



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 d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Travaux Publics



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème :

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

PRESENTE PAR :

1) **Mr. ALIKADI HAFID**

2) **Mr. BELABBAS ALI**

SOUTENU LE : 21/06/2023

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRÉSIDENT : **Dr. ELHADJ MIMOUN AREZKI**

EXAMINATEUR : **Mr. SAID ABDERAHMANE**

ENCADREUR : **Pr. AMARA KHALED**

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022/2023

Dédicace

C'est Avec Un Grand Plaisir Je Dédie Ce Modeste Travail En Guise De Respect Et De Reconnaissances De Leur Dévouement Et Leur Soutien Permanent Durant Toutes Mes Années D'études En Témoignage Et En Gratitude ,Leurs Sacrifices Illimités, Leur Réconfort Moral Et Tous Les Efforts Qu'ils Ont Consentis Pour Me Voir Réussir À :

Ma Très Chers petites famille , En Exception Ma femme Pour leur soutienne Que Dieu Les Gardes... ;Mes Frère et Sœur ; Mes Collègues de travail.

ALIKADI HAFID

Mes Très Chers Parents, , Pour Mon Éducation Et Mon Instruction Que Dieu Les Gardes...
Et Ma Sœur : Ranim, Mes Frères Aimene Et Seif Eddine

BELABBAS ALI

À Toute Ma Grande Famille. A Tous Ceux Que Je Porte Dans Mon Cœur A Mes Chers Professeur Surtout De Classe Génie Civil Et À Tous Mes Collègues De Ma Promotion A
Tous Mes Amies Sans Exception.

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

Remerciement

Nous tenons à remercier tous d'abord (ALLAH), qui nous a donné la force de faire ce modeste travail.

Aussi nous tenons à exprimer notre gratitude et profonde reconnaissance à tous ceux qui nous ont donnés le coup de main à la réalisation de ce mémoire et on particulier :

- Notre encadreur : Mr. Professeur. **Amara khaled** pour sons encadrement.
- Le Co-encadreur : Mr. **Ben Nacer hamid** pour sa direction.
- Ingénieur du bureau d'étude : Mr. **Hichem BET EL WAFAA ENGINEERING.**
pour sa Collaboration
- Ingénieur du control technique construction (CTC AIN TEMOUCHENT) : **Mr. Bouaza Abid Ahmed** pour sa direction.
- Tous les enseignants de l'université d'AIN TEMOUCHENT, spécialement ceux du département de Génie Civil, pour les efforts qui nous ont donnés durant notre formation
- Spécialement :Le chef de département : **Dr. Maarouf Hafida**
- Toutes les personnes qui nous ont aidés ;Sans oublier nos collègues; les étudiants de 5^{ème}années Génie Civil.

***** Mercie *****

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

Résumé

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans la formation de l'étudiant Master, il constitue pour nous l'occasion de démontrer en évidence nos connaissances théoriques acquises durant les années d'étude universitaire.

Ce projet nous a imposé d'exécuter la fonction réelle de l'ingénieur, qui utilise son esprit de savoir bien analyser la structure, afin de prendre les bonnes décisions, concernant sa modélisation physique.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul afin d'interpréter les résultats en maîtrisant à un niveau acceptable l'outil informatique, notamment le calcul des structures avec des logiciels suivants :

- ETABS 2018.0.2 (pour la modélisation du projet)
- AUTOCAD 2013 (pour la conception du projet)
- SAFE 12.3.2 (pour calcul le ferraillement infrastructure)
- SOCOTEC (pour calcul le ferraillement superstructure)

Ces logiciels nous ont permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure.

L'importance de ce projet c'est que en sortant de la construction ordinaire, on a conçu notre structure avec des voiles porteurs, qui nous ont permis de gagner plus d'espace libre afin de réaliser la conception donnée par l'architecte qui a été recommandée par le promoteur, pour but d'obtenir plus de logement dans une superficie limitée.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété et enrichi.

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

Abstract :

The end of study project is an important phase in the training of the Master student, it constitutes for us the opportunity to demonstrate in evidence our theoretical knowledge acquired during the years of university study.

This project required us to perform the real function of the engineer, who uses his mind to know how to analyze the structure well, in order to make the right decisions, concerning its physical modelling.

This project allowed us on the one hand to assimilate the different techniques and calculation software in order to interpret the results by mastering the computer tool at an acceptable level, in particular the calculation of structures with the following software:

- ETABS 2018.0.2 (for project modeling)
- AUTOCAD 2013 (for the design of the project)
- SASE 12.3.2 (for infrastructure reinforcement calculation)
- SOCOTEC (for superstructure reinforcement calculation)

This software allowed us to determine the dynamic characteristics of the structure, the calculation of the internal forces which solicit each element of the structure.

The importance of this project is that by getting out of ordinary construction, we made our structure with load-bearing sails, which allowed us to gain more free space in order to carry out the design given by the architect who was recommended by the promoter, for the purpose of obtaining more accommodation in a limited area.

Finally, we hope that this modest work will be a starting point for other graduation projects and will be completed and enriched.

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

ملخص

تعتبر نهاية مشروع الدراسة مرحلة مهمة في تدريب طالب الماستر ، فهي تشكل بالنسبة لنا فرصة لإثبات معرفتنا النظرية التي اكتسبناها خلال سنوات الدراسة الجامعية بالدليل.

يتطلب هذا المشروع منا أداء الوظيفة الحقيقية للمهندس ، الذي يستخدم عقله لمعرفة كيفية تحليل الهيكل جيدًا ، من أجل اتخاذ القرارات الصحيحة ، فيما يتعلق بنموذج المادية.

سمح لنا هذا المشروع من ناحية باستيعاب التقنيات المختلفة وبرامج الحساب من أجل تفسير النتائج من خلال إتقان أداة الكمبيوتر بمستوى مقبول ، ولا سيما حساب الهياكل باستخدام البرنامج التالي:

- ETABS 2018.0.2 (لنموذج المشروع)

- أوتوكاد 2013 (لتصميم المشروع)

- SASE 12.3.2 (لحساب تقوية البنية التحتية)

- SOCOTEC (لحساب تقوية البنية الفوقية)

سمح لنا هذا البرنامج بتحديد الخصائص الديناميكية للهيكل ، وحساب القوى الداخلية التي تلتبس كل عنصر من عناصر الهيكل.

كمن أهمية هذا المشروع في أنه من خلال الخروج من البناء العادي ، فقد صنعنا هيكلنا بأشعة حاملة ، مما سمح لنا بالحصول على مساحة خالية أكبر من أجل تنفيذ التصميم الذي قدمه المهندس المعماري الذي أوصى به صاحب المشروع ، لغرض الحصول على المزيد من المساكن في منطقة محدودة.

أخيرًا ، نأمل أن يكون هذا العمل المتواضع نقطة انطلاق لمشاريع تخرج أخرى وأن يتم استكمالها وإثرائه .

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

∞ Sommaire ∞

Sommaire

Résumé.....	4
Abstract :	5
I. Chapitre : Présentation de l'ouvrage	19
I.1 Introduction :.....	19
I.1.1 Conception de la structure:	19
I.1.2 Structure de contreventement:	20
I.1.3 Le Plancher :	21
I.1.4 Cage d'escalier :.....	21
I.2 Les façades :.....	21
I.2.1 Local d'ascenseur :.....	21
I.3 Hypothèse de calcul :.....	22
I.4 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :	22
I.4.1 Définition :.....	22
I.4.2 Composition de béton:.....	22
I.4.3 La Résistance caractéristique du béton :.....	23
I.4.4 Déformation longitudinale du béton:	24
I.4.5 Coefficient de poisson:	24
I.4.6 Diagramme déformations –contraintes de béton :	24
I.4.7 Les contraintes limitées	25
I.5 Caractéristiques physique et mécanique du l'acier:	26
I.5.1 Définition :.....	26
I.5.2 Limite d'élasticité selon le type:	26
I.5.3 Les contraintes limite:	27
I.5.4 Diagramme déformations- contraintes :	27
I.5.5 Sol de fondation:	28
I.5.6 Séisme:.....	28
I.6 photo – plan 3D – plan 2D:.....	28
II. Chapitre: Pré dimensionnement et descente des charges	29
II.1 Introduction:.....	29
II.2 Pré dimensionnement Acrotère:.....	29

II.3	Pré dimensionnement Local d'ascenseur :	30
II.4	Pré dimensionnement planché:	31
II.4.1	Introduction:	31
II.4.2	Planchers dalle pleine	31
II.4.3	Planchers Terrasse :	33
II.4.4	Planchers étage courant :	34
II.4.5	Pré dimensionnement des poutres :	35
II.4.6	Pré dimensionnement des voiles:	38
II.4.7	Pré dimensionnement Plancher RDC et S/SOL :	40
II.4.8	Pré dimensionnement Balcon :	40
II.4.9	Pré dimensionnement des escaliers :	41
II.4.10	Maçonnerie :	43
II.5	Calcul descente des charges W :	44
III.	Chapitre: Étude sismique	47
III.1	Introduction:	47
III.2	Etude Dynamique:	47
III.2.1	Méthode statique équivalente:	47
III.2.2	Méthode dynamique modale spectrale:	50
III.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	51
III.3	Justification Vis A Vis De La Ductilité (Art : 5.4 Rpa99/2003):	51
III.4	Présentation Du Programme Etabs Ultimate 18.0.2	53
III.5	Calcul de l'effort tranchant à la base	54
III.6	Les Cinq principales vérifications exigées par le RPA99V2003	54
III.6.1	Vérification l'article 4.3.4 RPA 2003 :	54
III.6.2	Vérification l'article 4.3.6 RPA 2003 :	55
III.6.3	Vérification l'article 5.10 RPA 2003 vis-à-vis des déformations	61
III.6.4	Vérification l'article 5.9 RPA 2003 (Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$):	63
III.6.5	Vérification du renversement du bâtiment :	65
IV.	Chapitre: Étude des éléments porteurs	66
IV.1	Introduction:	66
IV.2	Ferraillage des éléments :	66
IV.2.1	Ferraillage des poutres :	66
IV.2.2	Efforts appliqués & Ferraillage calculé (Poutre Principale) :	67
IV.2.3	Efforts appliqués & Ferraillage calculé (Poutre secondaire)	69
IV.2.4	Ferraillage en travée :	71
IV.3	Diverses vérifications :	72

IV.3.1	Vérification à L'ELS :	72
IV.3.2	Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U) :	73
IV.3.3	Justification de la contrainte d'adhérence [B.A.E.L 91 A.6.1.3] :	73
IV.3.4	Vérification de la flèche à l'ELS : Vérification de flèche : (CBA 93)	74
IV.4	Calcul des planchers :	77
V.	Chapitre: Étude des voiles de contreventement	78
V.1	Repérage des voiles:	78
V.2	Coffrage des voiles :	79
V.3	La méthode de calcul :	79
V.3.1	Détermination des contraintes :	80
V.3.2	Calcul des armatures verticales (0,8G + - E) :	80
V.3.3	Calcul de la longueur tendue :	80
V.4	Ferraillage :	80
V.4.1	Effort de traction :	80
V.4.2	Pourcentage minimal d'armature :	81
V.4.3	Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :	82
V.4.4	Calcul des armatures horizontales :	83
V.4.5	Calcul des armatures transversales :	83
V.5	Vérification des limites de cisaillement des voiles :	85
VI.	Chapitre : Étude de l'infrastructure	86
VI.1	Etude Des Fondation :	86
VI.1.1	Introduction:	86
VI.1.2	Définition Du Radier	86
VI.1.3	Principaux Types De Radier	86
VI.1.4	justification pour le choix de la fondation :	89
VI.2	Etude du radier générale :	90
VI.2.1	Vérification de la contrainte du sol sous le radier :	91
VI.2.2	Vérification au poinçonnement : (CBA 93)	91
VI.2.3	Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :	93
VI.3	Ferraillage du radier :	94
VI.3.1	Méthode de calcul :	94
VI.3.2	Vérification à l'ELS :	95
VI.4	Condition de résistance au cisaillement :	95
VI.5	Calcul le mur périphérique :	95
VI.5.1	Introduction	95
VI.5.2	Pré dimensionnement	96

VI.5.3	Calcul de la poussée de terre :	97
VI.5.4	Effort dans la dalle	98
VI.5.5	Calcul du ferrailage.....	99
VI.5.6	Condition de non fragilité :	99
VI.5.7	Vérification de l'effort tranchant	100
VI.5.8	Vérification à L'E.L. S.....	100
VI.5.9	Plan de ferrailage	101
VII.	Conclusion Générale	102
II.	Données :.....	103

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

LISTE DES TABLEAU

I. Chapitre : Présentation de l'ouvrage	19
Tableau I.1 caractéristiques géométriques	19
Tableau I-2 : composition de béton	22
Tableau I-3 : Limite d'élasticité d'acier	26
II. Chapitre: Pré dimensionnement et descente des charges	29
Tableau II-1 composition des matériaux du plancher terrasse	34
Tableau II-2 composition des matériaux du plancher étage courant.....	34
Tableau II-3- Résultats obtenus dimensionnement des poutres	38
Tableau II-4 composition des matériaux du plancher RDC et S/SOL	40
Tableau II-6 composition des matériaux des escaliers Palier	42
Tableau II-7- composition des matériaux des escaliers Volée pailasse	43
Tableau II-8-descente des charges W	46
III. Chapitre: Étude sismique	47
Tableau III-1-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus	55
Tableau III-2- Période de vibration et participation massique	56
Tableau III-3- Le facteur de qualité (Q).....	58
Tableau III-4- Le poids de la structure (W)	59
Tableau III-5- Valeur de l'effort tranchant à la base EX	59
Tableau III-6- Valeur de l'effort tranchant à la base EY	60
Tableau III-7- Vérification V dynamique et $0.8xV_{statique}$	60
Tableau III-8- Le déplacement horizontal UX	61
Tableau III-9- Vérification que : $\Delta k < hk/100$ pour chaque niveau UX	62
Tableau III-10- Le déplacement Vertical UY	62

Tableau III-11- Vérification que : $\Delta k < h_k/100$ pour chaque niveau UY	63
Tableau III-12- Justification vis-à-vis de l'effet P Δ): sens X-X.....	64
Tableau III-13- Justification vis-à-vis de l'effet P Δ): sens Y-Y.....	64
Tableau III-15- Vérification du renversement suivant Y	65
IV. Chapitre: Étude des éléments porteurs	66
Tableau IV-1- Résultat Efforts appliqués poutre principale (1,35G+1,5Q).....	67
Tableau IV-2- Résultat Efforts appliqués poutre principale (G+Q+E/0.8G \pm E)	67
Tableau IV-3- Résultat Efforts appliqués poutre principale (1,35G+1,35T)	67
Tableau IV-4- Résultat Ferrailage adopté poutre principale	68
Tableau IV-5- Résultat Efforts appliqués poutre secondaire (1,35G+1,5Q).....	69
Tableau IV-6- Résultat Ferrailage adopté poutre secondaire	69
Tableau IV-7- Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U)	73
Tableau IV-8- Vérification de la flèche à l'ELS (poutre 30x45).....	74
Tableau IV-9- Résultat obtenue vérifiée à l'ELS (poutre 30x45)	75
Tableau IV-10- Vérification de la flèche à l'ELS (poutre 60x50).....	75
Tableau IV-11- Résultat obtenue vérifiée à l'ELS (poutre 60x50)	76
Tableau IV-12- Résultat Ferrailage adopté plancher dalle plein	77
V. Chapitre: Étude des voiles de contreventement	78
Tableau V -1 – Ferrailage longitudinale pour toute dimension des voiles.....	84
Tableau V -2 – Vérification des limites de cisaillement des voiles	85
VI. Chapitre : Étude de l'infrastructure	86
Tableau VI -1 – Résultat obtenue poids globale (infra+super)	93
Tableau VI -2 – Résultat Ferrailage du radier (ELU)	94
Tableau VI -3 – Résultat Ferrailage du radier (ELA)	94
Tableau VI -4 – Vérification à l'ELS	95

Tableau VI -5 – Résultat ferrailage de mur périphérique.....	99
Tableau VI -6 – Vérification à L'E.L. S avec SOCOTEC	101

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

LISTE DES FIGURES

I. Chapitre : Présentation de l'ouvrage	19
Figure I-1 Diagramme rectangulaire simplifié.....	25
Figure I-2 Diagramme rectangulaire simplifié.....	25
Figure I-3 Diagramme de déformation-contrainte	27
II. Chapitre: Pré dimensionnement et descente des charges	29
Figure II. 1- Détails et modélisation de l'acrotère	30
Figure II. 2- Détails Cage d'ascenseur	30
Figure II. 3- Détails plancher dalle plein	31
Figure II. 4- Détails plancher terrasse	33
Figure II. 5 - Détails dimensionnement des poutres.....	35
Figure II. 6 - Schéma dimensionnement des poutres	39
Figure II. 7 - Schéma répartition des voiles	39
Figure II. 8 - Schéma d'escalier balancé	41
Figure II. 8 - Schéma d'escalier deux volée parallèle et un palier de repos intermédiaire.....	41
III. Chapitre: Étude sismique	47
Figure III. 1 - Schéma Méthode statique équivalente.....	47
Figure III. 2 – Graph du spectre	50
Figure III. 3 - Schéma Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	51
Figure III. 4 - Modèle 3d par logiciels « ETABS Ultimate 18.0.2 » :.....	53

IV. Chapitre: Étude des éléments porteurs	66
Figure IV. 1-Schéma de ferrailage des poutres principales 30x45	68
Figure IV. 3-Schéma de ferrailage des p/ principales 60x50 (Terrasse)	69
Figure IV. 4-Schéma de ferrailage des poutres secondaire 30x45	70
Figure IV.5-Schéma de ferrailage des poutres secondaire 75x18.....	70
V. Chapitre: Étude des voiles de contreventement	78
Figure V. 1 - Schéma répartition des voiles obtenue par « ETABS 18.0.2 » .	78
VI. Chapitre : Étude de l'infrastructure	86
Figure VI. 1 - Photo Radier-dalle ou radier à dalle plate.....	87
Figure VI. 2 - Photo Radier sur des socles	87
Figure VI. 3 - Photo radier nervuré	88
Figure VI. 4 - Photo Radier-caisson.....	88

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

SYMBOLES et NOTATIONS

Les significations des principales notions est la suivante:

1. Notion en majuscules romaines

A	Aire d'une section d'acier.
B	Aire d'une section de béton.
C	Cohésion du sol.
D	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E_h	Module de déformation longitudinal du béton.
E_j	Module d'élasticité instantanée.
E_s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
T	Effort tranchant.
B_r	Section réduite.

2. Notations en minuscules romaines

a	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b₀	Épaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.

f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Grandeurs précédemment calculé à 28 jours.
h_0	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
I_f	Longueur de flambement.
I_s	Longueur de scellement.
s_t	Espacement des armatures.
x	Coordonnée en général, au séisme en particulière.
y	Coordonnée.
z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.

3. Notations en majuscules Grecques

α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
θ	Coefficient.
λ	Elancement.
μ	Coefficient.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente.
τ_{se}	Contraintes d'adhérence d'entraînement.

Comportement D'une Structure En Béton Armé Sous Sollicitations Dynamiques

INTRODUCTION

De Toutes Les Catastrophes Naturelles Qui Affectent La Surface De La Terre, Les Tremblements de Terre Sont Sans Doute Les Plus Dévastateurs Pour Les Zones Urbaines.

La Seule Chose Que Nous pouvons Prédire Avec Certitude est que Plus Nous Sommes Eloignés Du Dernier Tremblement De Terre, Plus Le Prochain Sera Proche.

Le Compte Tenu De Ce Risque Et De Cette Imprévisibilité, Doit Avoir Une Seule Prédiction Valable c'est La Construction Sismique. Cela Signifie Construire Des Bâtiments Sous Des Charges Dynamiques De Manière A Ce Que Même Les Bâtiments Endommagés Ne s'effondrent Pas.

Nous Disposons Aujourd'hui d'un Ensemble De Connaissances Scientifiques, Techniques Et De Mise En Œuvre Qui Permettent, Quelle Que Soit La Région, De Construire Parasismique, c'est A Dire De Limiter Les Conséquences d'un Séisme.

Dans Notre Pays, On Utilise Le RPA99 Révisé En 2003 Comme Règlement Parasismique

Notre travail est structuré comme suit :

- 1^{er} chapitre : Présentation générale De La Structure
- 2^{eme} chapitre : Pré Dimensionnement Et Descente Des Charges
- 3^{eme} chapitre : Étude séismique
- 4^{eme} chapitre : Étude des éléments porteurs
- 5^{eme} chapitre : Étude des éléments porteurs
- 6^{eme} chapitre : Étude De L'infrastructure

I. Chapitre : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Dans le cadre de notre projet qui est situé dans la ville d'Ain Temouchent au juste à la rue platane. Nous avons élaboré une étude et une méthodologie de calcul d'un bâtiment comportant un parc King en Sous-sol + des locaux commerciaux en RDC et 08 étages à destination d'habitation (R+8) +Ss, dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (V18.0.2) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de C.B.A 93

I.1.1 Conception de la structure:

➔ Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

désignation	unité	dimension
Largeur en plan	m	26,23
La longueur en plan	m	30,02
Hauteur totale du bâtiment	m	34,77
Hauteur du Sous Sol	m	-3,06
Hauteur du RDC	m	3,91
Hauteur d'étage courant	m	3,40

I.1.1.1 Tableau I.1 caractéristiques géométriques

➔ **Les Données du site :**

* Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone IIa). (RPA 99 Ver.2003-Tab 4.1).

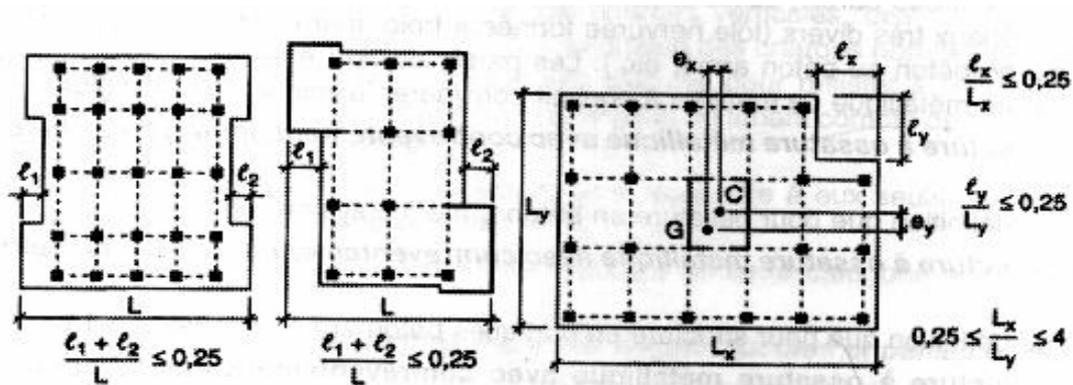
* L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. ($A=0,15$) (RPA 99 Ver.2003-Tab 4.1)

* Le site est considéré comme compacte (S2).

* Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,5$ bars.

* Système structurel : Voiles Porteurs

➔ **Régularité en plan : (RPA page 34)**



♦ $l_x = 8,67$ m.

♦ $l_y = 7,58$ m.

$$(l_x / l_y) \leq 0,25 = 8,67 / 7,58 \leq 0,25 = 1,14 \geq 0,25$$

↳ La structure est classée non régulière en plan.

I.1.2 Structure de contreventement:

L'ouvrage est réalisé dans le cadre de l'application RPA99/Version2003. Selon les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, les contreventements de portiques auto-stabilisants ne peuvent pas être utilisés car la hauteur totale du bâtiment dépasse 8,00 m. Par conséquent, il a été décidé d'utiliser un contreventement combiné voile de 30 cm d'épaisseur, les poutres 30 x 45 cm et 60 x 50 cm.

Ce type de contreventement doit également garantir les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement de 30 cm épaisseur doivent reprendre à 100 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

I.1.3 Le Plancher :

Nous avons choisi un plancher en dalle plein de 18 cm (coulé sur place) avec les avantages suivants :

- * Facilité de réalisation
- * Augmenter la résistance mécanique de la structure
- * Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique (bonne isolation aux bruits aériens)
- * Bonne résistance au feu.

I.1.4 Cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau Sous-Sol aux huit étages. Elle est constituée à Chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

I.2 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

I.2.1 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3 Hypothèse de calcul :

- * Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :
- * La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c_{28}} = 25$ Mpa.
- * La résistance à la traction du béton : $f_{t_{28}} = 2,1$ Mpa.
- * Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 3700(f_{cj}) = 10818,87$ Mpa.
- * Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 11000 (f_{cj}) = 32164,20$ Mpa.
- * Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ Mpa.

Le coefficient de Poisson est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \\ \nu = 0 \text{ à l'ELU} \end{array} \right.$$

I.4 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

I.4.1 Définition :

Le béton est un mélange de ciment, de gravier, de sable et d'eau dans des proportions spécifiques. Bien qu'il puisse être utilisé dans de grandes masses, le béton peut résister aux forces de compression, mais a une faible résistance aux forces de traction, agissant comme une barre d'acier de renforcement, qui jouent le rôle d'armature.

I.4.2 Composition de béton:

La composition approximative de 1m³ de béton dosé à 400 kg de ciment une résistance à la compression égale à 25 MPA.

Composantes	Graviers	Sable	Ciment	Eau	Adjuvant
	5 / 25	0 / 5			
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L	/
Poids (kg)	1200	600	400	180	/

I.4.2.1 Tableau I-2 : composition de béton

I.4.3 La Résistance caractéristique du béton :

➤ **En compression :** (C.B.A 93, A2.1.1.1- page05)

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de **28** jours f_{c28} exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de **$j \leq 60$ jours**, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} > 40MPa$$

Pour : **$j \geq 60$ jours** $f_{cj} = 1,1f_{c28}$

On prévoit une résistance du béton à **28** jours de **25MPa** facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où :

$$f_{c28} = 25MPa$$

➤ **En traction :** (C.B.A 93, A2.1.1.2-page05)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (en MPa)}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60MPa$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25MPa$

$$f_{t28} = 2,1MPa$$

$f_{t28} = 2,1MPa$ Pour : $f_{cj} \geq 60MPa$,

I.4.4 Déformation longitudinale du béton:

Déformations instantanées: (E_{ij}) : C.B.A [A.2.1.2.1,P7].

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours).

Déformations différées (E_{ij}) : C.B.A [A.2.1.2.2,P7].

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} = 1.08 \times 10^4 \text{ Mpa.}$$

Pour le calcul sous charge de longue durée pour lesquelles l'effet de **retrait** (diminution de volume d'une pièce, due à l'évaporation de l'eau restée le béton) et du **fluage** (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I.4.5 Coefficient de poisson:

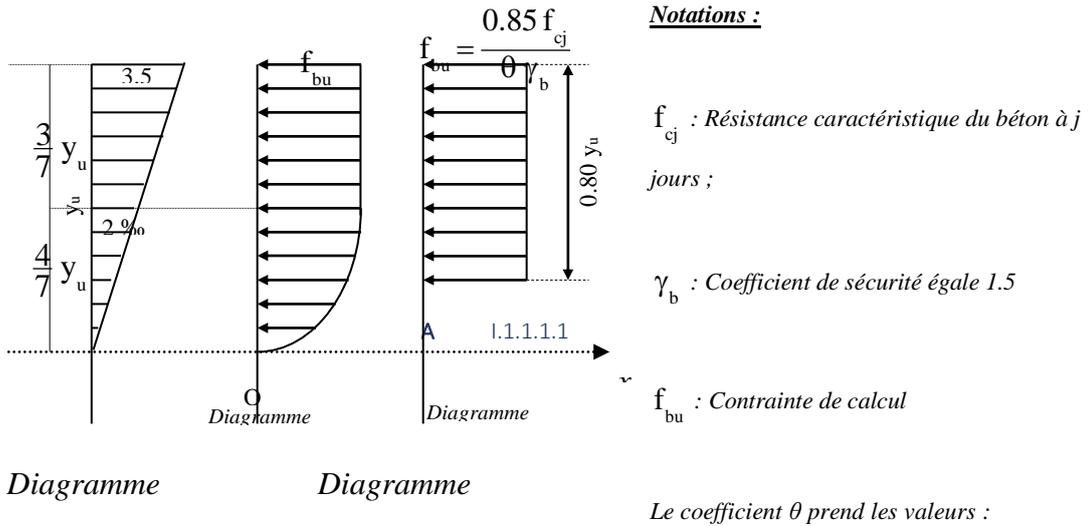
Coefficient de poisson :
$$\nu = \frac{\text{gonflement transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinale}}$$

En général pour le béton :
$$\begin{cases} E.L.U : \text{béton fissuré} & \nu = 0 \\ E.L.S : \text{béton non fissuré} & \nu = 0,2 \end{cases}$$

I.4.6 Diagramme déformations –contraintes de béton :

(C.B.A 93, A4.3.4) On distingue :

- Le diagramme [parabole - rectangle]
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi,
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [Parabole - rectangle]



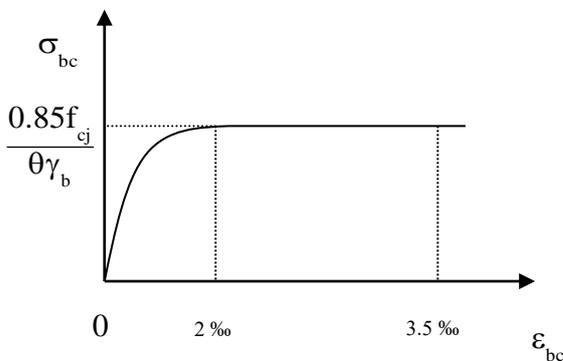
I.4.6.1 Figure I-1 Diagramme rectangulaire simplifié

I.4.7 Les contraintes limitées

• **Etat limite ultime [C.B.A 93 A.3.3.2]**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$



Notation :

$\theta = 1$ durée > 24h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24h

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

I.4.7.1 Figure I-2 Diagramme rectangulaire simplifié

- **Etat limite de service**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

- **Contrainte limite de cisaillement**

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

I.5 Caractéristiques physique et mécanique du l'acier:

I.5.1 Définition :

L'acier est un alliage de deux composants : le fer (Fe) et le carbone (2%).

I.5.2 Limite d'élasticité selon le type:

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leur nuance : selon le BAEL91

Sont caractérisée par leurs limites d'élasticité est ce distingues suivant leurs nuances :

Type d'acier	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)
Ronds lisses (RL)	FeE 235	235
Barres a haute Adhérence(BHA)	FeE 400/500	400/500

I.5.2.1 Tableau I-3 : Limite d'élasticité d'acier

Dans ce projet on a travaillé avec les aciers suivants :

- Haute adhérence FeE400 pour les armatures des semelles, des escaliers, des dalles pleines, les armatures longitudinales des voiles et des poutres et pour les armatures transversales $f_e = 400$ MPa
- Haute adhérence FeE500 pour, les armatures longitudinales des poutres de la façade principale et de la terrasse (qui ont des longueurs dépassent les 25m)
- Treillis Soudé $\phi 5 \times 5$ (150x150) pour les dallages et plancher en corps creux.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 210\,000$ MPa

I.5.3 Les contraintes limite:

Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Le coefficient de sécurité}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation Durable .} \\ \gamma_s = 1 & \text{Situation Accedentelle.} \end{cases}$$

Etat limite de service :

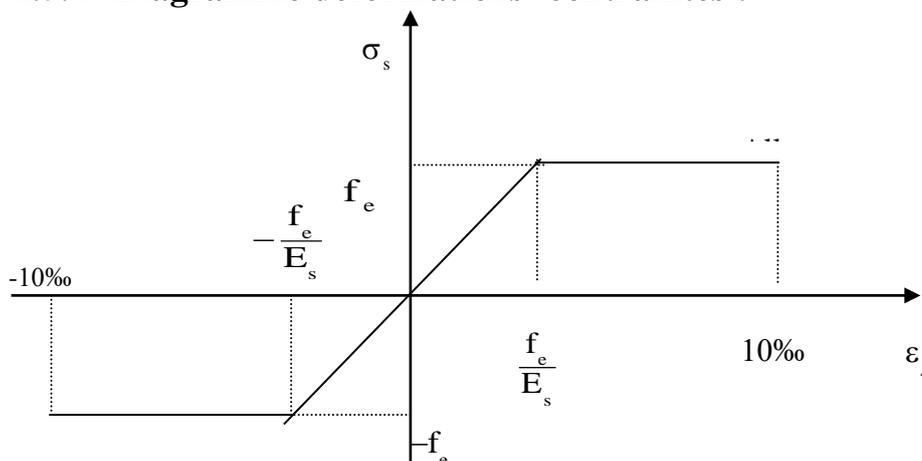
Fissuration peu nuisible : pas de vérification

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_t = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_t = \min(0.5 f_e, 110\eta)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration avec } \begin{cases} \eta = 1.6 & \text{Pour les aciers HA} \\ \eta = 1 & \text{Pour les aciers rond lisses} \end{cases}$$

I.5.4 Diagramme déformations- contraintes :



I.5.4.1 Figure I-3 Diagramme de déformation-contrainte

Méthode modale spectrale:

I.5.5 Sol de fondation:

Catégorie S2– sol Ferme. $\sigma_{Sol}=2,5$ Bars

I.5.6 Séisme:

Zone de sismicité IIa.

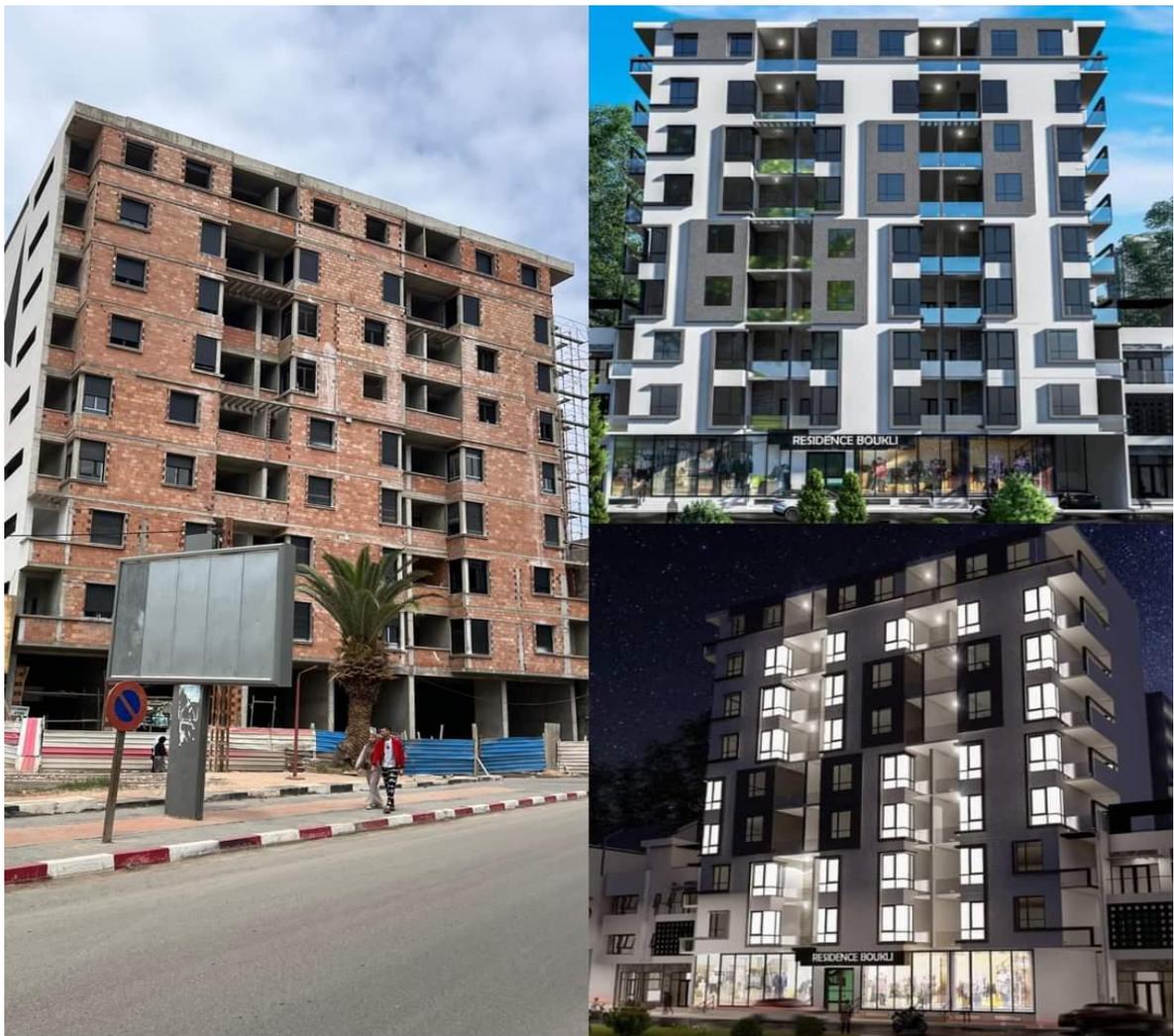
Catégorie d'ouvrage : 2 .ouvrage abrite moins de 300 personnes

A=0,15.

Site de catégorie : S2.

Coefficient $\beta = 0,2$.

Système structurel : R=3,5 (Voiles Porteurs).

I.6 photo – plan 3D – plan 2D:

II. Chapitre: Pré dimensionnement et descente des charges

II.1 Introduction:

Le Pré dimensionnement est une étape très importante pour la suite des calculs, Il est utilisé pour déterminer les sections préliminaires des éléments primaires et secondaires de la structure étudiée en utilisant des procédures d'estimation standard. Ceci est basé sur une vérification de certaines conditions sur les contraintes et les flèches conformément à la réglementation applicable.

L'architecte dessine l'intérieur et l'extérieur d'un bâtiment et envoie les plans à un bureau d'études. Qui doit définir à partir de ces plans, tous les éléments porteurs du bâtiment. La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur et correspond au squelette du bâtiment.

Le système porteur sert :

- à assurer la solidité de l'ouvrage :
 - par rapport au séisme, vent, etc.....
 - sans se rompre,
 - sans déformations excessives,
- à transmettre les charges aux fondations.

II.2 Pré dimensionnement Acrotère:

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne

conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$$S = (0,03 \times 0,12) / (2) + (0,07 \times 0,12) + (0,1 \times 0,6) = 0,070 \text{ m}^2$$

$$P = (0,070 \times 2500) = 175 \text{ Kg/m}$$

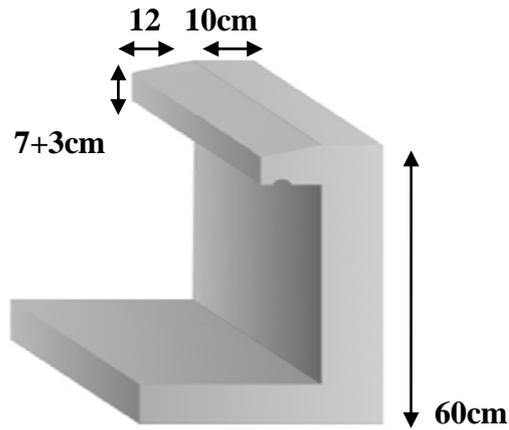
Surface Pour enduit de ciment: $(60+10+12+7+3) \times 2 = 184 \text{ cm}^2 = 1,84 \text{ m}^2$

$$\text{Epaisseur} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$P = (1,84 \times 0,02 \times 2000) = 73,60 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 175 + 73,60 = 248,60 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 2,49 \text{ KN/ml}$$



II.2.1.1 *Figure II. 1- Détails et modélisation de l'acrotère*

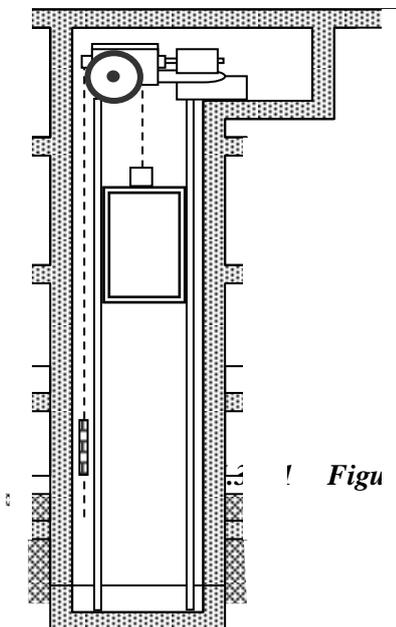
La longueur de l'Acrotère dans notre structure et de = **147,00 ml**

II.3 Pré dimensionnement Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et de sa machinerie.

- Poids de la cabine vide : **$P_c=630\text{KG}$**
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 08 personnes) : **$P_e=7,50\text{KN}$**
- Vitesse de l'ascenseur : **$V=1\text{m/s}$**
- **Dalle du local machinerie :**

La dalle de la locale machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, ...etc.).



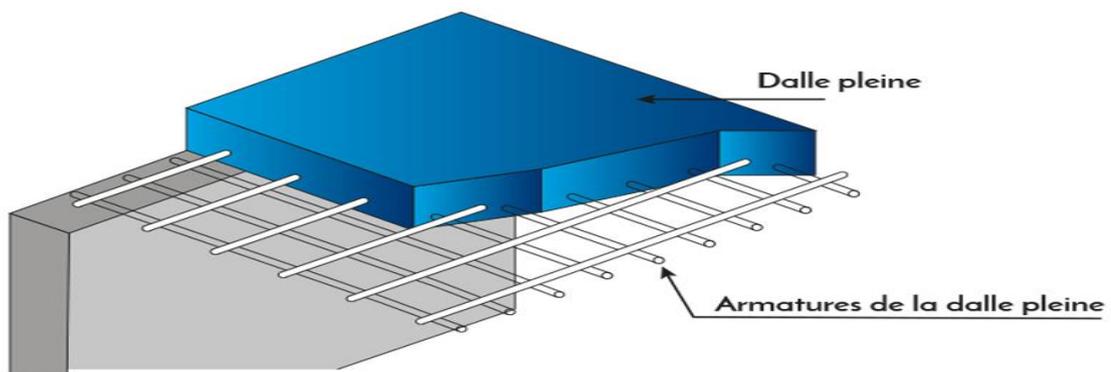
! Figure II. 2- Détails Cage d'ascenseur

II.4 Pré dimensionnement planché:

II.4.1 Introduction:

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment distingué à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement), et à transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans notre structure en a entamé un plancher en dalle pleine en plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur 18 cm qui repose sur des appuis : murs , poutres, voiles.



II.4.1.1 *Figure II. 3- Détails plancher dalle pleine*

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge du plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

II.4.2 Planchers dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, nous déduirons donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : e = **18 cm**.

- **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appui $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre appuis ont une portée égale à, $L_x = 415\text{cm}$

$$\frac{415}{50} = 8.30 \leq e \leq \frac{415}{40} = 10.38 \text{ (cm) l'épaisseur est limitée à } \mathbf{12 \text{ cm}}$$

- **Conditions de flèche**

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\text{Avec } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 10.18 \text{ m} > 5\text{ m}$;

$$F_{\max} = \frac{5qL_x^4}{384EI} \leq 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} \quad ; \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{be^3}{12} \\ G = 6,64 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} q = G + Q = 10,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m (bande de dalle)} \\ E_{vj} = 10818865 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$e \geq \left(\frac{60qL_x^4}{384E.b \left(0,5 + \frac{L_{\max}}{1000}\right)} \right)^{\frac{1}{3}} = 14.17 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur des dalles pleines, $e \geq \max(15; 18; 12; 15) \text{ cm} \Rightarrow e = 18 \text{ cm}$

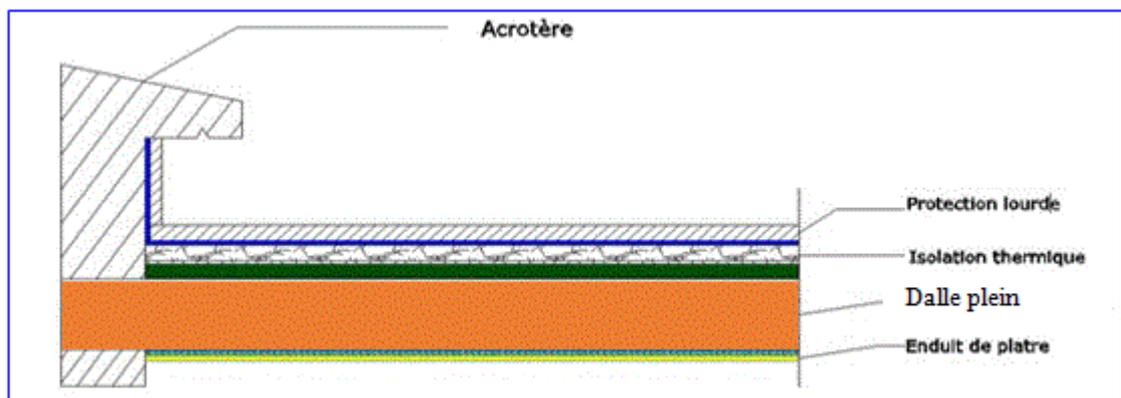
- Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \rightarrow 16 \leq e \leq 19 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

II.4.3 Planchers Terrasse :

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle plein surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

1. Protection gravier (5cm).
2. Etanchéité multicouche.
3. Forme de pente (10cm).
4. Isolation thermique (liège).
5. Film poly ène
6. Dalle plein.
7. Enduit en plâtre.



II.4.3.1 Figure II. 4- Détails plancher terrasse

Chapitre II Pré dimensionnement et descente des charges

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	2000	100
Etanchéité multicouche	2	600	12
Forme de pente	10	2200	220
Isolation thermique	4	400	16
Film polyâne	1	100	1
Dalle pleine	16	2500	400
Enduit en plâtre	2	1000	20
TOTAL			769

$$Q = 1 \text{ kN/m} \quad G = 7,69 \text{ kN/m}^2$$

II.4.3.2 Tableau II-1 composition des matériaux du plancher terrasse

II.4.4 Planchers étage courant :

1. Revêtement;
2. Mortier de pose ;
3. Dalle pleine ;
4. Chape en mortier de ciment 4cm;
5. Enduit en plâtre ;
6. Cloison ;

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Revêtement	2	2200	44
Mortier de pose	2	800	16
Dalle pleine	16	2500	400
Chape en mortier de ciment 4cm	5	1600	80
Enduit en plâtre	2	1000	20
Cloison	/	/	100
TOTAL			660

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \quad G = 6,60 \text{ KN/m}^2$$

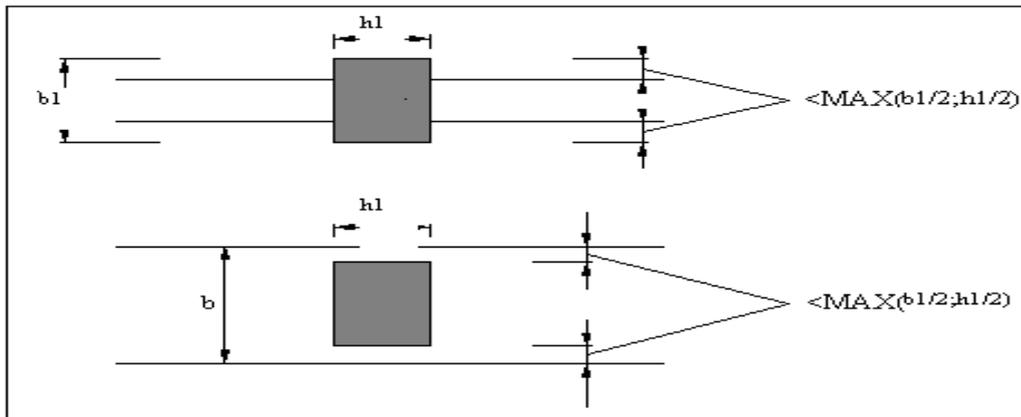
II.4.4.1 Tableau II-2 composition des matériaux du plancher étage courant

II.4.5 Pré dimensionnement des poutres :

Selon le RPA 99V2003 (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- ☞ $b \geq 20\text{cm}$
- ☞ $h \geq 30\text{cm}$
- ☞ $h/b \leq 4.0$
- ☞ $b_{\text{max}} = 1,5h + b_1$

Tel que b et h sont les dimensions de la poutre.



II.4.5.1 Figure II. 5 - Détails dimensionnement des poutres

G = 25 KN/ml

Dimensions à respecter pour les poutres.

A) Poutres Principales :

Et d’après les formules de condition des flèches doivent vérifier les conditions suivantes :

(Conception et calcule des structures de bâtiment) Tome 4 page 1551

$$h = \begin{cases} \frac{L}{15} \hat{a} \frac{L}{10} & \text{Pour les poutres sur appuis simples ;} \\ \frac{L}{18} \hat{a} \frac{L}{15} & \text{Pour les poutres continues (travées intermédiaires)} \\ \frac{L}{15} \hat{a} \frac{L}{12} & \text{Pour les poutres continues (travées de rives)} \end{cases}$$

➤ **Condition de la portée: Pour les poutres continues (travées intermédiaires)**

L max : la plus grande portée L max = 1018 cm

$$h = \left\{ \frac{L}{18} \dot{\wedge} \frac{L}{15} = \frac{1018}{18} \dot{\wedge} \frac{1018}{15} = 56.55 - \dot{\wedge} - 67.86 \text{cm} \right. \quad \text{en prend : } h = 60 \text{ cm}$$

Calcul de la largeur b :

(Conception et calcul des structures de bâtiment) Tome 4 page 1551.

$$0.3 h \leq b \leq 0,6 h \quad \longrightarrow \quad 0.3 \times 60 \leq b \leq 0,6 \times 60 \quad \longrightarrow \quad 18 \leq b \leq 46$$

en prend : b = 50 cm

Vérification condition RPA 99 : Zone Séismique IIa :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b = 40 \text{cm} > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h = 60 \text{cm} > 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \frac{60}{50} = 1,20 \leq 4,0 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

Touts les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres transversales travées intermédiaires **(60*50) cm2**

➤ **Condition de la portée: Pour les poutres continues (travées de rives)**

L max : la plus grande portée L max = 550 cm

$$h = \left\{ \frac{L}{15} \dot{\wedge} \frac{L}{12} = \frac{550}{15} \dot{\wedge} \frac{550}{12} = 36.66 - \dot{\wedge} - 45.83 \text{cm} \right. \quad \text{en prend : } h = 45 \text{ cm}$$

Calcul de la largeur b :

(Conception et calcul des structures de bâtiment) Tome 4 page 1551.

$$0,3 h \leq b \leq 0,6 h \quad 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,6 \times 45 \quad 13,5 \leq b \leq 27$$

en prend : b = 30 cm

Vérification condition RPA 99 : Zone Séismique IIa :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{cm} > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \frac{45}{30} = 1,50 \leq 4,0 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

Tous les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres transversales travées de rives **(45*30) cm²**

B) Poutres secondaire :

➤ **Condition de la portée: Pour les poutres continues (travées de rives)**

L max : la plus grande portée L max = 539 cm

$$h = \left\{ \frac{L}{15} \text{ à } \frac{L}{12} = \frac{539}{15} \text{ à } \frac{539}{12} = 35.93 \text{ à } 44.92 \text{ cm} \right. \quad \text{en prend : } h = 45 \text{ cm}$$

Calcul de la largeur b :

$$0,3 h \leq b \leq 0,6 h \quad 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,6 \times 45 \quad 13,5 \leq b \leq 27$$

en prend : b = 30 cm

Vérification condition RPA 99 : Zone Séismique IIa :

$$\begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v} \\ \frac{h}{b} \leq 4,0 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \frac{45}{30} = 1,50 \leq 4,0 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{c.v} \end{array}$$

Tous les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales travées de rives **(30*45) cm²**

➤ **Condition de la portée: Pour les poutres longitudinales continues (travées intermédiaires)**

L max : la plus grande portée L max = 539 cm

Pour la hauteur en prend épaisseur du plancher **h =18 cm (bande noyer)**

$$\text{Pour la largeur le reste de la section : } 45 \times 30 = 1350 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b = \frac{S}{h} \quad \longrightarrow \quad b = \frac{1350}{18}$$

en prend : b = 75 cm

Tous les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales travées **intermédiaires bande noyer (75*18) cm²**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Type de poutre		L (cm)	h (cm)	b (cm)	Section (hxb)
Poutre principale	travées intermédiaires	1018	60	50	60x50
	travées de rives	550	45	30	45x30
Poutre secondaire	travées de rives	539	45	30	45x30
	travées intermédiaires bande noyer	539	18	75	18x75

II.4.5.2 Tableau II-3- Résultats obtenus dimensionnement des poutres

II.4.6 Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

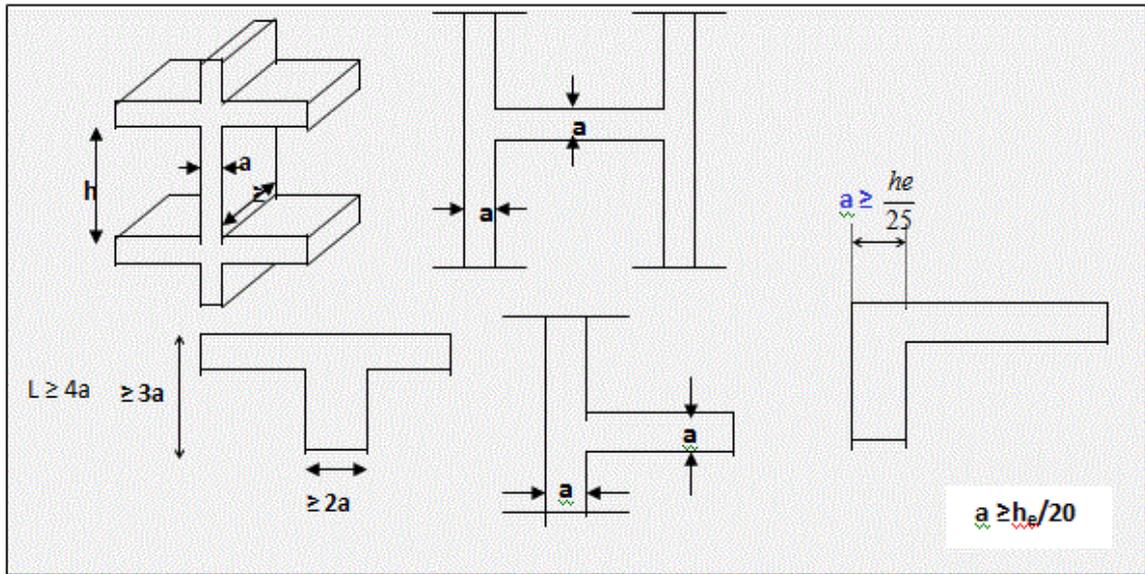
-L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et d'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow \text{PA99/version2003 (article 7.7.1)}$$

Formules suivantes : h_e , dans notre cas : $391 / 20 = 19,55$ cm. En prend **e = 30 cm**

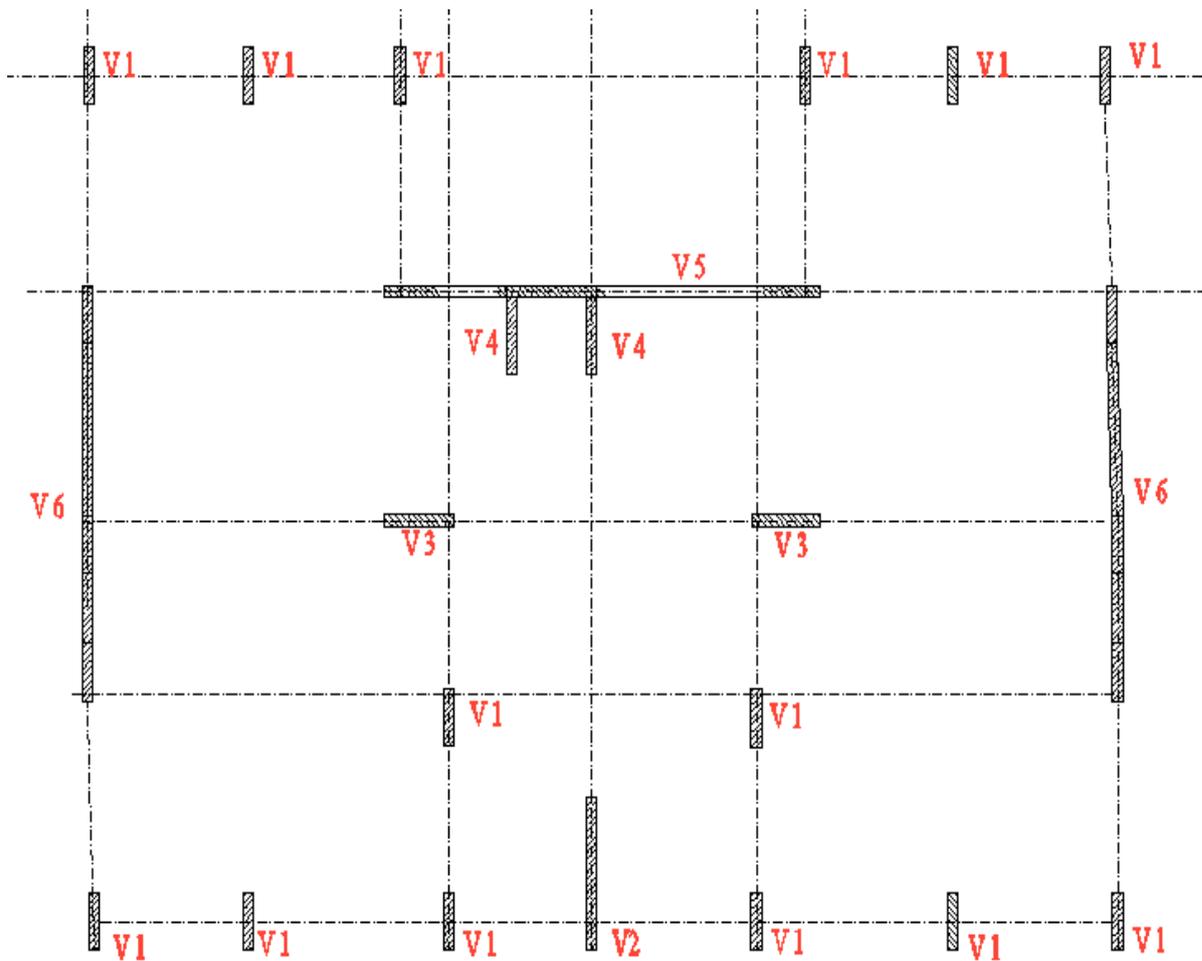
L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur. Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe

$$L_{\text{Min}} = 150 \text{ cm} > 4 e = 120 \text{ cm (Vérifié)}$$



II.4.6.1 Figure II. 6 - Schéma dimensionnement des poutres

Le choix de la répartition des voiles sera comme suite :



II.4.6.2 Figure II. 7 - Schéma répartition des voiles

Avec : V1 = 1,50 m

V2= 4,00 m

V3 = 2,20 m

V4 = 2,50 m

V5 = 12,50 m

V6 = 11,50 m

II.4.7 Pré dimensionnement Plancher RDC et S/SOL :

1. Revêtement;
2. Mortier de pose ;
3. Dalle pleine ;
4. Chape en mortier de ciment 4cm;
5. Enduit en plâtre ;
6. Cloison ;

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Revêtement	2	2200	44
Mortier de pose	2	800	16
Dalle pleine	16	2500	400
Chape en mortier de ciment 4cm	5	1600	80
Enduit en plâtre	2	1000	20
Cloison	/	/	100
TOTAL			660

Q = 2,50 KN/m² G = 6,60 KN/m²

II.4.7.1 Tableau II-4 composition des matériaux du plancher RDC et S/SOL

II.4.8 Pré dimensionnement Balcon :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Revêtement	2	2200	44
Mortier de pose	2	800	16
Dalle en BA	15	2500	375
Garde-corps	/	/	85
TOTAL			520

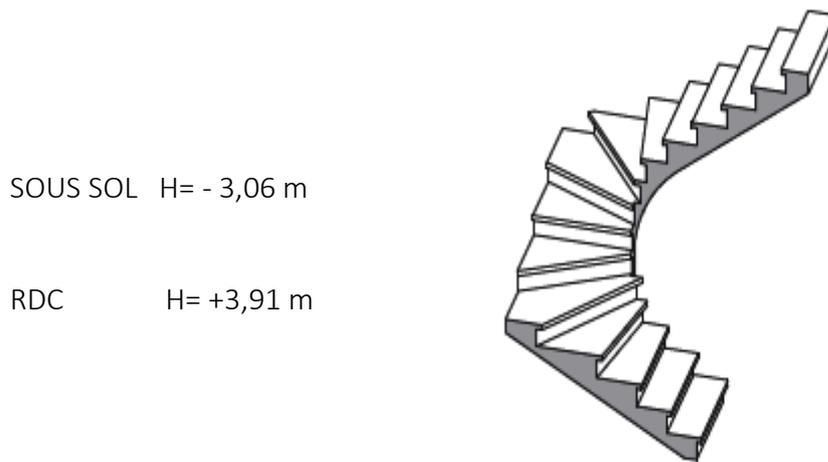
Q =3,50 KN/m² G =5,20 KN/m²

II.4.9 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

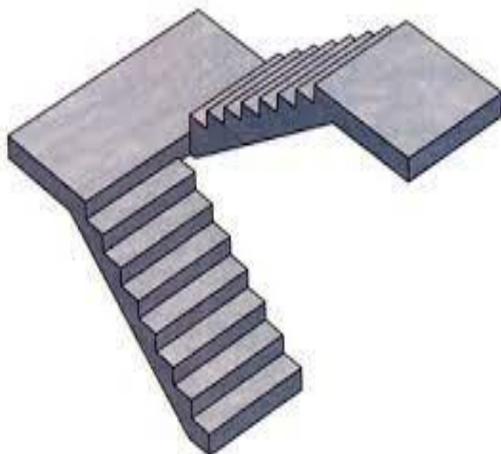
Dans notre bâtiment on a un deux type d'escalier :

* Escalier balancé à deux quarts tournants « applique au niveau SOUS SOL et RDC »



II.4.9.1 Figure II. 8 - Schéma d'escalier balancé

* Escalier a deux volée parallèle et un palier de repos intermédiaire « applique dans les étages courant ,du niveau 1^{er} étage jusqu'au niveau 8 eme étage »



Niveau par chaque étage et de H= 3,40 m

II.4.9.2 Figure II. 8 - Schéma d'escalier deux volée parallèle et un palier de repos intermédiaire

✱ Escalier de l'étage courant :

Hauteur : $H=3,40\text{m}$.

Girond : $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la **formule de BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

Pour: $h = 17 \text{ cm}$:

$N_c = H/h = (340 / 17) = 20$

On aura : **20** contres marches entre chaque deux étage :

On a deux volées, donc **10** contres marches par volée

✱ Escalier de rez de chaussée :

Hauteur : $H= 3,91 \text{ m}$.

Le nombre des contres marches est donnés par :

$N_c=(H/h) = (391 / 17) = 23$

Donc, on a: **23** marches balancé à deux quarts tournants

✱ Escalier de sous-sol :

Hauteur : $H= 3,06 \text{ m}$.

Le nombre des contres marches est donnés par :

$N_c=(H/h) = (306 / 17) = 18$

Donc, on a: **18** marches balancé à deux quarts tournants

✱ Epaisseur de la dalle d'escalier :

$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$ et $\Rightarrow (L'p= 3,90\text{m}) \Rightarrow 13,00 < e < 19,50$

On prend : **$e = 15 \text{ cm}$** pour toutes les volées. Les deux conditions sont vérifiées.

➤ Palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Revêtement	2	2200	44
Mortier de pose	2	800	16
dalle d'escalier (palier)	15	2500	375
Chape en mortier de ciment 4cm	5	1600	80
Enduit en plâtre	2	1000	20
TOTAL			535

$$Q_{\text{esc}} = 2,50 \text{ KN/m}^2 \quad G_{\text{esc}} = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

II.4.9.3 Tableau II-6 composition des matériaux des escaliers Palier

➤ **Volée (paillasse) :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Revêtement	2	2200	44
Mortier de pose	2	800	16
Marche	h=17	2200	2200×0,17/2=187
Paillasse	15	2500	(2500×0,15)/cos32,00=128
Enduit en plâtre	2	1000	20
Gardes corps métallique	/	/	100
TOTAL			805

Q = 2,50 KN/m² G = 8,05 KN/m²

II.4.9.4 Tableau II-7- composition des matériaux des escaliers Volée paillasse

II.4.10 Maçonnerie :

* Murs extérieurs :

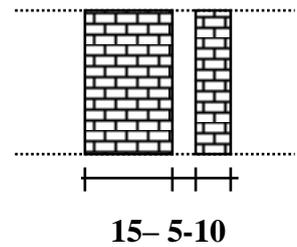
La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

Enduit en ciment :.....0,02x2000 = 40 kg/m².

Briques creuses :.....0,25x1400= 350 kg/m².

Enduit en plâtre :.....0,015x1200=18 kg/m².

Σ 408 kg/m².



Avec **30%** d'ouverture :.....408×0,7= 285,6kg/m².

Figure II. 10 - Détails mur extérieur

G=2,86 kn/m².

* Murs intérieurs :

La maçonnerie utilisée est en brique (simple cloison) avec 30% d'ouverture :

Briques creuses :.....0,10x1400 = 140 kg/m².

Enduit en plâtre :.....0,015x1200x2 = 36 kg/m².

Σ 176 kg/m²..

Avec **30%** d'ouverture :.....176×0,7= 123,2kg/m².

G=1,23 kn/m².

II.5 Calcul descente des charges W :

Acrotère							
Désignation	hauteur	Largeur r	longueur	G	Q	Total G	Total Q
Acrotère	$(0,03*0,12)/(2) + (0,07*0,12) + (0,1*0,6) = 0,007 \text{ m}^2$		147,00	2,49	1,00	366,03	0,88
Total Acrotère						366,03	0,88
Ascenseur							
Désignation	hauteur	Largeur	longueur	G	Q	Total G	Total Q
Plancher	$2,6*2,6 = 6,76 \text{ m}^2$			7,69	1,00	51,98	6,76
v2	$(2,40*2,50*0,2*3) = 3,63 \text{ m}^3$			25,00		90,75	
pois de la cabine						28,50	
charge 'exploitation pour 08 personne							7,50
Total Acrotère						171,23	14,26
Plancher Terrasse							
Désignation	hauteur	Largeur	longueur	G	Q	Total G	Total Q
Plancher	$(26,23*30,02)-(6,75*11,45) + (3,66*1,3*2) = 719,65 \text{ m}^2$			7,69	1,00	5 534,11	719,65
Elément structure							
poutre principale	$(0,3*0,45*30,02*2)+(0,6*0,5*30,02*3) = 35,12 \text{ m}^3$			25,00		878,00	
poutre secondaire	$(0,45*0,30*26,23*2)+(0,60*0,16*26,23*2)+(0,60*0,16*17,25*3)+(0,45*0,16*6,40*2) = 18,00 \text{ m}^3$			25,00		450,00	
V1	$(3,40*1,50*0,30*14) = 21,42 \text{ m}^3$			25,00		535,50	
V2	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V3	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V4	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V5	$(3,40*12,67*0,30*1) = 12,92 \text{ m}^3$			25,00		323,00	
V6	$(3,40*10,85*0,30*2) = 22,13 \text{ m}^3$			25,00		287,69	
Maçonnerie extérieur double parois	$2,95*((30,02+26,23)*2) = 331,88 \text{ m}^2$			2,86		949,18	
Total Plancher Terrasse						9 263,48	719,65

Plancher 7 étage courant

Désignation	hauteur	Largeur	longueur	G	Q	Total G	Total Q
Plancher	$(26,23*30,02)-(6,75*11,45) + (3,66*1,3*2) = 719,65 \text{ m}^2$			6,60	1,50	4 749,69	1 079,48
Elément structure							
poutre principale	$(0,3*0,45*30,02*2)+(0,6*0,5*30,02*3) = 35,12 \text{ m}^3$			25,00		878,00	
poutre secondaire	$(0,45*0,30*26,23*2)+(0,60*0,16*26,23*2)+(0,60*0,16*17,25*3)+(0,45*0,16*6,40*2) = 18,00 \text{ m}^3$			25,00		450,00	
V1	$(3,40*1,50*0,30*14) = 21,42 \text{ m}^3$			25,00		535,50	
V2	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V3	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V4	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V5	$(3,40*12,67*0,30*1) = 12,92 \text{ m}^3$			25,00		323,00	
V6	$(3,40*10,85*0,30*2) = 22,13 \text{ m}^3$			25,00		287,69	
Maçonnerie extérieur double parois	$2,95*((30,02+26,23)*2) = 331,88 \text{ m}^2$			2,86		949,18	
Total étage courant						8 479,06	1 079,48
Total 7 étage courant						59 353,40	7 556,33

Plancher RDC

Désignation	hauteur	Largeur	longueur	G	Q	Total G	Total Q
Plancher	$(26,23*30,02)-(6,75*11,45) + (3,66*1,3*2) = 719,65 \text{ m}^2$			6,60	2,50	4 749,69	1 799,13
Elément structure							
poutre principale	$(0,3*0,45*30,02*2)+(0,6*0,5*30,02*3) = 35,12 \text{ m}^3$			25,00		878,00	
poutre secondaire	$(0,45*0,30*26,23*2)+(0,60*0,16*26,23*2)+(0,60*0,16*17,25*3)+(0,45*0,16*6,40*2) = 18,00 \text{ m}^3$			25,00		450,00	
V1	$(3,40*1,50*0,30*14) = 21,42 \text{ m}^3$			25,00		535,50	
V2	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V3	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V4	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V5	$(3,40*12,67*0,30*1) = 12,92 \text{ m}^3$			25,00		323,00	
V6	$(3,40*10,85*0,30*2) = 22,13 \text{ m}^3$			25,00		287,69	
Maçonnerie extérieur double parois	$3,46*(30,02+26,23+26,23) = 285,38 \text{ m}^2$			2,86		816,19	

Total Plancher RDC							8 346,07	1 799,13
Plancher S/SOL								
Désignation	hauteur	Largeur	longueur	G	Q	Total G	Total Q	
Plancher	$(26,23*30,02)-(6,75*11,45) + (3,66*1,3*2) = 719,65 \text{ m}^2$			6,60	2,50	4 749,69	1 799,13	
Elément structure								
poutre principale	$(0,3*0,45*30,02*2)+(0,6*0,5*30,02*3) = 35,12 \text{ m}^3$			25,00		878,00		
poutre secondaire	$(0,45*0,30*26,23*2)+(0,60*0,16*26,23*2)+(0,60*0,16*17,25*3)+(0,45*0,16*6,40*2) = 18,00 \text{ m}^3$			25,00		450,00		
V1	$(3,40*1,50*0,30*10) = 15,30 \text{ m}^3$			25,00		382,50		
V2	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00		
V3	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00		

V4	$(3,40*4,00*0,30*1) = 4,08 \text{ m}^3$			25,00		102,00	
V5	$(3,40*12,67*0,30*1) = 12,92 \text{ m}^3$			25,00		323,00	
Voile périphérique	$2,61*((30,02+26,23)*2)*0,30 = 88,09 \text{ m}^3$			25,00		2 202,25	

Total Plancher S/SOL							9 291,44	1 799,13
----------------------	--	--	--	--	--	--	----------	----------

balcon							
--------	--	--	--	--	--	--	--

Désignation	hauteur	Largeur	longueur	G	Q	Total G	Total Q
balcon 1 étage	$((1,39*3)+(1,2*1,9))*2 = 12,90 \text{ m}^2$			5,20	3,50	67,08	45,15
balcon 8 étage						536,64	361,20

Total balcon							603,72	406,35
--------------	--	--	--	--	--	--	--------	--------

Escalier							
----------	--	--	--	--	--	--	--

Désignation	hauteur	Largeur	longueur	G	Q	Total G	Total Q
voles étage (paillace+palier)	$1,26*1,2*14 = 21,17 \text{ m}^3$			25,00	2,50	529,25	52,925
voles RDC (paillace+palier)	$1,34*1,2*2 = 3,22 \text{ m}^3$			25,00	2,50	80,50	8,05
voles S/SOL (paillace+palier)	$(0,7*1,2)*(0,9*1,2)+(0,3*1,2) = 1,27 \text{ m}^3$			25,00	2,50	31,75	3,18

Total escalier							641,50	64,15
----------------	--	--	--	--	--	--	--------	-------

TOTAL GENERALE	88 036,86	12 359,86
W = Total G + Total Q X β	90 508,84	

Avec β bâtiment d'habitation = 0,20

Valeur de coefficient de pondération

II.5.1.1 Tableau II-8-descente des charges W

III. Chapitre: Étude sismique

III.1 Introduction:

L'étude des éléments porteurs consiste à la distribution des charges (verticales et surtout horizontales) Aux portiques et voiles.

III.2 Etude Dynamique:

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul.

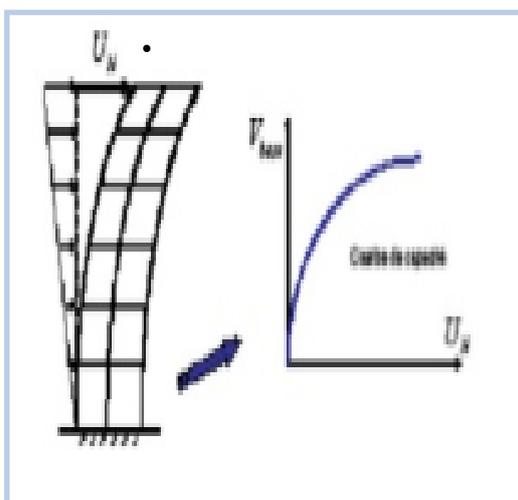
L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple «ETABS», avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

♣ Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

III.2.1 Méthode statique équivalente:



III.2.1.1 Figure III. 1 - Schéma Méthode statique équivalente

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.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux de plan horizontal de la structure.

♣ **Condition d'application**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et **IIa** et à 30 m en zone **IIb** et **III**.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivant :
 - Zone I : tous groupe.
 - Zone IIa :
 - Groupe d'usage 3 ;
 - Groupe d'usage 2, si $h_t \leq 7$ niveaux ou 23 m;
 - Groupe d'usage 1B, si $h_t \leq 5$ niveaux ou 17 m;
 - Groupe d'usage 1A, si $h_t \leq 3$ niveaux ou 10 m;
 - Zone IIb et III :
 - Groupe d'usage 3 et 2, si $h_t \leq 5$ niveaux ou 17 m;
 - Groupe d'usage 1B, si $h_t \leq 3$ niveaux ou 10 m;
 - Groupe d'usage 1A, si $h_t \leq 2$ niveaux ou 08 m;

♣ **Calcul de la force sismique totale:**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau 4-1 (RPA99 "version 2003" ,P 37) suivant la zone sismique et le groupe d'usage ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)"P38";

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau

4-3 "P 40" en fonction de système de contreventement ;

Q : Facteur de qualité, il est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

W : Poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^n w_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du aux charge permanentes.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

B: coefficient de pondération, donné par le tableau (4.5.P30.RPA 99 "version 2003").

♣ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

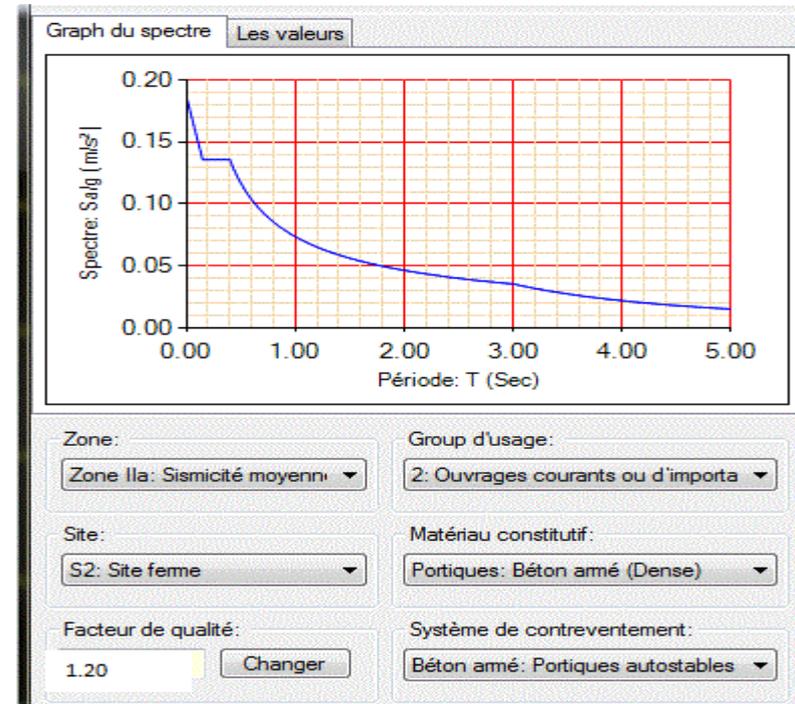
Avec : F_t la force concentrée au sommet de la structure, $F_t=0$ quand Test plus petite ou égale à 0.7 s, et

sera prise égale à 0.07 T.V dans les autres cas. La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25 V.

La partie restante de V soit $(V-F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) w_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

III.2.2 Méthode dynamique modale spectrale:



III.2.2.1 Figure III. 2 – Graph du spectre

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suit combinés pour obtenir la réponse de la structure.

♣ Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone ;

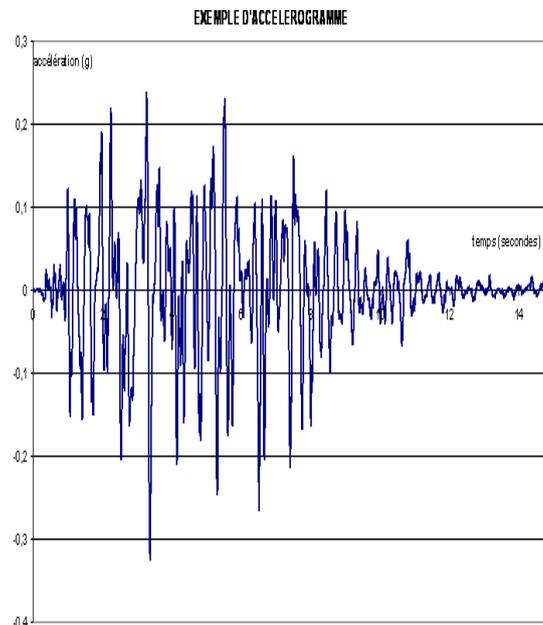
η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique ;

T1 , T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

III.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :



III.2.3.1 Figure III. 3 - Schéma Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

Pour notre calcul : * La méthode dynamique modale spectrale *:

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS Ultimate version 18.0. 2

III.3 Justification Vis A Vis De La Ductilité (Art : 5.4 Rpa99/2003).

Toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux relative la ductilité minimale sont satisfaites ; a savoir :

Contrainte limite du béton en compression σ_{bc} est donnée par : $\sigma_{bc} = (0,85 / \theta \cdot \gamma_b) f_{c28}$

avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ (situation durable)

$\gamma_b = 1,15$ (situation accidentelle)

→ Béton armé : Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa, Dans notre cas le f_{c28} est égal 25 MPa.

→ Aciers : Excepté pour les armatures transversales, les armatures pour béton armé des éléments principaux doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500MPa L'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être supérieur ou égal à 5%.

Dans notre projet le FeE 400 pour les armatures longitudinales et FeE 240 pour les armatures transversales.

→ Matériaux (éléments secondaire): La qualité des matériaux utilisés dans la construction joue un rôle important dans la résistance aux efforts sismiques.

Les matériaux constitutifs sont :

- pierres de taille
- briques et blocs de terre cuite
- blocs en béton (parpaing plein ou creux)
- mortier
- armatures métalliques

Doit établir un document donnant les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau en particulier la résistance caractéristique à la rupture en compression.

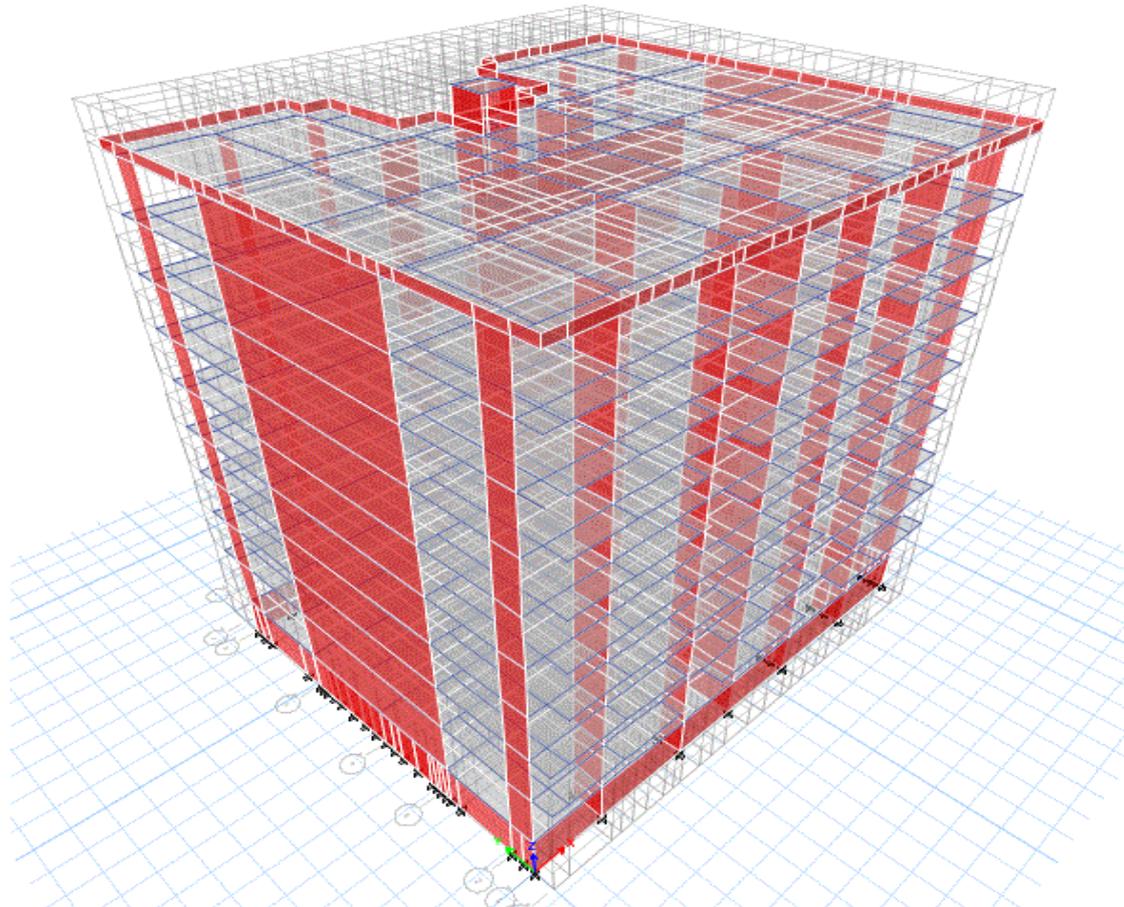
- a) Blocs de pierre : A défaut de détermination expérimentale, la résistance caractéristique en compression est prise égale à la valeur minimale communément admise en fonction de la catégorie de roche d'origine
- b) Briques, blocs de terre cuite et de béton :Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces matériaux, et en particulier la résistance en compression, doivent être conforme aux normes y afférentes.
- c) Mortiers :Les mortiers utilisés pour les constructions des structures en maçonnerie seront à base de ciment ou ciment - chaux hydraulique et leur résistance minimale caractéristique à la compression sera de 5 MPa.
- d) Armatures :Les armatures sont celles prévues pour le béton armé et sont définies par les normes; la valeur de la résistance caractéristique à utiliser dans les calculs étant la limite d'élasticité f_e .

- e) Béton : Pour les éléments en béton armé faisant partie du système structural, la résistance caractéristique minimale à la compression exigée est de 15 MPa.

III.4 Présentation Du Programme Etabs Ultimate 18.0.2

ETABS est un logiciel intégré ultime pour l'analyse de calcul des structures de génie civil et la conception de (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...),

- Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception.
- Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.
- Il offre des outils de modélisation et de visualisation 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide,
- Il offre des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux,
- Il offre des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats de l'analyse et de la conception. .



III.4.1.1 Figure III. 4 - Modèle 3d par logiciels « ETABS Ultimate 18.0.2 » :

III.5 Calcul de l'effort tranchant à la base

♣ Combinaisons de calcul :

G+Q.....ELS ELST1.....ELST2

1,35G+1,5Q..... ELU.....ELUT1.....ELUT2

G+Q+EX.

G+Q+EY.

0,8G±EX 0,8G+EXmin

0,8G±EY 0,8G+EYmin

W : (G+0,2Q) Poids de structure

G : Charge permanente y compris le poids propre.

Q : Surcharges d'exploitation.

EX/EY : Action du séisme

Données :

- Accélération $A=0,15$ (Zone IIa, Groupe d'usage 2 ouvrage abrite moins de 300 personnes)
- Facteur de site $T1 = 0,15s$ et $T2=0,40s$ (site Ferme S2)
- $K_{si} = 10\% \Rightarrow \nu = 0,764$
- $Q_x = Q_y = 1+0,05+0,05+0,05+0,05+0+0=1,2$ (la plus pénalisante selon les directions orthogonales de référence)
- Coefficient de pondération $\beta = 0,2$ (Habitations).
- Dimension à la base du bâtiment dans le sens X $L_x = 30,02$ m
- Dimension à la base du bâtiment dans le sens Y $L_y = 26,23$ m
- Hauteur total du bâtiment $H=34,77$ m.
- Poids total de la structure $W = W_{Gi}+0,2XW_{Qi} = 128\,974,27$ kn (Tiré des résultats de calcul ETABS).
- Coefficient de comportement : $R_x = R_y = 3,5$

III.6 Les Cinq principales vérifications exigées par le RPA99V2003

III.6.1 Vérification l'article 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0.603	0.1743	0.0015	0	0.1743	0.0015	0
Modal	2	0.496	0.0006	0.6755	0	0.1749	0.6771	0
Modal	3	0.267	0.524	0.00002273	0	0.6989	0.6771	0
Modal	4	0.141	0.0457	0.0079	0	0.7446	0.685	0
Modal	5	0.138	0.0026	0.1495	0	0.7472	0.8345	0
Modal	6	0.087	0.0794	0.00001151	0	0.8265	0.8345	0
Modal	7	0.068	0.0023	0.0478	0	0.8288	0.8823	0
Modal	8	0.067	0.024	0.005	0	0.8529	0.8873	0
Modal	9	0.056	0.000003446	6.135E-07	0	0.8529	0.8873	0
Modal	10	0.047	0.0167	0	0	0.8696	0.8873	0
Modal	11	0.046	0.0002	0.0078	0	0.8698	0.8951	0
Modal	12	0.044	0.018	0.0023	0	0.8878	0.8974	0
Modal	13	0.043	0.0057	0.0095	0	0.8935	0.9068	0
Modal	14	0.042	0.00002646	0.0043	0	0.8935	0.9111	0
Modal	15	0.038	0.00004998	0.0024	0	0.8936	0.9135	0
Modal	16	0.033	0.0009	0.0091	0	0.8945	0.9225	0
Modal	17	0.032	0.0224	0.0014	0	0.9169	0.9239	0

III.6.1.1 Tableau III-1-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus

Une condition avec vérification simple mode participation massique

Mode 17 → SumUX 0,9169

Mode 13 → SumUY 0,9

III.6.2 Vérification l'article 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Coefficients pour calculer l'effort tranchant par la méthode statique équivalente (RPA 2003) :

A = (Zone)

R = (Type de contreventement)

W = (Poids total de la structure sous combinaison G+%Q)

D = (Facteur d'amplification dynamique)

Q = (Facteur de qualité)

Période de vibration et participation massique

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.603	1.658	10.4151	108.4745
Modal	2	0.496	2.015	12.6634	160.3616
Modal	3	0.267	3.744	23.526	553.4718
Modal	4	0.141	7.088	44.5353	1983.3971
Modal	5	0.138	7.251	45.559	2075.6269
Modal	6	0.087	11.557	72.6172	5273.2573
Modal	7	0.068	14.81	93.0518	8658.6385
Modal	8	0.067	14.99	94.1855	8870.9012
Modal	9	0.056	17.844	112.1178	12570.3949
Modal	10	0.047	21.229	133.3867	17792.016
Modal	11	0.046	21.87	137.4121	18882.0786
Modal	12	0.044	22.966	144.2984	20822.0233

III.6.2.1 Tableau III-2- Période de vibration et participation massique

♣ Calcul de la période empirique :

$$T = C_t * (H_n)^{3/4}$$

$$T = 0.05 * 34.77^{3/4} = 0,716 \text{ s}$$

$$C_t = 0,05$$

Coefficient qui est fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$H_n = 34,77 \text{ m}$$

La hauteur de la structure en mètres mesurée à partir du niveau de base jusqu'au dernier niveau.

$$T = 0,716 \text{ s}$$

$$T_{exp} = 0,716 \text{ s} \times 1.30 = 0,93 \text{ s}$$

♣ Vérification de la période numérique de la structure (T numérique):

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique, et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp}). il faut que : T numérique ≤ T_{exp}

$$T_{numérique} = 0,60 \text{ s} \leq T_{exp} = 0,93 \text{ s} \quad \text{La période est vérifiée}$$

♣ Valeur de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- Le coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est fonction (du groupe d'usage, de la zone sismique):

* Groupe d'usage 2.
 * Zone sismique II.a } → A = 0,15

- Facteur d'amplification dynamique moyen (Dx,y) :

Il est fonction (de la catégorie du site , du facteur de correction d'amortissement et de la période de la structure):

* Le pourcentage d'amortissement critique

Il est fonction (des matériaux constitutifs, du type de la structure et de l'importance des remplissages) ξ = 10 %

* Le facteur de correction d'amortissement

Il est obtenu à partir de la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 = 0,764$$

* La période caractéristique (T2):

Elle est fonction (de la catégorie du site S1, S2, S3 et S4)

Type du site : S2 → T2 = 0,40 s

* La période fondamentale de la structure (Tx,y):

$$T_{x,y} = \frac{(0.09 * h_N)}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

Pour le calcul selon les deux directions X et Y; on a :

$$L_x = 30,02m \rightarrow T_x = \frac{(0,09 * 34,77)}{\sqrt{30,02}} = 0,571 \rightarrow T_x = 0,571 * 1,3 = 0,742 s$$

$$L_y = 26,23 m \rightarrow T_y = \frac{(0,09 * 34,77)}{\sqrt{26,23}} = 0,611 \rightarrow T_y = 0,611 * 1,3 = 0,794 s$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

Temp = 0,794 s

Donc : T = 1,3 x Temp = 1,3 x 0,794 → T = 1,032 s

T analytique = 0.60s

$$T_{\max} = 1,032 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5 * n * \left(\frac{T^2}{T_x}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 2,5 * 0,764 * \left(\frac{0,40}{0,571}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 1,506$$

$$D_y = 2,5 * n * \left(\frac{T^2}{T_y}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 2,5 * 0,764 * \left(\frac{0,40}{0,611}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1,440$$

- Le facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1,20$$

N°	Critère Q	Qx	Qy
1	Condition minimale sur les filles contreventement	0,00	0,00
2	Redondance en plan	0,00	0,00
3	Régularité en plan	0,05	0,05
4	Régularité en élévation	0,05	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6	Contrôle de la qualité d'exécution	0,05	0,05
7	pénalité	1,00	1,00
	Total	1,20	1,20

III.6.2.2 Tableau III-3- Le facteur de qualité (Q)

- Le coefficient de comportement global (R) :

Il est fonction (du système de contreventement):

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

$$R = 3,50$$

- Le poids de la structure (W) :

Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
CAGE ESCALIER	W	Combination	Bottom	221.5455	0	0	0	3699.1444	-3103.6165
Story11	W	Combination	Bottom	475.8555	0	0	0	7141.7532	-6865.0187
Story10	W	Combination	Bottom	12834.8727	0	0	0.00001356	145128.1112	-190427.025
Story9	W	Combination	Bottom	25585.0212	0.000002226	6.482E-07	-0.000002384	288779.1994	-379033.7595
Story8	W	Combination	Bottom	38275.3511	0.000003279	0.000001349	-0.000002806	432408.9253	-566669.0329
Story7	W	Combination	Bottom	50965.6811	0.000004088	0.000002176	-0.000000685	576110.6374	-754359.4943
Story6	W	Combination	Bottom	63656.0111	0.000004772	0.000003152	0.000003726	719872.6531	-942116.1285
Story5	W	Combination	Bottom	76364.0733	0.000005259	0.000004067	0.000005787	863669.3645	-1130129
Story4	W	Combination	Bottom	89072.1355	0.000005585	0.000005074	0.00001068	1007503.613	-1318233
Story3	W	Combination	Bottom	101849.5518	0.000005836	0.00000604	0.00001866	1151222.917	-1507550
Story2	W	Combination	Bottom	114763.1236	0.000005898	0.000006644	0.00002863	1297298.674	-1698792
Story1	W	Combination	Bottom	128974.2724	0.000005904	0.000006749	0.00003014	1465839.472	-1901303

III.6.2.3 Tableau III-4- Le poids de la structure (W)

W = 128 974,27 kn

Donc :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$$

$$V_x = \frac{0,15 * 1,506 * 1,20}{3,50} * 128\ 974,27 = 9\ 989,24\ kn$$

$$V_y = \frac{0,15 * 1,440 * 1,20}{3,50} * 128\ 974,27 = 9\ 551,46\ kn$$

♣ Valeur de l'effort tranchant à la base par la méthode modal spectrale :

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	2	9	EXD	LinRespSpec	Max	32.8035	22.7888	71.5929	2.3417	2.92	0.3208
Base	3	10	EXD	LinRespSpec	Max	1.3397	42.7254	39.7983	2.1643	1.5253	0.0074
Base	6	110	EXD	LinRespSpec	Max	1.7351	102.555	348.4207	6.005	1.7882	0.0883
Base	9	33	EXD	LinRespSpec	Max	8.5551	1.9899	10.1627	0.0878	3.1882	0.1031
Base	20	49	EXD	LinRespSpec	Max	24.4214	21.2319	68.4575	1.9789	2.5625	0.3162
Base	22	53	EXD	LinRespSpec	Max	0.6212	0.9783	15.2292	0.0921	0.684	0.0838
Base	23	55	EXD	LinRespSpec	Max	1.3313	39.1329	40.4832	2.0502	1.6077	0.0072
Base	25	59	EXD	LinRespSpec	Max	0.6741	5.1724	15.8117	0.2006	0.6434	0.0766
Base	26	61	EXD	LinRespSpec	Max	0.6756	5.8213	17.5618	0.2334	0.6404	0.0763
Base	27	62	EXD	LinRespSpec	Max	0.6207	1.2597	15.0888	0.1183	0.6793	0.0832
Base	28	65	EXD	LinRespSpec	Max	0.9905	6.1669	12.5135	0.1876	0.6428	0.0674
Base	29	66	EXD	LinRespSpec	Max	30.0612	4.0519	77.6859	0.3491	2.6677	0.1987
Base	30	69	EXD	LinRespSpec	Max	1.0209	34.8501	31.1817	2.111	1.1535	0.1292
Base	31	70	EXD	LinRespSpec	Max	29.9801	17.4803	63.0815	2.6845	2.3894	0.4232
Base	33	114	EXD	LinRespSpec	Max	1.4857	98.8698	330.6251	7.5678	1.4952	0.2537
Base	35	81	EXD	LinRespSpec	Max	19.5625	12.8617	53.3576	1.8495	1.4559	0.4625
Base	36	82	EXD	LinRespSpec	Max	1.9508	25.486	30.9067	1.0638	1.7059	0.4331
Base	38	93	EXD	LinRespSpec	Max	5.8669	2.5328	8.0674	0.1003	2.2456	0.0797
Base	41	97	EXD	LinRespSpec	Max	6.7717	1.463	4.0851	0.0692	2.4704	0.0797
Base	42	98	EXD	LinRespSpec	Max	1.131	1.2193	4.6467	0.0671	0.614	0.0598
Base	43	101	EXD	LinRespSpec	Max	8.5126	1.7014	4.3988	0.0715	3.1845	0.0979
Base	44	102	EXD	LinRespSpec	Max	1.197	1.2097	7.3507	0.0603	0.7636	0.0759
Base	45	105	EXD	LinRespSpec	Max	6.7353	1.7614	3.3407	0.0744	2.4702	0.0773
Base	46	106	EXD	LinRespSpec	Max	0.979	1.0946	6.4066	0.0591	0.5814	0.0504
Base	47	109	EXD	LinRespSpec	Max	1.7977	108.3499	358.8444	6.084	1.797	0.0821
Base	48	113	EXD	LinRespSpec	Max	1.9441	108.5021	367.1917	7.931	1.4713	0.286
Base	49	117	EXD	LinRespSpec	Max	0.4853	6.4378	22.1778	0.2299	0.4433	0.0575
Base	50	118	EXD	LinRespSpec	Max	0.52	2.7557	25.5029	0.0537	0.4517	0.0588
Base	52	125	EXD	LinRespSpec	Max	0.5314	6.6159	20.0143	0.2538	0.4444	0.0577

EXD = 10 985,47 kn

III.6.2.4 Tableau III-5- Valeur de l'effort tranchant à la base EX

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
						kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Base	2	9	EYD	LinRespSpec	Max	6.9492	64.2275	227.2529	6.8817	0.6402	0.4965
Base	3	10	EYD	LinRespSpec	Max	0.5066	114.4598	104.7466	6.1633	0.2517	0.0018
Base	6	110	EYD	LinRespSpec	Max	0.6056	238.0493	617.2156	14.3801	0.3204	0.0143
Base	9	33	EYD	LinRespSpec	Max	0.7414	7.8687	25.6722	0.6298	0.2661	0.0147
Base	20	49	EYD	LinRespSpec	Max	2.7789	60.0276	191.9701	5.7493	0.6557	0.475
Base	22	53	EYD	LinRespSpec	Max	0.2955	4.2943	72.982	0.1646	0.1557	0.0183
Base	23	55	EYD	LinRespSpec	Max	0.7551	109.0748	89.4264	6.0104	0.3867	0.0021
Base	25	59	EYD	LinRespSpec	Max	0.2855	10.0062	17.4267	0.3097	0.1567	0.0186
Base	26	61	EYD	LinRespSpec	Max	0.2797	8.7985	16.4879	0.2714	0.1392	0.0163
Base	27	62	EYD	LinRespSpec	Max	0.2913	4.7306	72.3559	0.1931	0.1474	0.0177
Base	28	65	EYD	LinRespSpec	Max	0.5571	10.8332	66.0308	0.5647	0.2704	0.0374
Base	29	66	EYD	LinRespSpec	Max	4.1558	6.8268	80.5969	1.8335	0.2114	0.119
Base	30	69	EYD	LinRespSpec	Max	0.5128	104.0536	61.0324	6.5315	0.2895	0.1171
Base	31	70	EYD	LinRespSpec	Max	10.5164	52.4849	178.8343	8.213	1.0394	0.4015
Base	33	114	EYD	LinRespSpec	Max	0.6347	227.5647	557.4012	17.4437	0.3509	0.0172
Base	35	81	EYD	LinRespSpec	Max	2.7585	26.2789	127.9396	3.8325	0.3332	0.2183
Base	36	82	EYD	LinRespSpec	Max	0.7097	51.745	59.7026	2.269	0.484	0.1522
Base	38	93	EYD	LinRespSpec	Max	0.5477	10.7661	27.722	0.8313	0.2079	0.0188
Base	41	97	EYD	LinRespSpec	Max	0.5545	15.7574	39.7098	0.8234	0.1973	0.0189
Base	42	98	EYD	LinRespSpec	Max	0.3389	18.7399	71.3912	0.9622	0.1414	0.019
Base	43	101	EYD	LinRespSpec	Max	0.7177	31.673	114.3686	1.3443	0.2812	0.0162
Base	44	102	EYD	LinRespSpec	Max	0.267	34.5382	261.0094	1.6558	0.1432	0.0128
Base	45	105	EYD	LinRespSpec	Max	1.6725	15.1238	40.0679	0.786	0.5795	0.019
Base	46	106	EYD	LinRespSpec	Max	0.3181	17.5916	67.8929	0.9074	0.1497	0.0155
Base	47	109	EYD	LinRespSpec	Max	0.6015	256.2269	650.3565	14.8817	0.3268	0.0145
Base	48	113	EYD	LinRespSpec	Max	0.9562	210.5096	609.6914	15.4845	0.4769	0.1372
Base	49	117	EYD	LinRespSpec	Max	0.2411	8.1424	26.4669	0.3198	0.1751	0.0222
Base	50	118	EYD	LinRespSpec	Max	0.2725	10.3226	104.8833	0.281	0.2109	0.0284
Base	52	125	EYD	LinRespSpec	Max	0.2387	6.516	33.3812	0.2714	0.2272	0.0295

EYD = 10 599,88 kn

III.6.2.5 Tableau III-6- Valeur de l'effort tranchant à la base EY

il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

		V dynamique	0.8xVstatique	Observation
Sens	X-X	10985,47	7 991,39	vérifiée
Sens	Y-Y	10 599,88	7 641,16	vérifiée

III.6.2.6 Tableau III-7- Vérification V dynamique et 0.8xVstatique

$$\left. \begin{array}{l} EXD = 10985,47 \\ EYD = 10599,88 \end{array} \right\} \text{Min} = 10 599,88 \geq 0,8V_{mse} 7 641,16 \text{ c.v}$$

III.6.3 Vérification l'article 5.10 RPA 2003 vis-à-vis des déformations (Déplacements inter-étage) :

Les déplacements latéraux d'un étages par rapport à l'étage qui lui adjacent ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage

$$1\% * H \text{ étage} = 0,01 * 3,40 = 0,034 \text{ m} = 34 \text{ mm}$$

$$1\% * H \text{ étage} = 0,01 * 3,91 = 0,0391 \text{ m} = 39,1 \text{ mm}$$

$$1\% * H \text{ étage} = 0,01 * 3,06 = 0,0306 \text{ m} = 30,6 \text{ mm}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

R = 3,50 (article 4.4.3 R.P.A99/v2003)

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

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

Le déplacement horizontal UX → Sek

Vérification que : $\Delta k < h_k / 100$ pour chaque niveau

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
					m	m	rad		m	m	m
Story10	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.004113	0.000296	0.000478	15	14.886	11.119	34.17
Story9	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.003621	0.000262	0.00042	121	14.8892	11.1084	30.7588
Story8	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.00315	0.000227	0.000359	157	14.8878	11.185	27.3589
Story7	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.002688	0.000191	0.000297	158	14.8878	11.185	23.9589
Story6	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.002205	0.000154	0.000234	251	14.8878	11.185	20.5589
Story5	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.001716	0.000117	0.000174	331	14.8798	11.1652	17.1589
Story4	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.00123	0.000082	0.000118	334	14.8798	11.1652	13.7589
Story3	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.000771	0.000051	0.000069	335	14.8934	11.0935	10.359
Story2	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.000356	0.000024	0.00003	340	14.8736	11.1457	6.9384
Story1	D1	EXD	LinRespSpec	Max	0.000042	0.000004	0.000002	341	13.9828	12.6482	3.0365

III.6.3.1 Tableau III-8- Le déplacement horizontal UX

sens X-X	δ_{ek}	$\delta_{k=}$ $\delta_{ek} * 3.5$	δ_{k-1}	$\Delta k = \delta_{k-1} - \delta_{k-2}$	hk/100	$\Delta k < hk/100$
NIVEAU	m	m	m	m	m	
STORY10	0,004	0,014	0,0105	0,0035	0,034	OK
STORY9	0,003	0,0105	0,0105	0	0,034	OK
STORY8	0,003	0,0105	0,007	0,0035	0,034	OK
STORY7	0,002	0,007	0,007	0	0,034	OK
STORY6	0,002	0,007	0,0035	0,0035	0,034	OK
STORY5	0,001	0,0035	0,0035	0	0,034	OK
STORY4	0,001	0,0035	0,00245	0,00105	0,034	OK
STORY3	0,0007	0,00245	0,00105	0,0014	0,034	OK
STORY2	0,0003	0,00105	0,000147	0,000903	0,0391	OK
STORY1	0,000042	0,000147	0,000	0,000147	0,0306	OK

III.6.3.2 Tableau III-9- Vérification que : $\Delta k < hk/100$ pour chaque niveau UX

Le déplacement Vertical UY → Sek

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
					m	m	rad		m	m	m
Story10	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000297	0.009295	0.000039	15	14.886	11.119	34.17
Story9	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000263	0.008254	0.000034	121	14.8892	11.1084	30.7588
Story8	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000226	0.007221	0.000029	157	14.8878	11.185	27.3589
Story7	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.00019	0.006136	0.000024	158	14.8878	11.185	23.9589
Story6	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000153	0.005007	0.000019	251	14.8878	11.185	20.5589
Story5	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000117	0.003862	0.000014	331	14.8798	11.1652	17.1589
Story4	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000081	0.002744	0.00001	334	14.8798	11.1652	13.7589
Story3	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000049	0.001707	0.000006	335	14.8934	11.0935	10.359
Story2	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000021	0.000819	0.000002	340	14.8736	11.1457	6.9384
Story1	D1	EYD	LinRespSpec	Max	0.000001	0.00012	3.404E-07	341	13.9828	12.6482	3.0365

III.6.3.3 Tableau III-10- Le déplacement Vertical UY

sens Y-Y	δ_k	$\delta_k = \delta_k * 3.5$	δ_{k-1}	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	hk/100	$\Delta k < hk/100$
NIVEAU	m	m	m	m	m	
STORY10	0,009	0,0315	0,028	0,0035	0,034	OK
STORY9	0,008	0,028	0,0245	0,0035	0,034	OK
STORY8	0,007	0,0245	0,021	0,0035	0,034	OK
STORY7	0,006	0,021	0,0175	0,0035	0,034	OK
STORY6	0,005	0,0175	0,0105	0,007	0,034	OK
STORY5	0,003	0,0105	0,007	0,0035	0,034	OK
STORY4	0,002	0,007	0,0035	0,0035	0,034	OK
STORY3	0,001	0,0035	0,0028	0,0007	0,034	OK
STORY2	0,0008	0,0028	0,00042	0,00238	0,0391	OK
STORY1	0,00012	0,00042	0,000	0,00042	0,0306	OK

III.6.3.4 Tableau III-11- Vérification que : $\Delta k < hk/100$ pour chaque niveau UY

III.6.4 Vérification l'article 5.9 RPA 2003 (Justification vis-à-vis de l'effet P Δ):

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

sens X-X	Pk	VX	δk	$\delta k-1$	Δk	Hk	θ	$\theta < 0.1$
NIVEAU	KN	KN	m	m	m	m		
STORY10	13 532,27	1 854,29	0,014	0,0105	0,0035	3,40	0,0075	OK
STORY9	25 585,02	3 221,45	0,0105	0,0105	0	3,40	0	OK
STORY8	38 275,35	4 513,37	0,0105	0,007	0,0035	3,40	0,0087	OK
STORY7	50 965,68	5 647,16	0,007	0,007	0	3,40	0	OK
STORY6	63 656,01	6 632,61	0,007	0,0035	0,0035	3,40	0,0098	OK
STORY5	76 364,07	7 466,30	0,0035	0,0035	0	3,40	0	OK
STORY4	89 072,14	8 137,73	0,0035	0,00245	0,00105	3,40	0,0033	OK
STORY3	101 849,5	8 647,23	0,00245	0,00105	0,0014	3,40	0,0048	OK
STORY2	114 763,1	8 990,14	0,00105	0,000147	0,000903	3,91	0,0029	OK
STORY1	128 974,2	9 205,19	0,000147	0,000	0,000147	3,06	0,0006	OK

III.6.4.1 Tableau III-12- Justification vis-à-vis de l'effet P Δ): sens X-X

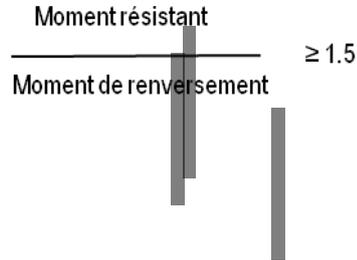
sens Y-Y	Pk	VY	δk	$\delta k-1$	Δk	Hk	θ	$\theta < 0.1$
NIVEAU	KN	KN	m	m	m	m		
STORY10	13 532,27	2 216,64	0,0315	0,028	0,0035	3,40	0,0061	OK
STORY9	25 585,02	3 805,23	0,028	0,0245	0,0035	3,40	0,0069	OK
STORY8	38 275,35	5 199,93	0,0245	0,021	0,0035	3,40	0,0075	OK
STORY7	50 965,68	6 369,44	0,021	0,0175	0,0035	3,40	0,0082	OK
STORY6	63 656,01	7 352,78	0,0175	0,0105	0,007	3,40	0,0178	OK
STORY5	76 364,07	8 166,66	0,0105	0,007	0,0035	3,40	0,0096	OK
STORY4	89 072,14	8 818,51	0,007	0,0035	0,0035	3,40	0,010	OK
STORY3	101 849,5	9 316,16	0,0035	0,0028	0,0007	3,40	0,0022	OK
STORY2	114 763,1	9 652,48	0,0028	0,00042	0,00238	3,91	0,0072	OK
STORY1	128 974,2	9 817,05	0,00042	0,000	0,00042	3,06	0,0018	OK

III.6.4.2 Tableau III-13- Justification vis-à-vis de l'effet P Δ): sens Y-Y

III.6.5 Vérification du renversement du bâtiment :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :



0

V_x^{dyn} (KN)	10985,47
V_y^{dyn} (KN)	10 599,88
H (m)	34,77
L_x (m)	30,02
L_y (m)	26,23
G_T (KN)	128 974,27

➤ **Vérification du renversement suivant X**

$M_R = (2/3) H V_x^{dyn}$ (KNm)	254 643,19
$M_S = 0,8 G (L_x/2)$ (KNm)	1 548 723 ,03
$M_S / M_R =$	6,08
$M_S / M_R > 1,5$	le bâtiment est stable

Tableau III-14- Vérification du renversement suivant X

➤ **Vérification du renversement suivant Y**

$M_R = (2/3) H V_y^{dyn}$ (KNm)	245 705,22
$M_S = 0,8 G (L_y/2)$ (KNm)	1 353 198,04
$M_S / M_R =$	5,51
$M_S / M_R > 1,5$	le bâtiment est stable

III.6.5.1 Tableau III-15- Vérification du renversement suivant Y

IV. Chapitre: Étude des éléments porteurs

IV.1 Introduction:

L'étude des éléments porteurs consiste à la distribution des charges (verticales et surtout horizontales) aux portiques et voiles.

IV.2 Ferrailage des éléments :

L'étude du portique s'intéresse aux éléments les plus sollicités à condition de rester dans le domaine de sécurité.

Pour la détermination des sollicitations, on utilise les combinaisons suivantes :

Pour l'état limite ultime (E.L.U)1,35G+1.5Q.....(C.B.A93).

Pour l'état limite service (E.L.S)G+Q..... (C.B.A93).

Pour les poutres $\{G + Q \pm E$ (R.P.A99).

Pour les poteaux et les voiles $\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$ (R.P.A99).

Après avoir calculé les sollicitations, il faut déterminer la section d'acier nécessaire à la résistance et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et PRA99).

IV.2.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple. Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max(A_u, A_{\min}, A_{RPA})$ avec :

Au : Section d'armature calculée en flexion simple à l'aide de logiciel SOCOTEC.

Amin : Condition de non fragilité. $A_{\min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{\min} = 0.23.60.47 \frac{2.1}{400} = 3.40$

ARPA : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante ; 6% en zone de recouvrement

IV.2.2 Efforts appliqués & Ferrailage calculé (Poutre Principale) :

		1,35G+1,5Q			
Niveau	Poutres	M appui (KN.m)	As (cm ²)	M travée (KN.m)	As (cm ²)
Tous les étages sauf terrasse L > 25	PP 30x45	-198,39	16,22	109,88	8,19
	PP60x50	-423,30	29,90	287,53	19,25

IV.2.2.1 Tableau IV-1- Résultat Efforts appliqués poutre principale (1,35G+1,5Q)

		G+Q+E/0.8G±E			
Niveau	Poutres	M appui (KN.m)	As (cm ²)	M travée (KN.m)	As (cm ²)
Tous les étages sauf Terrasse L > 25	PP 30x45	-171,904	13,63	99,08	7,32
	PP 60x50	-286,52	19,17	202,14	13.14

IV.2.2.2 Tableau IV-2- Résultat Efforts appliqués poutre principale (G+Q+E/0.8G±E)

		1,35G+1,35T		
Niveau	Poutres L > 25	N (KN.m)	As INF (travée) (cm ²)	As SUP (appui) (cm ²)
Terrasse Poutres L > 25	PP 30x45	0,00	7,61	15,64
	PP 60x50	0,00	22,81	37,56

IV.2.2.3 Tableau IV-3- Résultat Efforts appliqués poutre principale (1,35G+1,35T)

Le ferrailage maximum sous combinaisons sismiques est au niveau des appuis.

Ferrailage Minimum RPA99-2003 :

La section minimale d'armature dans les poutre Amin=0.5% de la section totale.

⇒ Poutre 30X45 : Amin=6,75 cm² (Asup+Ainf).

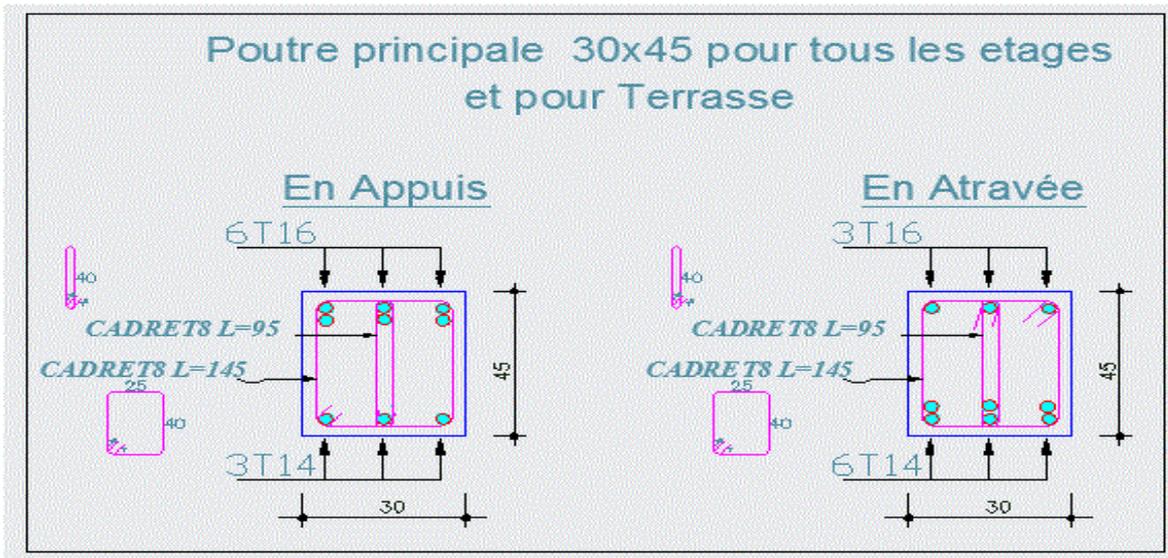
⇒ Poutre 60X50 : Amin= 15 cm² (Asup+Ainf).

Ferrailage adopté poutre principale (cas défavorable) :

Niveau	Poutres	A appui		A travée	
		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Tous les étages sauf terrasse L > 25	PP 30x45	6T16+3T14	16.68	3T14+3T14	9,24
	PP 60x50	8T16+8T16	32.17	4T16+8T14	20,35
TERRASSE Poutres L > 25	PP 30x45	6T16+3T14	16.68	3T14+3T14	9,24
	PP 60x50	20T16	40.21	12T16	24,13

IV.2.2.4 Tableau IV-4- Résultat Ferrailage adopté poutre principale

La répartition du ferrailage des poutres en fonction des sollicitations locales est indiquée sur plan des poutres



IV.2.2.5 Figure IV. 1-Schéma de ferrailage des poutres principales 30x45

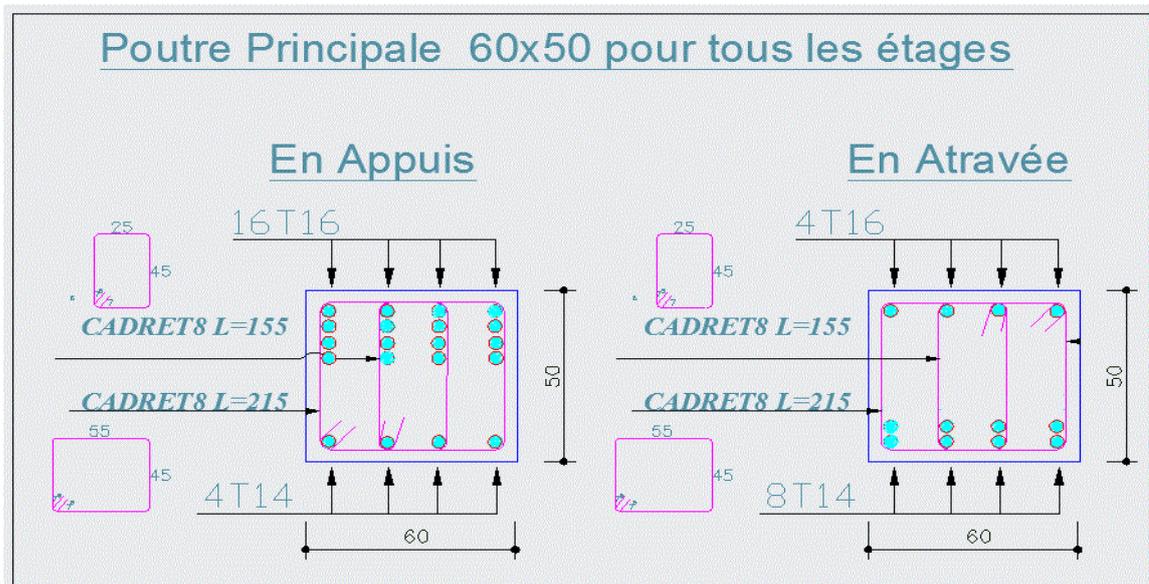
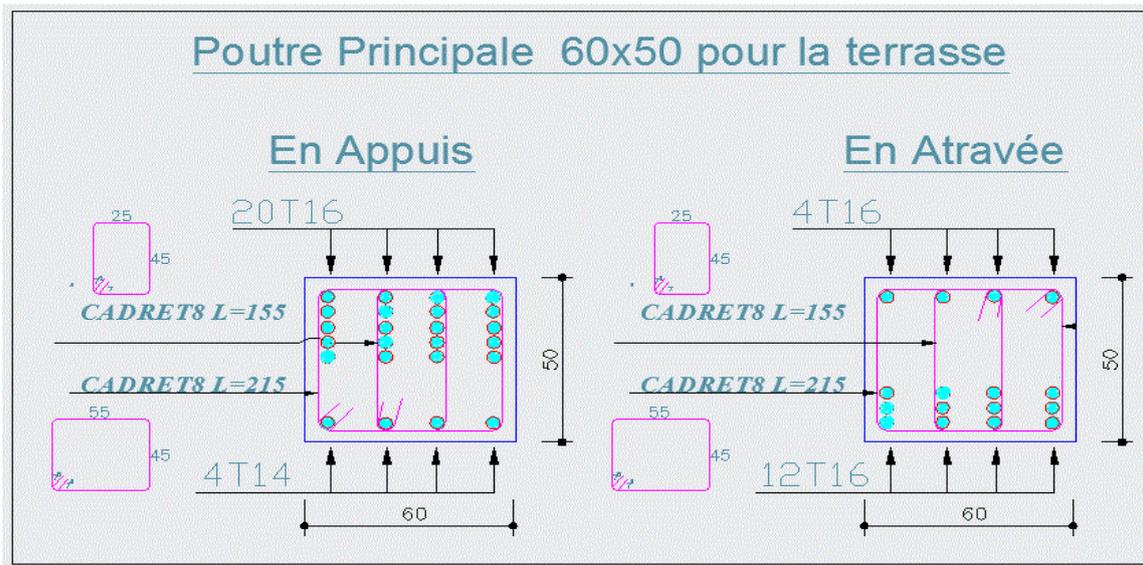


Figure IV. 2-Schéma de ferrailage des poutres principales 60x50 (étage)



IV.2.2.6 Figure IV. 3-Schéma de ferrailage des poutres principales 60x50 (Terrasse)

IV.2.3 Efforts appliqués & Ferrailage calculé (Poutre secondaire)

		1,35G+1,5Q			
Niveau	Poutres	M appui (KN.m)	As (cm ²)	M travée (KN.m)	As (cm ²)
Tous les étages	PS 30X45	-65,71	4,62	41,47	2,92
	PS 75X18	-87,55	22,43	25,44	5,18

IV.2.3.1 Tableau IV-5- Résultat Efforts appliqués poutre secondaire (1,35G+1,5Q)

Ferrailage Minimum RPA99-2003 :

La section minimale d'armature dans les poutre $A_{min}=0.5\%$ de la section totale.

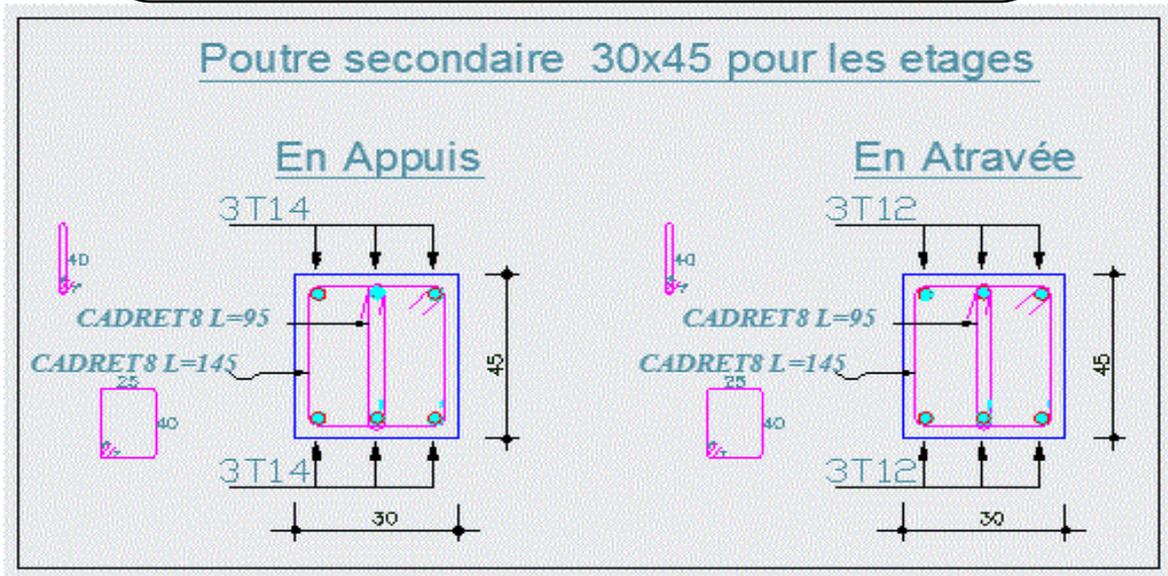
⇒ Poutre 45X30 : $A_{min}=6,75 \text{ cm}^2$ ($A_{sup}+A_{inf}$).

⇒ Poutre 18X75 : $A_{min}= 6,75 \text{ cm}^2$ ($A_{sup}+A_{inf}$).

Ferrailage adopté poutre secondaire (cas défavorable) :

Niveau	Poutres	A appui (cm ²)	A travée (cm ²)
Tous les étages	PS 30X45	3T14	3,39
	PS 75X18	6T16+6T16	6,79

Tableau IV-6- Résultat Ferrailage adopté poutre secondaire



IV.2.3.2 Figure IV. 4-Schéma de ferrailage des poutres secondaire 30x45

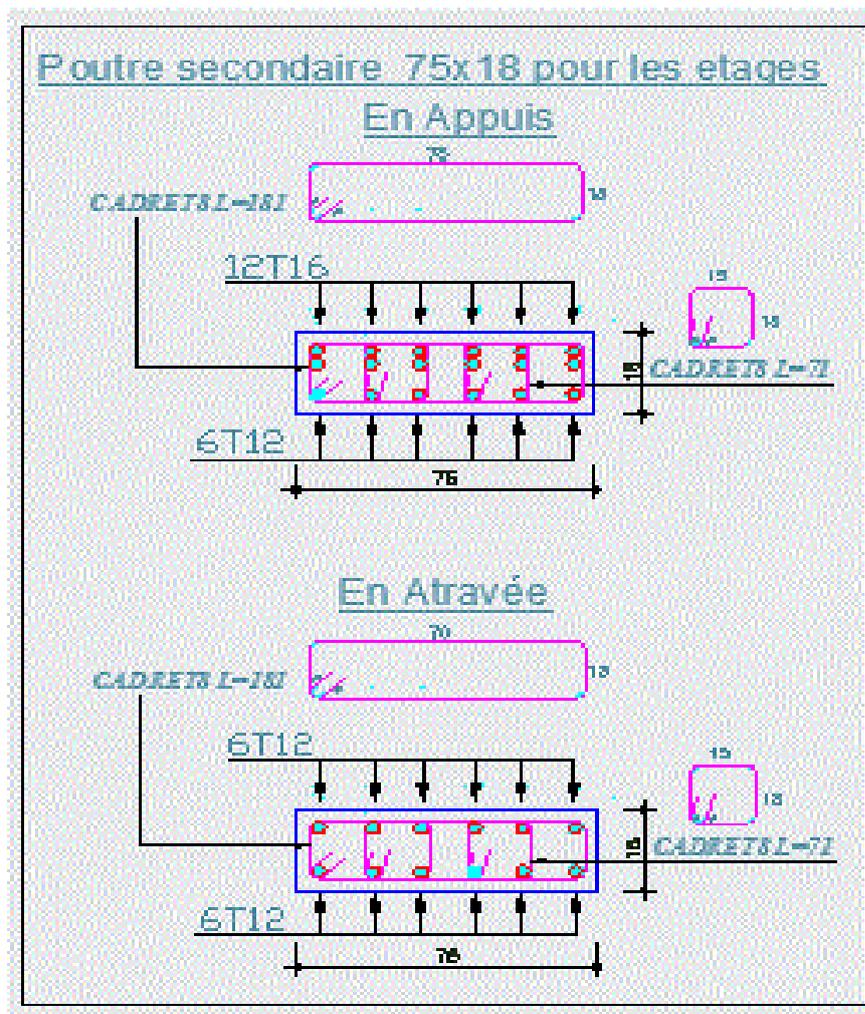


Figure IV.5-Schéma de ferrailage des poutres secondaire 75x18

IV.2.4 Ferrailage en travée :

❖ Disposition constrictive :

1-Calcul des armatures transversales :

Selon BAEL 91 Art 7.2.2 :

Le diamètre des armatures d'âme est donné par l'inéquation suivante :

$$\Phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35} = \frac{500}{35} = 14.28, \quad \frac{b}{10} = \frac{600}{10} = 60, \quad \Phi_t = 16mm \right\} \Rightarrow \Phi_t = 8mm$$

$$\text{L'espace des cours des cadres : } S_t \leq \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d, 40cm) = (42.3cm, 40cm) \Rightarrow 40cm \\ \frac{A_t f_e}{0.4b} = \frac{2.7 \times 400}{0.4 \times 60} = 45cm \end{array} \right.$$

Selon RPA 99 Art 7.5.2.2

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

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

➤ Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12 \times \Phi_t \right) = \text{Min}(12.5 \quad 19.2) = 12.5cm$$

$$\text{Min} \left(\frac{50}{4}, 12 \times 1.6 \right) = \text{Min}(12.5 \quad 19.2) = 12.5cm$$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq 25, \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$\text{Alors : } A_t = 0.003 \times S_t \times b = 2.7cm^2 \Rightarrow \Phi_t = 8mm$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement

IV.3 Diverses vérifications :

IV.3.1 Vérification à L'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93** et **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

✓ Position de l'axe neutre ($A' = 0$) :

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u) = \frac{15}{60} (20.35 + 0) = 5.08$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u d + A'_u d') = \frac{30}{60} (20.35 \times 47 + 0) = 478.22$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5.08 + \sqrt{5.08^2 + 478.22} = 17.37 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$I = \frac{60 \cdot 17.37^3}{3} + 15 [20.35(47 - 17.37)^2 + 0] = 372806.68$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{247.28}{372806.68} = 0.663$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0.663 \times 17.37 = 11.51 \text{ MPA}$$

▪ Contrainte admissible de béton comprimé

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad 11.51 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ MPA} \quad CV$$

▪ Contrainte admissible d'acier tendu $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \leq 400 \text{ Mpa}$

▪ Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.25 \text{ Mpa}$

IV.3.2 Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{185,16 \times 10^3}{300 \times 420} = 1,46 \text{ [MPa]} \Rightarrow 1,46 \leq 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{poutre } 30 \times 45$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{397,33 \times 10^3}{600 \times 470} = 1,40 \text{ [MPa]} \Rightarrow 1,40 \leq 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{poutre } 60 \times 50$$

Poutre	b	h	d	F _{c28} (Mpa)	V _u (KN)	$\tau_u=(V_u/b.d)$ (Mpa)	τ admi (Mpa)	$\tau_u < \tau_{admi}$
30X45	30	45	42	25	185,16	1,46	3,25	Vérifiée
60X50	60	50	47	25	397,33	1,40	3,25	Vérifiée

IV.3.2.1 Tableau IV-7- Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U)

V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime [N] ; = 185.16 kn /397.33 kn

b : Largeur de l'âme [mm] ;= 300 mm /600 mm

d : Hauteur utile de la poutre [mm] ; = 420 mm /470mm

h : Hauteur de la poutre [mm] ; = 450 mm /500mm

La contrainte τ_u doit être en plus égale au plus des deux valeurs :

$$\left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

IV.3.3 Justification de la contrainte d'adhérence [B.A.E.L 91 A.6.1.3] :

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence

$$\tau_s \text{ définie par la formule : } \tau_s = \frac{V_u}{0,9 d \sum u} = \frac{397,33 \times 10^3}{0,9 \times 470 \times 2200} = 0,42$$

On a : V_u : Effort tranchant [N] ; = 397,33 kn

u : Périmètre utile d'une barre ou d'un paquet de barres [mm] ; =2 200 mm

La contrainte d'adhérence ultime τ_{su} est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = \psi_s f_{t28} \text{ [MPa] Avec :}$$

$$\tau_s \leq \tau_{su}$$

ψ_s : Coefficient de scellement donné par C.B.A 93 ; cas des armatures hautes
résistance $\psi_s = 1.5$

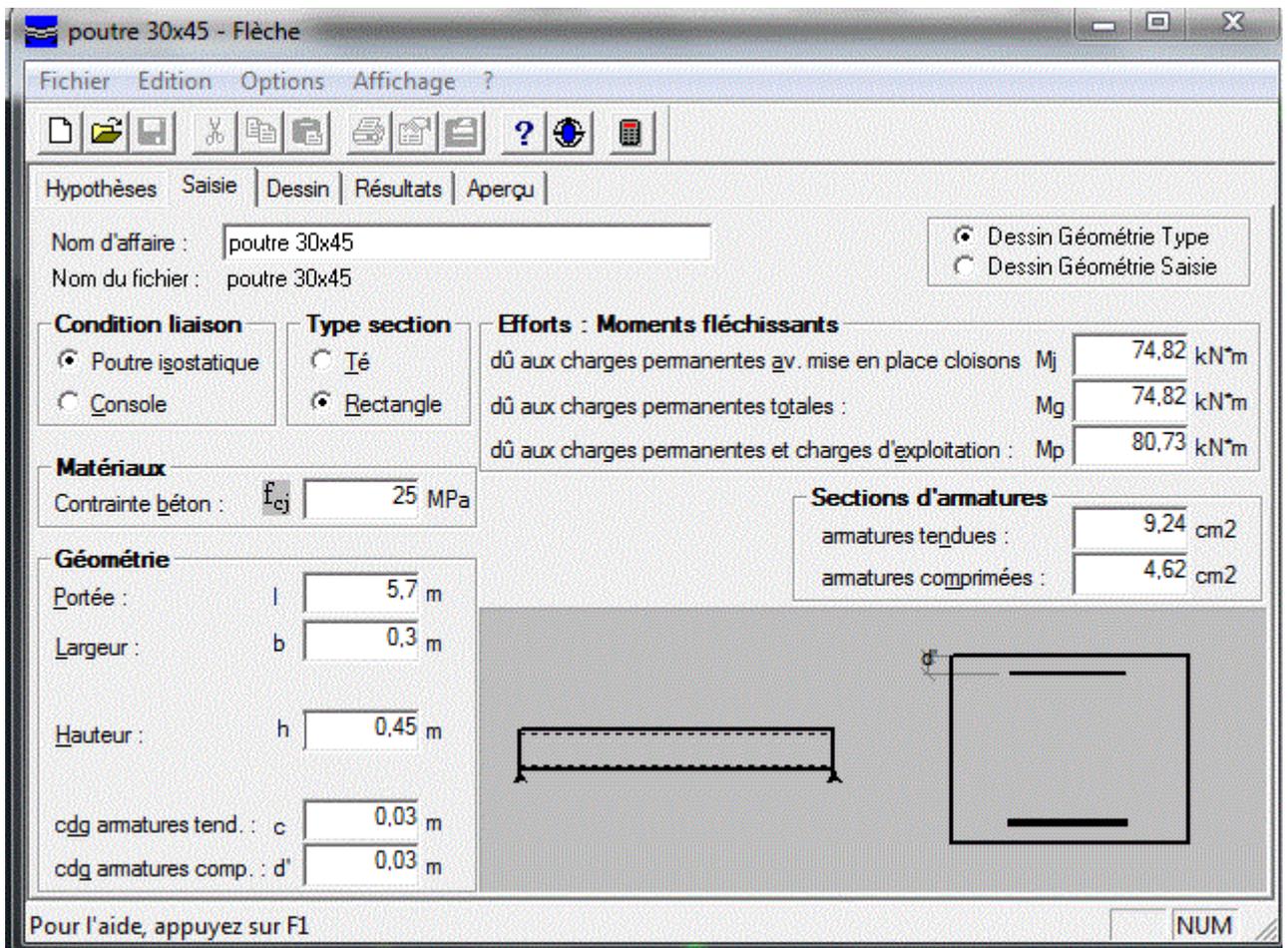
Donc : $\tau_{su} = 1.50 \times 2,10 = 3,15$ [MPa]

IV.3.4 Vérification de la flèche à l'ELS : Vérification de flèche : (CBA 93)

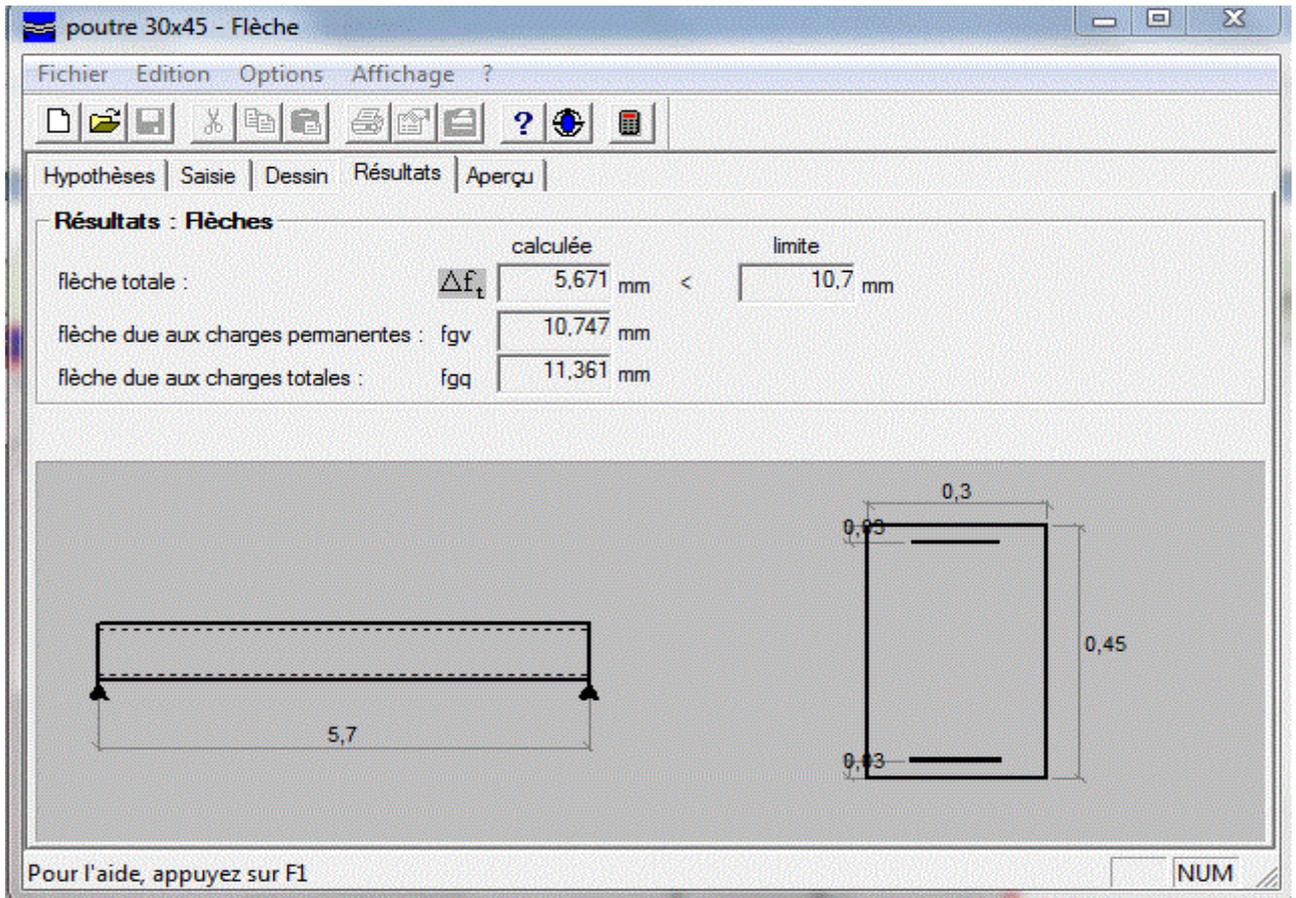
$$f_{\text{Lite ite}} = \frac{L}{500} \quad \text{Pour } L. \leq 5 \text{ m}$$

$$f_{\text{Lite ite}} = 0.5 \text{ cm} \frac{L}{10^3} \quad \text{Pour } L. > 5 \text{ m}$$

Cas défavorable Poutre 30X45

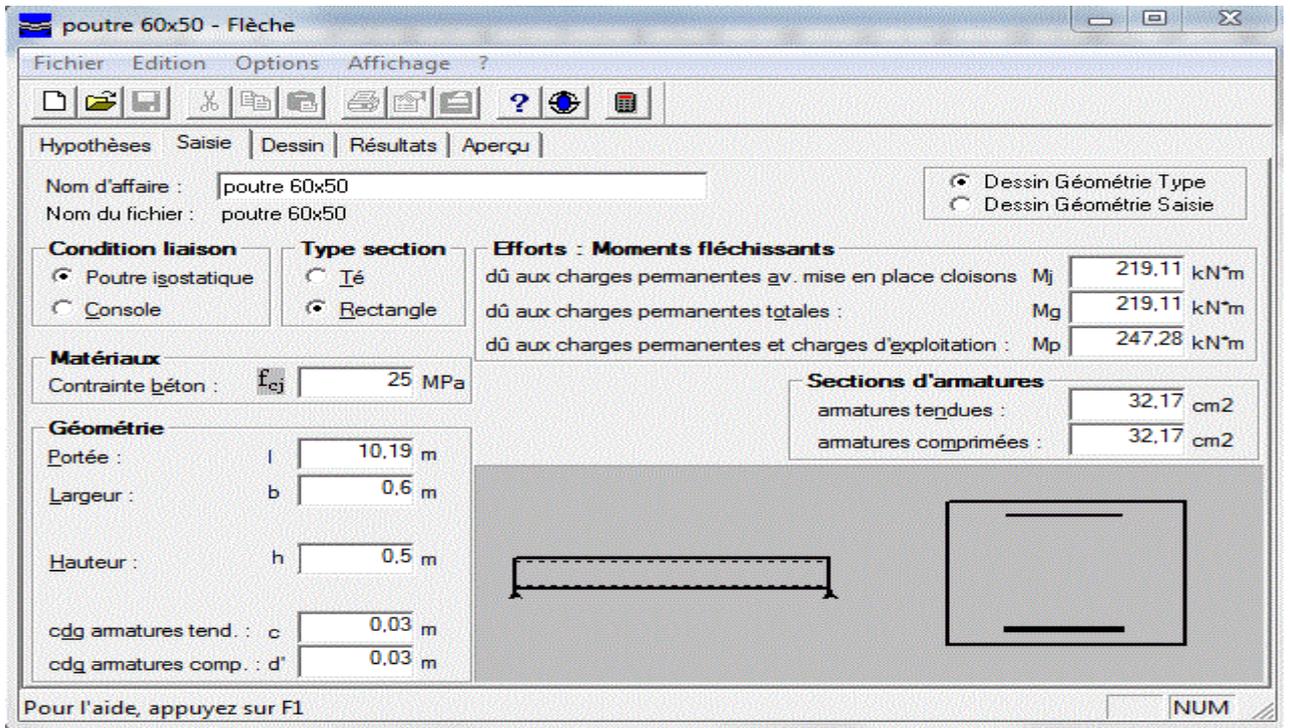


IV.3.4.1 Tableau IV-8- Vérification de la flèche à l'ELS (poutre 30x45)

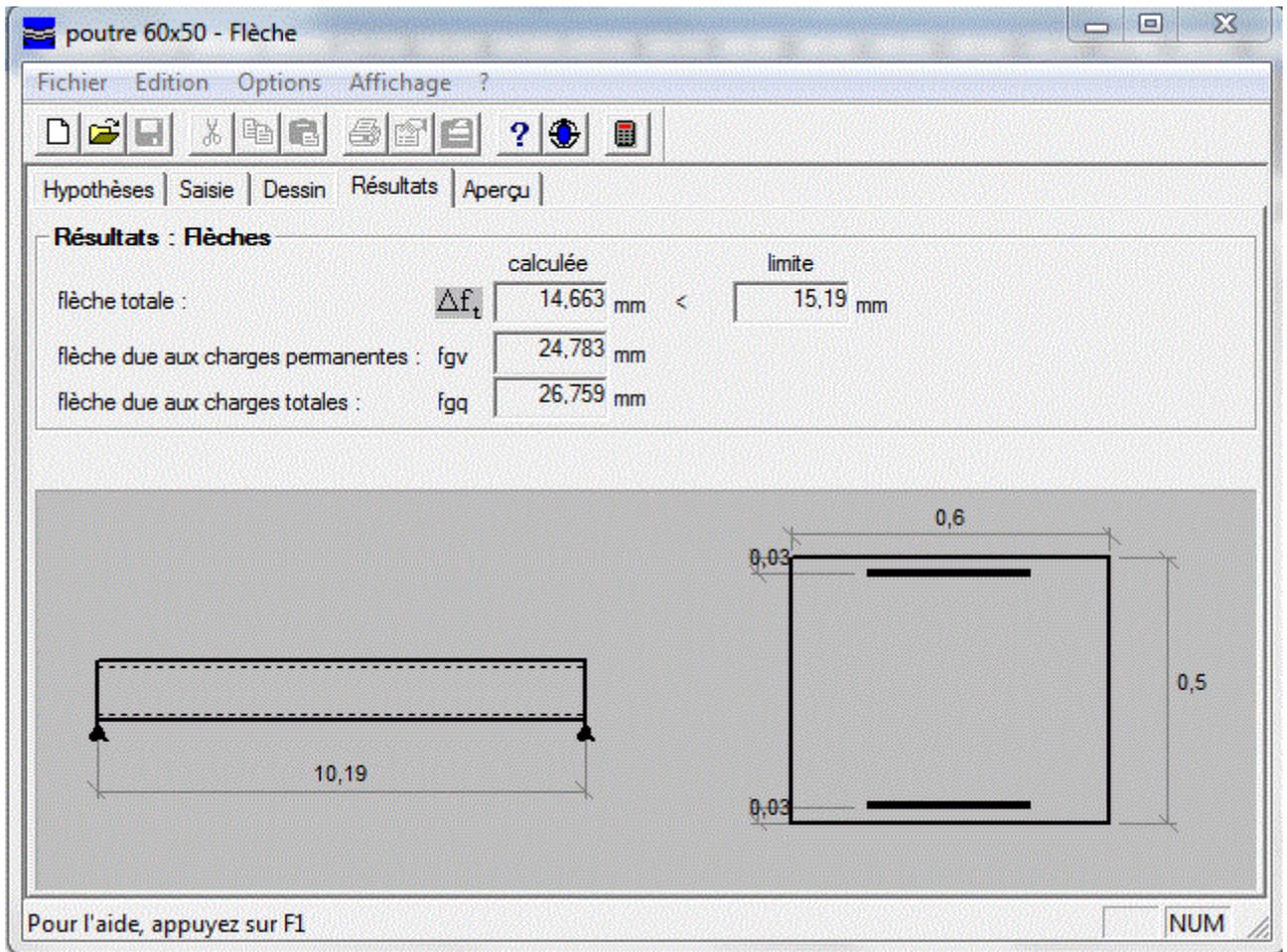


IV.3.4.2 Tableau IV-9- Résultat obtenue vérifié à l'ELS (poutre 30x45)

Cas défavorable Poutre 60X50 (TERRASSE)



IV.3.4.3 Tableau IV-10- Vérification de la flèche à l'ELS (poutre 60x50)



IV.3.4.4 Tableau IV-11- Résultat obtenue vérifie à l'ELS (poutre 60x50)

Remarque .

Pour verifier la fleche de la poutre principale **60x50** au niveau de la terrasse en travé , Le ferrailage adopté et de **16T16** = 32,17 cm² au lieu de **12T16** = 24,13 cm² .

IV.4 Calcul des planchers :

Plancher dalle pleine ép. 18 cm

le panneaux le plus défavorable 6 m x10.2 m

	g	6,600	<i>KN/m²</i>
	q	2,500	<i>KN/m²</i>
ELU	Q	12,660	KN

								SENS X_X			SENS Y_Y		
<i>l_x(m)</i>	<i>l_y(m)</i>	<i>ρ</i>	<i>μ_x</i>	<i>μ_y</i>	<i>Q(M</i> <i>N)</i>	<i>M_{OX}</i> <i>(MN.m)</i>	<i>M_{OY}</i> <i>(MN.m)</i>	<i>M_{TR}</i> <i>AV</i>	<i>M_{AP.}</i> <i>D</i>	<i>M_{AP.}</i> <i>G</i>	<i>M_{TRA}</i> <i>V</i>	<i>M_{AP.}</i> <i>D</i>	<i>M_{AP.}</i> <i>G</i>
6,00	10,2	0,588	0,0851	0,2703	0,013	0,039	0,010	0,033	0,019	0,013	0,0085	0,005	0,004

Dalle (6x10,2)			
	<i>M_t</i>	<i>M_d</i>	<i>M_g</i>
<i>M_U</i>	0,033	0,019	0,013
<i>A_u(cm²)</i>	5,83	3,29	2,24
<i>A_{ymin}(cm²)</i>	1,280	1,280	1,280
<i>A_{xmin}(cm²)</i>	1,544	1,544	1,544
<i>A_{adop}(cm²)</i>	5,83	3,29	2,24

IV.4.1.1 Tableau IV-12- Résultat Ferrailage adopté plancher dalle plein

le ferrailage des dalles sera avec 2 nappes de T12 esp 15cm dans les deux sens

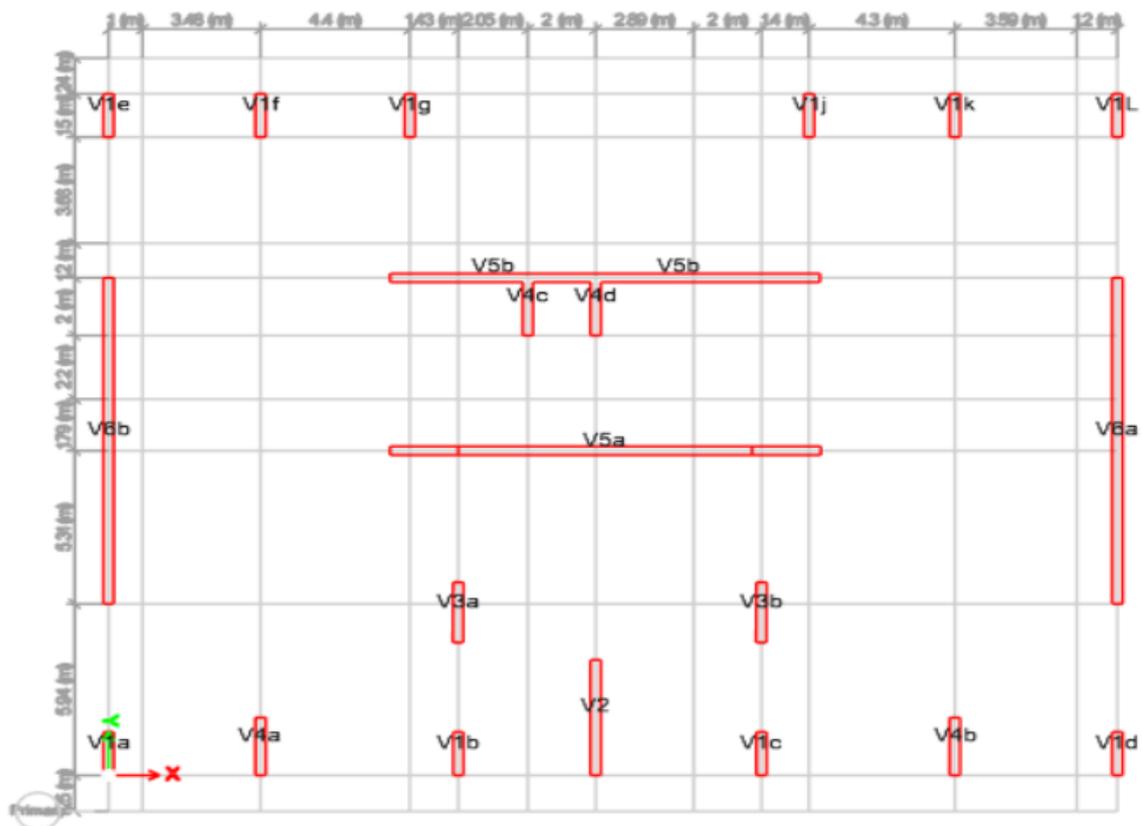
V. Chapitre: Étude des voiles de contreventement

V.1 Repérage des voiles:

Après la modélisation sur ETABS, et après la vérification de la période on a obtenu un repérage des voiles comme suit sans abuser le plan d'architecture :

- Gardé un grand espace au sous-sol libre pour circulation et stationnement des véhicules.
- Gardé la façade libre au niveau du RDC pour l'utilisation des entrées commerciaux.
- Gardé la même conception donnée par l'architecte qui a été recommandé par le promoteur pour la réalisation sur chaque niveau d'étages les cinq logements suivants :

- 2 Logts F4 Surface : 102,50 m²
- 1 Logt F4 Surface : 113,25 m²
- 1 Logt F4 Surface : 117,60 m²
- 1 Logt F3 Surface : 87,20 m²



V.1.1.1 Figure V. 1 - Schéma répartition des voiles obtenue par « ETABS 18.0.2 »

V.2 Coffrage des voiles :

D'après l'article 7.7.1 de RPA99/Version 2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que

L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

V.3 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

Exemple de calcul : V1a

Épaisseur du voile : $a = 30 \text{ cm}$

Longueur du voile : $L = 1,50 \text{ m}$

Surface du voile : $A = 0,45 \text{ m}^2$

$$I = \frac{a \times L^3}{12} = \frac{0,3 \times 1,50^3}{12} = 0,08 \text{ m}^4$$

$V = 0,75 \text{ m}$

$N = 161,60 \text{ kn}$

$M = 568,84 \text{ kn.m}$

V.3.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{161,60 \times 10^{-3}}{0,45} + \frac{568,84 \times 10^{-3} \times 0,75}{0,08} = 5,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{161,60 \times 10^{-3}}{0,45} - \frac{568,84 \times 10^{-3} \times 0,75}{0,08} = -4,97 \text{ MPa}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.3.2 Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :

$$N = 1764,76 \text{ KN}$$

$$M = 257,43 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{1764,76 \times 10^{-3}}{0,45} + \frac{257,43 \times 10^{-3} \times 0,75}{0,08} = 6,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1764,76 \times 10^{-3}}{0,45} - \frac{257,43 \times 10^{-3} \times 0,75}{0,08} = 1,51 \text{ MPa}$$

V.3.3 Calcul de la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} * L = 0,28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$$

V.4 Ferrailage :**V.4.1 Effort de traction :**

$$F = |\sigma_2| * a * \frac{x}{2} = 1,51 * 10^6 * 0,30 * \frac{0,28}{2} = 63 420 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{63 420}{400} * 10^{-2} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{1,58 * 100}{28} = 5,64 \text{ cm}^2/ml$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

Vu : l'effort tranchant à la base du voile = 175,46kn

b0 : épaisseur de voile. = 0,30

d : hauteur utile, d = 0,9h = 1,35 m

h : hauteur totale de la section brute, h=1,50 m

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\vec{V}}{f_e}$$

Couture dont la section doit être calculée avec la formule :

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts

De traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 * \frac{\vec{V}}{f_e} = 1,1 * \frac{1,4 * V}{f_e} = 1,1 * \frac{1,4 * 175,46 * 10}{400} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 5,64 + 6,75 = 12,39 \text{ cm}^2/ml$$

V.4.2 Pourcentage minimal d'armature :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur

toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot LT$$

D'où : LT c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 30 \times 28 = 1,68 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = \frac{1,68 * 100}{28} = 6,00 \text{ cm}^2/ml$$

➤ Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \text{ ---- } a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

➤ L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{1,5 a ; 30 \text{ cm}\} St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St \text{ BAEL ; } St \text{ R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante) En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On adopte un espacement de 10 cm (zone d'about)

➤ **Choix d'aciers verticaux :**

On adopte deux nappes en 2(6 T 12 /ml) soit $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \qquad \bar{V} = 1.4 * V_U$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 175.46 \times 10}{30 \times 150 \times 0.90} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.61 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

V.4.4 Calcul des armatures horizontales :

La section A_T des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante

$$\frac{A_T}{b_0 * s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} * k}{0,8 * f_c (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$k = 1 + \frac{3 \left(\frac{N_u}{B} \right)}{f_{c28}}$$

En flexion composée où $N > 0$ (compression), B : section du béton

$$k = 1 + \frac{3 \left(\frac{1764,76 \times 10^3}{30 \times 150 \times 10^2} \right)}{25} = 1,47$$

$$\frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(0,61 - 0,3 \times 2,1 \times 1,47)}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,02 \text{ cm}$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de

l'ordre de : * 0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$.

* 0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

* $\tau_b = 0,61 \text{ Mpa} \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa}$

* $A_h = 0,0015 (b \times h) = 0,0015 (0,3 \times 10^2 \times 100) = 4,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit 6T10/ml de hauteur ($A_s = 4,71 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **15cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{4,71}{15} = 0,31 \text{ cm} \geq 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.4.5 Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton Banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on Prend donc 4Ø 6 par m².

Disposition des armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Calcul Des Armatures Des Voiles (Flexion Composé)

N°	Désignation Des Voiles	Longueur des voiles	Epaisseur des voiles	Calcul Des Armatures Des Voiles Par ETABS
01	V1a	1,50m	0.30m	Armatures avec de T12 espace de 10cm
02	V1b			
03	V1c			
04	V1d			
05	V1e			
06	V1f			
07	V1g			
08	V1h			
09	V1j			
10	V1k			
11	V1L			
12	V2	4,00m	0.30m	Armatures avec de T12 espace de 15cm
13	V3a	2,10m	0.30m	Armatures avec de T12 espace de 15cm
14	V3b			
15	V4a	2,00m	0.30m	Armatures avec de T12 espace de 15cm
16	V4b			
17	V4c			
18	V4d			
19	V5a	12,67m	0.30m	Armatures avec de T14 espace de 12.5 cm
20	V5b			
21	V6a	11,30m	0.30m	Armatures avec de T14 espace de 10cm
22	V6b			

V.4.5.1 Tableau V -1 – Ferrailage longitudinale pour toute dimension des voiles

NB : Pour tous les voiles le ferrailage transversal sera avec T10 Espacement tous les 15 cm

V.5 Vérification des limites de cisaillement des voiles :

Vérification des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et trumeaux art. 7.7.2

$$\tau_b = V_{\max} / (b_0 \cdot d) = 175,46 \times 10^{-3} / (0,30 \times 1,35) \quad \tau_b \leq \tau_{\text{blim}} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

avec : d : hauteur utile, d = 0,9h

$$V1 = 1,35 \text{ m} \quad , V2 = 3,60 \text{ m} \quad , V3 = 1,98 \text{ m} \quad , V4 = 1,80 \text{ m} \quad , V5 = 11,43 \text{ m} \quad , V6 = 10,17 \text{ m}$$

$$b_0: \text{ épaisseur de voile.} = 0,30 \text{ m}$$

VOILE	b_0 (cm)	d (cm)	Vmax (KN)	F_{C28} (Mpa)	τ_b (Mpa)	τ_{blim} (Mpa)	$\tau_b < \tau_{\text{blim}}$
V1a	30	135	175,46	25	0,43	5	Vérifiée
V1b	30	135	334,39	25	0,83	5	Vérifiée
V1c	30	135	162,28	25	0,40	5	Vérifiée
V1d	30	135	203,42	25	0,50	5	Vérifiée
V1e	30	135	201,59	25	0,50	5	Vérifiée
V1f	30	135	137,34	25	0,34	5	Vérifiée
V1g	30	135	56,63	25	0,14	5	Vérifiée
V1h	30	135	87,95	25	0,22	5	Vérifiée
V1j	30	135	54,44	25	0,13	5	Vérifiée
V1k	30	135	138,61	25	0,34	5	Vérifiée
V1L	30	135	204,50	25	0,50	5	Vérifiée
V2	30	360	616,33	25	0,57	5	Vérifiée
V3a	30	198	150,74	25	0,25	5	Vérifiée
V3b	30	198	166,85	25	0,28	5	Vérifiée
V4a	30	180	479,18	25	0,89	5	Vérifiée
V4b	30	180	263,18	25	0,49	5	Vérifiée
V4c	30	180	174,91	25	0,32	5	Vérifiée
V4d	30	180	2 003,18	25	3,71	5	Vérifiée
V5a	30	1 143	91,12	25	0,03	5	Vérifiée
V5b	30	1 143	597,81	25	0,17	5	Vérifiée
V6a	30	1 017	3 570,43	25	1,17	5	Vérifiée
V6b	30	1 017	3 080,52	25	1,01	5	Vérifiée

V.5.1.1 Tableau V-2 – Vérification des limites de cisaillement des voiles

VI. Chapitre : Étude de l'infrastructure

VI.1 Etude Des Fondation :

VI.1.1 Introduction:

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur la quelle elle repose. elle sert à :

- Réalisé l'encastrement de la structure
- La bonne répartition des charges
- Limité les tassements des sols

Avec une capacité admissible du terrain égale à 2.5bars pour un ancrage 3.06m a partir du terrain naturelle, la première approche de semelle filante et filante croisé nous conduit a des démentions très importante, on opte pour un radier. Qui est un système de fondation composé d'une dalle occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure, il présent les avantages suivants :

- Une meilleure rigidité
- Une bonne répartition des charges.
- Evite le tassement différentiel important.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton
- Rapidité d'exécution
-

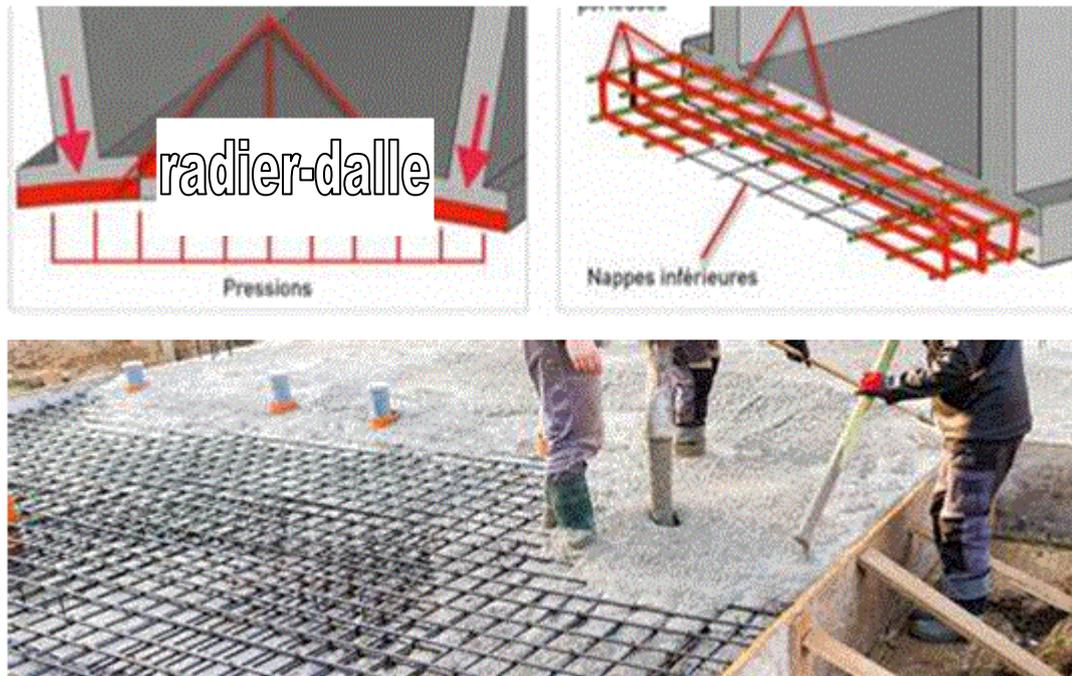
VI.1.2 Définition Du Radier

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçue en tant que fondation superficielle. Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol. Dans certaines configurations de fondations superficielles où la somme des surfaces de fondation dépasse la moitié de la surface du bâtiment, il est plus économique de réaliser plutôt une fondation sur radier

VI.1.3 Principaux Types De Radier

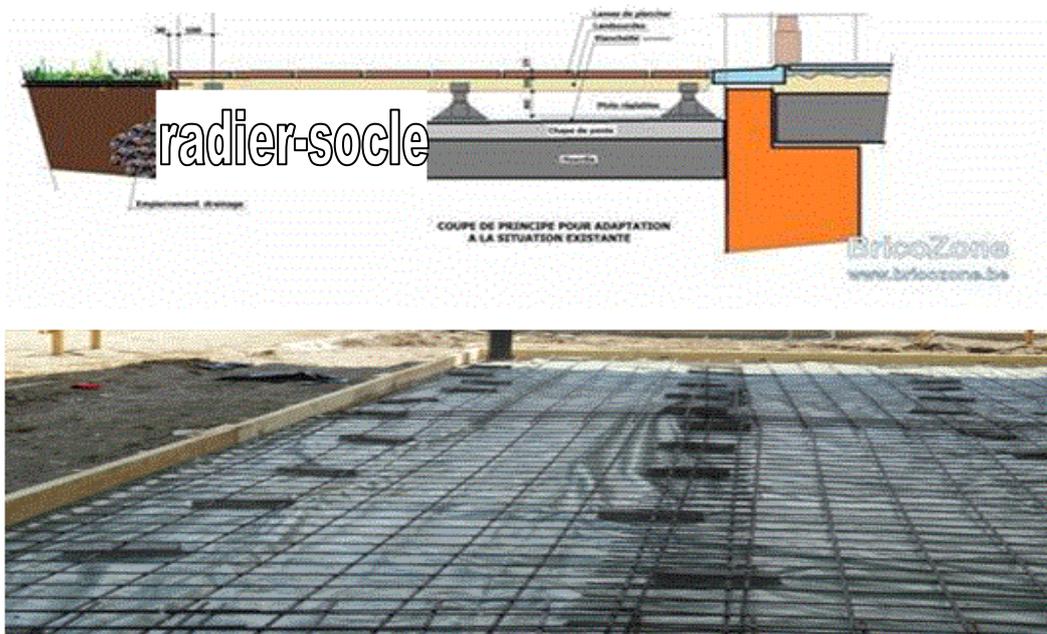
Les principales configurations de radier sont:

- a- Radier-dalle ou radier à dalle plate: Ce type de radier, caractérisé par une épaisseur constante, est conçu en cas d'une disposition régulière de poteaux avec une charge faible transmise au sol,



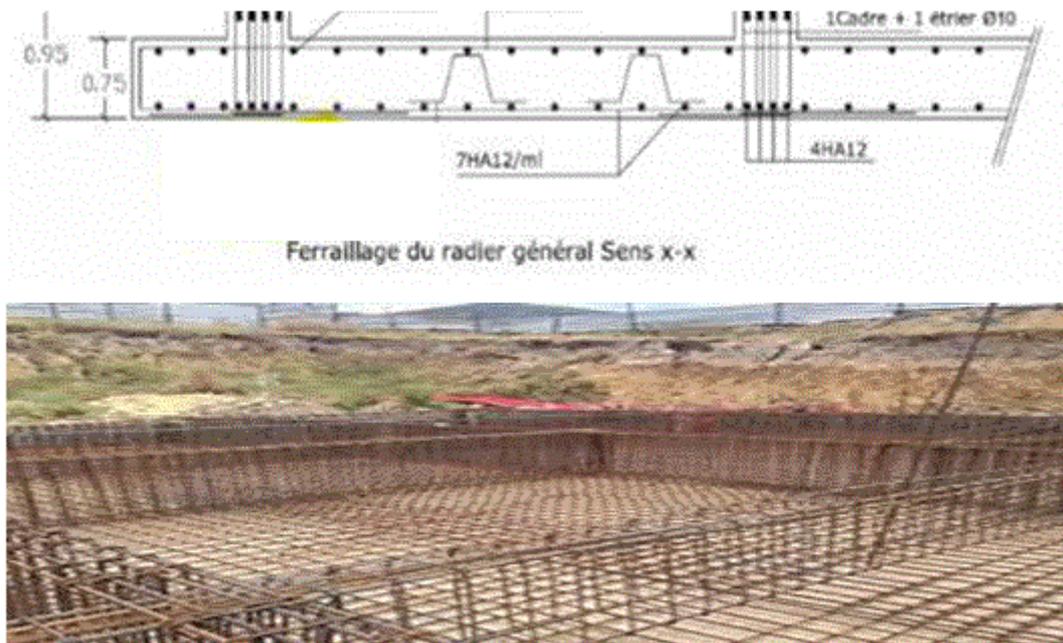
VI.1.3.1 Figure VI. 1 - Photo Radier-dalle ou radier à dalle plate

- b- Radier à dalle sur des socles sous les poteaux. Il est conçu en cas de charges élevées provenant des poteaux,



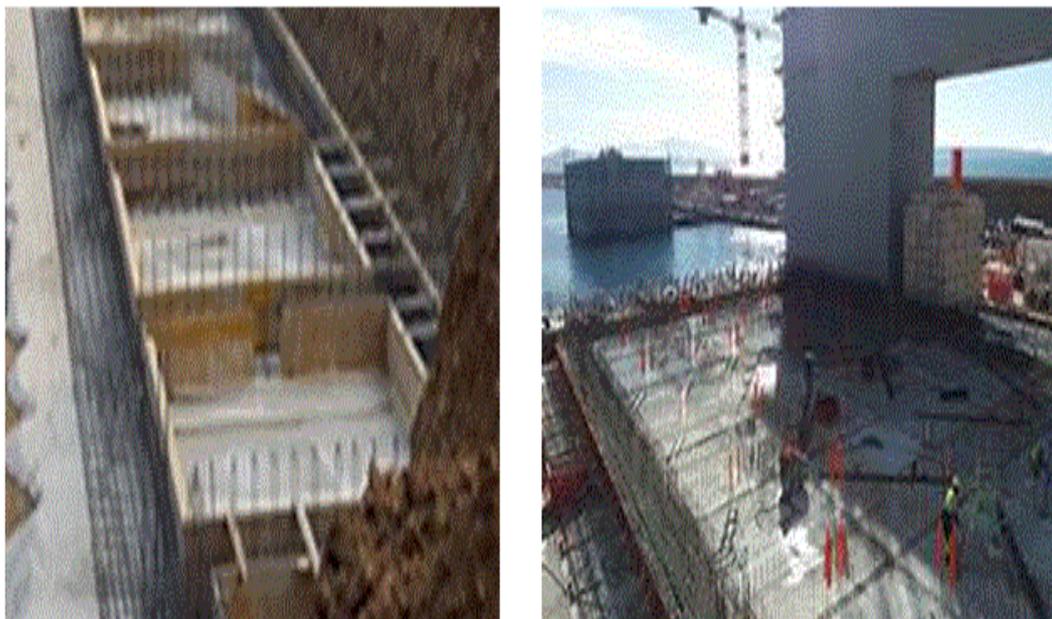
VI.1.3.2 Figure VI. 2 - Photo Radier sur des socles

- c- Radier nervuré, constitué d'un grillage de poutres sous la dalle et dont les nœuds correspondent aux poteaux. Ce type de fondations est adéquat en cas d'efforts de flexion importants et un grand espacement entre les poteaux,



VI.1.3.3 Figure VI. 3 - Photo radier nervuré

- d- Radier cellulaire ou radier-caisson. Il est aussi conçu en cas de charges élevées transmises au sol.



VI.1.3.4 Figure VI. 4 - Photo Radier-caisson

VI.1.4 justification pour le choix de la fondation :

Avant de choisir le type du fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ♠ Les caractéristiques du sol support.
- ♠ Type d'ouvrage à construire.
- ♠ La nature et l'homogénéité du sol.
- ♠ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♠ La charge totale transmise au sol.
- ♠ L'aspect économique.
- ♠ La facilité de réalisation.

♣ confirmation du choix :

Si nous proposons en première lieu des semelles filante, la surface minimale nécessaires pour que celle-ci transmettre au sol une contrainte inferieure a la contrainte admissible :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \rightarrow S_s \geq \frac{138889,25}{250} = 556 \text{ m}^2 \quad \text{-----choix confirmé}$$

Avec : S_s : la surface du semelle

N_{ser} : la somme des efforts normaux apportés par des voiles a la base à P'ELS

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol

Le rapport entre S_s et S_t (surface totale du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation :

$$\frac{S_s}{S_t} \geq \frac{556}{787} \times 100 = 70\% \geq 50\%$$

Donc, il serait plus intéressé d'orienter notre choix vers un **radier générale**

VI.2 Etude du radier générale :

➤ Combinaison d'action :

- ELU $\rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$
- EL S $\rightarrow G + Q$
- ELA $\rightarrow 0,80 G + EX \rightarrow 0,80 G - EX$
- ELA $\rightarrow 0,80 G + EY \rightarrow 0,80 G - EY$
- G+Q+EX
- G+Q+EY

➤ Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher nervuré renversé soumis à la réaction du sol, son pré dimensionnement doit satisfaire Les conditions suivantes :

- La plus grande portée : $L_{max} = 10,28 \text{ m}$
- La largeur de la nervure $b_0 = 0.60 \text{ m}$
- Epaisseur de l'hourdis : $h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{10,18}{20} = 0,51 \text{ m} \rightarrow$ on adopte $h_0 = 0,55 \text{ m}$
- La hauteur de la nervure $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{10,18}{10} = 1,018 \text{ m} \rightarrow$ on adopte $h_t = 1,00 \text{ m}$
- Pour le débord, les règles de l'art préconise des largeurs entre 50 cm et 150 cm
- on adopte $b_1 = 1,50 \text{ m}$

La condition de la longueur élastique (de transfert):

$$L_{max} \leq \frac{L_{max}}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

L_e : La portée max entre deux nervures successive (entre axe)

L_e : la longueur élastique de la semelle

E : Module d'élasticité différé du béton $\rightarrow E_d = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10\,818\,865 \text{ KN/m}^2$

I : L'inertie de la semelle

b : la largeur de la semelle

k : Le coefficient de raideur du sol, on peut prendre pour :

$$6_{adm} \rightarrow K = 40\,000 \text{ KN/m}^3$$

Afin de simplifier les calculs, on considère dans ce qui suit que la nervure a une section rectangulaire à déterminer comme suit :

$$\rightarrow L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{1/4} \quad \rightarrow L_{max}^4 \leq \left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \cdot \frac{4EI}{Kb}$$

$$\rightarrow I \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^{-4} \cdot \frac{4Kb}{4E} \cdot L_{max}^4 \quad \rightarrow \frac{b \cdot h^3}{12} \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^{-4} \cdot \frac{4Kb}{4E} \cdot L_{max}^4$$

$$\rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\frac{2}{\pi} \right]^4 \frac{K \cdot b}{4E} \cdot L_{max}^4} \quad \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0.60} \left[\frac{2}{\pi} \right]^4 \frac{40000 \times 0.60}{4 \times 10818865} \times 10,18^4}$$

$$h = 2,73 \text{ m}$$

$$\rightarrow h \geq 1,20 \text{ m} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\rightarrow on prend épaisseur du radier $h_t = 1,20 \text{ m}$

VI.2.1 Vérification de la contrainte du sol sous le radier :

a- Etat limite de service (ELS) : $\overline{\sigma}_s = 2.5 \text{ bars}$

résultat obtenue par safe $2,44 \text{ bars} \leq 2,5 \text{ bars} \dots\dots\dots$ Vérifiée

b- Etat limite ultime (ELU) : $\overline{\sigma}_s = 1.33 \times 2.5 = 3.33 \text{ bars}$

résultat obtenue par safe $3,32 \text{ bars} \leq 3,33 \text{ bars} \dots\dots\dots$ Vérifiée

VI.2.2 Vérification au poinçonnement : (CBA 93)

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier les résistances du radier au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_v}$$

Avec: N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité calculer par ETABS

➤ **le voile V3a= 2,20 m**

$$N_u = (1471,74 + 1513,02) = 2984,76 \text{ kn.}$$

$$\mu_c : \text{Périmètre de centre cisailé ; } \mu_c = (3,40 + 1,50) \times 2 = 9,80$$

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 9,80 \times 1,2 \times \frac{25}{1,15} = 11504,34 \text{ kn}$$

$$\text{Pour: } h = 120 \text{ cm} \Rightarrow N_u = 2984,76 \text{ kn} < 11504,34 \text{ kn ,}$$

Alors: La condition de poinçonnement est vérifiée.

➤ **le voile V3b= 2,20 m**

$$N_u = (1612,27 + 1666,24) = 3278,51 \text{ kn.}$$

$$\mu_c : \text{Périmètre de centre cisailé ; } \mu_c = (3,40 + 1,50) \times 2 = 9,80$$

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 9,80 \times 1,2 \times \frac{25}{1,15} = 11504,34 \text{ kn}$$

$$\text{Pour: } h = 120 \text{ cm} \Rightarrow N_u = 3278,51 \text{ kn} < 11504,34 \text{ kn ,}$$

Alors: La condition de poinçonnement est vérifiée.

➤ **le voile V4c= 2,00 m**

$$N_u = (924,92 + 3434,31) = 4359,22 \text{ kn.}$$

$$\mu_c : \text{Périmètre de centre cisailé ; } \mu_c = (3,20 + 1,50) \times 2 = 9,40$$

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 9,40 \times 1,2 \times \frac{25}{1,15} = 11034,78 \text{ kn}$$

$$\text{Pour: } h = 120 \text{ cm} \Rightarrow N_u = 4359,22 \text{ kn} < 11034,78 \text{ kn ,}$$

Alors: La condition de poinçonnement est vérifiée.

➤ **le voile V4c= 2,00 m**

$$N_u = (930,27 + 6274,87) = 7205,14 \text{ kn.}$$

$$\mu_c : \text{Périmètre de centre cisailé ; } \mu_c = (3,20 + 1,50) \times 2 = 9,40$$

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 9,40 \times 1,2 \times \frac{25}{1,15} = 11034,78 \text{ kn}$$

$$\text{Pour: } h = 120 \text{ cm} \Rightarrow N_u = 7205,14 \text{ kn} < 11034,78 \text{ kn}$$

Alors: La condition de poinçonnement est vérifiée.

➤ **le voile V5a= 12,67 m**

$N_u = 29623,33 \text{ kn}$.

μ_c : Périmètre de centre cisailé ; $\mu_c = (13,87+1,50) \times 2 = 30,74$

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 30,74 \times 1,2 \times \frac{25}{1,15} = 36086,08 \text{ kn}$$

Pour: $h = 120 \text{ cm} \Rightarrow N_u = 29623,33 \text{ kn} < 36086,08 \text{ kn}$,

Alors: La condition de poinçonnement est vérifiée.

➤ **le voile V5b= 12,67 m**

$N_u = 17622,37 \text{ kn}$.

μ_c : Périmètre de centre cisailé ; $\mu_c = (13,87+1,50) \times 2 = 30,74$

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 30,74 \times 1,2 \times \frac{25}{1,15} = 36086,08 \text{ kn}$$

Pour: $h = 120 \text{ cm} \Rightarrow N_u = 17622,37 \text{ kn} < 36086,08 \text{ kn}$,

Alors: La condition de poinçonnement est vérifiée.

VI.2.3 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S$$

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX kN	GlobalFY kN	GlobalFZ kN	GlobalMX kN-m	GlobalMY kN-m	GlobalMZ kN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
W	Combination	0.0002144	1.993E-05	200119.133	2305552	-2958138	-0.0037	0	0	0

VI.2.3.1 Tableau VI -1 – Résultat obtenue poids globale (infra+super)

Avec :

$$W = W_{bat} + W_{rad} = 200119,13 \text{ kn}$$

$$F_s = 1.5 \text{ Coefficient de sécurité}$$

$$\delta = 17 \text{ kn}/m^3 : \text{ Poids volumique du sol}$$

$$Z = 4.26 \text{ m} : \text{ Hauteur d'ancrage du radier}$$

$$S_R = 1058,61 \text{ m}^2 : \text{ Surface de radier}$$

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 114996,80 \text{ kn}$$

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S = 200119,13 \text{ kn} \geq 114996,80 \text{ kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3 Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés

VI.3.1 Méthode de calcul :

Le radier est calculé par la méthode des éléments finis, qui est programmé dans le logiciel de calcul "ETABS 2018"

ELU						
RADIER	Mf (KN.m)	As (cm ²)	Ferrailage adopté	Mf (KN.m)	As (cm ²)	Ferrailage adopté
	XX			YY		
TRAV	2158,73	49,56	16T20	1847,09	41,90	14T20
APPUI	-883,14	19,36	10T16	-708,73	15,44	8T16

VI.3.1.1 Tableau VI -2 – Résultat Ferrailage du radier (ELU)

ELA						
RADIER	Mf (KN.m)	As (cm ²)	Ferrailage adopté	Mf (KN.m)	As (cm ²)	Ferrailage adopté
	XX			YY		
TRAV	937,55	20,59	7T20	1047,09	23,08	8T20
APPUI	-508,20	11,00	6T16	-611,99	13,29	7T16

VI.3.1.2 Tableau VI -3 – Résultat Ferrailage du radier (ELA)

VI.3.2 Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression de béton :

ELS				
RADIER	Mf (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
TRAV	1577,55	8,93	15	OK
APPUI	650,60	3,68		

VI.3.2.1 Tableau VI -4 – Vérification à l'ELS

VI.4 Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA 93 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min(5 ; 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b})$$

$$\tau_u = \frac{1855 \times 10^{-3}}{1,00 \times 1,20 \times 0,9} \leq \min(5 ; 0.2 \frac{25}{1,5})$$

$$\tau_u = 1,17 \text{ MPa} \leq \min(5 ; 3,33) \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

VI.5 Calcul le mur périphérique :

VI.5.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.5.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

⚡ Méthode de calcul :

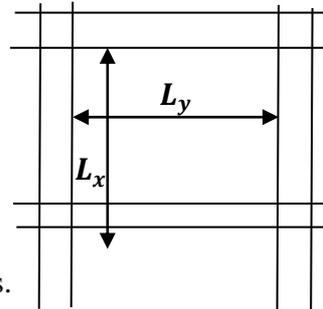
Cette méthode est obtenue de livre **TOUT EN UN** (Calcul des structures en béton armé)

Le livre de **BRAHIM YOUNES** ingénieur d'état de **L'EHTP**

-Calcul le rapport L_x / L_y :

$$L_x \leq L_y$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$



- $\alpha < 0.4$: dalle portant dans un seul sens.

$$h_0 \geq \frac{l_x}{20} : \text{dalle isolée.}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} : \text{dalle continue.}$$

- $\alpha \geq 0.4$: dalle portant dans les deux sens.

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} : \text{dalle isolée.}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} : \text{dalle continue.}$$

-Calcul des sollicitations :

• cas ou : $\alpha < 0,4$: $m_{0x} = p \cdot \frac{l_x^2}{8}$; $m_{0y} = 0$; p : la charge /m² de la dalle.

• cas ou : $\alpha \geq 0,4$: $m_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$; $m_{0y} = \mu_y \cdot m_{0x}$

Avec : $\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)}$; $\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \geq 0,25$

• Moment sur appuis :

m_e et $m_\omega \geq 0,6m_0$: Poutre a deux travées

m_e et $m_\omega \geq 0,5m_0$: appuis voisin des appuis de rive

m_e et $m_\omega \geq 0,4m_0$: appuis intermédiaire

m_e et $m_\omega \geq 0,15m_0$: appuis d'extrémité

• Moment en travée :

$$m_t + \frac{m_e + m_\omega}{2} \geq 1,25m_0$$

• Effort tranchant :

$$\alpha < 0,4 : V_x = p \cdot \frac{l_x}{2} ; V_y = 0$$

$$\alpha \geq 0,4 : V_x = p \cdot \frac{l_x \cdot l_y}{l_x + 2l_y} ; V_y = p \cdot \frac{l_x}{3}$$

VI.5.3 Calcul de la poussée de terre :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3,06m ; L_y=6,38 m.$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99 [1]**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q=A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

φ : Angle de frottement, ($\varphi = 30^\circ$).

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.=

$$\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=17kN/m^3$).

Q : la charge d'exploitation ($Q=2,5kN/m^2$).

H : Hauteur du voile ($H=3,06m$).

Donc, $g = A \cdot \gamma \cdot 1 = 5.661kN/m^2 \Rightarrow g_u = 1,35g = 7.642kN/m^2$

$$q = A \cdot Q = 0.832kN/m^2 \Rightarrow q_u = 1,5q = 1.248kN/m^2$$

$$P_u = g_u + q_u = \mathbf{8,89 \text{ KN/m}^2}$$

$$P_s = g + q = \mathbf{6,493 \text{ KN/m}^2}$$

VI.5.4 Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{6.38} = 0.4796 > 0,4 \dots \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens .}$$

P_u : la charge /m² de la dalle = 8.89 KN/m^2

$$V_x = P_u \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} = 10,97 \text{ KN/m}^2$$

$$V_y = P_u \cdot \frac{L_x}{3} = 18,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,0988$$

$$; \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \geq 0,25 = 0,25$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 8.22kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2.06KN$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 6,99kNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 1,75kNm$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{tx} = 3,50 kNm$$

VI.5.5 Calcul du ferrailage

$$b=100cm ; h=30cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	6,99	0,72	5T12	5,65	20
	y-y	1,75	0,18			
Appuis	x-x	3,50	0,36	5T12	5,65	20
	y-y					

VI.5.5.1 Tableau VI -5 – Résultat ferrailage de mur périphérique

VI.5.6 Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm (12 ≤ e ≤ 30) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{6,38} \right) \frac{100 \cdot 30}{2} = 3,02cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 = 2,40cm^2$$

En travée

$$\begin{cases} A_x = 5,65cm^2 \succ A_x^{\min} = 3,02cm^2 \\ A_y = 5,65cm^2 \succ A_y^{\min} = 2,40cm^2 \end{cases}$$

Sur appuis

$$\begin{cases} A_x = 3,93cm^2 \succ A_x^{\min} = 3,02cm^2 \\ A_y = 3,93cm^2 \succ A_y^{\min} = 2,40cm^2 \end{cases}$$

VI.5.7 Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$

$$T_x = \frac{g_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 11,94 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{g_u L_x}{3} = 7,80 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 11,94 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{11,94 \times 10^3}{1000 \times 306} = 0,039 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.5.8 Vérification à L'E.L. S

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{6,38} = 0,4796 > 0,4 \dots\dots \Rightarrow$$

a. Evaluation des sollicitations à l'E.L.S

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{6,38} = 0,4796 > 0,4 \dots\dots \Rightarrow P_s = g + q = \mathbf{6,493 \text{ KN/m}^2}$$

$$V_x = P_s \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} = 8,01 \text{ KN/m}^2$$

$$V_y = P_s \cdot \frac{L_x}{3} = 6,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,0988$$

$$; \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \geq 0,25 = 0,25$$

$$M_x = \mu_x P_s L_x^2 = 6,00 \text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1,50 \text{KN}$$

• Moment en travée

$$M_{tx} = 0, 85 M_x = 5,10 \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0, 85 M_y = 1,27 \text{kNm}$$

• Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{tx} = 2,55 \text{kNm}$$

b. Vérification des contraintes

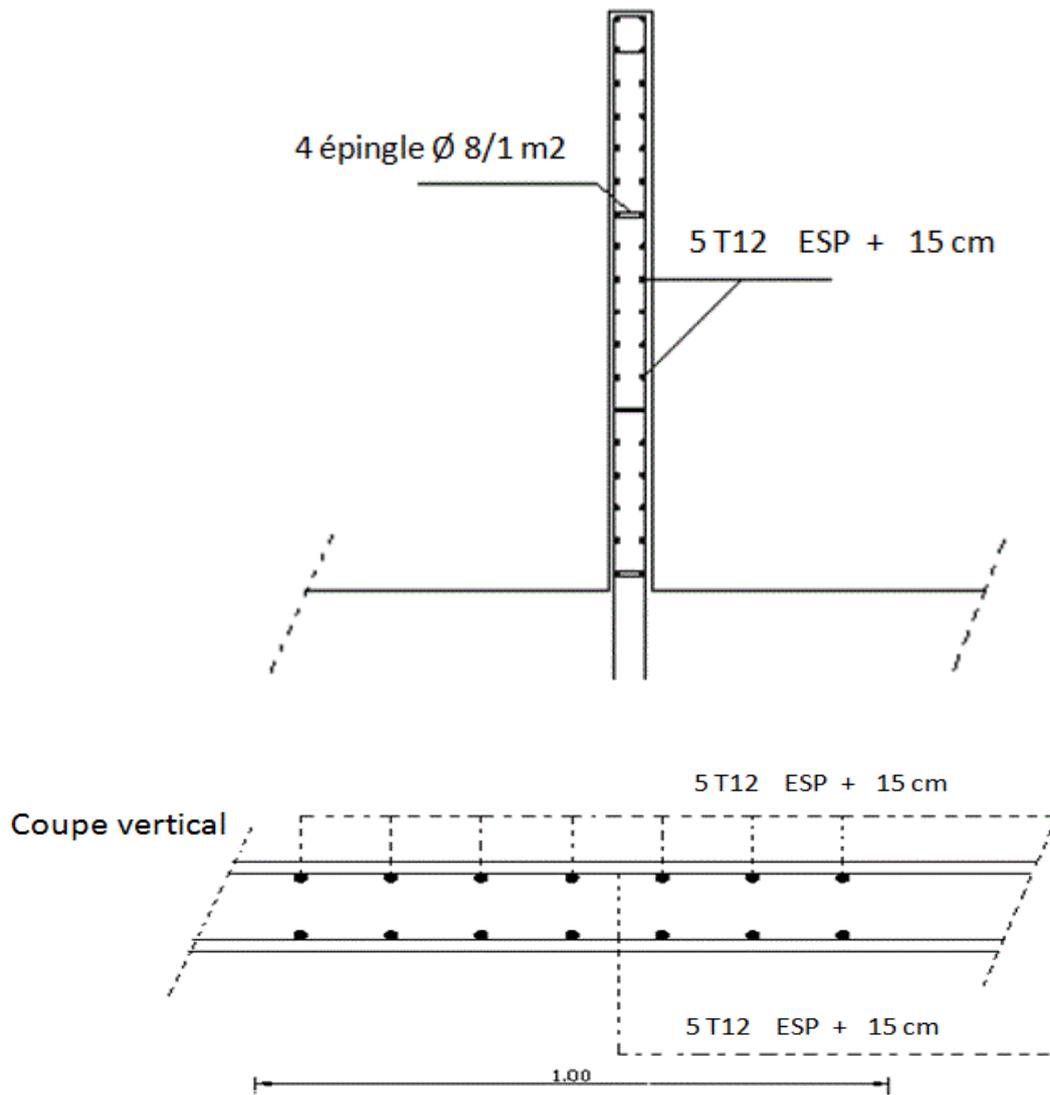
Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	5,10	5,65	1,17	15	Oui
	y-y	1,27	5,65	0,29		
Appuis	x-x	2,55	3,93	0,59		
	y-y					

VI.5.8.1 Tableau VI -6 – Vérification à L'E.L. S avec SOCOTEC

VI.5.9 Plan de ferrailage



VII. Conclusion Générale

L'analyse que nous avons effectuée nous a permis d'établir un lien entre les connaissances acquises lors de notre formation et de les compléter par de nouvelles théories et leur application dans un contexte pratique. Par conséquent, ce projet nous a permis d'apprécier davantage le rôle de l'ingénieur en génie civil dans la réalisation de structures, qui ne se limite pas seulement au calcul du renforcement, mais comprend également :

- La résolution des problèmes existants de la meilleure manière possible, en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et la méthodologie de travail

Dans la réalisation de ce projet, nous avons utilisé des logiciels tels que ETABS (V18.0.2), AUTOCAD, SAFE 12.3.2 , SOCOTEC.

Notre objectif principal était d'effectuer une analyse détaillée d'un bâtiment en béton armé situé à AIN TEMOUCHENT, comprenant un parc de stationnement souterrain, des locaux commerciaux au rez-de-chaussée et 8 étages à usage résidentiel (R+8), avec des voiles assurant le contreventement.

Après plusieurs essais de disposition des voiles de contreventement, équilibrant les critères de résistance et d'économie, nous avons réussi à satisfaire toutes les exigences du RPA99v2003, tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment, ce qui a constitué un défi majeur dans la disposition des voiles. Finalement, nous avons abouti à une configuration des voiles garantissant un bon comportement dynamique du bâtiment.

L'ingénieur en génie civil n'est pas seulement un calculateur, mais il doit également proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; en général, une conception bien fondée doit avant tout garantir la sécurité pour éviter les dommages humains et matériels, tout en prenant en compte l'économie et le temps d'exécution.

En conclusion, nous espérons que cette étude modeste servira de référence et fournira des informations utiles pour faciliter les études des futures promotions.

Références Bibliographique

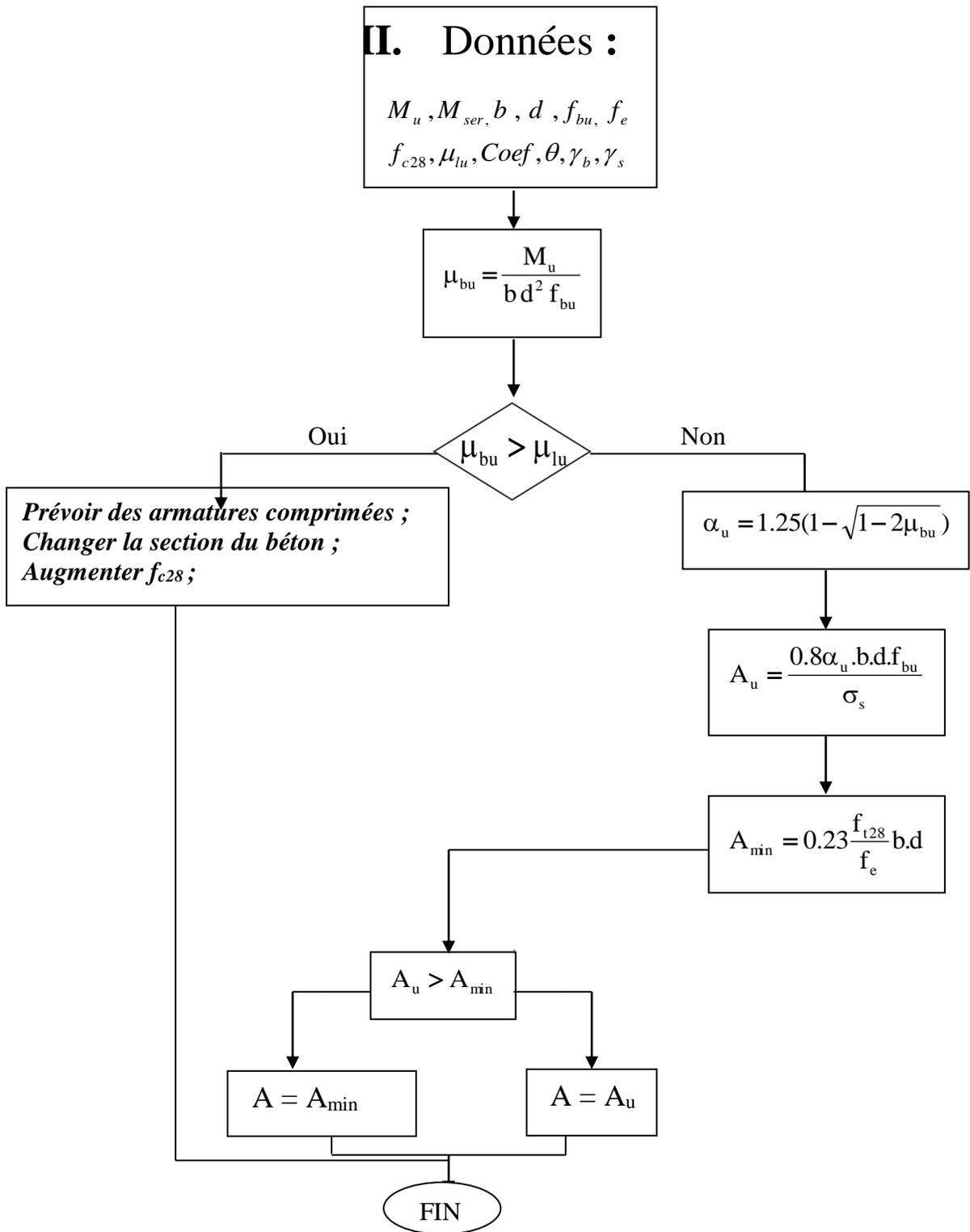
★ Les documents :

- Cours de béton armé BAEL 91-Jean-Pierre MOUGIN-EYROLLES 1992
- Pratiques du BAEL 91-Jean-PERCHAT et Jean- ROUX- 3eme édition 99
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99-Version 2003).
- D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes (RPA 99).
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton Armé CBA 93

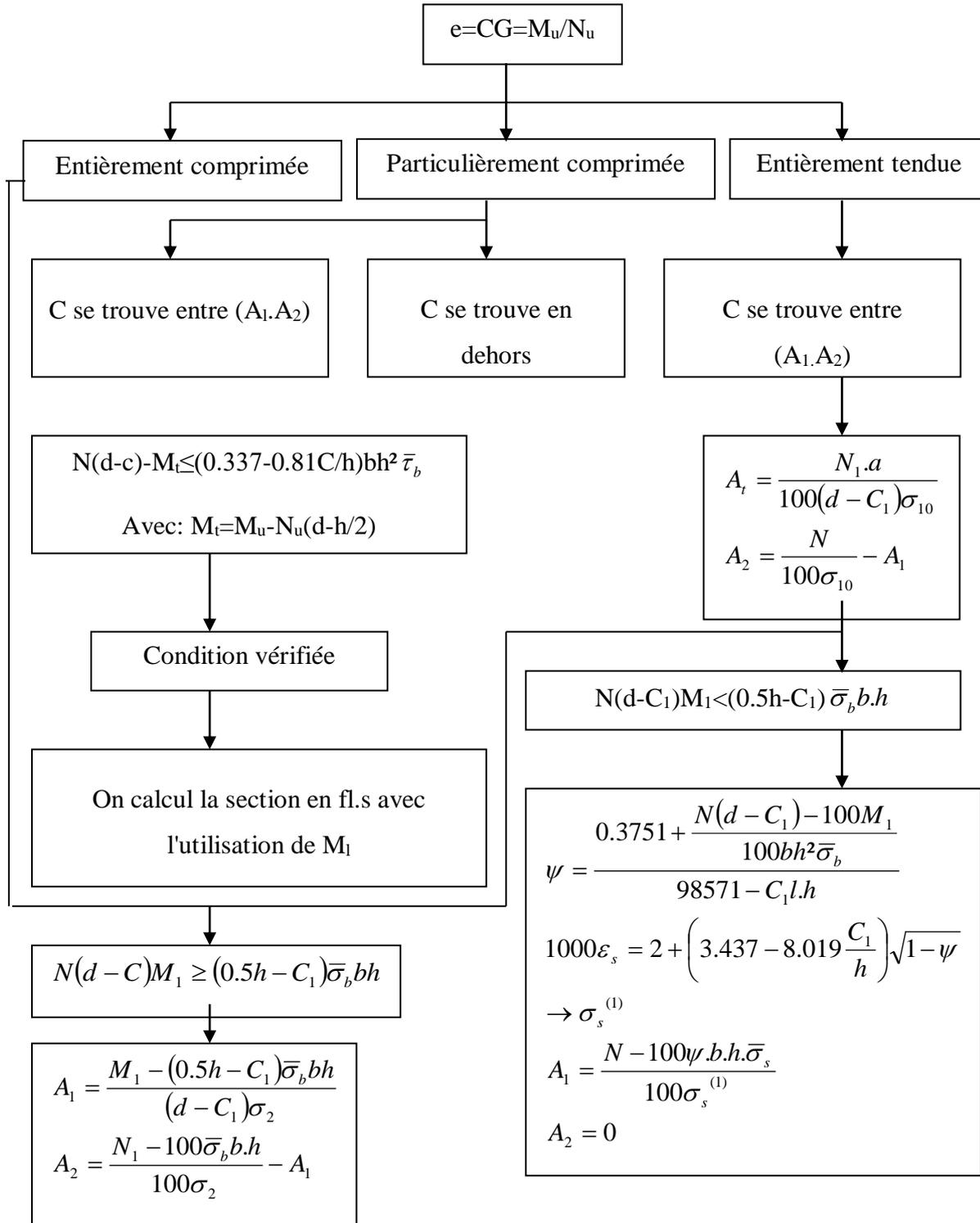
★ Les logiciels utilisés :

- ETABS (V18.0.2) (pour calcul le ferrailage superstructure)
- SAFE 12.3.2 (pour calcul le ferrailage infrastructure)
- SOCOTEC (pour calcul le ferrailage superstructure)
- AUTOCAD 2013 (pour la conception du projet)

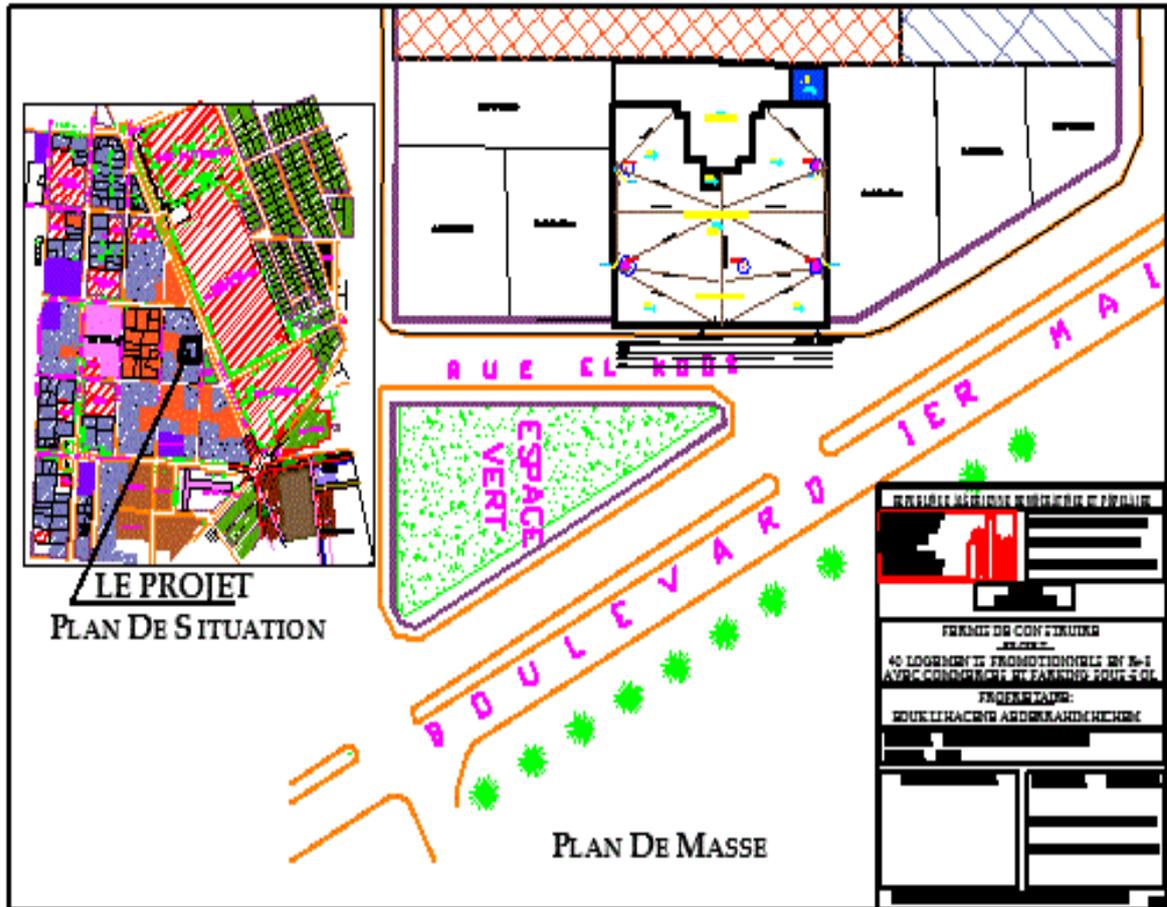
Organigramme de calcul « flexion simple »

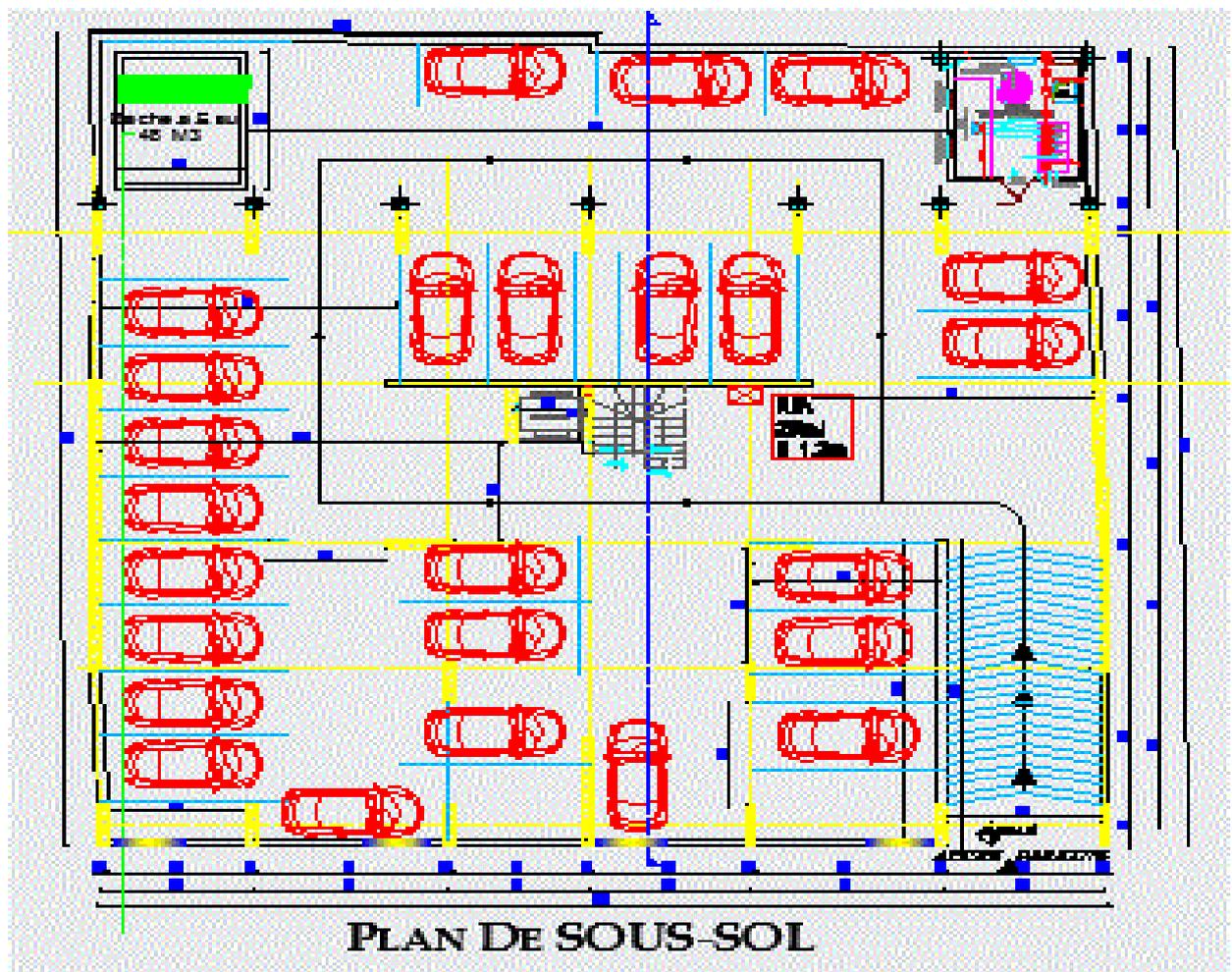
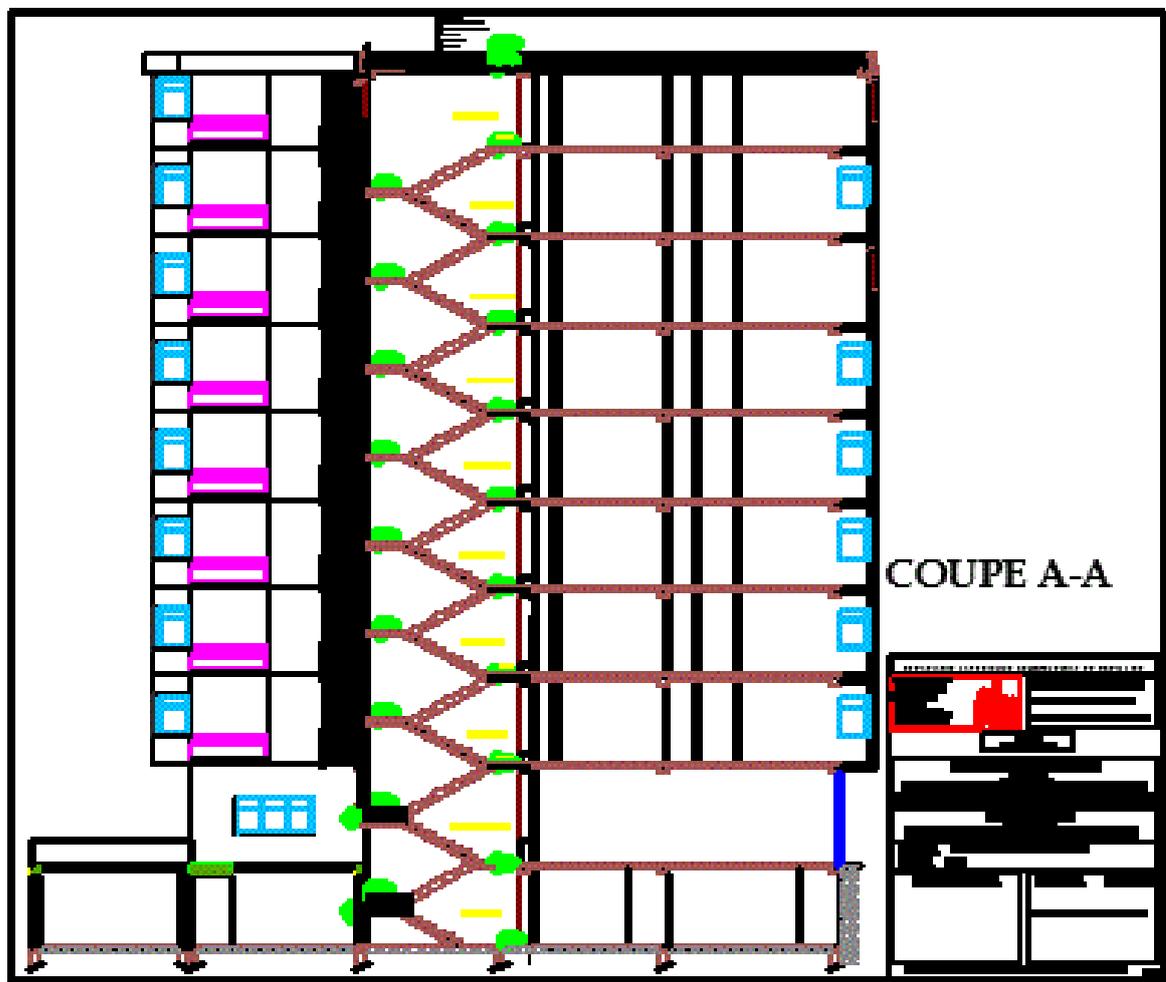


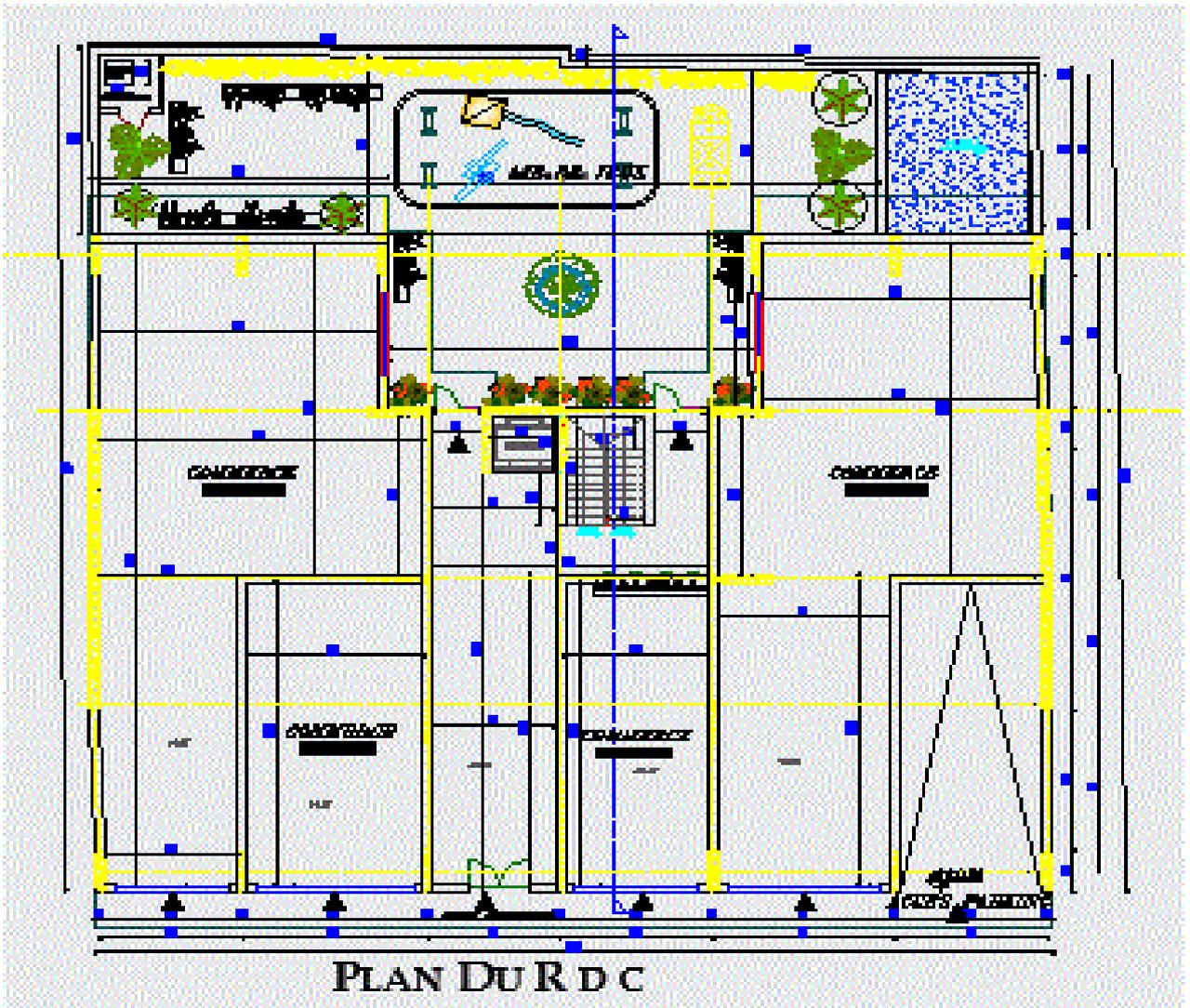
Organigramme de calcul « flexion composée »



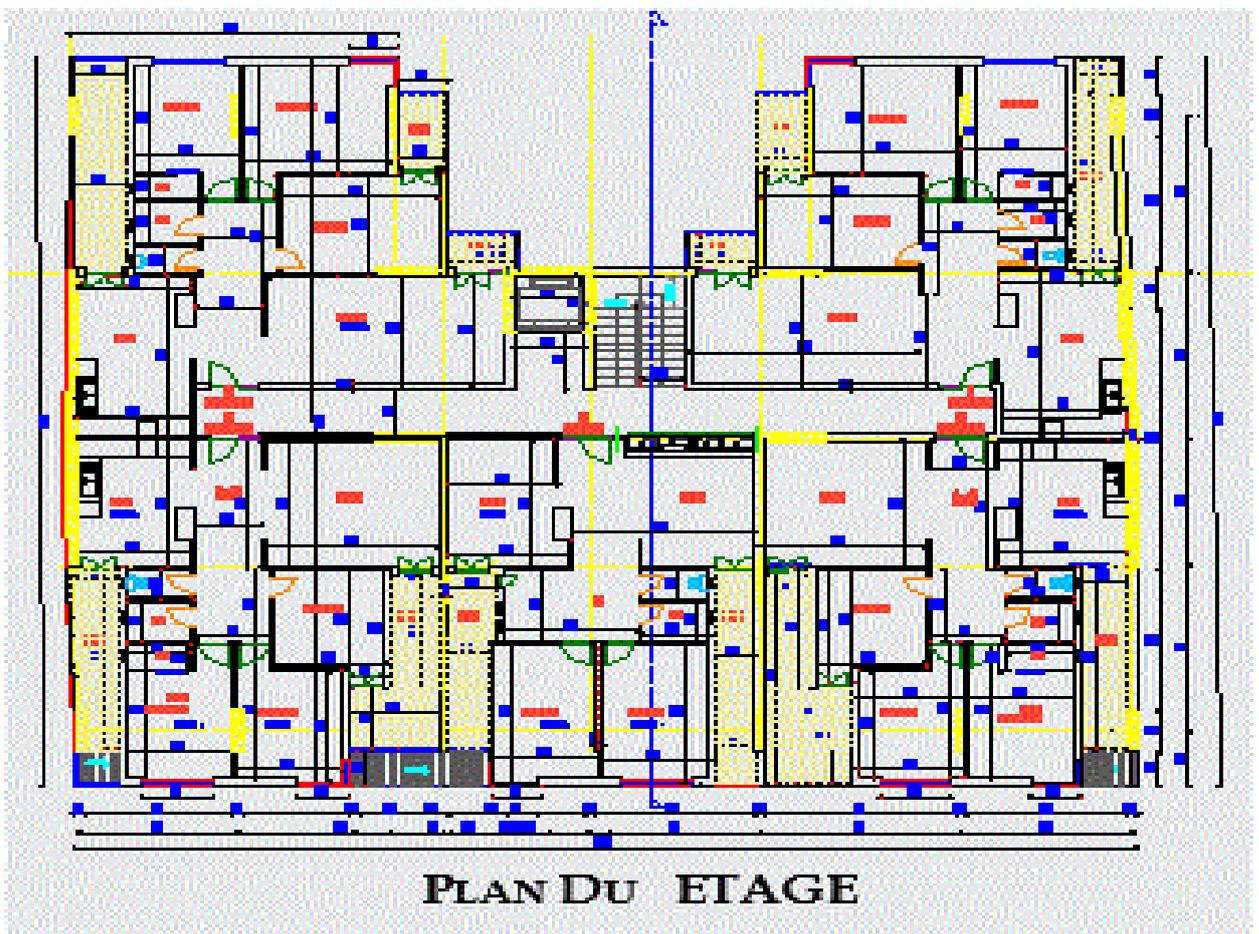
Plan Architecturale De Notre Projet







PLAN DU R D C



PLAN DU ETAGE