $MQ = Q \times L = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

• Sous l'action sismique

$$M_{FP} = FP \cdot d = 1,34 \times (0,6/2)$$

$$M_{FP} = 0,4 \text{ KN.m}$$

Combinaison :

$$\text{E.L.U : } \quad N_U = 1,35N_G + 1,5 N_Q = 1,35(2,09) + 1,5(1) ; \quad N_u = 4.32 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,35(0) + 1,5(0,6) ; \quad M_U = 0,9 \text{ KN .m}$$

$$\text{E.L.S : } \quad N_S = N_G + N_Q = 2,26 + 1 \quad ; \quad N_S = 3,09 \text{ KN/m}$$

$$M_S = M_G + M_Q = 0 + 0,6 \quad ; \quad M_S = 0,6 \text{ KN .m}$$

Détermination de l'excentricité :

$$\text{E.L.U : } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{4.32} = 0.2\text{m}$$

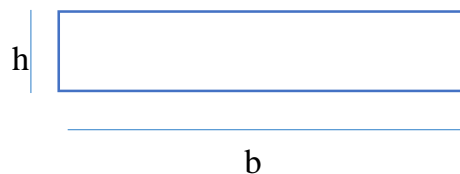
$$\text{E.L.S : } e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{3.09} = 0.19\text{m}$$

$$\text{Centre de gravité du béton : } e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017\text{m}$$

$e = 0,2 \text{ m} > e_0 = 0,017\text{m}$ donc l'effort normal étant un effort de compression et le point de son application a une excentricité par rapport au Centre de gravité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, donc on va la calculer comme une section soumise à une flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_a calculé par rapport aux armatures tendues.

IV.3.3 Ferrailage de l'acrotère :

D'après le B.A.E.L91 (Annexe 3) le moment fictif applique au centre de gravité des aciers tendus.



$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Avec :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,10 \text{ m hauteur utile}$$

$$c = 0,02 \text{ m enrobage}$$

$$d = h - c = 0,10 - 0,02 = 0,08 \text{ m}$$

$$M_a = 0.9 + 4.32 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.02 \text{ KN.m}$$

On applique la formule de la flexion simple :

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.02}{1 \times 0.08^2 \times 15.86 \times 10^3} = 0.010 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.010)}) = 0.0126$$

$$Zb = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4(0.0126)) = 0.08 \text{ cm}$$

➤ **Armatures fictives :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{Ma}{Zb \cdot \sigma_s} = \frac{1.02 \times 10^3}{8 \times 435} = 0.29 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_u = 0.29 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.28}{500} 100 \times 8 = 0.839 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = \max(A, A_{\min}) = 0.839 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 4\text{HA6} (A = 1.13 \text{ cm}^2)$

• **L'espacement :**

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \text{ tel que : } h = 10 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(30, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow St = 20 \text{ cm}$$

Alors On prend : 4T6 (1.13 cm²)

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{Ar} = \frac{A}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Alors On prend : 4HA 6 (1,13 cm²)

IV.3.4 Vérification a l'effort tranchant :

• **Contrainte tangente conventionnelle**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant ultime en calcul à ELU}$$

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1.34 = 2.34 \text{ KN/ml.}$$

$$\tau_u = \frac{2.34}{1 \times 0.08} = 29.25 \text{KN/m}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.10 \times f_{ck} = 0.10 \times 28 = 2.8 \text{MPa} \\ 3 \text{MPa} \end{array} \right\} = 2.8 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.029 \text{MPa} < \tau = 2.8 \text{MPa}$, la armature transversales ne sont pas nécessaires

CHAPITRE V :

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Partie I :
Étude des poutres en béton
Précontraint

V. Dimensionnement des éléments structuraux

V.1 Etude de la poutre en béton précontraint :

V.1.1 Introduction :

Pour le calcul de la précontrainte, Il existe deux méthodes :

- 1- **La méthode des forces équivalentes** : consiste à remplacer l'action de la précontrainte sur le béton par des forces équivalentes. Elle est privilégiée pour le dimensionnement, l'étude de la stabilité globale d'un ouvrage. La prise en compte de phénomènes couplés et variables dans le temps n'est pas aisée. L'approche néglige l'évolution de l'interaction entre la précontrainte et le béton.
- 2- **La méthode explicite** : consiste à inclure la résolution mécanique des câbles de précontrainte dans celle de la structure en béton. Cette méthode permet la description de phénomènes non-linéaires plus ou moins complexes.

✚ Sur notre projet on utilise la méthode **des forces équivalentes** car elle est la plus utilisée par les bureaux d'études pour la conception et la vérification des ouvrages.

Principe de la méthode : Le principe consiste à déterminer les efforts le long des câbles de précontrainte, tenant compte de la géométrie et des pertes. Ces efforts sont ensuite transférés à la structure en béton sous la forme de forces équivalentes.

V.1.2 Détermination des charges

- **poids propre** = $0.8 \times 0.5 \times 24 \text{ KN/m}^3 = 9,6 \text{ KN/m}$
- **La charge permanente** = $6.21 \times 3.10 = 19.25 \text{ KN/m}$
- **La charge permanente total** = $19.25 + 9,6 = 28,85 \text{ KN/m}$
- **La charge d'exploitation total** = $1 \times 3.10 = 3.10 \text{ KN/m}$

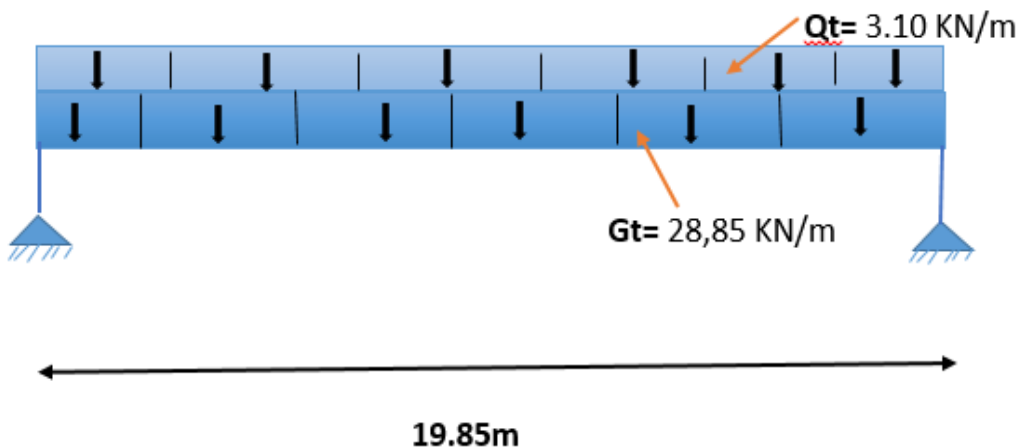


Figure V-1: chargement permanent et d'exploitation de la poutre principale en béton précontraint.

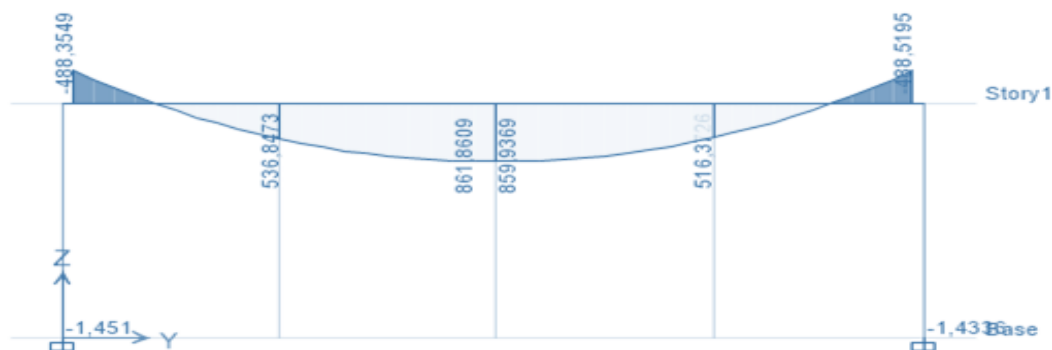


Figure V-2: Distribution des moments dus à la charge permanente (KN.m) par Etabs2016.

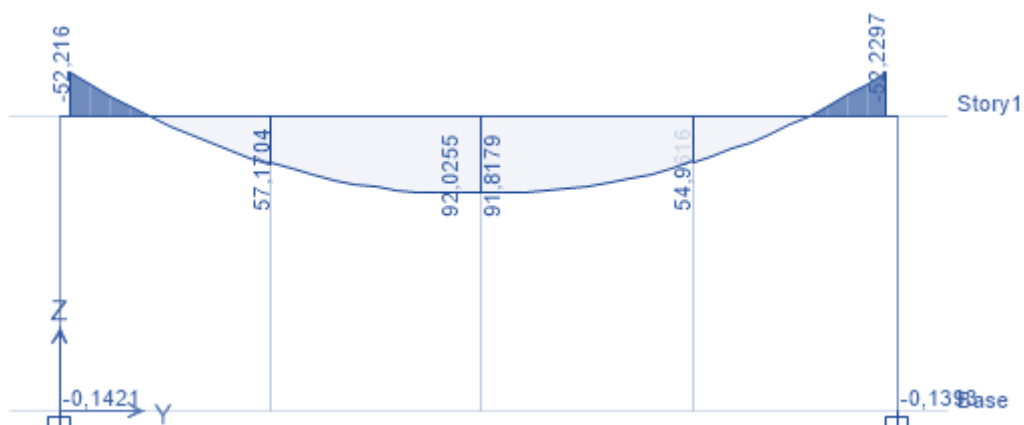


Figure V-3: distribution des moments dus à la charge d'exploitation Q (KN.m) par Etabs2016.

Tableau V-1: distribution des moments fléchissant au niveau des appuis et à mi travée.

	Moment à droit (au niveau de l'appui à droite)	Moment à mi travée (max)	Moment à gauche (au niveau de l'appui gauche)
M_G (KN.m)	-488.35	861.86	-488.519
M_Q (KN.m)	-52.216	92.025	-52.229
$M_G + 0.3M_Q$	-504.01	889.46	-504.18
$M_G + M_Q$	540.56	953.88	-540.748

V.1.3 Tracé de câble de la précontrainte :

La conception est effectuée selon L'Eurocode2

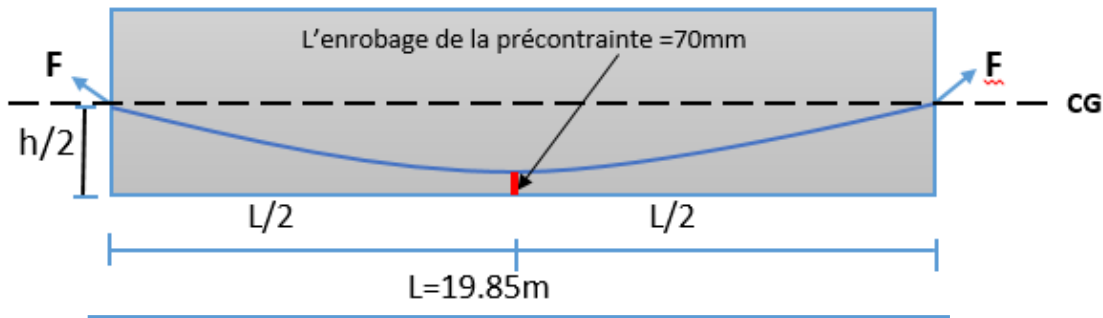


Figure V.1.4 : profil du câble

Position

ure :

$$y = \frac{h}{2} = \frac{800}{2} = 400 \text{ mm}$$

L'enrobage = 70 mm, pour prendre en considération l'emplacement des armatures passives.

V.1.4 Détermination de La force effective des câbles : [2]

La force de précontrainte de calcul sera choisie pour correspondre à un nombre entier de torons de précontrainte. Les valeurs suivantes sont utilisées :

- La force effective le long de la longueur de chaque câble est supposée constante. C'est la moyenne de la distribution de force le long d'un tendon.

- Les tendons utilisés sont de type non adhérent.

- Force par tendon = $1200 * 99 \text{ mm}^2 / 1000$
 $= 118,8 \approx 119,0 \text{ kN / câble}$

Avec : - $f_{se} = 1200$ (la contrainte effective dans le toron de la précontrainte)

-Section du tendon : $A = 99 \text{ mm}^2$

Utilisez des multiples de 119 kN lors de la détermination des forces effectives des câbles en post tension.

V.1.5 Détermination de nombres des torons : [2]

Les réglementations [ACI, eurocode 2] recommandent de respecter une valeur minimale de pré compression égal à 1 MPa.

$$1,0 \text{ N/mm}^2 \times (800 \times 500) \times 10^{-3} = 400 \text{ KN}$$

$$\text{Nombre de torons} = \frac{400}{119} = 3.36$$

Il est recommandé aussi de ne pas dépasser une contrainte de pré compression de 2 MPa.

Le nombre des torons est 4.

Donc la force effective pour 4 torons = $4 * 119 = 476$ KN

$$a = 0.750 - 0.070 = 0.680 \text{ m}$$

$$L = 19.85 \text{ m}$$

$$c = \left(\sqrt{\frac{0.680}{0.680}} \div \left[1 + \sqrt{\frac{0.680}{0.680}} \right] \right) \times 19.85 = 9.925 \text{ m}$$

$$P_{\acute{e}q} = F \times 2 \times a / c^2$$

$$P_{\acute{e}q} = 476 \times 2 \times 0,680 / 9,925^2 = 6.57 \text{ KN / m}$$

$$\% P_{\acute{e}q} = P_{\acute{e}q} / G_t$$

$$\% P_{\acute{e}q} = 6.57 / 28.85 = 22.7\% < 60\% \text{ CNV}$$

$$\text{Nombre des torons} = (60\% / 22.77\%) * 4 = 10.57$$

On utilise 11 torons

$$F = 11 \times 119 = 1309 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte normale vis-à-vis de la contrainte de pré compression maximale :

$$\frac{F}{A} = \frac{1309 \times 10^3}{400 \times 10^3} = 3.3 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa CNV}$$

Donc ça nécessite un changement de section de la poutre principale.

V.1.6 Dimensionnement de la poutre principale :

$$S_{inf} = \frac{M_T - 0.75 \times M_{PP}}{f_{ct,t} - 0.75 \times f_{cc,0}} \quad [3]$$

$$\text{Poid propre: } PP = (500 * 800) \times 10^{-6} \times 24 = 9.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moment du au poids propre : } M_{PP} = \frac{9.6 \times 19.85^2}{8} = 472.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Moment du à la charge permanente : } M_G = \frac{19.25 \times 19.85^2}{8} = 948 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment du à la charge d'exploitation : } M_Q = \frac{3.1 \times 19.85^2}{8} = 152.68 \text{ KN.m}$$

- A l'instant de la mise en tension : $M_0 = M_{PP} = 472.8 \text{ KN.m}$

- A long terme : $M_T = M_{PP} + M_G + M_Q = 1573.5 \text{ KN.m}$

$$S_{bot} = \frac{(1573.5 - 0.75 \times 472.8) \times 10^{-3}}{2.77 - 0.75 \times (-12)} = 195.65 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$h \geq \sqrt{\frac{S_{bot} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{195.65 \times 10^6 \times 6}{500}} = 1532.25 \text{ mm}$$

On prend : $h = 1500 \text{ mm}$

$$\text{Poid propre: } PP = (500 * 1500) \times 10^{-6} \times 24 = 18 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 18 + 19.25 = 37.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Section de la poutre : } A = 1500 \times 500 = 750000 \text{ mm}^2$$

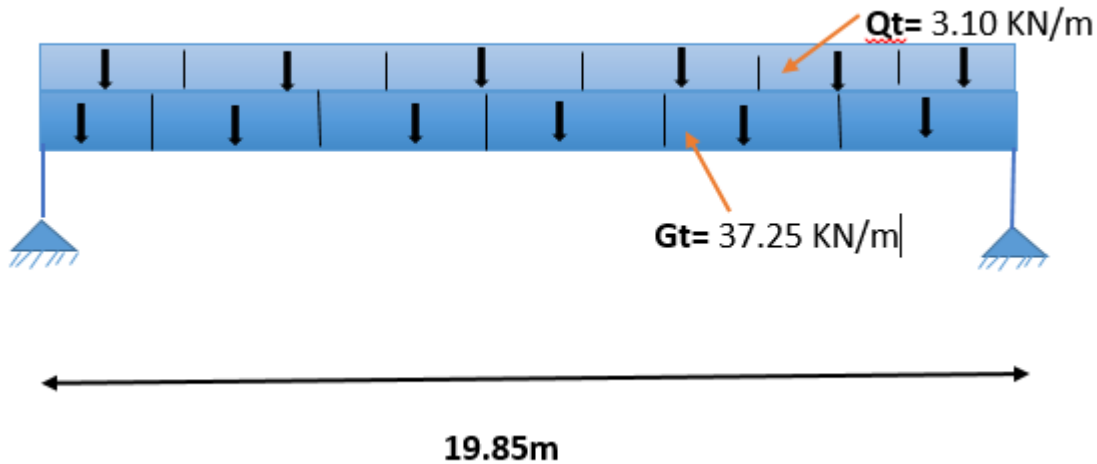


Figure V-4: Chargement permanente et exploitation de la poutre principale.

On recalcule le nombre des torons :

$$1\text{N/mm} \times 750000 \times 10^{-3} = 750 \text{ KN}$$

$$\text{Nombre des torons} = \frac{750}{119} = 6.3$$

On prend : 7 torons

$$\text{La force pour 7 torons} = 7 \times 119 = 833 \text{ KN}$$

V.1.7 Tracé des câbles :

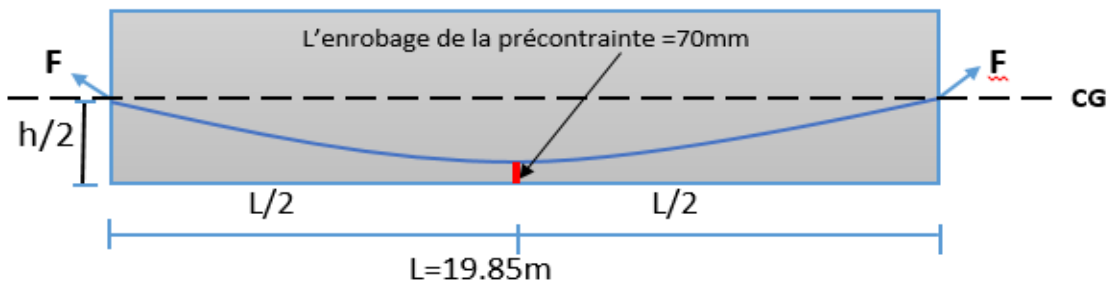


Figure V.1.6 : profil du câble

Position du centre de gravité CG par rapport à la fibre supérieure ou inférieure :

$$CG = \frac{h}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \text{ mm}$$

$$L' \text{enrobage} = 70 \text{ mm}$$

V.1.8 Calcul des charges équivalentes : [2]

Les charges équivalentes sont les forces qu'un câble exerce sur son conteneur en béton. Ils se décomposent généralement à des forces normales à la ligne médiane de l'élément (provoquant une flexion) et axiales sur celle-ci (provoquant un pré compression uniforme)

$$a = 0.750 - 0.070 = 0.680 \text{ m}$$

$$L = 19.85 \text{ m}$$

$$c = \left(\sqrt{\frac{0.680}{0.680}} \div \left[1 + \sqrt{\frac{0.680}{0.680}} \right] \right) \times 19.85 = 9.925 \text{ m}$$

$$P_{\text{éq}} = F \times 2 \times a / c^2$$

$$P_{\text{éq}} = 833 \times 2 \times 0,680 / 9,925^2 = 11.50 \text{ KN / m}$$

$$\% P_{\text{éq}} = P_{\text{éq}} / G_t$$

$$\% P_{\text{éq}} = 11.50 / 37.25 = 30.87 \% < 60\% \text{ CNV}$$

$$\text{Nombre des torons} = (60\% / 30.87\%) \times 7 = 13.60$$

On utilise 14 torons

$$F = 14 \times 119 = 1666 \text{ KN}$$

$$P_{\text{éq}} = 1666 \times 2 \times 0,680 / 9,925^2 = 23 \text{ KN / m}$$

$$\% P_{\text{éq}} = 23 / 37.25 = 61.74 \% > 60\% \text{ CV } \uparrow$$

Réaction de la charge équivalente de l'appui gauche et droite = $23 \times 9.925 = 228.27 \text{ KN}$ ↓

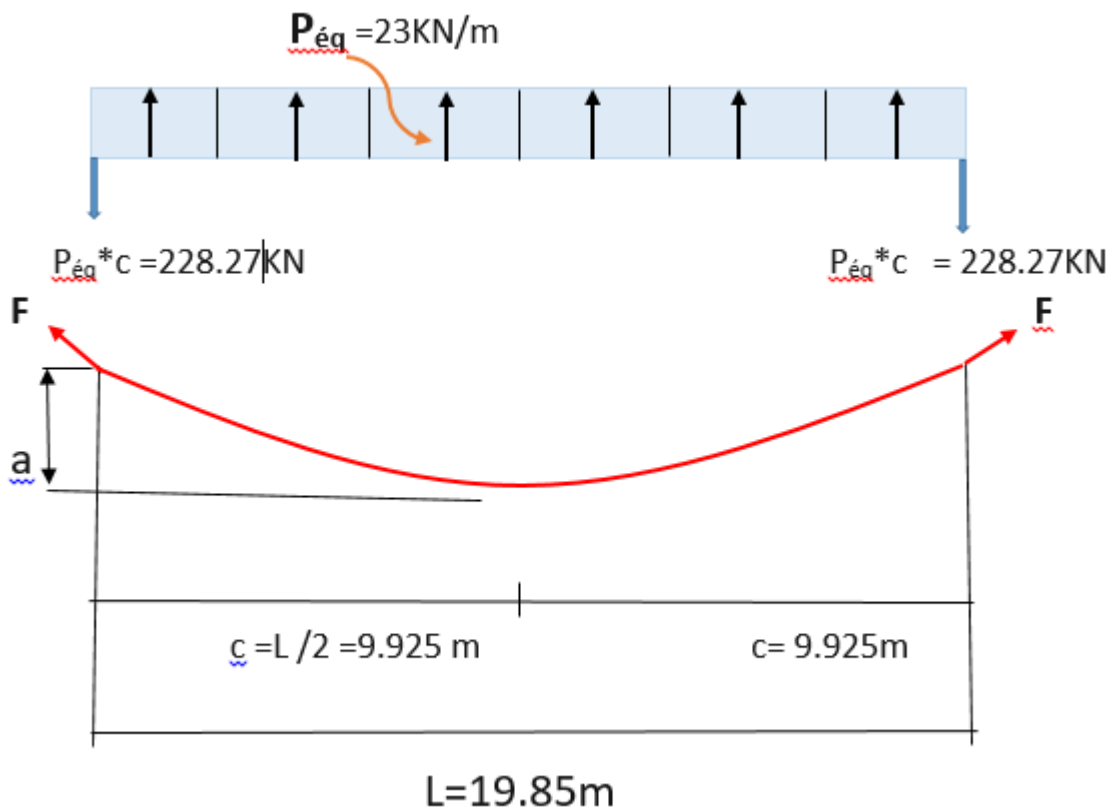


Figure V-5: les réactions et la géométrie de la poutre étudiée.

La Vérification de chargement équilibre calculé :

- La somme des forces verticales doit être égale à zéro :

$$228.27 - 228.27 - (23 \times 19.85) = 0.01 \text{ CV}$$

- somme des moments des forces doit être nulle.

$$228.27 \times 19.85 - \left(23 \times \frac{19.85^2}{2} \right) = 0.09 \text{ CV}$$

V.1.9 La vérification des contraintes selon l'eurocode2 :

Combinaisons des charges :

Selon l'eurocode2 :

- ✓ Combinaison fréquente : $1 * G_t + 0,5 * Q_t + 1 * R_{\text{éq}}$
- ✓ Combinaison quasi-permanente : $1 * G_t + 0,3 * Q_t + 1 * R_{\text{éq}}$

$$Y_{\text{sup}} = Y_{\text{inf}} = 750 \text{ mm.}$$

$$S_{\text{sup}} = \frac{I}{Y_{\text{sup}}} = \frac{1.4 \times 10^{11}}{750} = 1.86 \times 10^8 \text{ mm}^3 \quad \text{avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{500 \times 1500^3}{12} = 1.4 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$S_{\text{inf}} = \frac{I}{Y_{\text{inf}}} = \frac{1.4 \times 10^{11}}{750} = 1.86 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$\frac{F}{A} = \frac{1666 \times 10^3}{750 \times 10^3} = 2.22 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{ Valeur acceptable}$$

$$M_{\text{éq}} = \frac{Peq \times L^2}{8} = \frac{-23 \times 19.85^2}{8} = -1132.81 \text{ KN.m}$$

Moment dû à la charge permanente totale :

$$M_{G_T} = \frac{37.25 \times 19.85^2}{8} = 1834.66 \text{ KN.m}$$

V.1.10 Evaluation des contraintes :

a) Combinaison fréquente :

Contrainte de compression (béton) $= 0.6 \times f_{ck} = 0.6 \times 28 = -16.80 \text{ Mpa}$

Contrainte de traction (béton) $= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 0.6 \times 28^{2/3} = 2.77 \text{ MPa}$

$$\sigma = (M_{G_t} + 0.5 M_{Q_t} + M_{\text{éq}}) / S + \frac{P}{A}$$

$$M_{G_t} + 0.5 M_{Q_t} + M_{\text{éq}} = 1834.66 + 0.5 (152.68) - 1132.81 = 778.59 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte au niveau de la fibre supérieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = -778.59 \times 1000^2 / 1.86 \times 10^8 - 2.2 = -6,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = -6,38 < -16.80 \text{ MPa CV}$$

- Calcul de la contrainte au niveau de la fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = 778.59 \times 1000^2 / 1.86 \times 10^8 - 2.2 = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = 1,98 < 2.77 \text{MPa CV}$$

$$\sigma_{inf} < \sigma$$

Donc ça nécessite pas de prévoir des armatures passives et le contrôle des fissures.

b) Combinaison quasi-permanente :

Contrainte de compression (béton) = $0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 28 = -12.60 \text{ Mpa}$

Contrainte de traction (béton) = $0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 0.6 \times 28^{2/3} = 2.77 \text{ MPa}$

$$\sigma = (M_{Gt} + 0.3 M_{Qt} + M_{Réq}) / S + \frac{P}{A}$$

$$M_{Gt} + 0.3 M_{Qt} + M_{Réq} = 1834.66 + 0.3 (152.68) - 1132.81 = 747.65 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte au niveau de la fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = -747.65 \times 1000^2 / 1.86 \times 10^8 - 2.22 = -6.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = -6.23 < -16.80 \text{ MPa CV}$$

- Calcul de la contrainte au niveau de la fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = 747.65 \times 1000^2 / 1.86 \times 10^8 - 2.22 = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = 1,79 < 2.77 \text{ CV}$$

V.1.11 La vérification de la flexion :

a) La flexion instantanée :

D'après les résultats obtenus par logiciel **Etabs** les flexions de :

- ✓ La charge permanente $f_{GT} = 0.009 \text{ mm}$
- ✓ La charge d'équilibre (post tension) $f_{PT} = 0.002 \text{ mm}$.
- ✓ La charge d'exploitation $f_{QT} = 0.001 \text{ mm}$.

La contrainte maximale due à la charge totale à mi travée est

$$\sigma = [(M_{Gt} + M_{Qt} + M_{Réq}) \times 1000^2 / S] - \frac{P}{A}$$

$$\sigma = [(1834.66 + 152.68 - 1132.81) \times 1000^2 / 1.86 \times 10^8] - 2.22$$

$$\sigma = 2,37 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = \sigma = 2,37 \text{ MPa}$$

b) Calcul du moment d'inertie réduit due à la vérification :

$$I_e = [1 - 0.30 * (f_{max} - 0.5 \sqrt{f_{ck}}) / 0.5 \sqrt{f_{ck}}] * I$$

$$I_e = [1 - 0.30 \cdot (2.37 - 0.5\sqrt{28}) / 0.5\sqrt{28}] \cdot I$$

$$I_e = 1.03 \times I$$

Donc

- la flexion due à la charge permanente et la charge de post tension

$$f_{GT+PT} = 0.011 / 1.03 = 0.010 \text{ mm}$$

- la flexion due à la charge d'exploitation

$$f_{QT} = 0.001 / 1.03 = 0.0009 \text{ mm}$$

c) La flexion à long terme :

Soit

$$F_l (1+2) \times (1 \times f_{GT+PT} + 0.3 \times f_{QT}) = (1+2) \times (1 \times 0.010 + 0.3 \times 0.0009)$$

$$F_l = 0.03 \text{ mm}$$

Le rapport de flexion = F_l / L

$$\text{Le rapport de flexion} = 0.04 / 19850 = 1.51 \times 10^{-6} < \frac{1}{250} = 4 \times 10^{-3} \text{ CV}$$

$$f_{QT} = 0.0012 \text{ mm}$$

$$\text{Le rapport de flexion} = 0.0009 / 19850 = 4.53 \times 10^{-8} < \frac{1}{250} = 4 \times 10^{-3} \text{ CV}$$

Remarque :

Puisque la poutre étudiée est une poutre continue à une seule travée et considère comme étant une poutre isostatique appuyé sur deux appuis.

Donc, l'effet hyperstatique sur la poutre est négligeable.

V.1.12 La vérification de l'effort tranchant :

D'après les résultats obtenus par logiciel **Etabs** l'effort tranchant à L'ELU :

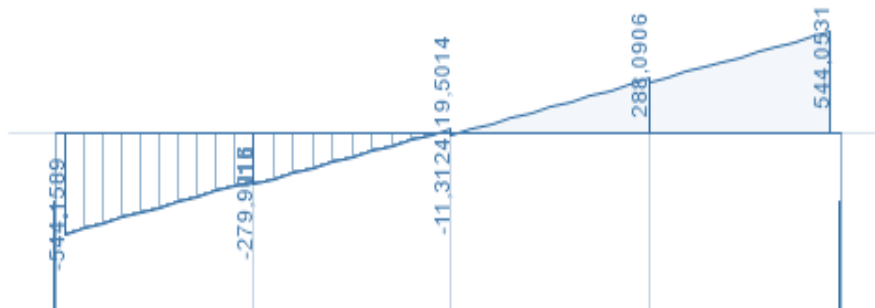


Figure V-6: distribution de l'effort tranchant à L'ELU par Etabs2016.

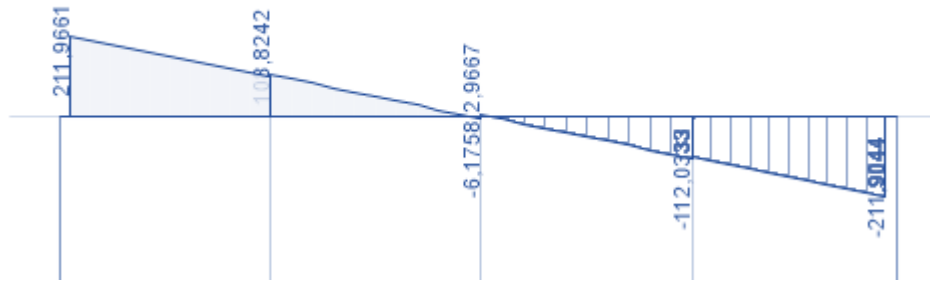


Figure V-7: distribution de l'effort tranchant de la charge d'équilibre par Etabs2016.

$$V_0 = -544.15 + 211.96 = -332.19 \text{ KN à } l=0$$

$$V_{\max} = 544.053 - 211.9 = 332.15 \text{ KN}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 1500 - 40 - \frac{13}{2} = 1453.5 \text{ mm}$$

$$\text{Le point pour } V_u = 0 \Rightarrow l_{V_u=0} = \frac{332.19 \times 19.85}{332.19 + 332.15} = 9.92 \text{ m}$$

$$D = \frac{\text{largeur de poteau}}{2} + d$$

$$D = \frac{500}{2} + 1453.5 = 1703.5 \text{ mm}$$

a) Pour l'appui gauche :

$$V_{ED} = -332.19 \times (9.92 - 1.703) / 9.92$$

$$V_{ED} = -275.16 \text{ KN}$$

b) Pour l'appui droit :

$$V_{ED} = 332.15 \times (19.85 - 9.92 - 1.703) / (19.85 - 9.92)$$

$$V_{ED} = 275.18 \text{ KN}$$

c) L'effort tranchant résistant : (Annexe 5)

$$\sigma_{\text{traction}} = 1.98 \text{ MPa} > \frac{f_{ctk} \cdot 0.05}{\gamma_c} = \frac{0.7(f_{ctm} = \frac{0.3 f_{ck}^2}{3})}{\gamma_c} = \frac{0.7(2.77)}{1.5} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k(100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w d$$

$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k1\sigma_{cp}) \times b_w d$$

Avec

- $b_w = 500\text{mm} ; d = 1453.5 \text{ mm}$
- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$
- $k = 1 + \sqrt{200/d} < 2 = 1 + \sqrt{200/1453.5} = 1.37 < 2$
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = 0.01 < 0.02$
- $k1 = 0.15$
- $\sigma_{cp} = \frac{F}{A} = 2.22$
- $v_{min} = 0.035k^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} = 0.035(1.37)^{3/2} \times \sqrt{28} = 0.29$

Donc :

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \times 1.37 (100 \times 0.01 \times 28)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \times 2.22 \times 10^{-3} \right] \times (500 \times 1453.5) \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = 363.04 \text{KN}$$

$$V_{Rd \min} = (0.35 + 0.15 (2.22 \times 10^{-3})) \times (500 \times 1453.5) \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd \min} = 254.6 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad V_{Rd,c} = 363.04 \text{KN}$$

$$V_{ED} = 275.18 < V_{Rd,c} = 363.04 \text{KN}$$

\Rightarrow Dans ce cas la présence d'armature d'effort tranchant n'est pas nécessaire.

Partie II :
Étude des poutres et des poteaux
en béton armé

V.2 Etude des poutres et poteaux en béton armé :

Remarque : Cette étude est effectuée après l'étude sismique de l'ouvrage.

V.2.1 Introduction

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et les poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à ce effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003].

> Pour les poutres et poteaux

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q \quad \Rightarrow \text{Combinaisons fondamentales [BAEL91].}$$

$$G+0.2Q$$

$$G+Q \pm Ex ;$$

$$G+Q \pm Ey ;$$

$$0,8G \pm Ex ;$$

$$0,8G \pm Ey$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm Ex ; \\ G+Q \pm Ey ; \\ 0,8G \pm Ex ; \\ 0,8G \pm Ey \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « ETABS ».

V.2.2 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutre

- Poutres principales : (30×25) cm²
- Poutres secondaires : (30×25) cm²

V.2.2.1 Ferrailage réglementaire :

A. Armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

✓ Condition de RPA99/V2003 (art 7.4.2.1) :

- Armatures minimales : 0,5%B en toute section et en zone IIa ;
Avec (**B** : Section de la poutre).

- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \Rightarrow \text{zone courante.} \\ 6\% \times B \Rightarrow \text{zone de recouvrement.} \end{array} \right.$

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40∅ pour la zone IIa.

✓ Condition de non fragilité : [BAEL91 Article6.1] :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

B. Armatures transversales : [RPA99v2003 Article 7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times s \times b$

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s = \min (h/4 ; 12\phi)$$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

➤ Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V-2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Les sollicitations	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN).
	ELU		ELS		ACC		
Les combinaisons	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	ELU
							Max
Poutre principale (25*30)	42.18	-62.79	30.80	-45.86	33.61	-58.68	89.50
Poutre secondaire (25*30)	76.42	-75.03	51.08	-55.10	74.5	-77.11	55.49

V.2.2.2 Ferrailage de la Poutre Principales : (25×30) cm²

$$b = 25\text{cm} \quad h = 30\text{cm} \quad d = 26\text{cm} \quad d' = 4.0\text{ Cm}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

Conditions imposées par le [RPA99/V2003]

Pour la poutre principale et secondaire (25*30) :

• **Pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage maximal :**

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_{s \max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$)

- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$)

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.28 \text{ MPa}$$

- Conditions imposées par le BAEL

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 26 \times \frac{2.28}{500}$$

$$A_a = 0.68 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures :

• **En travée :**

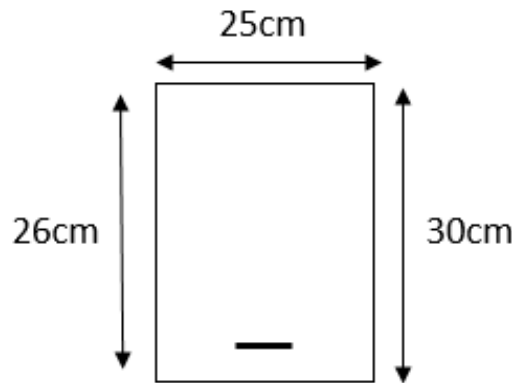


Figure V-8: section de calcul en travée.

▪ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_t^u = 42180 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{42180}{15.86 \times 25 \times 26^2} = 0.157 \leq 0.186 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'aciers comprimés).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.157}) = 0.215$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.215) = 0.913$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} =$$

$$A_t^u = \frac{42180}{435 \times 0.913 \times 26} = 4.08 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

- 4HA12 $\Rightarrow A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

▪ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^s = 30800 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30800}{15.86 \times 25 \times 26^2} = 0.115 < 0.186 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'aciers comprimés)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.115}) = 0.153$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.153) = 0.938$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_t^s = \frac{30800}{435 \times 0.938 \times 26} = 2.9 \text{ cm}^2$$

▪ **Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_t^{\text{ACC}} = 33610 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{ACC}}}{\sigma_b \times b \times d^2} =$$

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_c = 0.85 \times 28 / 1.15 = 20.69 \text{ MPa}$$

Avec $\gamma_c = 1.15$ (situations accidentelles)

$$\mu = \frac{33610}{20.69 \times 25 \times 26^2} = 0.096 < 0.186 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'aciers comprimés)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.126$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.126) = 0.949$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^s = \frac{M_t^{acc}}{f_{yk} \times \beta \times d}$$

$$A_t^s = \frac{33610}{435 \times 0.949 \times 26} = 3.13 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_t = \max [A^u ; A^{ser} ; A^{acc} ; A_{min}] = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$4HA12 \Rightarrow A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_a^u = 62790 \text{ N.m}$$

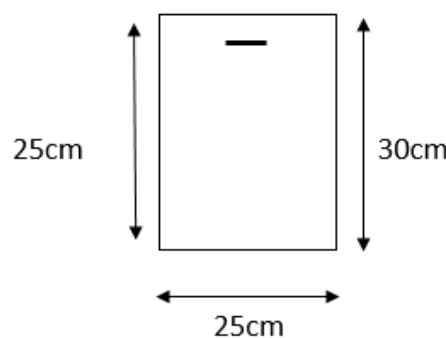


Figure V-9: Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma^u}{\sigma_b \times b \times d^2} =$$

$$\mu = \frac{62790}{15.86 \times 25 \times 26^2} = 0.234 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'aciers comprimés).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.234}) = 0.338$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.338) = 0.864$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_t^u = \frac{62790}{435 \times 0.864 \times 26} = 6.42 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^s = 45860 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{45860}{15.86 \times 25 \times 26^2} = 0.171 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'aciers comprimés).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.171}) = 0.236$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.236) = 0.905$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^s = \frac{M_t^{ser}}{f_{yd} \times \beta \times d}$$

$$A_t^s = \frac{45860}{435 \times 0.905 \times 26} = 4.47 \text{ cm}^2$$

■ **Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_a^{ACC} = 58680 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{ACC}}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{58680}{20.69 \times 25 \times 26^2} = 0.167 < 0.186 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'aciers comprimés).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.167}) = 0.231$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.231) = 0.907$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{ACC} = \frac{Ma^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_a^{ACC} = \frac{58680}{435 \times 0.907 \times 26} = 5.71 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max [A^u ; A_{ser} ; A^{acc} ; A_{min}] = 6.42 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{max} = 89.50 \text{ KN}$$

• Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_{u \max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c 28$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 26 \Rightarrow a = 23.4 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 89500 \text{ N} \leq 0,267 \times 23.4 \times 25 \times 28 \times 10^2 = 1638000 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

[Article CBA93/A.5.1.3.2] :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{max} + \frac{Ma^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l = 4.08 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{500} \times 10^{-2} \left[89500 + \frac{62790}{0.9 \times 26} \right] = 2.12 \text{ cm}^2$$

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{89500}{25 \times 26 \times 100} = 1.37 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right] = 3.73MPa$

$\tau = 1.37MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.73MPa \rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Armatures transversales :**

- Section et écartement des armatures transversales At Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \min \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1 \right) = \min(0.85 ; 2.5 ; 1) = 0.85cm$$

On prend : $\phi_t = 10mm$ de nuance d'acier FeE500 $\rightarrow A_t = 4\phi_{10} = 3.14cm^2$ (1 cadre +1 étrier).

- L'espace des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3] :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta t_1} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple).} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 500}{25 \times (1.37 - 0.3 \times 2.28)} = 73.23 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0.9d ; 40cm) = \min (23.4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 23.4$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 500}{0.4 \times 25} = 157 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003. s.b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

• Zone nodale :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 0.85 \right) = \min (7.5 ; 10.2) = 7.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $s_t = 10 \text{ cm}$.

• Zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm.$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

Ça nous donne :

$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} : A_t = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2 .$

$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} : A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 .$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement dans :

- zone nodale $S_t=10 \text{ cm}$
- hors zone nodal $S_t=15\text{cm}$.
- **Longueur de recouvrement** : $L_r=40\phi_{\max}$

Conclusion :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les même que ceux déjà montrés ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage dans [**Tableau 3**].

Tableau V-3: Tableau récapitulatif de ferrillages des poutres en béton armé.

Types de poutres		$A_{\min}[\text{cm}^2]$		$A_{\text{cal}}[\text{cm}^2]$	Choix A[cm ²]	Longueur de recouvrement
		EC2	RPA			
Poutre principale	Travée	0.68	3.75	4.08	4HA12 $\rightarrow A_t = 4.52$	50
	Appuis			6.42	6HA12 $\rightarrow A_a = 6.79$	50
Poutre secondaire	Travée	0.68	3.75	8.17	6HA14 $\rightarrow A_t = 9.24$	60
	Appuis			7.79	6HA14 $\rightarrow A_a = 9.24$	60

V.2.3 Ferrailage des poteaux :

V.2.3.1 Ferrailage réglementaire

✓ condition du [RPA99/V2003] :

-Les armatures longitudinales : [Article 7.4.2.1]

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :

{	4% en zone courante.
}	6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).
- **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta t = \min (15 \phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b+10 \text{ cm})$$

Avec : b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ϕ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

✓ **Conditions de [RPA99 version 2003] :**

Dans la zone nodale : $st \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots$ (Zone IIa).

Dans la zone courante : $st \leq 15\phi_1 \dots$ (Zone IIa).

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{At}{\delta t \times b}$ En % est donné comme suit si :

$$\left[\begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow \text{Interpolation des valeurs limitent précédentes } \lambda_g. \\ \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\% \end{array} \right.$$

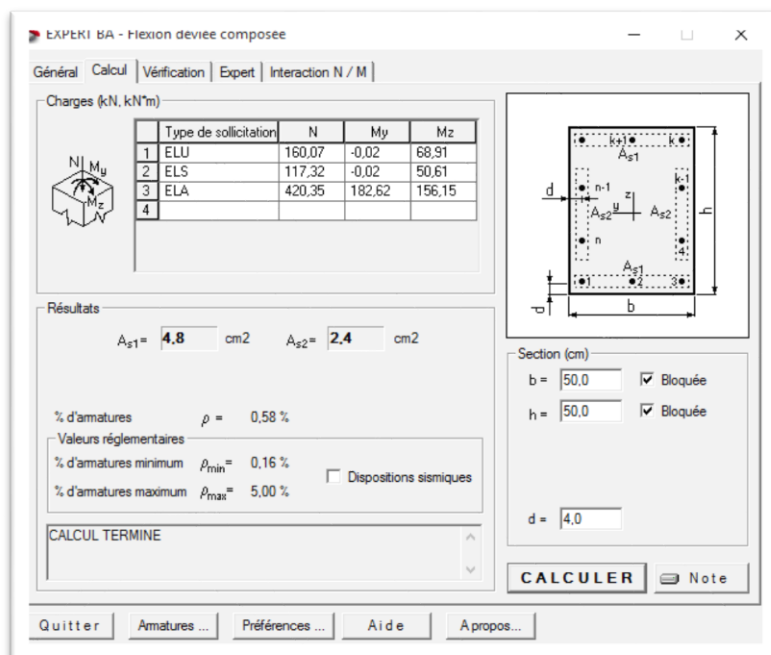
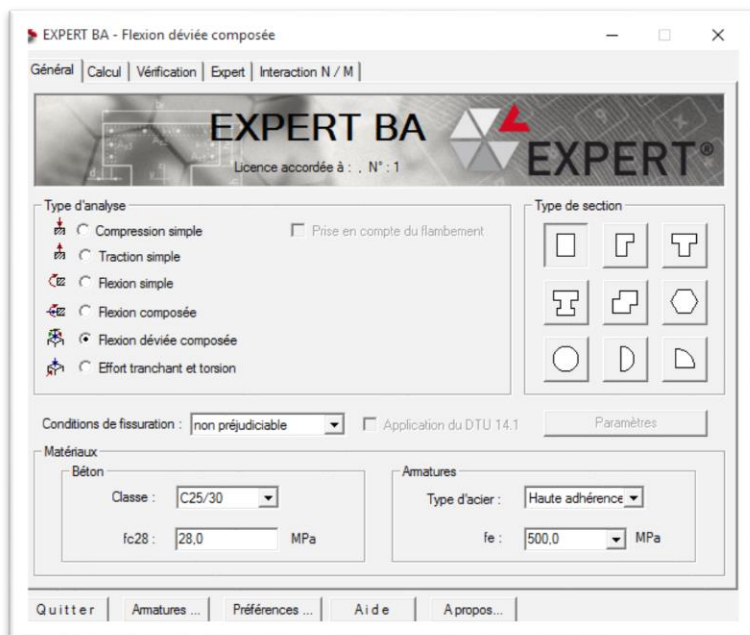
Avec : λ_g est l'élancement géométrique du poteau

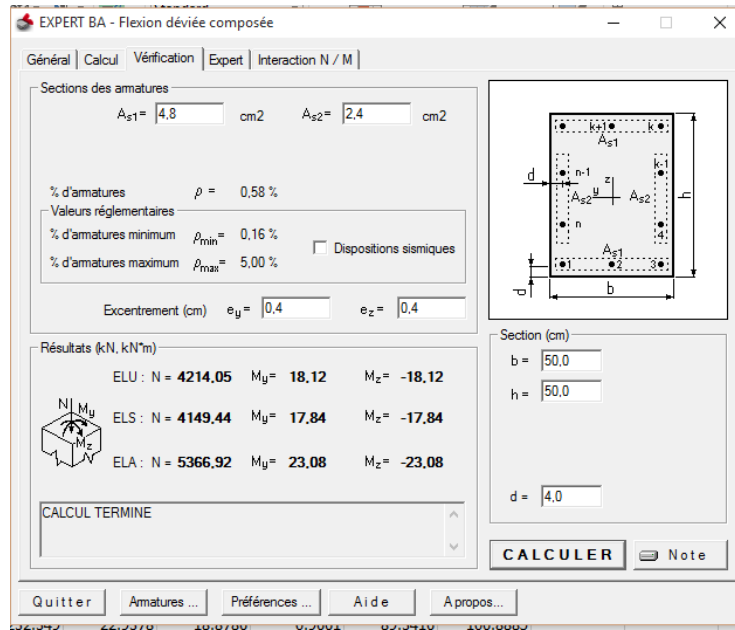
$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

- **Les armatures longitudinales :**

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations calculées à l'aide du logiciel **ETABS 2016** et Robot **Expert 2010**, cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003

Calcul de ferrailage avec robot Expert :





Donc on prend $A_s = (A_{s1} + A_{s2}) \times 2 = 14.4 \text{ cm}^2$

Tableau V-4: les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Combinaison	Poteau (cm ²)	M _{max} (KN.m)	N corr. (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} = 0.8% A (cm ²)	A _{max} = 4% A (cm ²)	A _{max} = 6% A (cm ²)	Le choix (cm ²)
1.35G+1.5Q	(50*50)	68.91	160.07	14.4	20	100	150	6HA20 + 2HA12 → A = 21.11

• **Les armatures transversales :**

D’après le Code de Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Vérifications nécessaires :

D’après le RPA 99 :

Pour l'espacement on a :

• Zone nodale :

$$s_t \leq \min(10\phi_{l \min}; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = \min(12; 15) = 12 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $s_t = 10\text{cm}$.

• Zone courante :

$$s_t \leq 15\phi_{l \min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

Ça nous donne :

$$S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} : A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} : A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte $6\text{HA}8 = 3.02\text{cm}^2$ avec un espacement dans :

- zone nodale $S_t = 10\text{cm}$
- hors zone nodal $S_t = 15\text{cm}$.

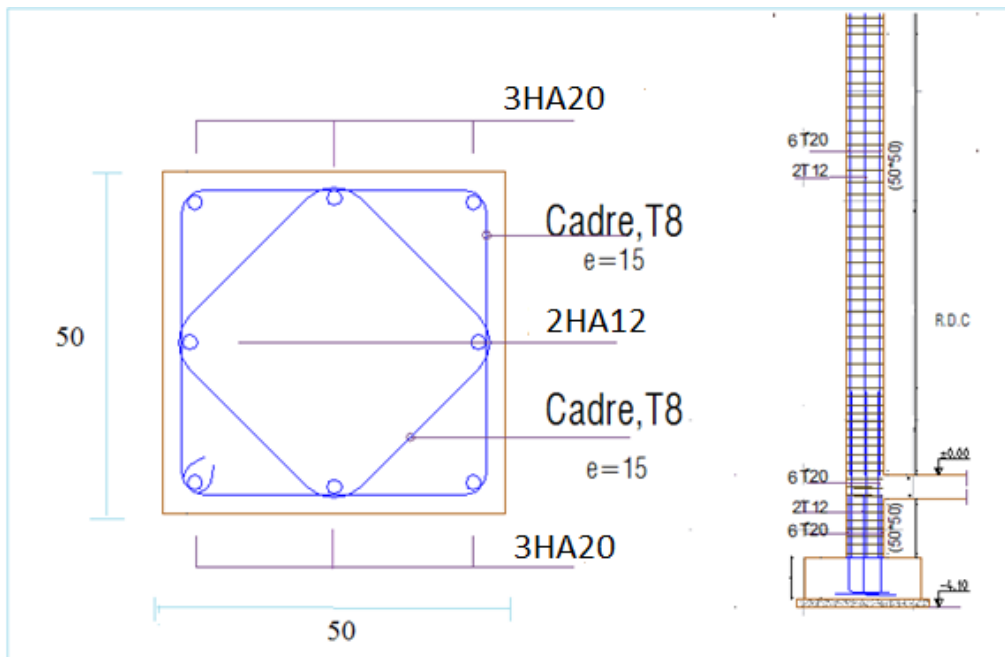


Figure V-10: schéma de ferrailage du poteau par **Autocad2012**.

CHAPITRE VI :

ETUDE SISMIQUE DE L'OUVRAGE

VI. Etude sismique de l'ouvrage

VI.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur constructions. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [**R.P.A.99 (version 2003)**].

VI.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations numériques fidèles que possible de l'ouvrage réel, en utilisant le logiciel de calcul « **ETABS** ».

VI.3 Description de logiciel de calcul ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de dimensionnement des structures de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement des structures. Le logiciel ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de dimensionnement et de vérification des structures en béton armé et de charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

VI.3.1 Démarches de modélisation par le logiciel ETABS :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser.
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles, ...)
4. Définition des charges et surcharges (G et Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le **RPA 99/version2003**.

6. Définition du séisme.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes citées ci-dessus, nous sommes arrivés au model suivant :

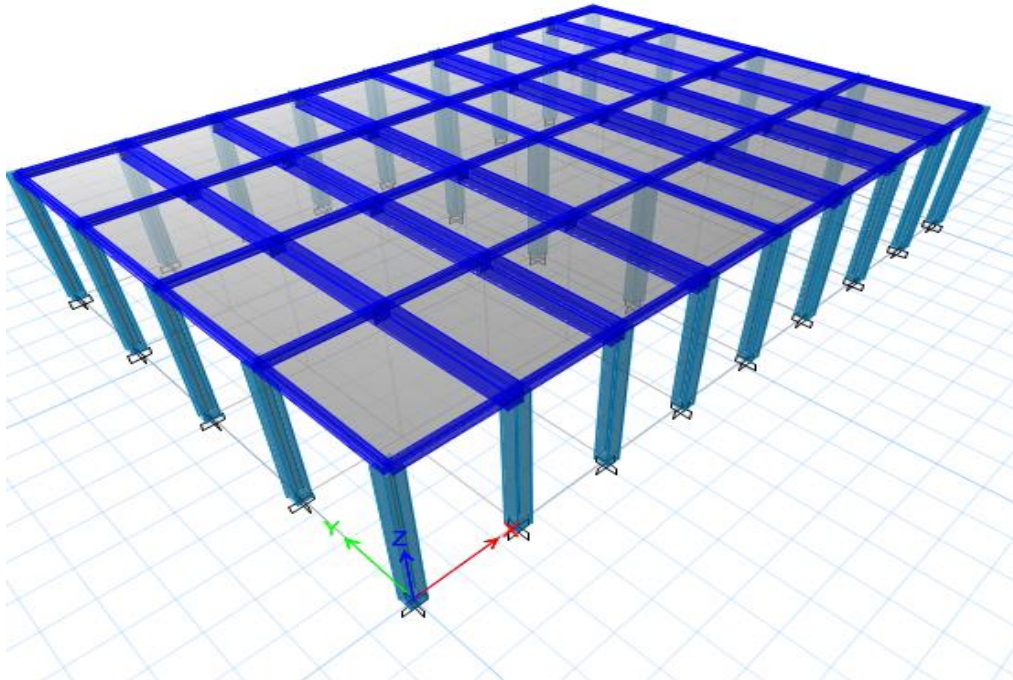


Figure VI-1: modélisations de la structure de l'amphithéâtre par le logiciel Etabs2016.

VI.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Selon l'article 4.1.1 de **RPA99**, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- méthode statique équivalente.
- méthode dynamique modale spectrale.
- méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.4.1 Méthode statique équivalente :

VI.4.1.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

VI.5 Modélisation :

Notre structure sera représentée par un model tridimensionnel encastré a la base, où la masse est concentrée au niveau du centre de masse de plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

VI.5.1 Définition des charges :

Pour notre cas, on a trois types de charges :

- Charges permanentes G

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par le plancher aux poutres principales et secondaire ainsi que la Poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

- Charges d'exploitation Q

Les charges d'exploitation sont distribuées par le plancher aux poutres.

- Forces sismiques E

Contient les masses concentrées au centre de masse et le spectre de réponse dans les trois sens (X, Y et Z).

Il est à noter que l'estimation des forces sismique dans la présente étude est basée sur la méthode statique équivalente, vu que ses conditions d'applications sont respectées.

VI.5.2 Définition des combinaisons des charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + 0.2Q$
- 4) $0.8G + E$
- 5) $0.8G - E$
- 6) $G + Q + E$
- 7) $G + Q - E$

VI.6 Analyse de la structure :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse P-Delta.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse dynamique.

Dans cette étude, le dimensionnement et la vérification de la structure et de ses éléments est basée sur l'analyse statique linéaire.

VI.6.1 Résultats d'analyses et justification de sécurité :

VI.6.1.1 Valeur de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 (RPA 99 version 2003), la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement selon les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} w$$

Avec :

A= Coefficient d'accélération de zone en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est réalisé dans la zone IIa et classé selon le **RPA** dans le groupe d'usage 1B (bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes telles que les bâtiments scolaires, universitaires...).

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

A=0.2 tableau 4.1 RPA 99 v2003

D= Facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{cases}$$

$$2,5\eta\left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3}\left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} \quad T \geq 3,0s$$

T1, T2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site et donner par **le tableau 4.7 (RPA 99 version 2003)**

Dans notre cas : site (S2) : T1= 0.15 s ; T2 = 0.4 s

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donnée dans **le tableau 4.2 (RPA 99 version 2003)**.

Notre structure étant constituée de portiques- en béton avec remplissage Dense, ce qui nous donne $\zeta = 7\%$

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

T= 0.215 s

D=2,5 η $0 \leq T \leq T_2$

D_x=2,5(0,88)=2.2 ; D_y = 2,5(0,88)=2.2

R : coefficient de comportement global de la structure.

R=3,5 (portiques auto stables en béton avec remplissage en maçonnerie rigide)

Tableau 4.3 RPA 99 version

Q : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q: La pénalité à retenir selon le critère de qualité q « est satisfait ou non

Tableau VI-1: les pénalités selon le critère de qualité « q ».

Critère de qualité q	P _{qx}	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files Porteuses	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q = 1 + 0.15 = 1.15$$

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

w_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

w_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 de RPA99/version 2003**.

dans notre cas $\beta = 0,2$.

D'après les résultats du logiciel Etabs :

$$V_{stat} = 696.31 \text{ KN}$$

VI.6.1.2 Justification de la période numérique par rapport à la période empirique :

L'analyse modale de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale $T_{num} = 0,071 \text{ s}$.
- Le **RPA99/version 2003** préconise (Art 4.2.4.4), que la valeur de T_{num} ne dépasse pas la valeur T_{emp} estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

La formule empirique à utiliser est donnée par le par la formule (**RPA 99 version 2003**):

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 7 \text{ m.}$$

C_T : Est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du (**RPA 99 version 2003**).

Dans notre cas, la structure est constituée par des portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie, d'où :

$$C_T = 0.05$$

Donc :

$$T_{emp} = 0.05 \times (7)^{3/4}$$

$$T_{emp} = 0.05 \times 4.3$$

$$T_{emp} = 0.215 \text{ s}$$

$$T_{emp} = 0.215 \times 1.3 = 0.28 \text{ s}$$

Alors, on a : $1,3 \times T_{emp} = 0,28s > T_{num} = 0,071s$ (La condition est donc vérifiée).

Remarque :

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (x) et (y) successivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Le taux de participation massique dépasse 90% en mode 1.

Les trois modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

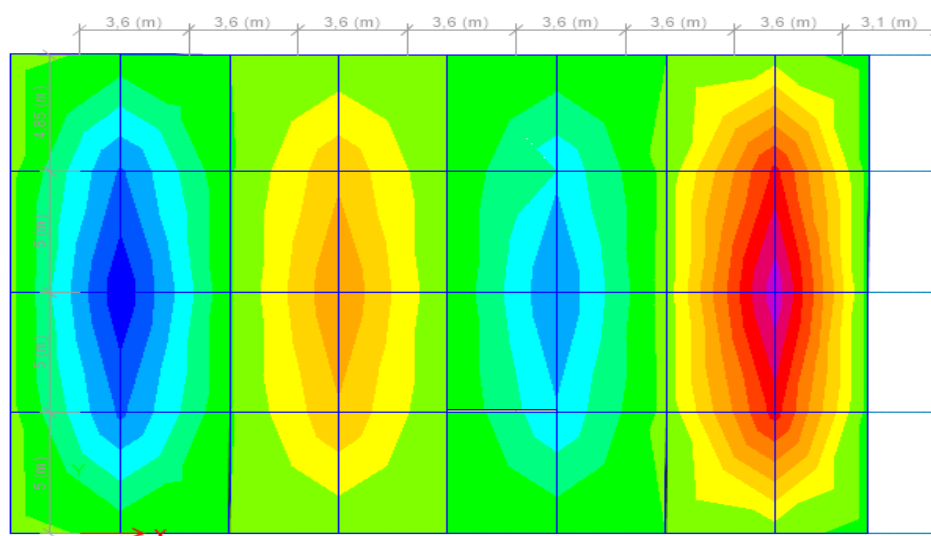


Figure VI-2: 1er mode de vibration - translation suivant l'axe X par Etabs2016.

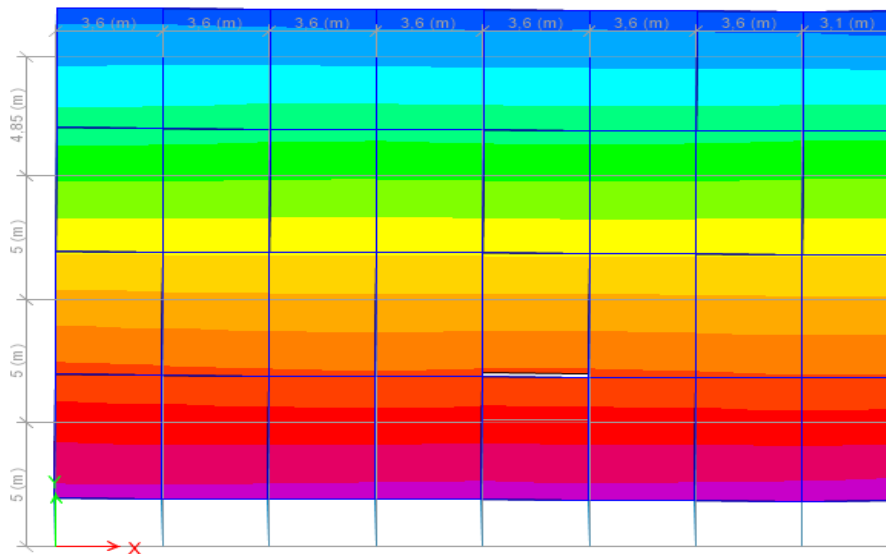


Figure VI-3: 2ème mode de vibration - Translation suivant l'axe Y par Etabs2016.

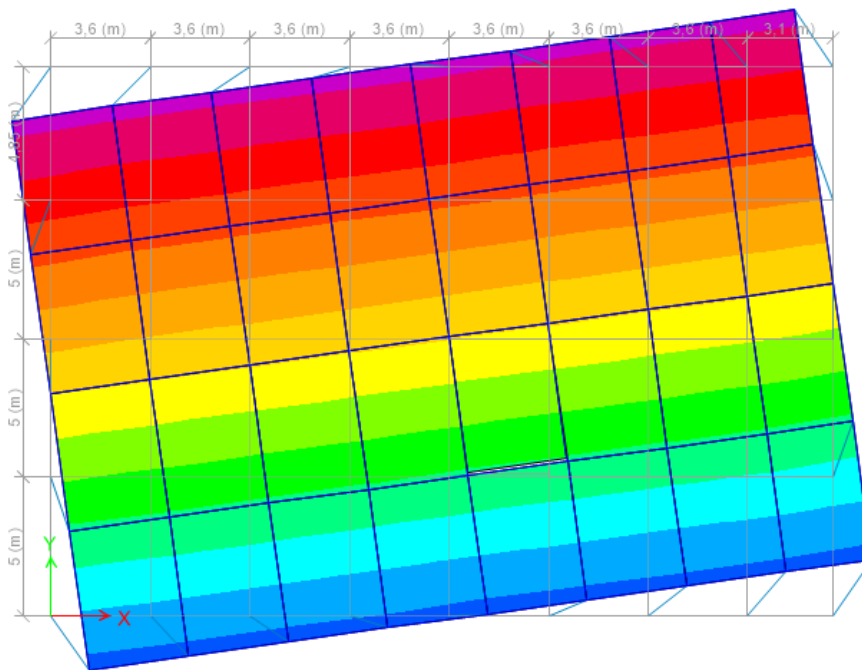


Figure VI-4: 3ème mode de vibration - Rotation autour de l'axe Z par Etabs2016.

Tableau VI-2: Récapitulatif de la période par Etabs2016.

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0,071	1	0	0	0
Modal	2	0,063	0	0,999	0	0,001

Modal	3	0,054	0	0,001	0	0,999
Modal	4	0,004	0	0,021	0	0,979
Modal	5	0,003	0	0	0	1
Modal	6	0,003	0	0	0	1
Modal	7	0,003	0,095	0,003	0	0,902
Modal	8	0,003	0,001	0	0	0,999
Modal	9	0,002	0	0	0	1
Modal	10	0,002	0	0	0	1
Modal	11	0,002	0	0	0	0
Modal	12	0,002	0	0	0	0

VI.7 Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes, le RPA 99 exige de vérifier l'effort normal réduit de compression, qui limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad [\text{RPA99(Article7.1.3.3)}]$$

Avec :

N_d : effort normal de compression sous combinaisons sismiques, s'exerçant sur une section de béton.

$N_d = -534.89 \text{ KN}$

B_c : la section brute du béton

$B_c = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$

$$\vartheta = \frac{534.89 \times 10^3}{250000 \times 28} = 0.076 \leq 0.3$$

Donc la condition RPA est vérifiée.

VI.8 Vérification des déplacements :

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal au niveau **K** de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ Avec}$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismiques V_i

R : Coefficient de comportement ($R = 3.5$)

Le déplacement relatif au niveau **K** par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Pour notre structure :

$\delta_{k-1}=0$ (déplacement nul à la base).

Pour notre cas, la hauteur d'étage est 7m ; donc le déplacement admissible est

$$\bar{\Delta}_k = \frac{h}{100} = \frac{7}{100} = 0.07\text{m}$$

Sens x-x :

$$\delta_{ek} = 0.000125\text{m} ; \delta_k = 3.5 \times 0.000125 = 4.37 \times 10^{-4}\text{m}$$

$$\Delta_k = 4.37 \times 10^{-4} \text{ m} < \bar{\Delta}_k = 0.07\text{m}$$

Sens Y-Y :

$$\delta_{ek} = 0.000099 \text{ m} ; \delta_k = 3.5 \times 0.000099 = 3.46 \times 10^{-4}\text{m}$$

$$\Delta_k = 3.46 \times 10^{-4}\text{m} < \bar{\Delta}_k = 0.07\text{m}$$

Donc le déplacement relatif est inférieur au déplacement admissible imposés par le « R.P.A.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

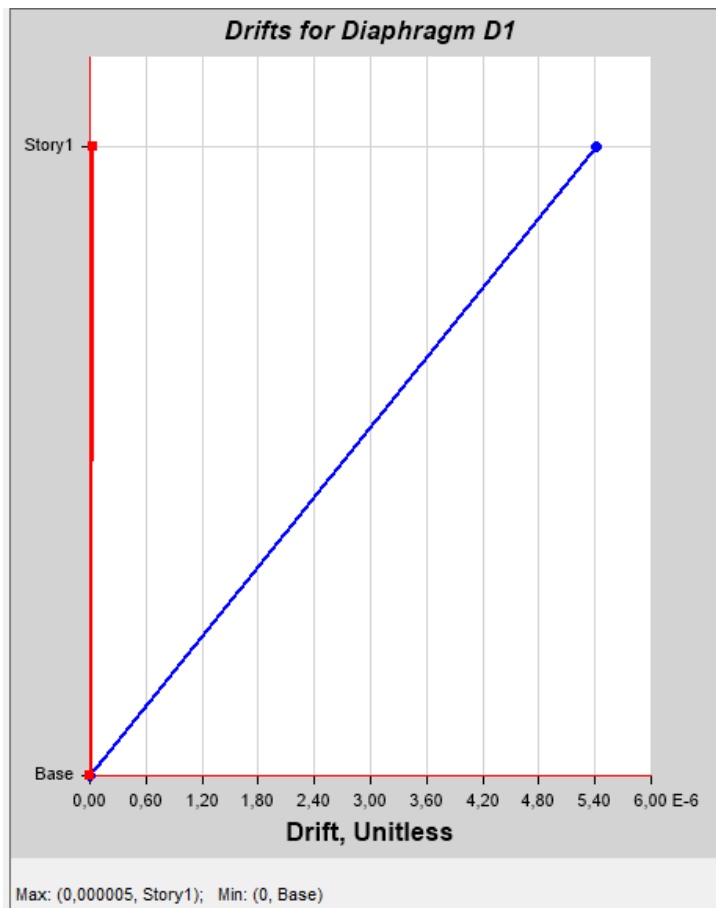


Figure VI-5: courbe de déplacements horizontaux par Etabs2016.

VI.9 Vérification de l'effet P-Δ (effet de second ordre):

Les effets de 2^o ordre (ou effet P -Δ) peuvent être négligés dans le cas des

Bâtiments si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus de niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

h_k : hauteur de l'étage k.

Sens x-x :

$$\theta_{kx} = \frac{8154.71 \times 4.37 \times 10^{-4}}{696.31 \times 7} = 7.3 \times 10^{-4} < 0.1 \text{C.V}$$

Sens Y-Y:

$$\theta_{ky} = \frac{8154.71 \times 3.46 \times 10^{-4}}{696.31 \times 7} = 5.79 \times 10^{-4} < 0.1 \text{C.V}$$

Donc l'effet $P - \Delta$ peuvent être négligée.

VI.10 Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que la justification de sécurité vis-à-vis de:

- la période numérique par rapport à la période empirique est vérifiée.
- l'effort normal réduit est vérifiée.
- déplacement relatif est vérifié.
- l'effet du second ordre est vérifié.

Nous pouvons donc passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage des éléments de la structure.

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII. Chapitre : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

L'infrastructure ou la partie inférieure de la construction c'est l'ensemble des éléments porteurs qui supportent les charges (permanentes) et les surcharges (variables) et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2 Etude du voile périphérique :

Les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre semelle inférieure et chaînage supérieur.

Selon RPA 99/2003, Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend **$e_p = 20$ cm**
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastrée en pied et articulé en tête.

Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VII.2.1 Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 2.45\text{m}$$

$$L_y = 5\text{ m}$$

$$B = 1\text{m}$$

$$e = 20\text{cm}$$

Caractéristique du sol :

Poids spécifique du remblai : $\gamma_d = 18\text{KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 12^\circ$

Cohésion du sol : $c = 55\text{ KN/ m}^2$ (rapport de sol)

VII.2.2 Détermination des sollicitations :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation.

➤ Charge permanente :

$$P = \gamma_b \times S = 24 \times (2,45 \times 0,2)$$

$$G = 11,76 \text{ KN/m}^2$$

➤ Surcharge d'exploitation :

On prend une surcharge d'exploitation estimée à 4 KN/m² [DTR (7.1)]

$$q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Q = 4 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{12}{2}\right)$$

$$Q = 2,62 \text{ KN/m}^2$$

VII.2.3 Ferrailage du voile périphérique :

VII.2.3.1 Calcul à ELU :

$$\sigma_{min} = 1,5Q = 1,5 \times 2,62 = 3,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 11,76) + (1,5 \times 2,62) = 19,81 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml} = 19,81 \text{ KN/m}^2$$

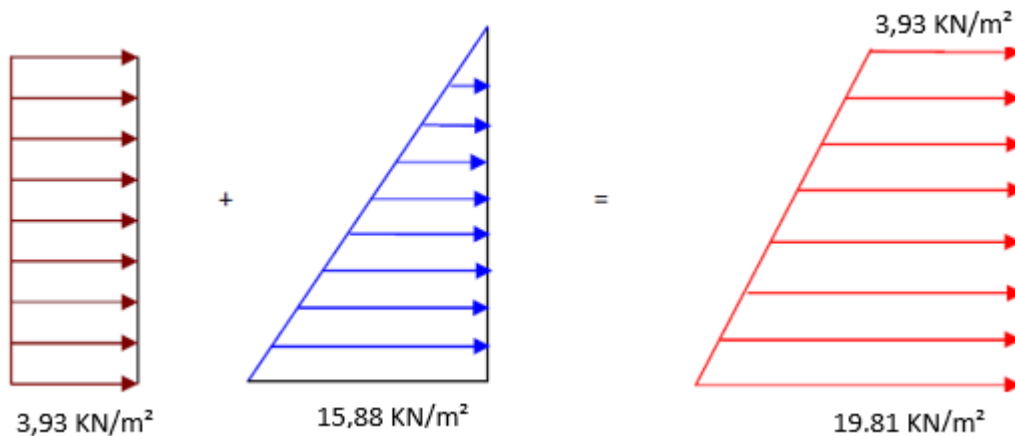


Figure VII-1: diagramme des contraintes.

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2,45 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4$ donc : la dalle travaille selon deux sens (x, y).

D'après le tableau (Annexe) on tire :

On a : $\alpha=0,49 \rightarrow \mu_x = 0,098$

$$\mu_y = 0,25$$

$$M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 0,098 \times 2,45^2 \times 19,81 = 11,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,25 \times 11,65 = 2,91 \text{ KN.m}$$

○ Moment retenus :

▪ En travée :

Sens (x-x) : $M_t = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 11,65$

$$M_t = 9,90 \text{ KN.m}$$

Sens (y-y) : $M_t = 0,85 M_{oy} = 0,85 \times 2,91$

$$M_t = 2,47 \text{ KN.m}$$

▪ En appuis :

$$M_x = M_y = -0,5 M_{ox} = -0,5 \times 11,65$$

$$M_x = M_y = -5,82 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

D'après l'organigramme de calcul (Annexe) :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{enrobage} = 2 \text{ cm (BAEL A.7.1)}$$

$$d = h - \text{enrobage} = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0,85}{1,5} \times 28 = 15,86$$

$$\mu = \frac{9,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 15,86} = 0,019$$

$\mu = 0,019 \leq 0,186 \rightarrow$ Oui \rightarrow pivot A : Armature tendu seulement.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,019)})$$

$$\alpha = 0,023$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 18 \times (1 - (0,4 \times 0,019))$$

$$z = 17,86$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{9,90 \times 10^3}{17,86 \times 434,78} \quad / \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_u = 1,27 \text{ cm}^2$$

Tableau VII-1: ferrailage du voile périphérique.

Sens		M_u	μ	α	z	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
x-x	En travée	9,90	0,019	0,023	17,86	1,27	1,88	5,65	5HA12
	En appuis	5,82	0,011	0,013	17,90	0,74	1,88	5,65	5HA12
y-y	En travée	2,47	0,0048	0,006	17,95	0,31	1,88	5,65	5HA12
	En appui	5,82	0,011	0,013	17,90	0,74	1,88	5,65	5HA12

VII.2.3.2 Vérifications à ELU :

- Condition de non fragilité :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,28}{500} \times 100 \times 18$$

$$A_{min} = 1,88 \text{ cm}^2$$

- Effort tranchant :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \text{ (Fissuration nuisible)}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2,8 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{19,81 \times 2,45}{3} = 16,17 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{19,81 \times 2,45}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,49}{2}} = 19,49 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{16,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,08 \text{ MPa} < 2,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{19,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,10 \text{ MPa} < 2,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.3.3 Vérifications à ELS :

$$\sigma_{max} = G + Q = (11,76) + (2,62) = 14,38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml} = 14,38 \text{ KN/m}^2$$

D'après le tableau (annexe 4) on tire :

$$\text{On a : } \alpha=0,49 \rightarrow \mu_x = 0,1013$$

$$\mu_y=0,3580$$

$$M_{ox}=\mu_x \times L_x^2 \times q_u=0,1013 \times 2,45^2 \times 14,38=8,74\text{KN.m}$$

$$M_{oy}=\mu_y \times M_{ox}=0,25 \times 8,74 = 2,18\text{KN.m}$$

o Moment retenus :

- En travée :

$$\text{Sens (x-x)} : M_t = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 8,74$$

$$M_t = 7,43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y-y)} : M_t = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 2,18$$

$$M_t = 1,85 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_x = M_y = -0,5 M_{ox} = -0,5 \times 8,74$$

$$M_x = M_y = -4,37 \text{ KN.m}$$

VII.2.3.4 Vérifications des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 210 \text{ MPa}$$

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

Y : position de l'axe neutre

I : moment quadratique.

η :Coefficient de fissuration.

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} \times b \times y^2 - n \times A_{st(u)} \times (d - y) = 0$$

Moment quadratique :

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + n \times A_{st(u)} \times (d - y)^2$$

Tableau VII-2: vérification des contraintes.

Sens		$M_{ser}(KN)$	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc}	σ_s	Vérification
x-x	En travée	7,43	8,82	11716,27	5,59	87,32	Vérifiée
	En appuis	4,37	8,82	11716,27	3,28	51,36	Vérifiée
y-y	En travée	1,85	8,82	11716,27	1,39	21,74	Vérifiée
	En appui	4,37	8,82	11716,27	3,28	51,36	vérifiée

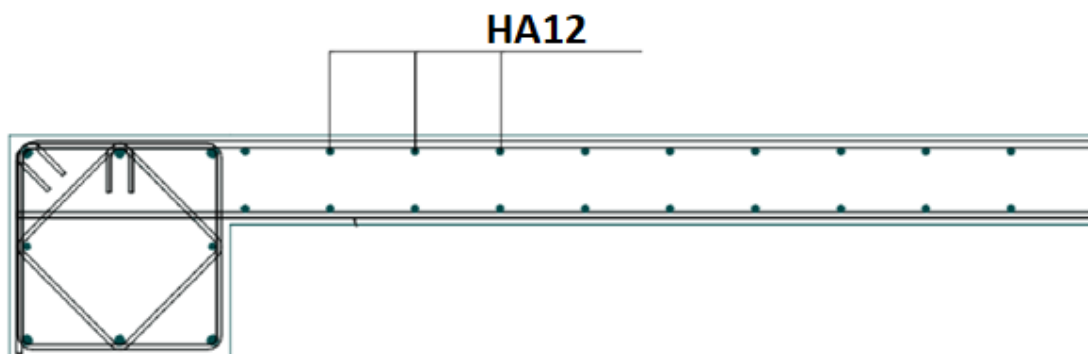


Figure VII-2: ferrailage du voile périphérique par AUTOCAD2012.

VII.3 Fondations :

L'infrastructure est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels. Cette répartition se fait soit directement au sol (fondation superficielle : semelle ou radier), soit indirectement (fondation profonde : pieu).

Il est admis que la fondation est dite superficielle si l'une de deux conditions suivant est vérifiée :

- ✓ $H \leq 3m$
- ✓ $H/B < 6$

Dans le cas contraire, la fondation est profonde.

VII.3.1 Choix du type de fondation :

Le choix de la fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Type d'ouvrage à construire
- La capacité portante du sol d'assise
- La distance entre axes des poteaux
- La profondeur du bon sol

Selon le rapport de sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.20m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1,8 bars.

Les fondations que nous allons étudier, sont des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée sous poteaux.
- Semelles filante sous voiles et poteau.

VII.3.2 Calcul de la semelle filante sous voile et poteau :

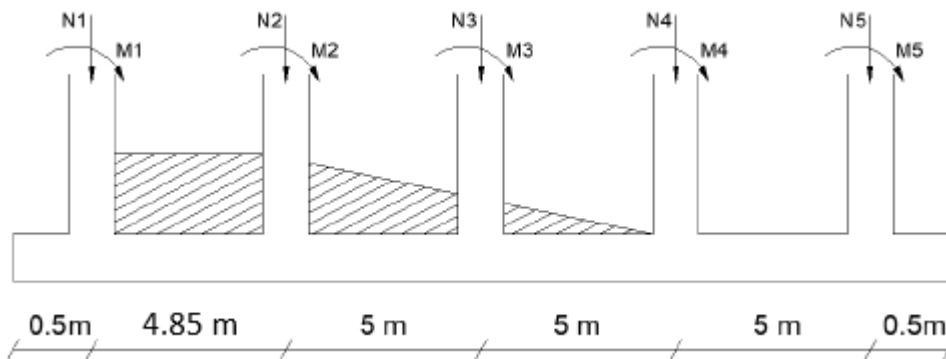


Figure VII-3: chargement de la semelle filante à ELS.

Tableau VII-3: Récapitulatif des efforts internes N et moments M à ELS.

Elément	$N_i (KN)$	$x_i (m)$	$N_i \times x_i (KN.m)$	$M (KN.m)$
1	101,29	-9,85	-997,7	2,35
2	164,41	-5	-822,05	21,33
3	171,52	0	0	29,05
4	162,62	5	813,62	20,85
5	99,94	10	999,4	2,35

VII.3.2.1 Pré dimensionnement de la semelle filante :

$$\sum N_i = 699,78 \text{ KN} \quad ; \quad \sum M = 75,9 \text{ KN.m} \quad ; \quad \sum N_i \times x_i = -6,73 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{\sum N_i \times x_i + \sum M}{N} = \frac{-6,73 + 75,9}{699,78} = 0,09 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{699,78}{1 \times 20,85} \left(1 + \frac{6 \times 0,09}{20,85}\right) = 34,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{699,78}{1 \times 20,85} \left(1 - \frac{6 \times 0,09}{20,85}\right) = 32,69 \text{ KN/m}^2$$

On prend B=1m

d : hauteur utile de la semelle.

$$d = \frac{B-b}{4} = \frac{1-0,5}{4} = 0,125 \text{ m}$$

On prend d=0,5 m

$$h = d + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

VII.3.2.2 Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

E_{cm} : Module d'élasticité du béton = 32164,20 MPa

K : coefficient de raideur du sol = 4 Kg/cm³

I : moment d'inertie de la semelle

b : la largeur de la poutre de rigidité.

L_e : longueur élastique de la semelle.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 55^3}{12} = 693229,16 \text{ cm}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,20 \times 693229,16}{4 \times 10^{-1} \times 50}} = 258,42 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e = 4,05 \text{ m} > L_{max} = 5 \text{ m}$$

La semelle filante est une semelle rigide.

- Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_b \times L \times h \times B = 24 \times 20,85 \times 0,55 \times 1 = 275,22 \text{ KN}$$

- Poids du remblai :

$$P_r = [(H - h) (B \times L - (a_p \times b_p \times n_p + a_v \times L_v))] \times \gamma_d$$

$$P_r = [(1,20 - 0,55) (1 \times 20,85 - (0,5 \times 0,5 \times 5 + 0,2 \times 15))] \times 18$$

$$P_r = 194,22 \text{ KN}$$

VII.3.2.3 Vérification de la stabilité :

- Combinaison 0,8G+E :

Tableau VII-4: Récapitulatif des efforts internes N et moments M à 0,8G+E.

Elément	$N_i(KN)$	$x_i(m)$	$N_i \times x_i(KN.m)$	$M(KN.m)$
1	68,92	-9,85	-678,86	4,95
2	123,32	-5	-616,6	12,65
3	128,21	0	0	21,47
4	120,8	5	604	18,57
5	85,88	10	858,8	8,6

$$M_T = 66,24KN.m$$

$$N_T = 527,13 KN$$

$$\sum N = 527,13 + 275,22 + 194,22 = 996,57KN$$

- Vérification des contraintes :

$$e_x = \frac{\sum N_i \times x_i + \sum M}{N} = \frac{167,33 + 66,24}{527,13} = 0,443 m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B} \right) = \frac{527,13}{1 \times 20,85} \left(1 + \frac{6 \times 0,443}{20,85} \right) = 28,50KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{B} \right) = \frac{527,13}{1 \times 20,85} \left(1 - \frac{6 \times 0,443}{20,85} \right) = 22,05 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{max}}{3} = \frac{0,028}{3} = 0,009 < \sigma_{adm} = 0,18 MPa \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification selon l'article 10.1.5 RPA-99 version 2003 :

$$e_x \leq \frac{L_T}{4}$$

$$0,443m \leq 5,21 \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Combinaison ELS :

$$\sum M = 75,9 KN.m \quad ; \quad \sum N_i \times x_i = -6,73KN.m$$

$$\sum N = 699,78 + 275,22 + 194,22 = 1169,22 KN$$

$$e_x = \frac{\sum N_i \times x_i + \sum M}{N} = \frac{-6,73 + 75,9}{1169,22} = 0,05 m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B} \right) = \frac{1169,22}{1 \times 20,85} \left(1 + \frac{6 \times 0,05}{20,85} \right) = 56,88KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{B} \right) = \frac{1169,22}{1 \times 20,85} \left(1 - \frac{6 \times 0,05}{20,85} \right) = 55,27 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{0,225}{4} = 0,06 < \sigma_{adm} = 0,18 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.3.2.4 Ferrailage de la semelle :

La semelle sera ferrillée sous la combinaison 0,8G+E :

$$M_{travée} = 21,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 8,60 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversée :

$$B=1\text{m}$$

$$h_0 = 0,2 \text{ cm}$$

$$d=0,5 \text{ m}$$

Le moment repris par la table comprimée :

$$M_{table} = B \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{table} = 1000 \times 200 \times 15,86 \times \left(500 - \frac{200}{2}\right) = 1268,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} = 1268,8 > M_u = 39,56 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée}$$

L'axe neutre tombe dans la table donc la section T sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(100 \times 55) \text{ cm}^2$.

$$A_{u-min} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d = 5,24 \text{ cm}^2$$

Tableau VII-5: ferrailage de la semelle filante sous voile et poteau.

	μ	α	z	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	choix
appuis	0,005	0,006	49,8	1,003	12,32	8HA14
travée	0,002	0,002	49,9	0,39	6,16	4HA14

- Ferrailage transversale :

$$e_x = 0,443 > \frac{B}{24} = 0,04$$

Les armatures dans la direction B sont calculées pour équilibrer le moment M_1 qui s'applique dans la direction S1 située à $0,35b$ de l'axe du poteau du côté de la contrainte maximale.

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0,35b\right)^2 \times \left(1 + \frac{4e_x}{B} + \frac{1,4e_x b}{B^2}\right) \frac{N_T}{2B}$$

$$M_1 = \left(\frac{1}{2} - 0,35 \times 0,5\right)^2 \times \left(1 + \frac{4 \times 0,443}{1} + \frac{1,4 \times 0,443 \times 0,5}{1}\right) \frac{996,57}{2}$$

$$M_1 = 162,21 \text{ KN.m}$$

Tableau VII-6: ferrailage transversale de la semelle filante.

M_1	μ	α	z	$A_u(\text{cm}^2)$	choix
157,26	0,04	0,05	49	7,61	4HA14+2HA12

- Ferrailage longitudinale :

$$A_a = \frac{N_T \times (B - b)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = \frac{996,57 \times (1 - 0,5)}{8 \times 0,5 \times 435} \times 10 = 2,86\text{cm}^2$$

Choix : 2HA14=3,08cm²

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \text{ (Fissuration très préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{686,31 \times 10^3}{1000 \times 500} = 1,39 \leq \bar{\tau} = 2,8 \text{ MPa} \dots \text{ condition vérifiée}$$

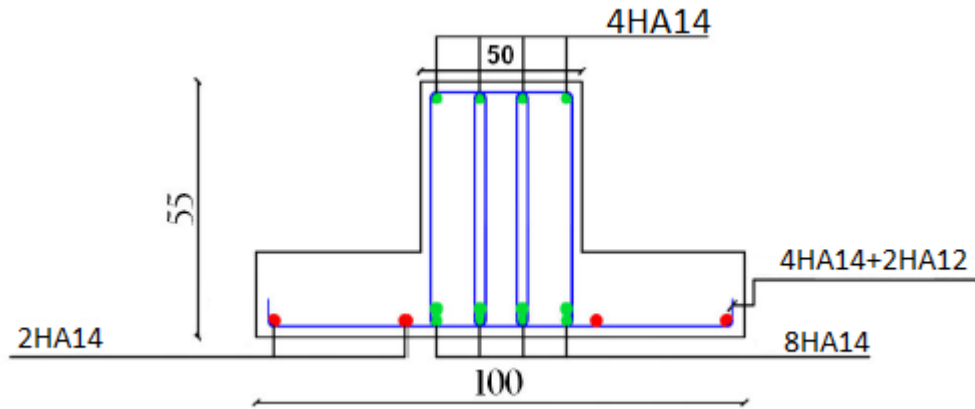


Figure VII-4: ferrailage de la semelle filante par autocad 2012.

VII.3.3 Calcul de la semelle isolé :

Semelle isolé sous poteau centrale à une section carré (50*50) cm²

Tableau VII-7: récapitulatif des efforts N et moments M à ELU et ELS.

	N(KN)	M (KN.m)
ELU	339,29	1,79
ELS	248,78	1,31

VII.3.3.1 Détermination des dimensions de la semelle :

Considérons une semelle carrée A*B sous poteau carré [4] :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ Donc : } A=B \text{ (carrée)}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,31}{248,78} = 0,005 \text{ m}$$

$$\frac{N_{ser}}{B^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{248,78}{180}}$$

$$B \geq 1,17$$

On adopte A=B=1,20m

- Condition de stabilité :

- Selon RPA99-2003 (art 10.1.5) :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0,005 \leq 0,3 \dots \text{ Condition vérifiée}$$

- Selon BAEL 91 R99 :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = 0,005 \leq 0,2 \dots \text{ condition vérifiée (Répartition trapézoïdale).}$$

- Condition de rigidité :

$$d \geq \max\left\{\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right\}$$

$$d \geq \max\{0,2; 0,2\}$$

on prend d=0,25m

$$h=d+5\text{cm}=0,30\text{m}$$

- Vérifications des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{248,78}{1,20 \times 1,20} \left(1 + \frac{6 \times 0,005}{1,20}\right) = 177,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{ser}}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{248,78}{1,20 \times 1,20} \left(1 - \frac{6 \times 0,005}{1,20}\right) = 168,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 174,92 \text{ KN/m}^2 < 180 \text{ KN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.3.3.2 Ferrailage de la semelle isolé : [4]

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = 24 \times 0,30 \times 1,2 \times 1,2 = 10,37 \text{ KN}$$

$$P'_{ser} = P_{ser} + P_s = 248,78 + 10,37 = 259,14 \text{ KN}$$

$$\frac{P'_{ser}}{B^2} = \frac{259,14}{1,20^2} = 179,95 \text{ KN/m} < 180 \text{ KN/m}$$

- Poids des terres au-dessus de la semelle :

$$P_t = V_t \times \gamma_{sol}$$

$$V_t = V_s - V_{pot} = (1,2 \times 1,2 \times 0,30) - (0,5 \times 0,5 \times 0,30) = 0,357 \text{ m}^3$$

$$P_t = 0,357 \times 18 = 6,426 \text{ KN}$$

$$N_{u-t} = N_u + 1,35(P_s + P_t) = 339,29 + 1,35(10,37 + 6,426) = 361,96 \text{ KN}$$

$$N_{ser-t} = N_{ser} + (P_s + P_t) = 248,43 + (10,37 + 6,426) = 265,22 \text{ KN}$$

A ELU :

$$e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow 0,005 < 0,05 \dots \text{condition vérifiée.}$$

On utilise la méthode des bielles et la répartition des contraintes sera trapézoïdale

$$N'_{u-t} = N_{u-t} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 361,96 \left(1 + \frac{3 \times 0,005}{1,20} \right) = 366,48 \text{ KN}$$

$$A_{u-a} = A_{u-b} = \frac{N'_{u-t} \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{366,48 \times (1,20 - 0,5)}{8 \times 0,25 \times 435} \times 10 = 2,94 \text{ cm}^2$$

A ELS :

$$N'_{ser-t} = N_{ser-t} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 265,22 \left(1 + \frac{3 \times 0,005}{1,20} \right) = 268,53 \text{ KN}$$

$$A_{ser-a} = A_{ser-b} = \frac{N'_{ser-t} \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{268,53 \times (1,20 - 0,5)}{8 \times 0,25 \times 435} \times 10 = 2,16 \text{ cm}^2$$

Tableau VII-8: vérification des contraintes de la semelle isolée.

sem elle	M (KN. m)	N (KN)	S (m ²)	e ₀ (m)	σ _{max}	σ _{min}	σ _{moy}	σ _{adm}	Condition
S1	1,31	248,78	(1,2* 1,2)	0,005	177,08	168,44	174,92	180	vérifiée

$$A_{u-min} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 3,86 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

On prend une valeur de 15 cm d'espacement.

Donc on adopte : 8HA12=9,05 cm²

Tableau VII-9: ferrailage de la semelle isolé.

semelle	combinaison	$A_a(\text{cm}^2)$	$A_b(\text{cm}^2)$	choix
S1	ELU	2,94	2,94	8HA12

- Vérification au poinçonnement :

Selon BAEL (art 5.2)

$$N_u \leq [0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}]$$

Avec :

u_c : le périmètre utile

H=30 cm

$$u_c = (a + h + b + h) \times 2 = (0,50 + 0,30 + 0,50 + 0,30) \times 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$N_u \leq [0,045 \times 3,2 \times 0,30 \times \frac{28}{1,5}]$$

$$N_u \leq 0,806 \text{ MN}$$

339,29 KN < 806 KN....condition vérifiée.

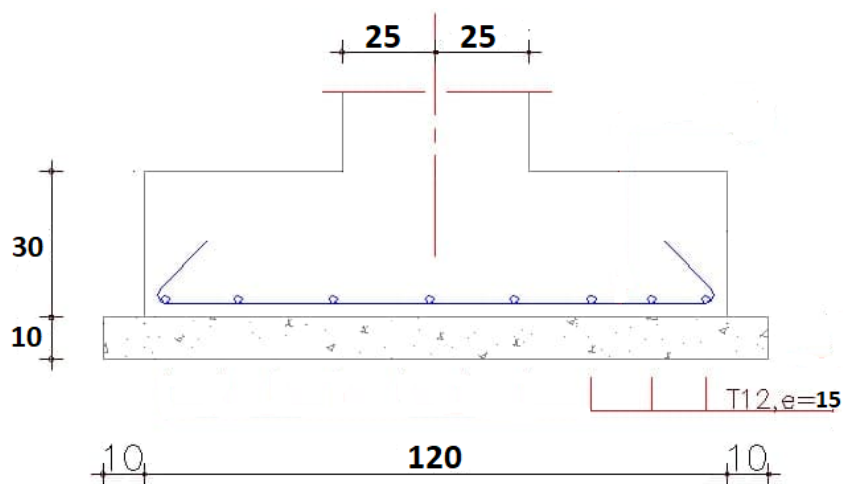


Figure VII-5: ferrailage de la semelle isolée par Autocad 2012.

VII.3.4 Calcul des longrines :

La longrine est un élément de fondation, c'est une poutre rectangulaire en béton armé qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation

VII.3.4.1 Dimensionnement des longrines :

Selon RPA99 V2003 (Art.10.1.1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25x30) cm².... Sites de catégorie S2, S3

(30x30) cm².... Site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (25x30) cm².

➤ Sollicitations :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après le tableau donné par RPA99 $\alpha=15$

$$F = \frac{339,29}{15} = 22,61 \geq 20KN \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.3.4.2 Ferrailage de longrine :

- Section minimale donnée par RPA99 version 2003 :

Le ferrailage minimum de longrine doit être 0,6% de la section :

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA12 = 6,79 cm²

- Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq b \times h \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,25 \times 0,30 \times \frac{2,28}{500}$$

$$A_{min} \geq 3,42 \text{ cm}^2$$

- Armature transversale :

$$\phi \geq \frac{\phi}{3} = \frac{12}{3} = 0,4 \text{ mm}$$

On adopte $\phi = 8 \text{ mm}$

- Espacement : d'après RPA99-V2003

$$S_t \leq \min(15 \phi ; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(18 ; 20 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

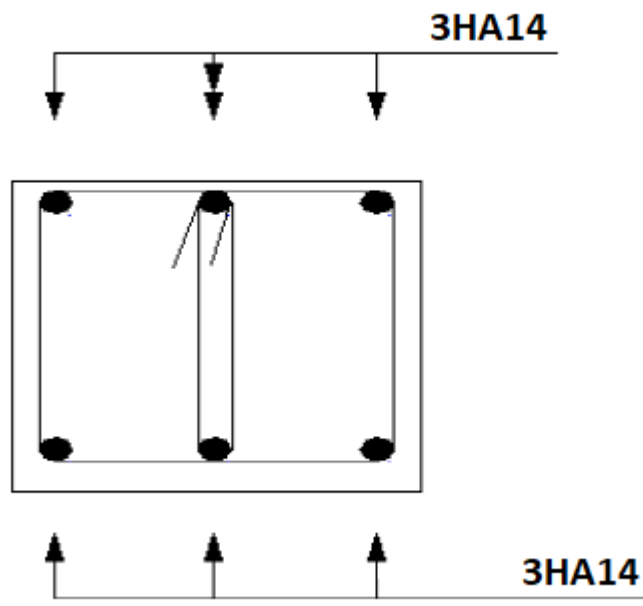


Figure VII-6: Ferrailage de longrine par Autocad 2012.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique tous nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master et d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même appliquer des règlements et certaines méthodes, de mettre en évidence quelque principes de base qui doivent être prise en considération dans la conception des structures à longues portées.

Notre objectif à travers cette étude était de mettre en évidence l'utilisation du béton précontraint pour réduire les dimensions des poutres principales d'un ouvrage qui est déjà réalisé en béton armé dans l'université d'Ain Temouchent.

À la fin de cette étude, nous sommes arrivées aux conclusions suivantes :

- Le béton précontraint est l'un des solutions les plus économiques dans le cas des grandes portées.
- L'utilisation des logiciels **Etabs** pour la modélisation de la structure et **Robot Expert** pour le calcul du ferrailage, nous a permis de trouver des résolutions faibles en temps très courts pour les problèmes de conception et de calcul.
- La modélisation doit inclure tous les éléments structuraux et secondaires, ce qui rapproche le comportement de la structure dans la réalité.
- L'étude sismique est nécessaire pour la détermination des caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous avons acquise des ordres de grandeurs très importants dans la vie professionnelle.

Références Bibliographique :

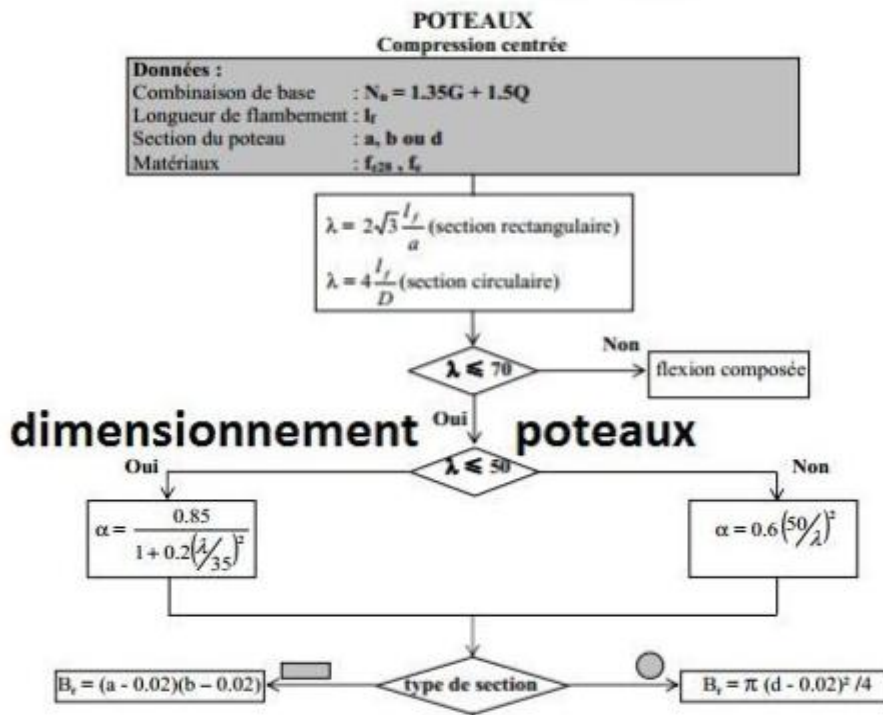
- Eurocode2 partie 1-1 (EN 1992-1-1:2004, avec son corrigendum AC de janvier 2008).
- [DTR B.C 2.2] Document technique règlementaire, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, octobre 1988.
- [RPA99version 2003] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- [BAEL 91] Jean-Pierre Mouglin , Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99 , deuxième édition enrôles 2000.
- [CBA 93] Règle de Conception et de calcul des structures en Béton Armé.
- Robert Chaussin et al, Béton Précontraint, Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, 2007, mise à jour 2015.
- Patrick Le Delliou , Béton Précontraint aux Eurocodes , ENTPE (PRESSES UNIVERSITAIRES DE LOYON) .
- Jean-Marie Paillé, Calcul des structures en béton, publiée par AFNOR –Alegria 1^{er} édition, octobre 2005, a été achevée fin 2007.
- Dr A. Saïd, cours projet en béton armé ,2^{ème} année master, génie civil, Belhedj Bouchaib, Ain Temouchent, 2020-2021.
- [1] Mr K.Amara, cours béton précontraint, 2^{ème} année master, génie civil, Belhedj bouchaib, Ain Temouchent, 2020-2021.
- [2] Chapitre 7 POST-TENSIONED BEAM DESIGN STEP - BY STEP CALCULATION (Exemple of a parking –structure – international – version- TN461-SI-Pdf).
- [3] Raymond Ian Gilbert et al, Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2, publier par CRC Press ,2^{ème} édition ,2019.
- [4] Mme Lazizi cours structure en béton armé, 1^{ème} année master, génie civil, Belhedj bouchaib, Ain Temouchent, 2019-2020.
- [Messaoud Nessrine & Saiah Sarra], Conception et dimensionnement d'un système structurel des constructions de longues portées." Cas des amphithéâtres du centre universitaire d'Ain Témouchent, Master en génie civil, Belhadj Bouchaib, Ain Temouchent, juin 2020.
- [Hidouch Hakim& Ouakli Idriss], Etude d'un bâtiment (R+4+sous-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile-portique), Master en génie civil, Abderrahmane Mira –Béjaïa, 2012.

Logiciels utilisés :

- Etabs 2016 : Modélisation de la structure.
- ZWCAD 2017, AUTOCAD 2012 : dessin.
- Robot Expert : calcul de ferrailage.
- Excel 2013.
- Word 2013.

Les annexes

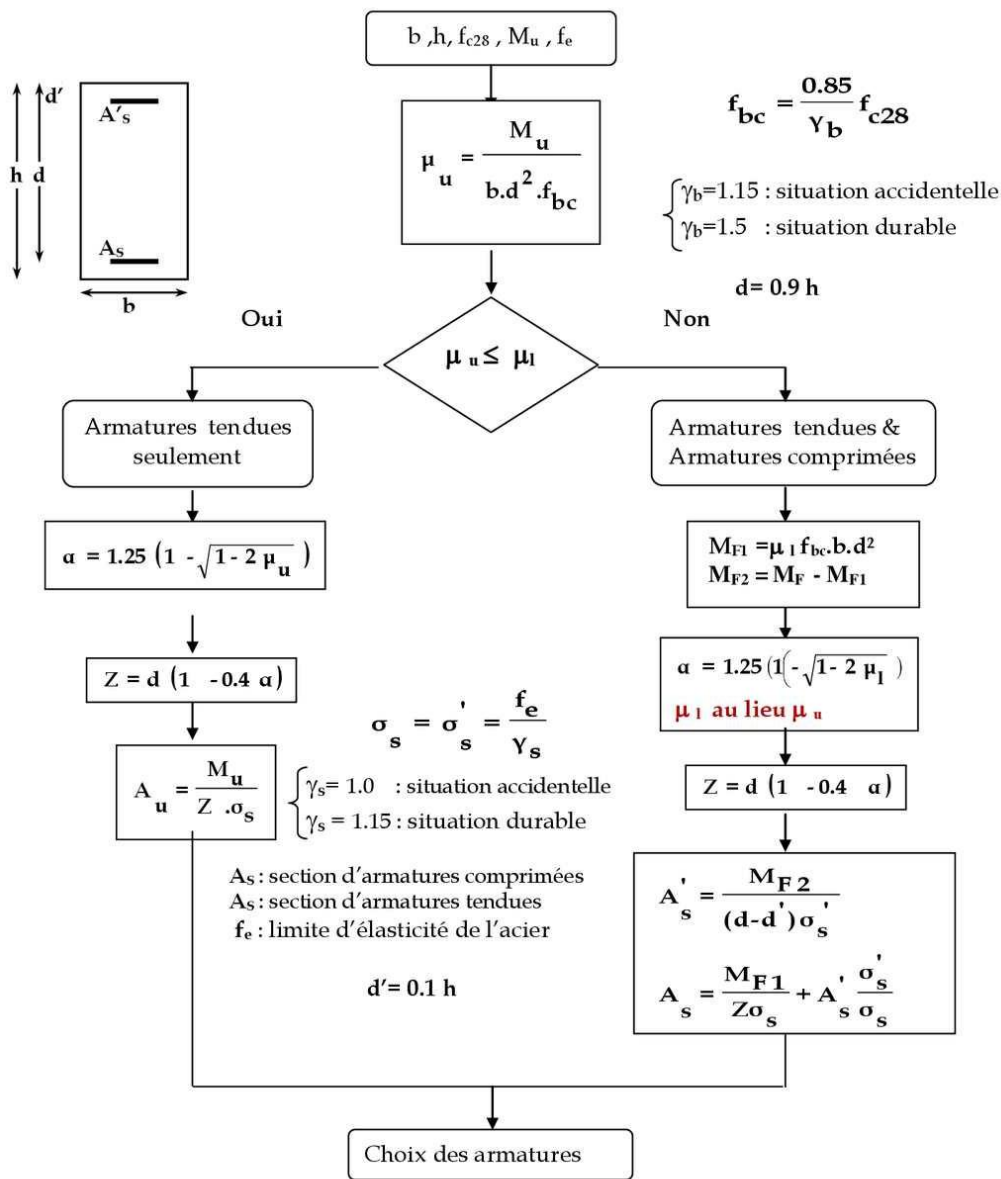
Annexe 1 : Organigramme de calcul de section des poteaux



Annexe 2 : tableau des armatures en cm²

Diamètre minimale (mm)	Poids du m(Kg)	Section en centimètre carrés pour un nombre de barres égal a									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.7	1.98	2.26	2.54	2.82
8	0.395	0.5	1	1.5	2.01	2.51	3.01	3.51	4.01	4.52	5.02
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.1
20	2.466	3.14	6.82	9.42	12.56	15.7	18.84	21.99	25.13	28.27	31.41
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.17	40.21	48.25	56.29	64.34	72.38	80.42
40	9.865	12.56	25.13	37.7	50.26	62.83	75.39	87.96	100.53	113.09	125.65

Annexe 3 : Organigramme de calcul Section rectangulaire à L'E.L.U en flexion simple(BAEL99)

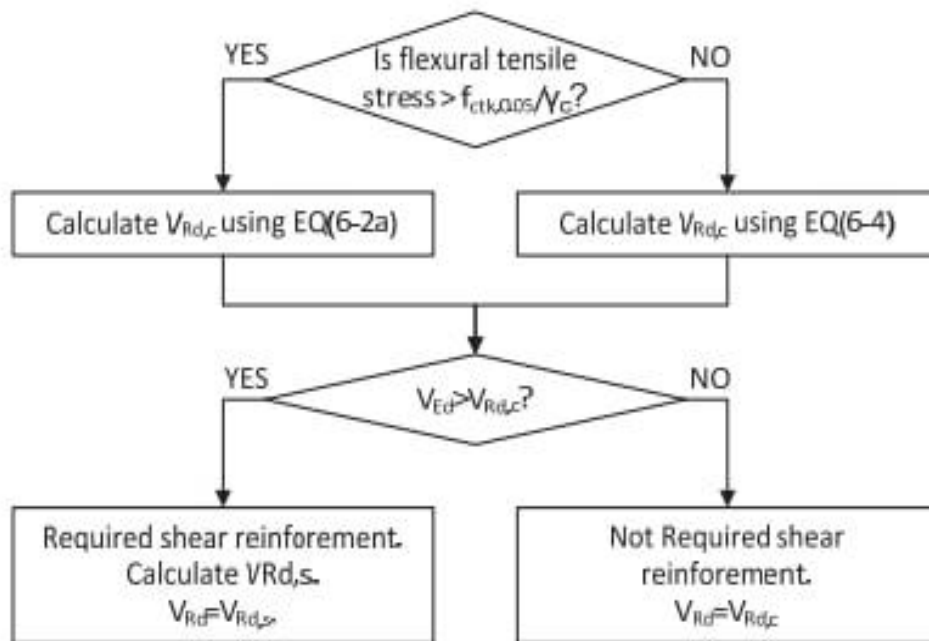


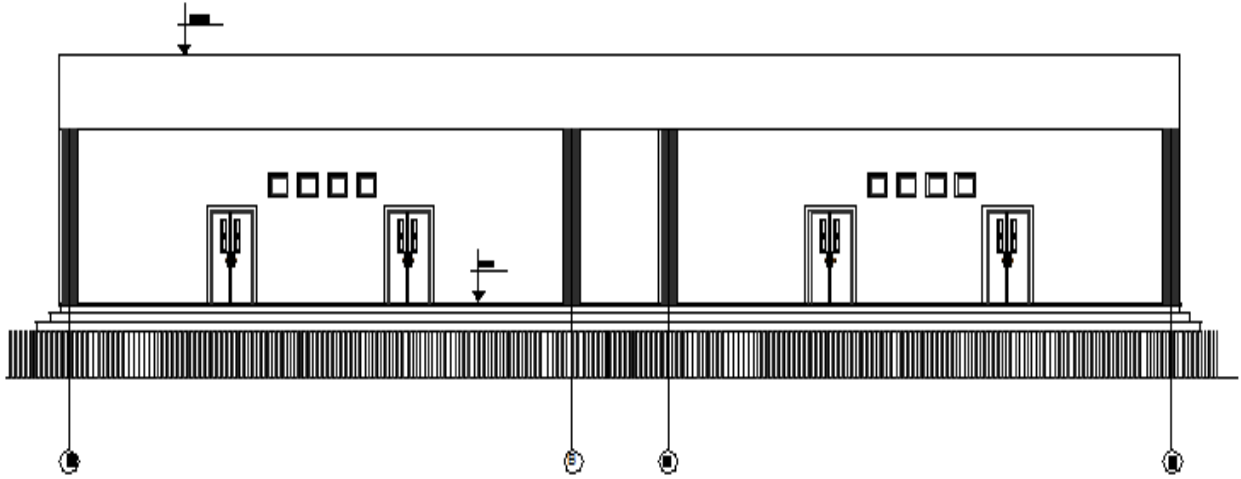
Annexe 4 : Tableau μ_x et μ_y

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU V=0		ELS V=0,2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188

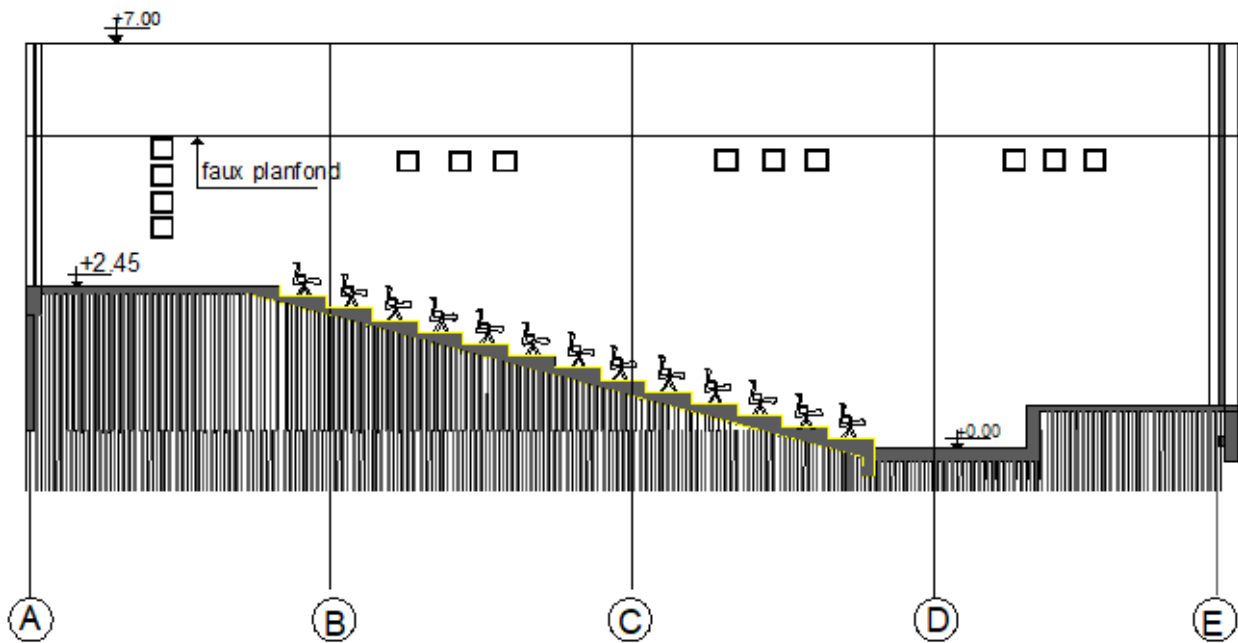
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 5 : organigramme de calcul d'effort tranchant

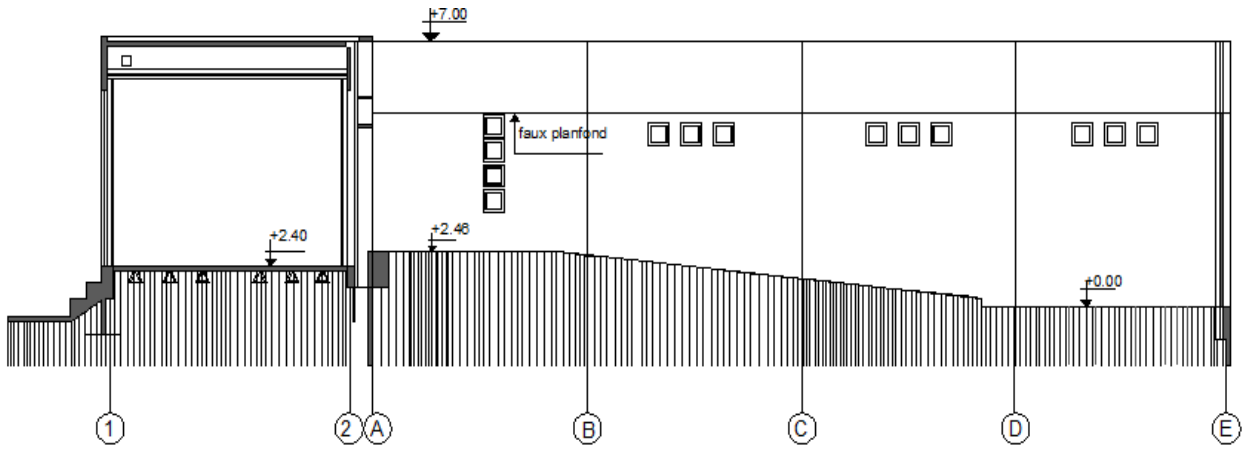




Façade principale de l'ouvrage

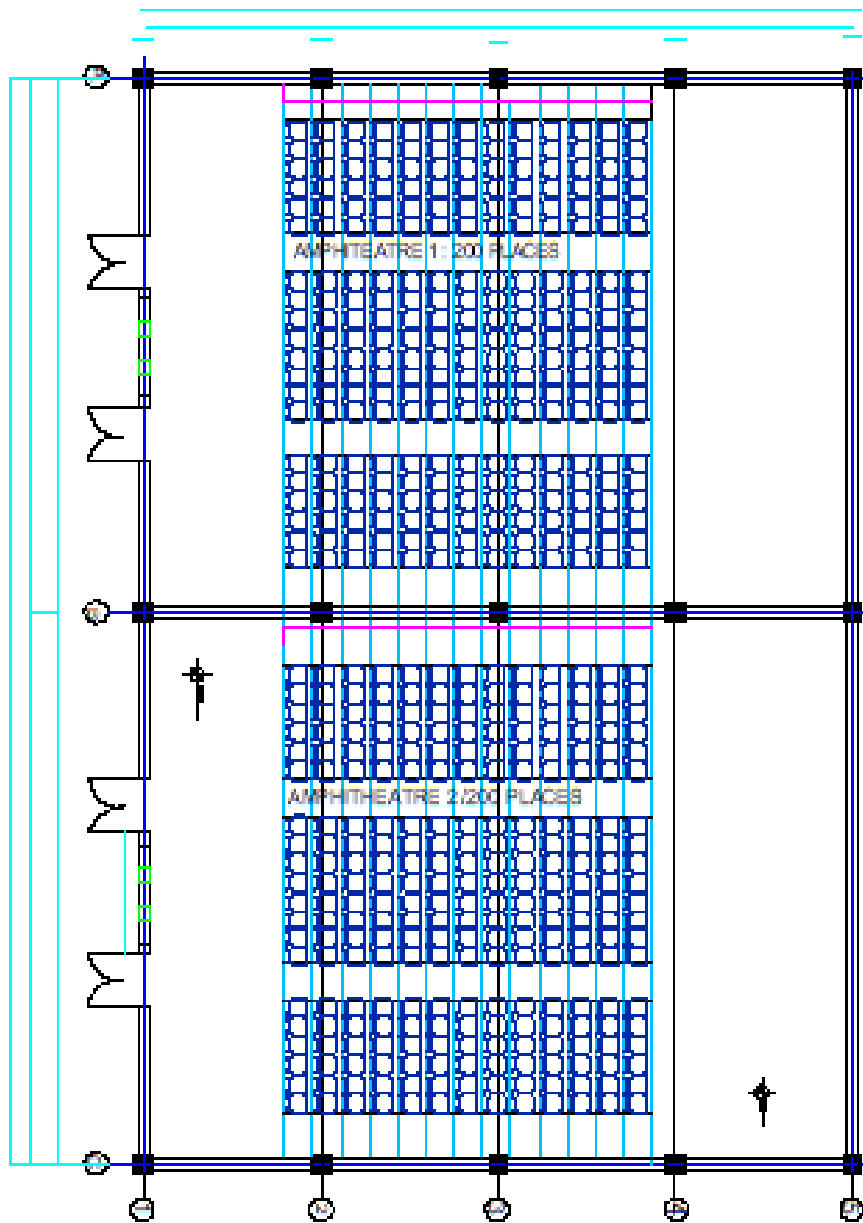


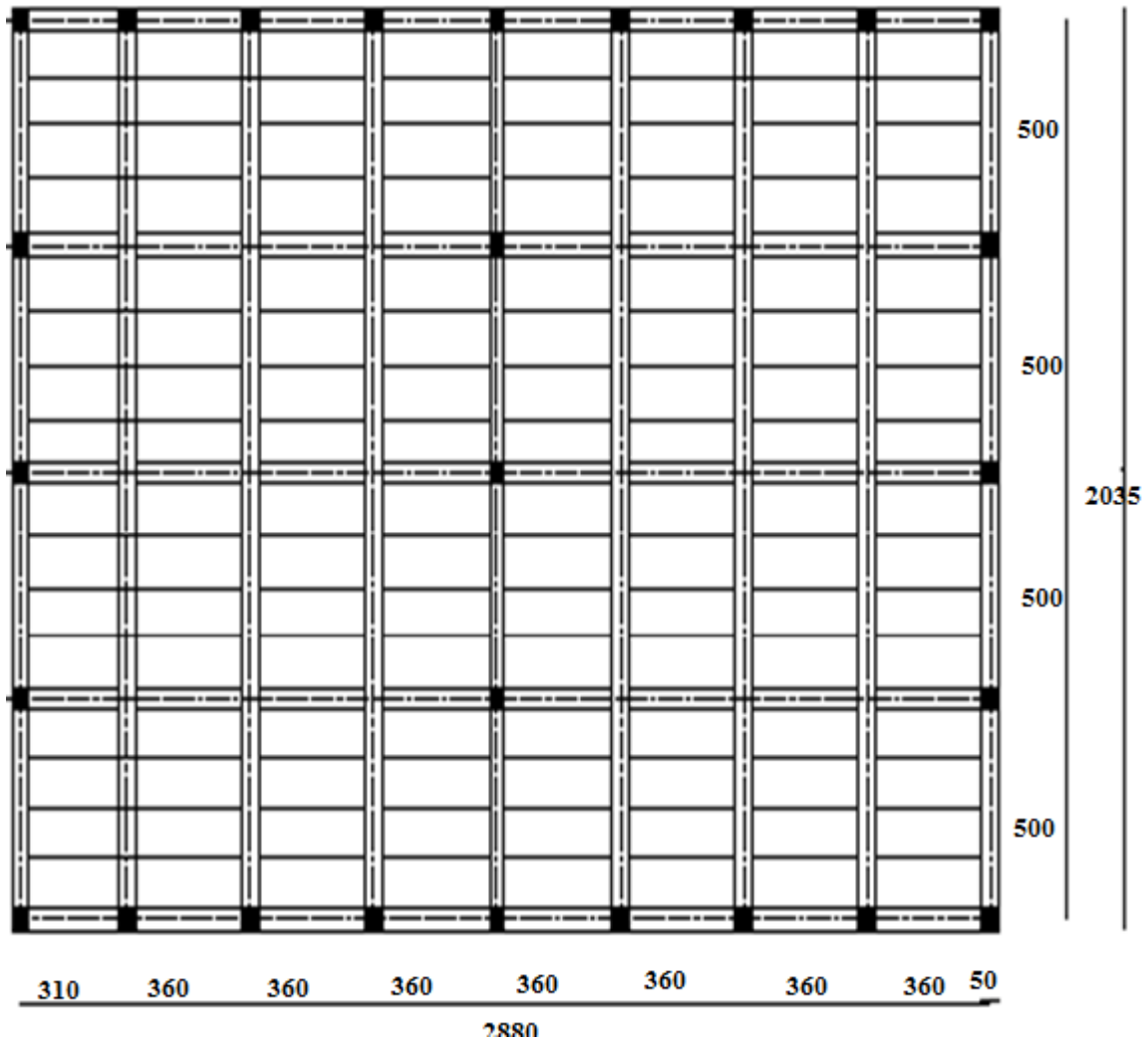
Coupe transversale de l'ouvrage.



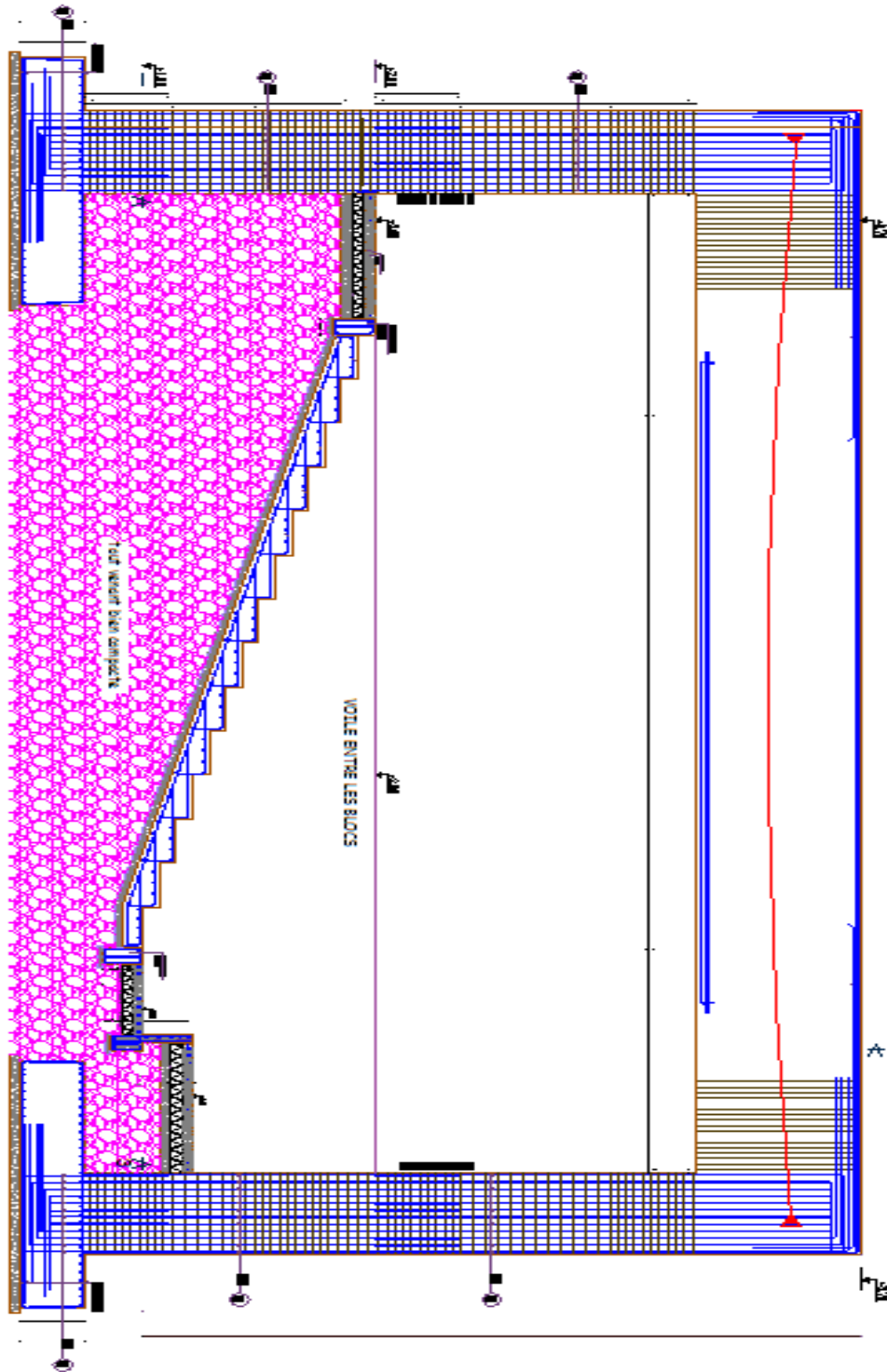
Façade latéral de l'ouvrage.

Vue en plan de l'ouvrage .



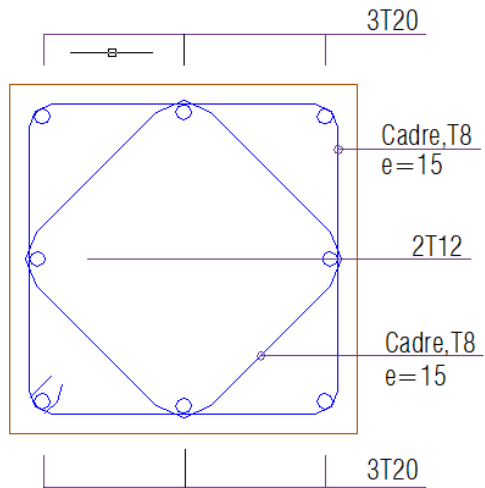


Plan de coffrage de l'ouvrage.

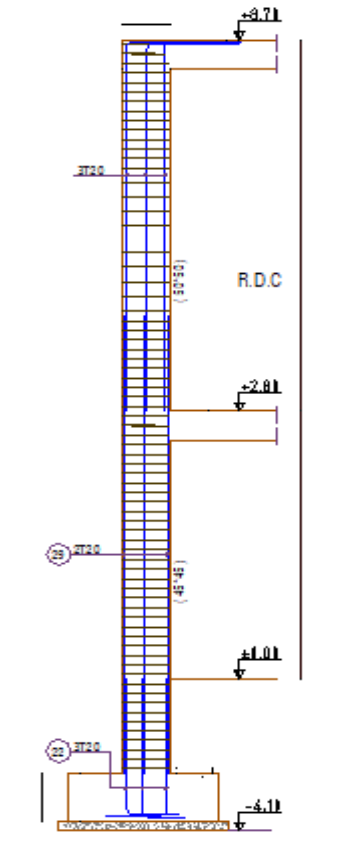


PORTIQUE pp 3: 50 * 150

Coupe transversale poteau



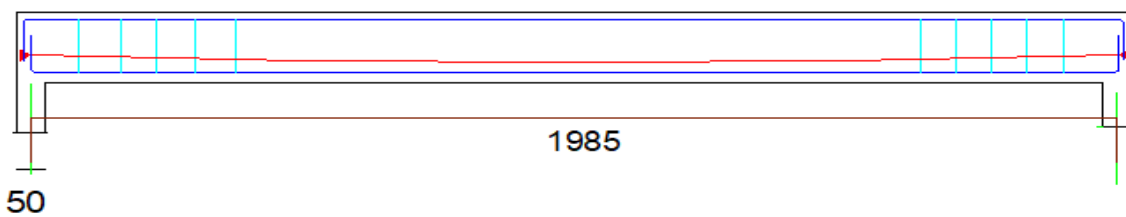
Poteau : (50*50)



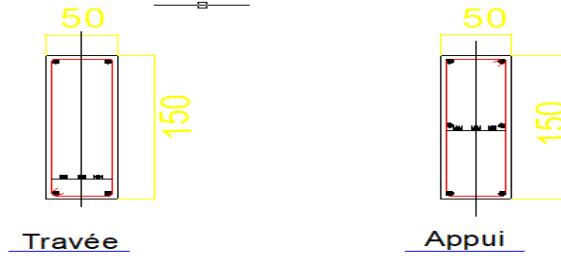
Echelle : 1/33

coupe longitudinale de la poutre en B.P

2035

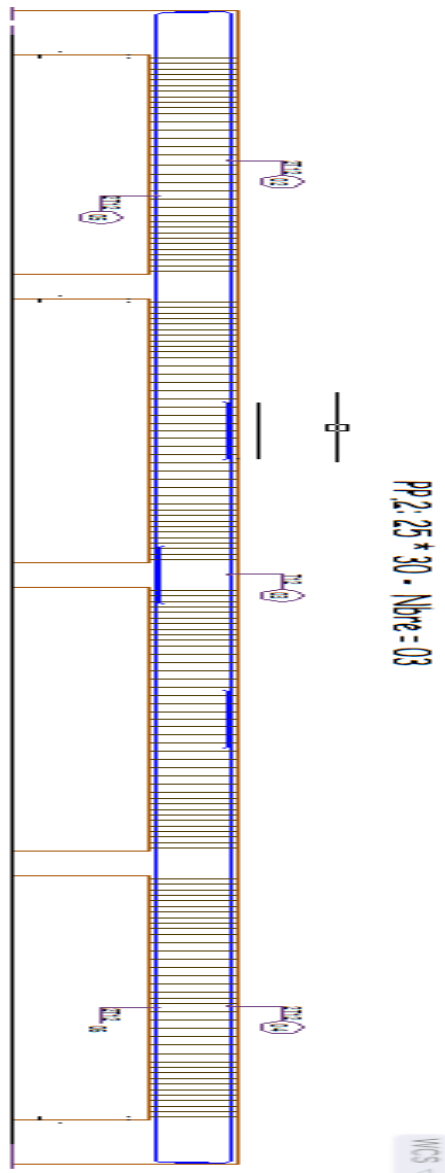


Echelle: 1/20
 coupe transversale de la poutre en B.P

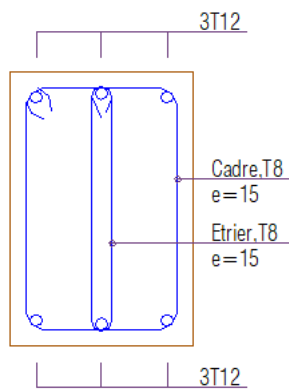


ferrailage de la poutre principale en B.A

Coupe longitudinale

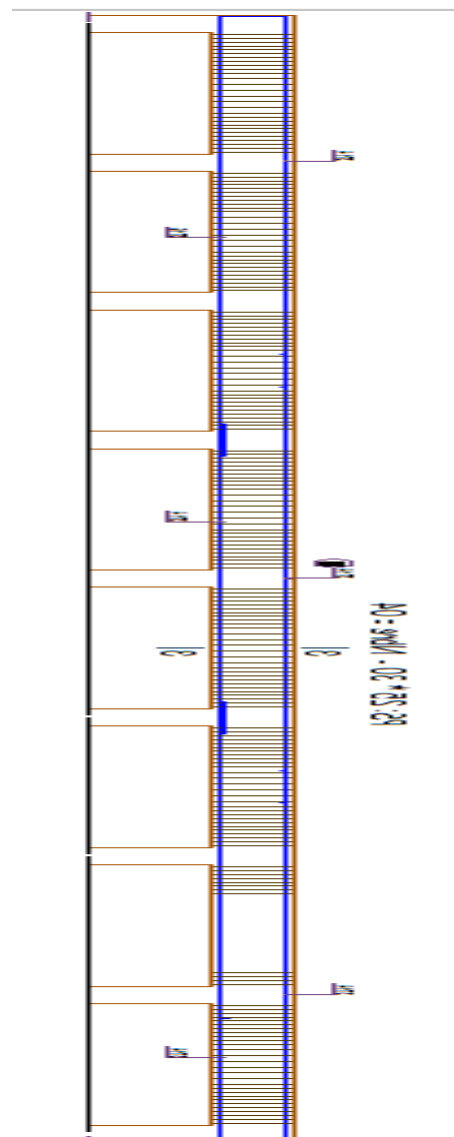


PP2.COUCPE transversale

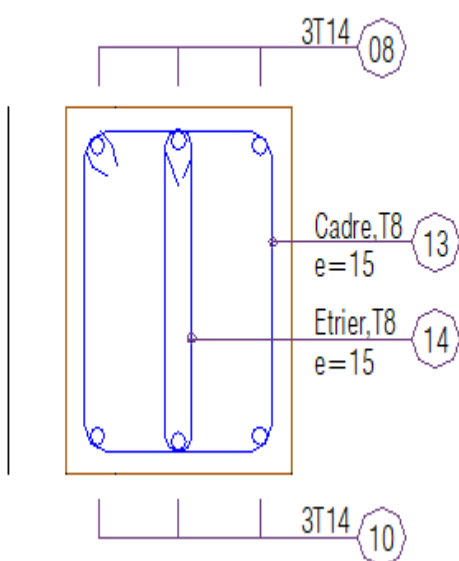


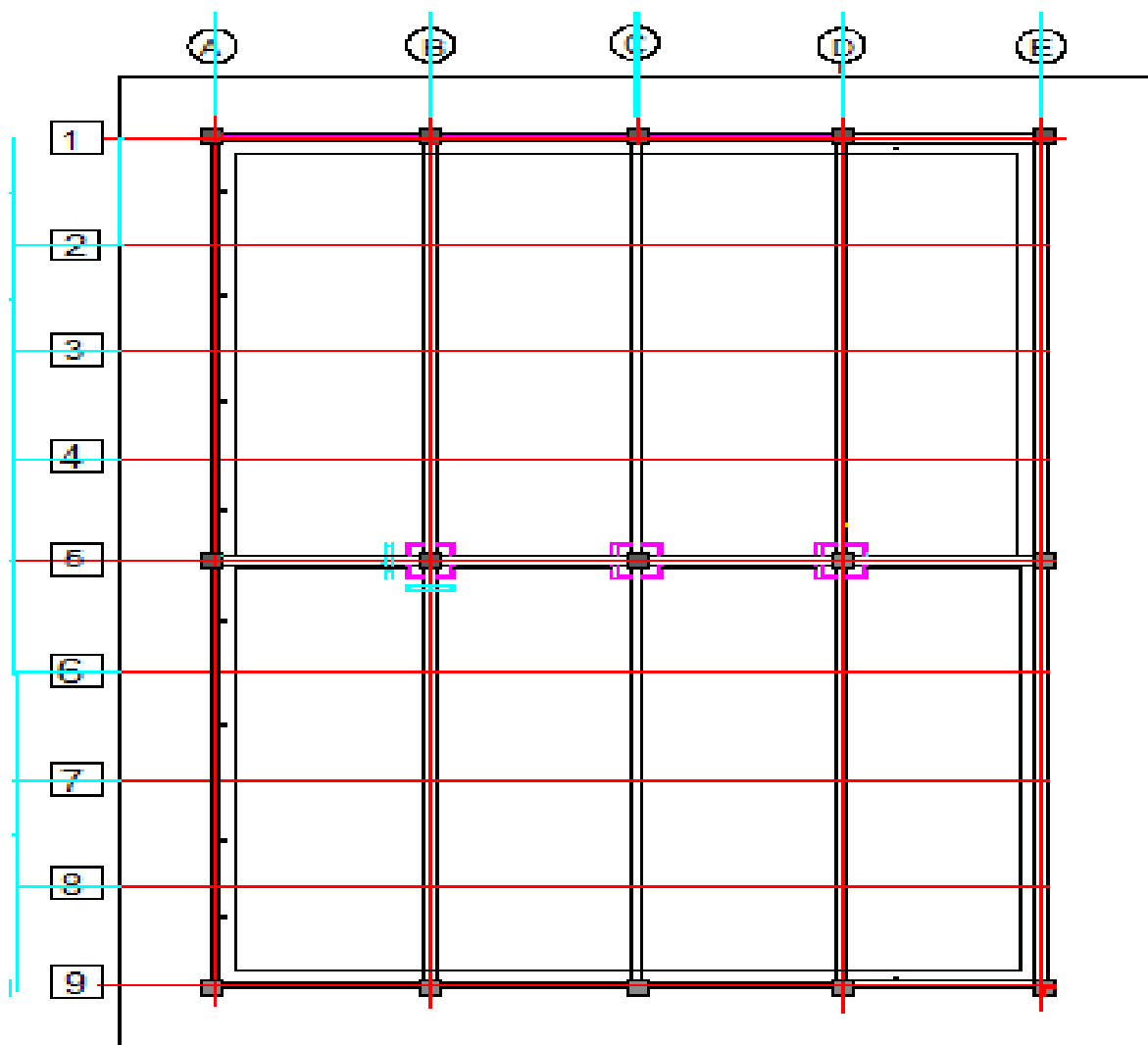
Ferrailage de la poutre secondaire en B.A

Coupe longitudinale



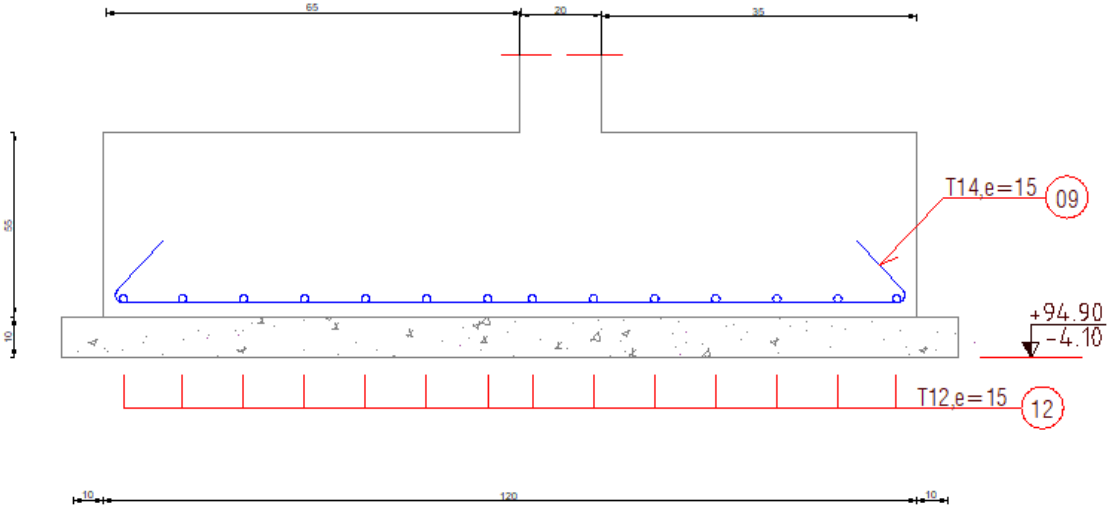
PS.COUCPE transversale



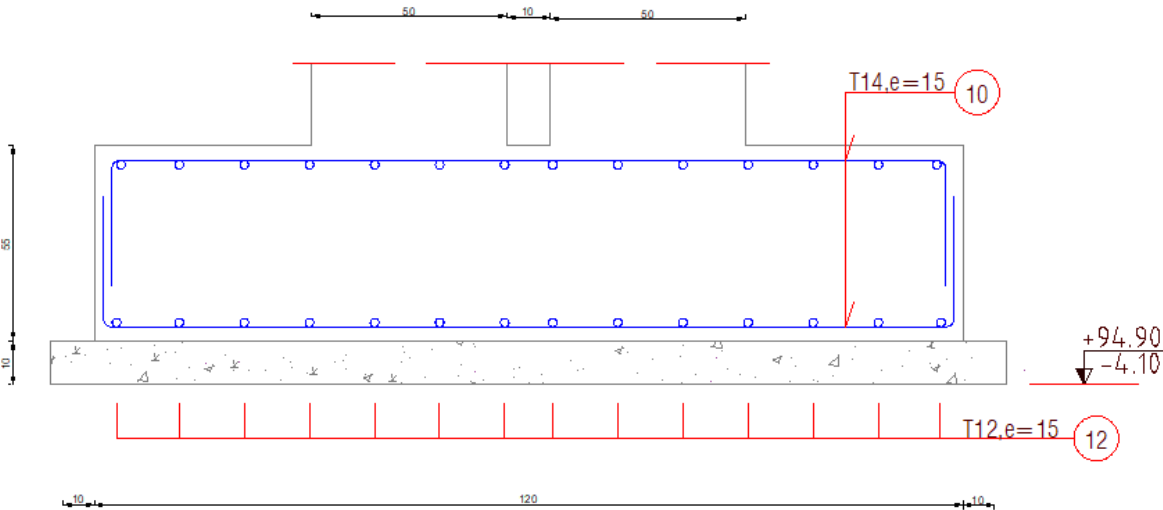


Plan de coffrage de fondation

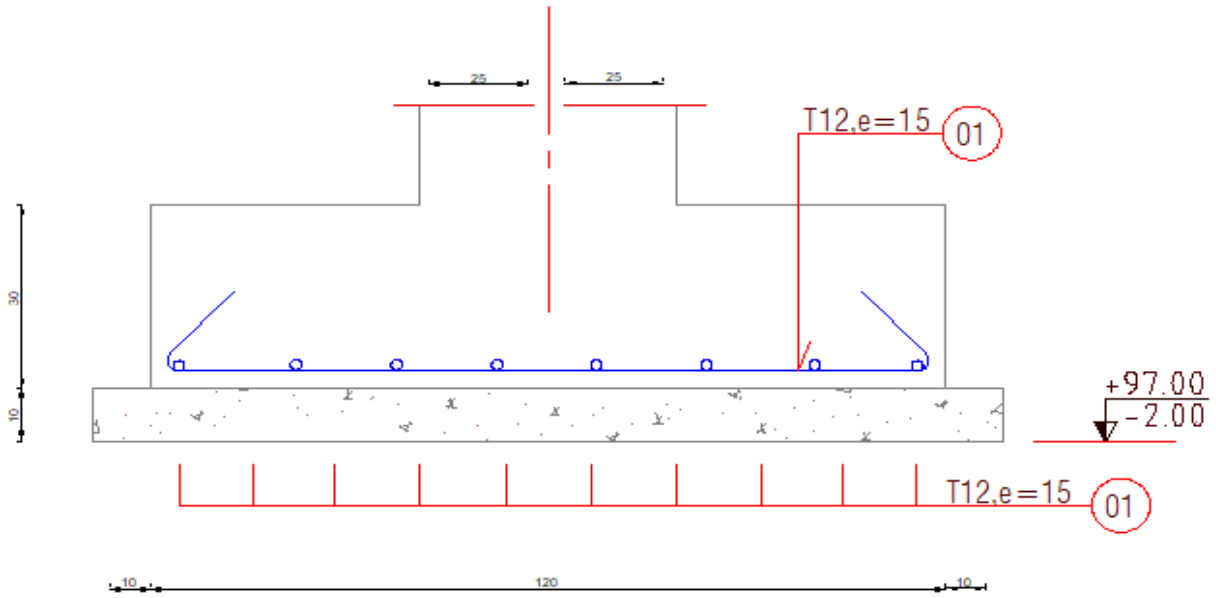
DETAIL SEMELLE FILANTE : SF sous voile.



DETAIL SEMELLE FILANTE : SF



DETAIL SEMELLE ISOLEE :



DETAIL VOILE PERIPHERIQUE TYPE

DETAIL LONGRINE

