

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT MULTIFONCTIONNEL EN BETON ARME (R+12)
CONTREVENTE PAR PORTIQUES ET VOILES

Présenté par :

M^r Ahmed Yahya Ayoub

M^r Berkane Hicham

Devant les membres de jury :

Mme Belhouane . I

U. Saad Dahleb-Blida

President

Mr Allali . S

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

M^{me} M.Berediafe Bourahla

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné le courage, volonté, patience, santé durant nos années d'études.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

En guise de remerciement, nous adressons et en particulier notre reconnaissance et notre gratitude à notre promotrice Mme BERDIAFE pour, son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire.

On remercie l'ingénieur Mr TABBA qui nous a aidé avec certains des problèmes que nous avons eus pendant la réalisation de notre projet.

Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont fait, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

On remercie également toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A ma sœur et mon frère.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**Ayoub**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2021 de master 2 structure.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, je vous dis merci.

Hichem.

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A mes sœurs et mes frères.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**Hichem**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2021 de master 2 structure.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

Ayoub.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية متعددة الخدمات تتألف من طابق ارضي+12 طوابق، تم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETAPS V18).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL modifié 91 99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة برنامج (SOCOTEC) نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure multifonctionnelle de R + 12 étages qui sera implanté dans la wilaya d'ALGER, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETAPS V18).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par logiciel de ferrailage SOCOTEC.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is the design of a multifunctional structure of R +12 floors which will be located in the wilaya of ALGIERS, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and walls.

The study and the analysis of this project had been established by the software (ETAPS V18).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

The reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by SOCOTEC reinforcement software.

The foundation of the building consists of a ribbed raft.

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_f : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.

- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1	Charges permanentes Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).	10
Tableau II.2	Charges permanentes Plancher terrasse inaccessible (dalle corps creux).	10
Tableau II.3	Charges permanentes Plancher RDC / étage courant (dalle pleine).	11
Tableau II.4	Charges permanentes RDC / étage courant (dalle corps creux).	11
Tableau II.5	Charges permanentes de Murs extérieurs.	12
Tableau II.6	Charges permanentes du balcon.	12
Tableau II.7	Surcharge d'exploitation revenante au poteau central.	20
Tableau II.8	Charges permanents revenantes au poteau central.	21
Tableau II.9	Choix de section du poteau central.	22
Tableau II.10	Vérification du critère de résistance.	23
Tableau II.11	Vérification de l'effort normal réduit.	24
Tableau II.12	Choix final de section de poteaux.	24
Tableau III.1	Les vérifications de l'ELS.	27
Tableau III.2	Résultats d'évaluation des charges d'escalier	30
Tableau III.3	Calcul des armatures.	31
Tableau III.4	Vérification de compression du béton.	32
Tableau III.5	Vérification de la flèche de l'escalier.	32
Tableau III.6	Résultats d'évaluation des charges d'escalier volée 2.	33
Tableau III.7	Calcul des armatures.	34
Tableau III.8	Vérification de contrainte en compression du béton.	34
Tableau III.9	Calcul des sollicitations de dalle pleine.	35
Tableau III.10	Ferraillage de la dalle pleine.	36
Tableau III.11	Vérification des espacements.	36
Tableau III.12	Vérification de CNF.	36
Tableau III.13	Vérification des contraintes à l'ELS.	37
Tableau III.14	Calcul de la flèche.	38
Tableau III.15	Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	48
Tableau III.16	Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	49
Tableau III.17	Vérification de la contrainte de béton.	51

Tableau III.18	Calcul de la flèche.	53
Tableau IV.1	Facteur de qualité	61
Tableau IV.2	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.	62
Tableau IV.3	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale.	63
Tableau IV.4	Vérification des Déplacements Inter Etages sens X-X du Modèle final.	65
Tableau IV.5	Vérification des Déplacements Inter Etages sens Y-Y du Modèle final.	65
Tableau IV.6	Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle final.	66
Tableau IV.7	Justification vis-à-vis de l'effet P-delta(x-x).	67
Tableau IV.8	Justification vis-à-vis de l'effet P-delta(y-y).	68
Tableau IV.9	Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.	69
Tableau V.1	Caractéristiques du béton et de l'acier.	70
Tableau V.2	Ferraillages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).	71
Tableau V.3	Ferraillages des poteaux en situation durable (M^{corr} , N^{\max}).	72
Tableau V.4	Ferraillages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).	72
Tableau V.5	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (N^{\min} , M^{corr}).	73
Tableau V.6	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (N^{\max} , M^{corr}).	73
Tableau V.7	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (M^{\max} , N^{corr}).	73
Tableau V.8	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E) (M^{corr} , N^{\min}).	74
Tableau V.9	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E) (M^{corr} , N^{\max}).	74
Tableau V.10	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E) (M^{\max} , N^{corr}).	75
Tableau V.11	Choix des armatures des poteaux.	75
Tableau V.12	Vérification des contraintes dans les poteaux (N^{\min} , M^{corr}).	76
Tableau V.13	Vérification des contraintes dans les poteaux (N^{\max} , M^{corr}).	76
Tableau V.14	Vérification des contraintes dans les poteaux (N^{corr} , M^{\max}).	77
Tableau V.15	Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.	78
Tableau V.16	Espacements maximaux selon <i>RPA99version2003</i> pour les poteaux.	80
Tableau V.17	Choix des armatures transversales pour les poteaux.	80
Tableau V.18	Ferraillage des poutres porteuses (G+Q+E) (sans voile).	85
Tableau V.19	Ferraillage des poutres porteuses (ELU) (sans voile).	85
Tableau V.20	Ferraillage des poutres porteuses (0,8G+E) (sans voile).	86

Tableau V.21	Ferraillage des poutres secondaires (G+Q+E) (sans voile).	86
Tableau V.22	Ferraillage des poutres secondaires (ELU) (sans voile).	86
Tableau V.23	Ferraillage des poutres secondaires (0,8G+E) (sans voile).	87
Tableau V.24	Choix final des armatures des poutres principales (sans voile).	87
Tableau V.25	Choix final des armatures des poutres secondaires (sans voile).	87
Tableau V.26	Vérification des poutres principales (30x40 et 35x50) à l'ELS (sans voile).	88
Tableau V.27	Vérification des poutres secondaires (30x40) à l'ELS (sans voile).	89
Tableau V.28	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (sans voile).	89
Tableau V.29	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (sans voile).	90
Tableau V.30	Calcul des armatures transversales (sans voile).	90
Tableau V.31	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (sans voile).	91
Tableau V.32	Ferraillage des poutres porteuses (G+Q+E) (avec voile).	91
Tableau V.33	Ferraillage des poutres porteuses (ELU) (avec voile).	92
Tableau V.34	Ferraillage des poutres porteuses (0,8G+E) (avec voile).	92
Tableau V.35	Ferraillage des poutres secondaires (G+Q+E) (avec voile).	92
Tableau V.36	Ferraillage des poutres secondaires (ELU) (avec voile).	93
Tableau V.37	Ferraillage des poutres secondaires (0,8G+E) (avec voile).	93
Tableau V.38	Choix final des armatures des poutres principales (avec voile).	93
Tableau V.39	Choix final des armatures des poutres secondaires (avec voile).	94
Tableau V.40	Vérification des poutres principales (30x40 et 30x50) à l'ELS (avec voile).	94
Tableau V.41	Vérification des poutres secondaires (30x40) à l'ELS (avec voile).	95
Tableau V.42	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (avec voile).	95
Tableau V.43	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (avec voile).	96
Tableau V.44	Calcul des armatures transversales (avec voile).	96
Tableau V.45	Vérification des poutres secondaires (sans voile)(30x40) à l'ELS.	98
Tableau V.46	Vérification des poutres secondaires (avec voile) (30x40) à l'ELS.	98
Tableau V.47	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (avec voile).	99

Tableau V.48	Valeurs de (I_f/I) .	107
Tableau V.49	Calcul de σ_{ulim} .	108
Tableau V.50	Aciers verticaux et horizontaux.	110
Tableau V.51	Aciers transversaux.	110
Tableau V.52	Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	114
Tableau V.53	Calcul des armatures verticales de l'exemple.	115
Tableau V.54	Caractéristiques des voiles.	117
Tableau V.55	Calcul des armatures du voile (V1, V2, V3).	117
Tableau V.56	Calcul des armatures du voile (V4).	118
Tableau V.57	Calcul des armatures du voile (V5).	119
Tableau V.58	Calcul des armatures du voile (V6).	119
Tableau V.59	Calcul des armatures du voile (V7).	120
Tableau V.60	Calcul des armatures du voile (V8, V9).	121
Tableau V.61	Calcul des armatures du voile (V10).	121
Tableau V.62	Calcul des aciers de couture des voiles.	123
Tableau V.63	Calcul des aciers horizontaux des voiles.	124
Tableau VI.1	Caractéristiques géométriques du radier.	131
Tableau VI.2	Contraintes sous le radier à l'ELU.	134
Tableau VI.3	Contraintes sous le radier à l'ELS.	135
Tableau VI.4	Calcul des moments à l'ELU.	137
Tableau VI.5	Calcul des moments à l'ELS.	137
Tableau VI.6	Ferraillage des panneaux du radier	138
Tableau VI.7	Vérification des contraintes (radier).	139
Tableau VI.8	Redimensionnement des armatures.	139
Tableau VI.9	Vérification des contraintes (correction).	140
Tableau VI.10	Ferraillage des nervures sens (y-y).	141
Tableau VI.11	Ferraillage des nervures sens (x-x)	141
Tableau VI.12	Vérification des contraintes (Nervure).	141
Tableau VI.13	Redimensionnement des armatures.	142
Tableau VI.14	Vérification des contraintes (correction).	142

LISTE DES FIGURES

Figure I.1	Dimensions de bâtiment en élévation.	2
Figure I.2	Dimensions de bâtiments en plan.	3
Figure I.3	Diagramme contrainte – déformation du béton à ELU.	5
Figure I.4	Diagramme contrainte – déformation du béton à ELS .	6
Figure II.1	Schéma de l'acrotère.	12
Figure II.2	Section réduite du poteau.	16
Figure II.3	Vu en plan des poteaux les plus sollicités.	18
Figure III.1	Ferraillage de l'acrotère.	28
Figure III.2	Schéma d'un escalier de 3 volées.	29
Figure III.3	Schéma statique de volée.	29
Figure III.4	Schéma statique de l'escalier.	30
Figure III.5	Schéma de ferraillage de l'escalier (volée 1 et 3).	33
Figure III.6	Schéma de chargement de l'escalier.	33
Figure III.7	Schéma de ferraillage de console (volée 2).	35
Figure III.8	Dimensions d'une dalle.	35
Figure III.9	Ferraillage de la dalle pleine.	39
Figure III.10	Corps Creux.	39
Figure III.11	Schéma de poutrelle.	40
Figure III.12	Schéma statique de la Poutrelle à sept travées.	47
Figure III.13	Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 06 travées.	47
Figure III.14	Ferraillage des poutrelles en Travée et en Appuis.	55
Figure III.15	Ferraillage de la dalle de compression.	56
Figure IV.1	Spectre de réponse.	59
Figure IV.2	Vue en plan du modèle initial.	62
Figure IV.3	Vue en plan du modèle final.	63

Figure V.1	Schémas de ferrailage des poteaux.	82
Figure V.2	Arrêt des barres.	99
Figure V.3	Schéma de ferrailage des poutres.	103
Figure V.4	Disposition des voiles.	104
Figure V.5	Schéma statique d'un voile.	105
Figure V.6	Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	106
Figure V.7	Définition de l'élément mur.	107
Figure V.8	Dimension de voile.	107
Figure V.9	Niveaux de vérification.	109
Figure V.10	Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	112
Figure V.11	Disposition des Armatures verticales dans les voiles.	113
Figure V.12	Voile 6 (Zone I).	125
Figure V.13	Voile 6 (Zone II).	125
Figure V.14	Voile 6 (Zone III).	126
Figure V1.1	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	128
Figure V1.2	Schéma statique du bâtiment.	132
Figure V1.3	Contraintes sous le radier.	134
Figure V1.4	Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	138
Figure V1.5	Ferrailage de la Dalle du Radier.	140
Figure V1.6	Ferrailage des nervures du sens (x-x).	144
Figure V1.7	Ferrailage des nervures du sens (y-y).	144

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

DEDICACE

RESUME

LISTE DES SYMBOLES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

TABLE DES MATIERES

PLANS

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE 01 : *PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX*

I.1 Introduction 2

I.2 Présentation de l'ouvrage 2

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux 4

I.4 Hypothèses de calcul aux états limites 7

CHAPITRE 02 : *PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS*

II.1 Introduction 9

II.2 Pré dimensionnement des planchers 9

II.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 10

II.4 Pré dimensionnement des poutres 13

II.5 Pré dimensionnement des voiles 14

II.6 Pré dimensionnement des poteaux 15

CHAPITRE 03 : *FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES*

III.1 Introduction 26

III.2 Acrotère 26

III.3 Escalier 29

III.4 Dalle pleine 35

III.5 Plancher à corps creux 39

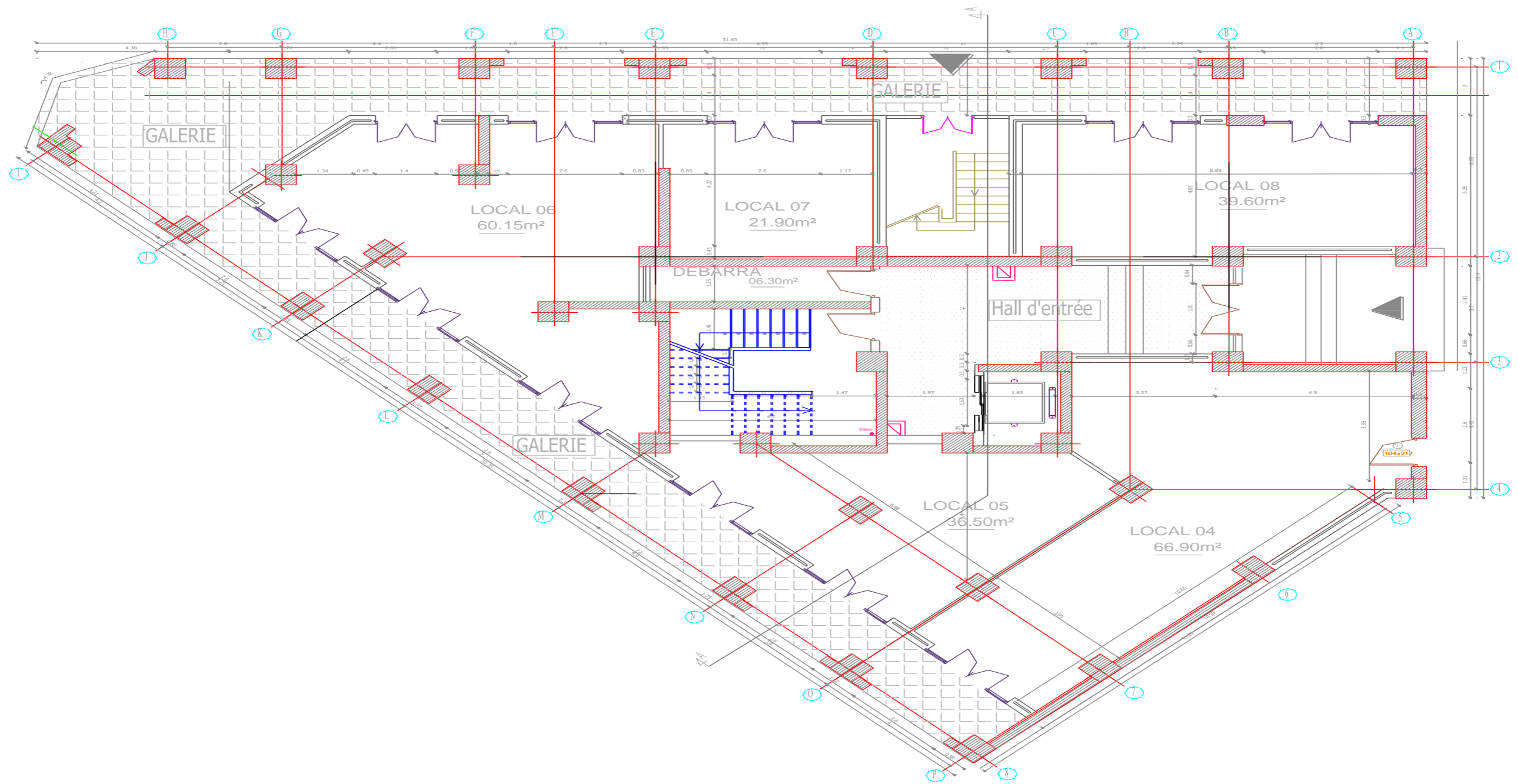
CHAPITRE 04 : *ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE*

IV.1 Introduction 57

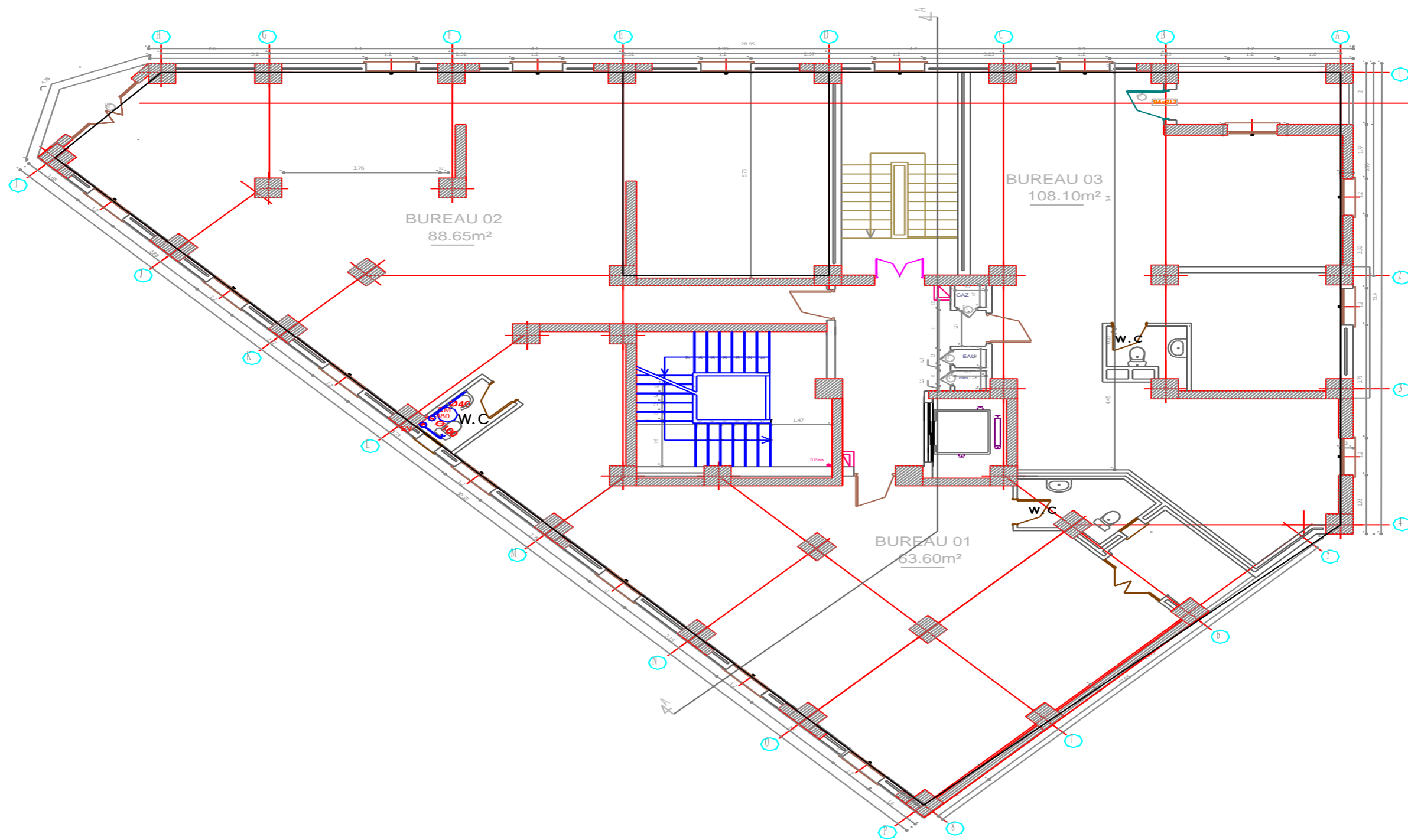
IV.2 Etude sismique 57

IV.3 Choix de la méthode de calcul 58

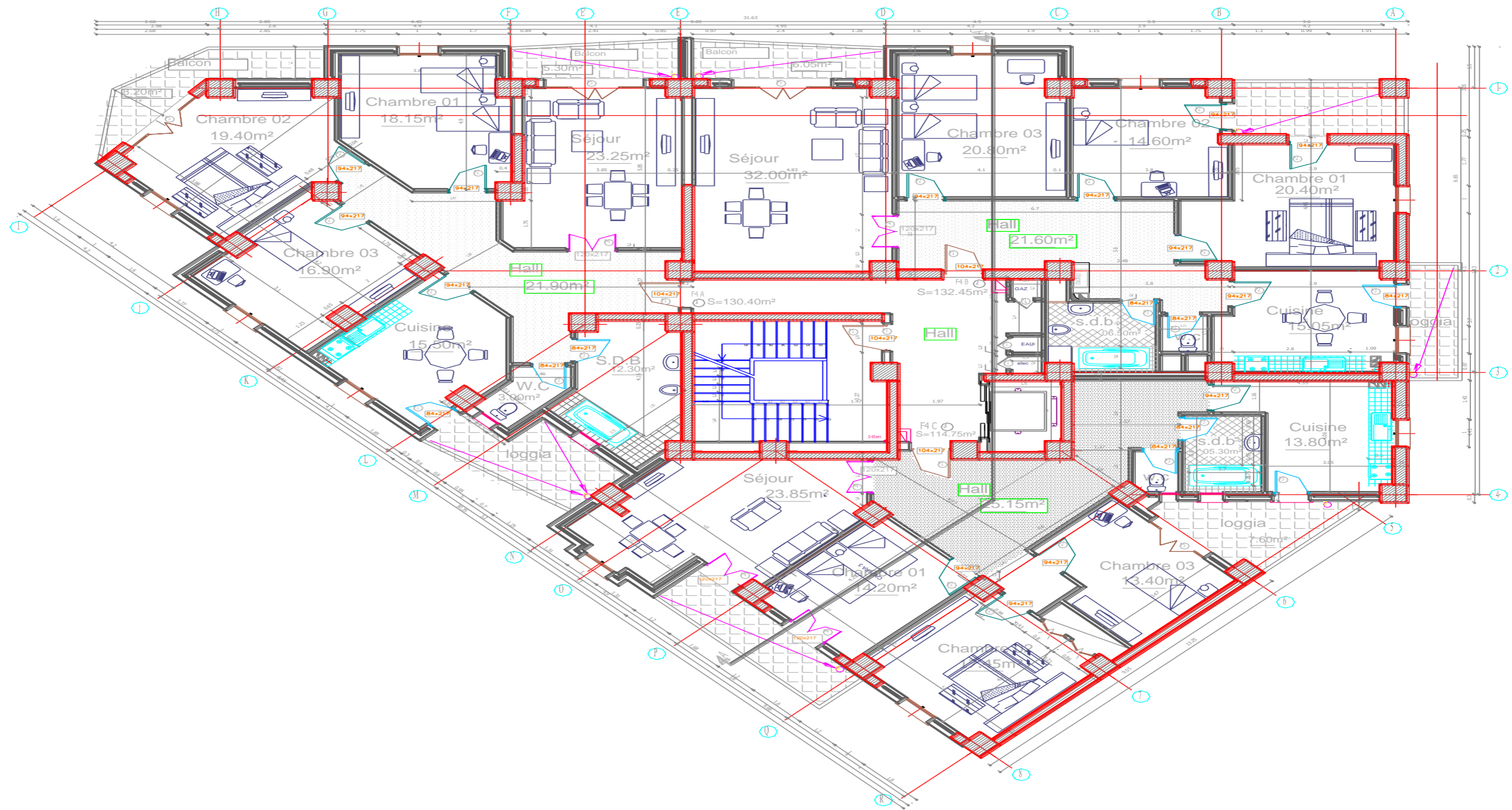
IV.4	Résultats de l'analyse sismique	62
CHAPITRE 05 : <i>FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX</i>		
V.1	Introduction	70
V.2	Ferraillage des poteaux :	70
V.3	Ferraillage des poutres	83
V.4	Ferraillage des voiles	104
CHAPITRE 06 : <i>ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE</i>		
VI.1	Introduction	127
VI.2	Choix de type de fondation	127
VI.3	Radier nervure	127
CONCLUSION GENERALE		145
REFERENCES		
ANNEXE		



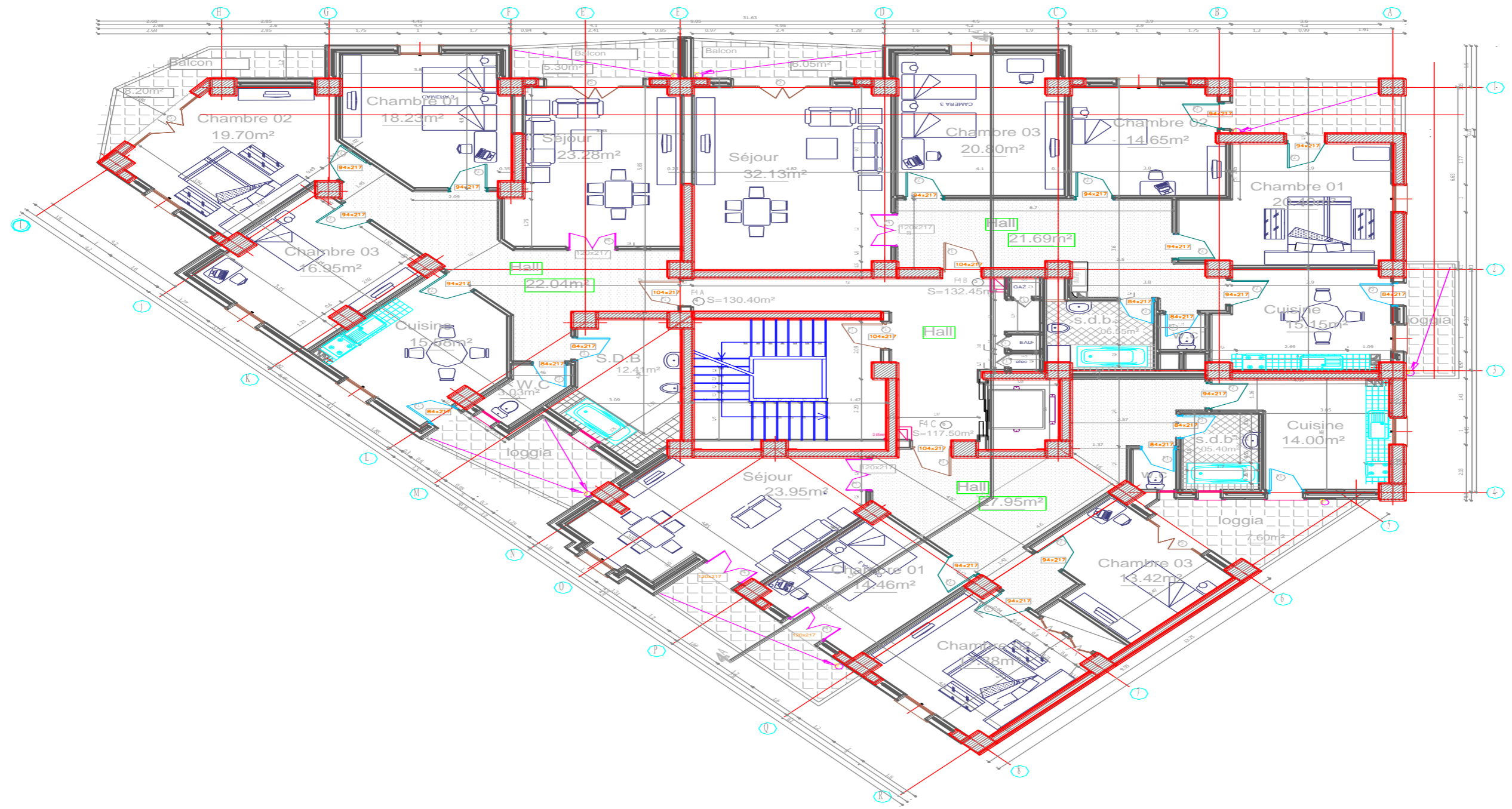
PLAN RDC



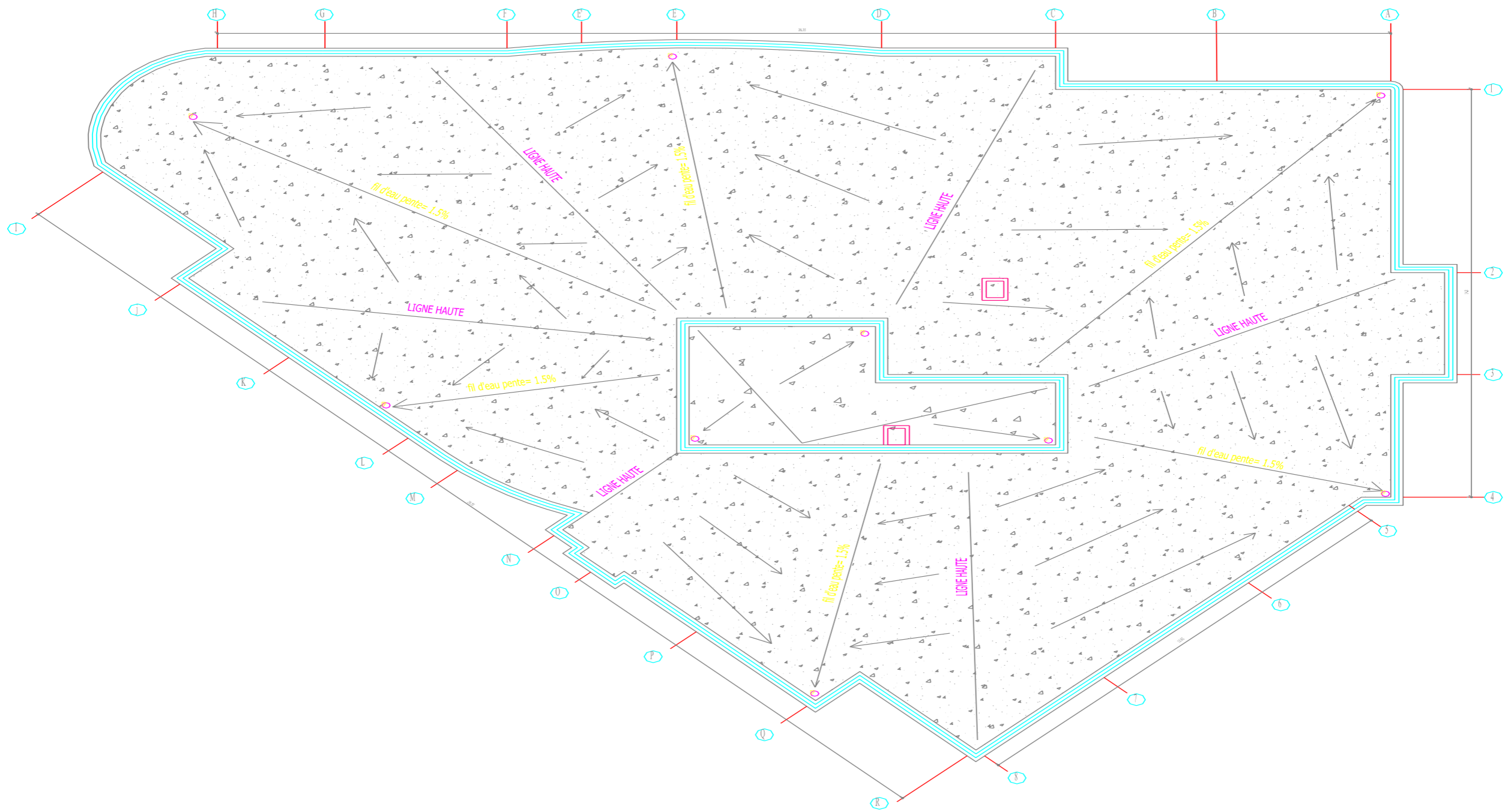
PLAN 1 ETAGE



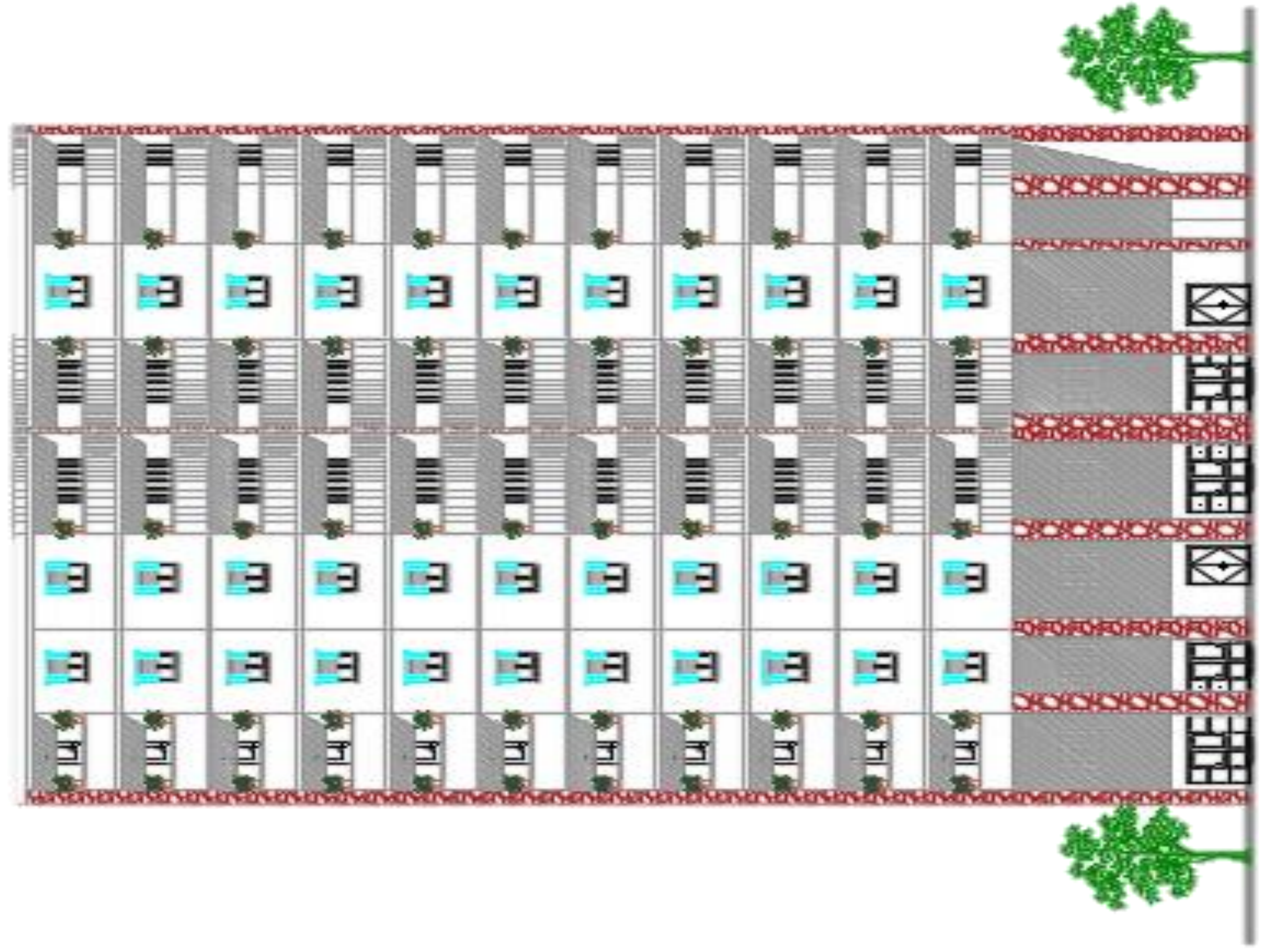
PLAN du 2éme au 6éme étage



PLAN du 7ème au 12ème étage



plan de toiture



Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique.

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter.

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des phénomènes accidentels afin de la stabiliser, et de protéger les personnes et de leur bien.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude complète pour un bâtiment multifonctionnel à 12 étages, basée sur les règles et les méthodes des règlements suivants : **BAEL91 modifié 99, RPA99 V 2003, CBA99** ce travail sera mené selon les étapes suivantes :

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer la description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Nous avons consacré le 2^{ème} chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).

Dans le 3^{ème} chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires qui comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers).

Le 4^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration ainsi que le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

L'étude dynamique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide du logiciel de calcul **ETABS V18**.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99V2003** et le **BAEL91 modifié 99**, est présenté dans le 5^{ème} chapitre.

Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

Généralités

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2 Présentation De L'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment à usage multiple, Il est implanté dans la wilaya d'ALGER précisément a KOUBA, selon le règlement parasismique algérien (*RPA99 version2003*) il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne « groupe 2 », car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

I.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+12 étages.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC 4,08 m à usage commerciale.
- Hauteur du 1^{er} étage 3,06 m à usage bureaux.
- Hauteur des étages 2^{ème} à 12^{ème} 3,4 m à usage habitation.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 44,54 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère 45,14 m.

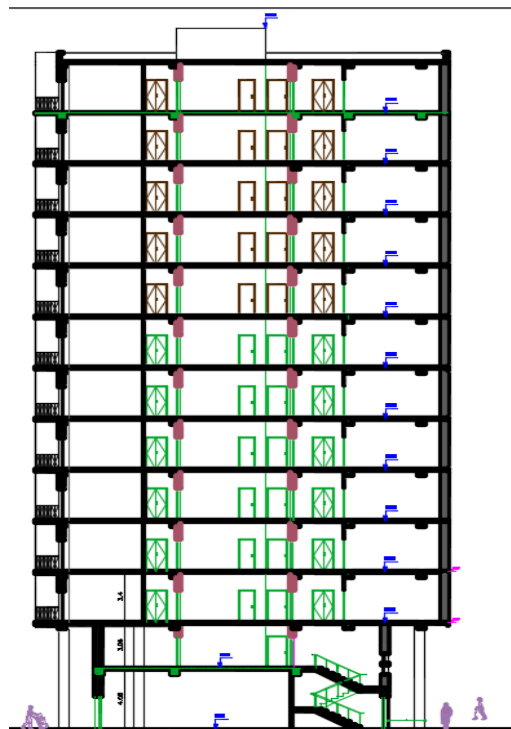


Figure 1.1 : Dimensions de bâtiments en élévation.

b) Dimensions en plan :

- Longueur : 33,35 m.
- Largeur : 23,9 m.

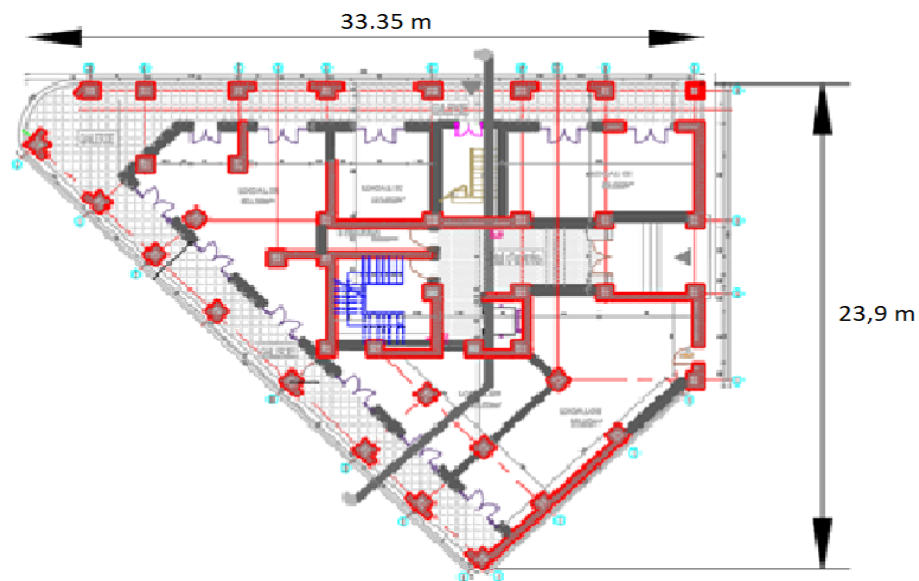


Figure 1.2 : Dimensions de bâtiments en plan.

I.2.3 Ossature :

En se référant aux *RPA 99 version 2003* qui exigent que pour toute structure dépassant une hauteur de 8m en zone III, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), pour notre cas on a opté pour un contreventement mixte avec interaction ($R=5$).

I.2.4 Les Planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction, les planchers dans notre cas sont mixtes (des dalles pleines et des dalles a corps creux) .

I.2.5 Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisés en béton armé coulés sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.

I.2.6 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.2.7 Acrotère :

On appelle mur acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60cm.

I.2.8 Murs extérieurs :

Ils seront constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur.

I.2.9 Murs intérieurs :

Ils seront constitués d'une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2.10 Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 12^{ème} étage.

I.2.11 Infrastructure :

- 1) Réalisée en béton armé.
- 2) La contrainte admissible du sol est de **2,5bars**.
- 3) La catégorie de site **S3**.

I.3 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Le béton armé est le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction car il est conforme aux règles techniques de construction et de calculs des structures. Il est obtenu grâce à l'association du béton et de l'acier, il est de masse volumique égale à 2500 kg/m³.

Les justifications et les calculs de notre bâtiment se feront suivant les règles **BAEL91 modifié 99** et le **RPA 99 version 2003**.

I.3.1 Béton :**a) Résistance du béton :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30 MPa ce qui nous donne une résistance à la traction : **$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$**

Les caractéristiques différentes mécaniques du matériau sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,4 \text{ MPa}$.
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Module de déformation instantanée : Chargement < 24 heures

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot f_{c_j}^{1/3} = 34\,179,56 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée : Chargement > 24 heures

$$E_{vj} = 3700.f_{cj}^{1/3} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- Module de déformation transversale : La valeur du module de déformation transversale « G » est prise égale à

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots (A.4.4.33) [1]$$

Avec :

E : Module de déformation longitudinal instantané.

ν : est le coefficient de poisson.

- Coefficient de poisson : Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).....(A.2.1.3) [1]

b) Contraintes limites de calcul :

En se référant aux règlements du **BAEL 91(modifié 99)**, on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

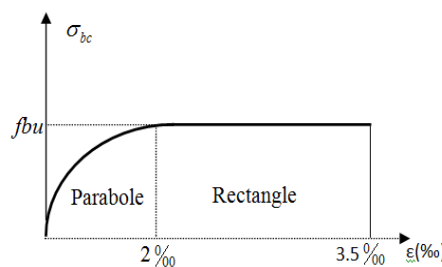


Figure I.3 : Diagramme contrainte – déformation du béton à ELU.

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{c,28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (A.4.3.4.1) [2]$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

θ = Coefficient de chargement.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} = 1 & \text{la durée de chargement} > 24 \text{ heures.} \\ = 0,9 & 1 \text{ heure} < \text{la durée de chargement} < 24 \text{ heures.} \\ = 0,85 & \text{la durée de chargement} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

2. Etat limite de service « E.L.S » :

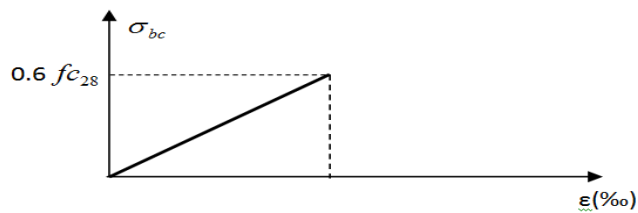


Figure I.4 : Diagramme contrainte – déformation du béton à ELS .

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \dots\dots\dots(A.4.5.2) [2]$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

I.3.2 Acier :

Notre structure comportera les différents types d’aciers qui sont les suivants :

Aciers à haute adhérence HA de nuance FeE500 : ils sont caractérisés par leur limite élastique $f_e = 500 \text{ MPa}$ et ils seront utilisés au niveau des poteaux mixtes, les fondations et les escaliers.

a) Les contraintes de calcul :

1. Contrainte de l’acier à l’ELU :

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : Est le coefficient de sécurité de l’acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

On utilise des aciers en FeE500 donc :

$$\sigma_s = \begin{cases} 434,78 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 500 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

2. Limite de service « E.L.S » :

Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} < f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min}(2/3.f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}})) \dots \dots \dots (A.4.5.33) [1]$

Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = 0,8\text{Min}(2/3.f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}})) \dots (A.4.5.34) [1]$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} 1 & \text{pour des ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les hautes adhérences avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 & \text{pour les hautes adhérences avec } \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

b) Allongement de rupture :

$\varepsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

c) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

d) Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " η " est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} \dots \dots \dots (A.4.5.1) [1]$$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

I.4 Hypothèses de calcul aux états limites :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

H6 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H7 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $\eta = 15$.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction :

Tout calcul de structure en génie civil ne peut pas se faire sans passer par un pré-dimensionnement des éléments. Cette étape consiste à obtenir les dimensions des différents éléments en respectant certains principes indiqués ou imposés par les règlements [BAEL, 91] [DTR CBA.93 C 2-41] [RPA99].

II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants :**II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :**

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

a) Plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le RPA :

$$h_t > \frac{L}{22,5} ; \quad L - 0,3 = 4,95 - 0,3 = 4,65 \text{ m.}$$

$$h_t \geq 20,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Plancher (16 + 5).}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} : \text{épaisseur de la table de compression} \\ 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \end{array} \right.$

b) Dalle pleine :

- **Résistance à la flexion**

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

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

$$4,64/50 \leq e \leq 4,64/40$$

$$9,3 \text{ cm} \leq e \leq 11,62 \text{ cm} \quad \text{alors } e = \mathbf{11 \text{ cm}}$$

- **Résistance au feu**

$e = \mathbf{7 \text{ cm}}$ pour une heure de coupe-feu.

$$11 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Isolation phonique**

Selon le règlement algérien CBA 93 $e > 13 \text{ cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique.

On optera pour une dalle d'épaisseur : $e = \mathbf{15 \text{ cm}}$

II.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitation :

a. Les charges permanentes :

- Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

Tableau II.1 :Charges permanentesPlancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	Gravier de protection	0.05	17	0.85
2	Forme de pente (e=10cm)	0.10	22	2.20
3	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Dalle pleine (e= 15cm)	0.15	25	3.75
6	Enduit en plâtre (e=2cm)	0.02	10	0.2
ΣG=				7.28

- Plancher terrasse inaccessible (dalle corps creux) :

Tableau II.2 : Charges permanentesPlancher terrasse inaccessible (dalle corps creux)

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	Gravier de protection	0.05	17	0.85
2	Forme de pente (e=10cm)	0.10	22	2.20
3	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Corps creux (16+5cm)	0.16+0,05	-	3.05
6	Enduit en plâtre (e=2cm)	0.02	10	0.2
ΣG=				6.58

➤ Plancher RDC / étage courant :

Tableau II.3 : Charges permanentes Plancher RDC / étage courant(dalle pleine)

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,4
3	Lit de sable	0.03	18	0,54
4	Dalle a épaisseur (15 cm)	0.15	25	3,75
5	Enduit au plâtre (2cm)	0,02	10	0,2
	Cloisons légère	-	-	1
ΣG=				6,33

Tableau II.4 : Charges permanentesRDC / étage courant (dalle corps creux)

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	Cloisons légère	-	-	1
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Corps creux (16+5 cm)	0,16+0,05	-	3,05
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
ΣG=				5,59

c) L'acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G1 = \rho \times S$

ρ : Le poids volumique du béton tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale = $0,5 \times 0,1 + 0,1 \times 0,1 + (0,1 \times 0,02) / 2 + 0,08 \times 0,1 = 0,07 \text{ m}^2$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G1 = 25 \times 0.07 = 1,73 \text{ KN/m.}$$

Le poids des enduits au ciment (e=2cm) :

$$G2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0.02 \times (0.6 + 0.1 + 0.5 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.08) = 0.56 \text{ KN/m.}$$

Le poids total de l'acrotère : $G1 + G2 = 2,29 \text{ kN/m}$.

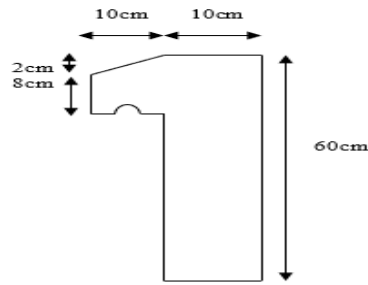


Figure II.1 : schéma de l'acrotère.

d) Murs extérieurs :

Tableau II.5 : Charges permanentes de Murs extérieurs

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	Enduit intérieur au plâtre (e=2cm)	0,02	10	0,20
2	Briques creux (e=10cm)	0,10	9	0,9
3	L'âmed'air (e=5cm)	-	-	0
4	Briques creux (e=15cm)	0,15	9	1,35
5	Enduit extérieur au ciment (e=2cm)	0,02	18	0,36
$\Sigma G =$				2,81

e) Balcon :

Tableau II.6 : Charges permanentes du balcon

N°	Désignations	Epaisseurs [m]	Poids volumiques [KN/m ³]	Poids surfaciques [KN/m ²]
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma G =$				5,27

b. Surcharges d’exploitations :

La surcharge d’exploitations est une charge donnée et imposée par le règlement (DTP-BC – 2.2), en fonction de la nature et l’usage du plancher ou de la structure.

- Plancher terrasse.....Q= 1.00 KN /m²
- Les autres plancherQ= 1.50 KN/m²
- Plancher RDC (bureaux).....Q= 2,5 KN /m²
- EscalierQ=2.50 KN/m²
- L’acrotère Q=1.00KN/m²

II.4 Pré dimensionnement de la poutre :

Exemple de calcul :

➤ **Poutres principales 1:**

$L = 6.65 - 0.3 = 6.35 \text{ m}$

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$\frac{635}{15} \leq h \leq \frac{635}{10} \implies 42.33 \leq h \leq 63.5$ alors on prend $h = 50 \text{ cm}$

$0.3 \times 0.5 \leq b \leq 0.7 \times 0.5 \implies 0.15 \leq b \leq 0.35$ alors on prend $b = 35 \text{ cm}$

- Selon le R.P.A 99 (version2003) : zone III

$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

$b = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

$\frac{h}{b} = \frac{50}{35} = 1.43 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

➤ **Poutres principales 2 :**

$L = 4,9 - 0.3 = 4.6 \text{ m}$

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \implies 30.66 \leq h \leq 46$ alors on prend $h = 40 \text{ cm}$

$0.3 \times 0.4 \leq b \leq 0.7 \times 0.4 \implies 0.12 \leq b \leq 0.28$ alors on prend $b = 30 \text{ cm}$

- Selon le R.P.A 99 (version2003) : zone III

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

$b = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

➤ **Poutres secondaires :**

$L = 4.94 - 0.3 = 4.64 \text{ m}$

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$\frac{464}{15} \leq h \leq \frac{464}{10} \implies 30.93 \leq h \leq 46.4$ alors on prend $h = 40 \text{ cm}$

$0.3 \times 0.40 \leq b \leq 0.7 \times 0.40 \implies 0.12 \leq b \leq 0.281 =$ alors on prend $b = 30 \text{ cm}$

- Selon le R.P.A 99 (version2003) : zone III

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

$b = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Ok}$

D’où les trois conditions vérifiées alors les deux sections sont acceptables.

Conclusion :

- Poutres principales 01, on prend : $b \times h = 35 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poutres principales 02, on prend : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires, on prend : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont conçus en se basant sur les principes et conditions imposées :

- Les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L’épaisseur du voile.

- L’épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

L’épaisseur :

$a_{min} \geq \max [15\text{cm}, \frac{h_e}{20}] \dots\dots\dots(\text{Art :7.7.1}) [3]$

Avec :

h_e : hauteur d’étage.

a_{min} : épaisseur de voile.

- Pour RDC : $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m} \implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18.4\text{cm}$

$a_{min} \geq \max [15 \text{ cm}, 18.4 \text{ cm}]$ alors $a_{min} = 18 \text{ cm}$.

- Pour 1^{er} Etage : $h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m} \implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm}$

$a_{min} \geq \max [15 \text{ cm}, 13.3 \text{ cm}]$ alors $a_{min} = 15 \text{ cm}$.

- Pour 2^{ème}/3^{ème}/4^{ème}/...Etage : $h_e = 3.4 - 0.4 = 3 \text{ m} \implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$

$a_{min} \geq \max [15 \text{ cm}, 15 \text{ cm}]$ alors $a_{min} = 15 \text{ cm}$.

• **Conclusion :**

- On optera pour des voiles d'épaisseur **a= 20 cm**.

II.6 Pré dimensionnement des poteaux :

○ **Procédure de pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le RPA
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile du béton.

○ **Loi de dégression :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

La charge d'exploitation est variable la loi de dégression ci-dessus étant applicable en respectant l'ordre des niveaux permet de réduire de 5% par étage.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots \dots \dots (6.3) [4]$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

○ **Détermination de la section des poteaux :**

Le pré dimensionnement se fait en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule donnée par le **BAEL** :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \dots \dots \dots (b.8.4.1) [1]$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (en compression) = 1,35G+1,5Q ;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{hb^3}{12}$).

B : surface de la section du poteau.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier.

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28})

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant la section réelle de 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)[cm^2]$

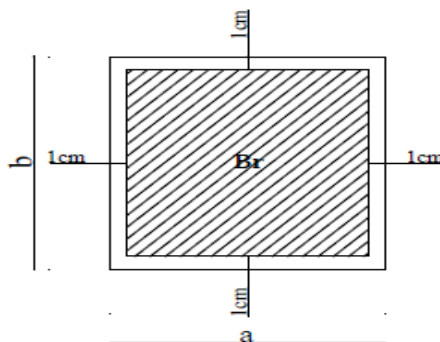


Figure II.2 : Section réduite du poteau.

Selon le [2] on a : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire dans l'équation (1) la valeur de Br et on obtient :

$$\bullet Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,53 N_u$$

Avec $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

❖ Vérification de la section se fait par **RPA99 version 2003** :

En zone sismique III, Le minimum requis pour une section rectangulaire ou carrée :

$$\left\{ \begin{aligned} * \text{Min}(a; b) &\geq 30 \text{ cm} \\ * \text{Min}(a; b) &> \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Les poteaux les plus sollicités sont :

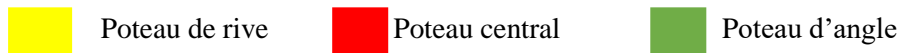
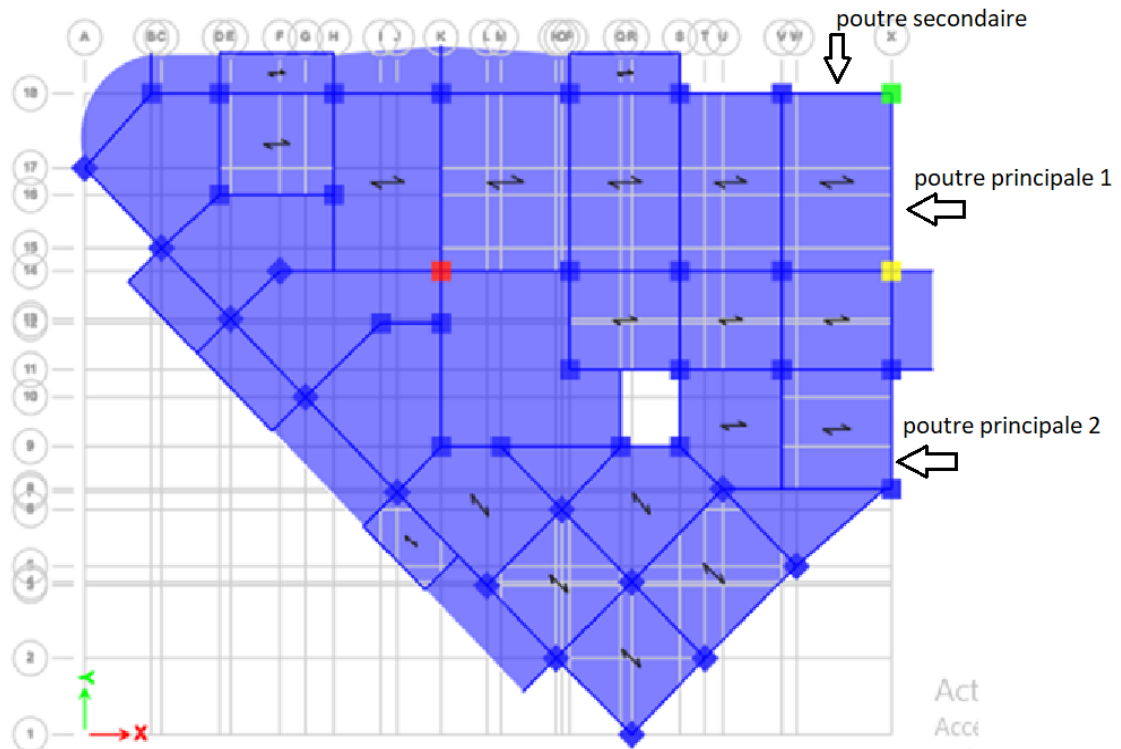


Figure II.3 : Vu en plan des poteaux les plus sollicités.

❖ **Poteau central :**

$$S = (3,1 + 2,45) \times (3,32 + 0,97)$$

$$S = 23.82 \text{m}^2$$

Charge permanente revenant a chaque plancher :

Plancher terrasse : $G = 6.58 \text{ KN/m}^2$

Plancher terrasse (dalle pleine) : $G = 7.28 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant : $G = 5.59 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant (dalle pleine) : $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

Poids revenant a chaque que plancher :

Poids de plancher : $P=G \times S$

Plancher terrasse :

$$P= 6.58 \times 18.05 = 118.96 \text{ KN}$$

$$P= 7.28 \times 5.77 = 42.01 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

$$P= 5.59 \times 18.05 = 100.89 \text{ KN}$$

$$P=6,33 \times 5.77= 36.52 \text{ KN}$$

$$P=6,33 \times 23.82= 150.78 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre revenant à chaque poutre :**

Poutre principale 1 :

$$P = (0.35 \times 0.5 \times 25) \times 3.16 = 13.82 \text{ KN}$$

Poutre principale 2 :

$$P = (0.3 \times 0.4 \times 25) \times 0.83 = 2.49 \text{ KN}$$

Poutre secondaire :

$$P= (0.3 \times 0.4 \times 25) \times 5.23 = 15.69 \text{ KN}$$

Poids totaux des poutres est :

$$P= 13.82 + 2.49 + 15.69 = 32 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation :

$$\text{Plancher terrasse : } Q_0 = 1 \times 23.82 = 23.82 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{11} = 1.5 \times 23.82 = 35.73 \text{ KN}$$

$$Q_{12} = 2.5 \times 23.82 = 59.55 \text{ KN}$$

• **Poids propre de poteau :**

Le dimensionnement de poteau est le but de ce chapitre pour calculer leurs poids on fixe les dimensions minimales exigé par le RPA 99 modifier 2003 pour tous les poteaux de la structure

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Poids des poteaux :

$$G_{\text{RDC}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (4.08 - 0.5) = 8.05 \text{ KN}$$

$$G_{\text{1ere}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.5) = 5.76 \text{ KN}$$

$$G_{\text{autre étage}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.4 - 0.5) = 6.53 \text{ KN}$$

Les surcharges cumulées :

Niveau 12 : $Q_{\text{Totale}} = Q_0 = 23.82 \text{ KN}$

Niveau 11 : $Q_0 + Q = 23.82 + 35.73 = 59.55 \text{ KN}$

Niveau 10 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 23.82 + 0.95(35.73+35.73) =91.72 \text{ KN}$

Niveau 09 : $Q_0 + 0.90(Q_1+ Q_2+Q_3) =120.29 \text{ KN}$

Niveau 08 : $Q_0 + 0.85(Q_1+\dots+Q_4) =145.30 \text{ KN}$

Niveau 07 : $Q_0 + 0.8(Q_1+\dots+Q_5) =166.74 \text{ KN}$

Niveau 06 : $Q_0 + 0.75(Q_1+\dots+Q_6) =184.60 \text{ KN}$

Niveau 05 : $Q_0 + 0.714(Q_1+\dots+Q_7) = 202.39 \text{ KN}$

Niveau 04 : $Q_0 +0.69(Q_1+\dots+Q_8) =221.04 \text{ KN}$

Niveau 03 : $Q_0 + 0.67(Q_1+\dots+Q_9) = 239.27 \text{ KN}$

Niveau 02 : $Q_0 + 0.65(Q_1+\dots+Q_{10}) =256.06 \text{ KN}$

Niveau 01 : $Q_0 + 0.64(Q_1+\dots+Q_{11}) =275,35 \text{ KN}$

Niveau RDC : $Q_0 + 0.62(Q_1+\dots+Q_{12}) = 304,41 \text{ KN}$

➤ **Charge d’exploitation :**

L’évolution de la charge d’exploitation est traitée sur le tableau suivant :

Tableau II.7 : Surcharge d’exploitation revenante au poteau central

Niveau des planchers	Surcharges (Q)	Qi [KN/m ²]	Σ Surcharges (Q)	Σ Surcharges [KN/m ²]	Σ Surcharges [KN]
N1	Q0	1	Q0	1.00	23.82
N2	Q1	1.5	Q0 + Q1	2.5	59.55
N3	Q2	1.5	Q0 + 0.95(Q1+ Q2)	3.85	91.70
N4	Q3	1.5	Q0 + 0.90(Q1+ Q2+Q3)	5.05	120.29
N5	Q4	1.5	Q0 + 0.85(Q1+.....+Q4)	6.1	145.30
N6	Q5	1.5	Q0 + 0.8(Q1+.....+Q5)	7.00	166.74
N7	Q6	1.5	Q0 + 0.75(Q1+.....+Q6)	7.75	184.60
N8	Q7	1.5	Q0 + 0.714(Q1+.....+Q7)	8.49	202.39
N9	Q8	1.5	Q0 +0.69(Q1+.....+Q8)	9,28	221.04
N10	Q9	1.5	Q0 + 0.67(Q1+.....+Q9)	10,04	239.27

N11	Q10	1.5	$Q0 + 0.65(Q1 + \dots + Q10)$	10,75	256.06
N12	Q11	2.5	$Q0 + 0.64(Q1 + \dots + Q11)$	11,56	275,35
N _{RDC}	Q12	5	$Q0 + 0.62(Q1 + \dots + Q12)$	12,78	304,41

➤ **Descente des charges :**

L'évolution de la charge permanente est traitée sur le tableau suivant :

Tableau II.8 : Charges permanents revenant au poteau central

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G [KN]	Q [KN]
12 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse : Poids des poutres : Poids du poteau étage courant : Total =	160.97 32 6.53 199.5	23.82
11 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage courant : Poids des poutres : Poids du poteau étage courant : Total =	199.5 137.41 32 6.53 375.44	59.55
10 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 B Total =	375.44 175.94 551.38	91.70
9 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 B Total =	551.38 175.94 727.32	120.29
8 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 B Total =	727.32 175.94 903.26	145.30
7 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 B Total =	903.26 175.94 1079.2	166.74
6 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 B Total =	1079.2 175.94 1255.14	184.60
5 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 B Total =	1255.14 175.94 1431.08	202.23
4 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 B Total =	1431.08 175.94 1607.02	221.04

3 ^{ème} étage	N10	Venant de N9 B Total =	1607.02 175.94 1782.96	239.15
2 ^{ème} étage	N11	Venant de N10 B Total =	1782.96 175.94 1958.9	256.06
1 ^{ère} étage	N12	Venant de N11 B Total =	1958.9 188.54 2147.44	275,35
RDC	N _{RDC}	Venant de N12 B Total =	2147.44 177.49 2324.9	304,41

➤ **Choix des sections :**

Tableau II.9 : Choix de section du poteau central

Etages	NG [KN]	NQ [KN]	NU [KN]	BR [cm ²]	a=b [cm]	RPA [cm ²]	Choix [cm ²]
12 ^{ème} étage	199.5	23.82	305,055	161,679	12,715	30 x 30	30 x 30
11 ^{ème} étage	375.44	59.55	596,169	315,969	17,775	30 x 30	30 x 30
10 ^{ème} étage	551.38	91.70	881,913	467,413	21,619	30 x 30	30 x 30
9 ^{ème} étage	727.32	120.29	1162,317	616,028	24,819	30 x 30	30 x 30
8 ^{ème} étage	903.26	145.30	1437,351	761,796	27,600	30 x 30	30 x 30
7 ^{ème} étage	1079.2	166.74	1707,03	904,722	30,078	30 x 30	35 x 35
6 ^{ème} étage	1255.14	184.60	1971,339	1044,809	32,323	30 x 30	35 x 35
5 ^{ème} étage	1431.08	202.23	2235,303	1184,710	34,419	30 x 30	35 x 35
4 ^{ème} étage	1607.02	221.04	2501,037	1325,549	36,408	30 x 30	40 x 40

3 ^{ème} étage	1782.96	239.15	2765,721	1465,832	38,286	30 x 30	40 x 40
2 ^{ème} étage	1958.9	256.06	3028,605	1605,160	40,064	30 x 30	45 x 45
1 ^{ère} étage	2147.44	275,35	3312,069	1755,396	41,897	30 x 30	45 x 45
RDC	2324.9	304,41	3595,23	1905,471	43,651	30 x 30	50 x 50

- $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$
- $Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,53N_u$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $f_e = 500$ MPa
- $Br = (a - 0.02) * (b - 0.02)$

Vérification du critère de résistance :

- $\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$ MPa

Tableau II.10 : Vérification du critère de résistance

Etages	NU[KN]	B [cm ²]	NU/B [MPa]	Conditions
12 ^{ème} étage	305,055	30 x 30	3,38	Vérifiée
11 ^{ème} étage	596,169	30 x 30	6,62	Vérifiée
10 ^{ème} étage	881,913	30 x 30	9,79	Vérifiée
9 ^{ème} étage	1162,317	30 x 30	12,91	Vérifiée
8 ^{ème} étage	1437,351	30 x 30	15,97	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1707,03	30 x 30	18,96	N. Vérifiée
6 ^{ème} étage	1971,339	35 x 35	16,09	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2235,303	35 x 35	18,24	N.Vérifiée
4 ^{ème} étage	2501,037	40 x 40	15,63	Vérifiée
3 ^{ème} étage	2765,721	40 x 40	17,28	N.Vérifiée
2 ^{ème} étage	3028,605	45 x 45	14,95	Vérifiée
1 ^{ère} étage	3312,069	45 x 45	16,35	Vérifiée
RDC	3595,230	50 x 50	14,38	Vérifiée

➤ Vérification du critère de l'effort normal réduit : $v = \frac{Nd}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Avec B : section du poteau, $Nd = G + Q$ et $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Tableau II.11 : Vérification de l'effort normal réduit

Etages	NG [KN]	NQ [KN]	Nd [KN]	a x b	B	v	Conditions	Section adoptée après vérification
12 ^{ème} étage	199.5	23,82	223,32	30 x 30	900	0,08	Vérifiée	30 x 30
11 ^{ème} étage	375.44	59.55	434,99	30 x 30	900	0,16	Vérifiée	30 x 30
10 ^{ème} étage	551.38	91.70	643,08	30 x 30	900	0,23	Vérifiée	30 x 30
9 ^{ème} étage	727.32	120.29	847,61	30 x 30	900	0,31	Non vérifiée	35 x 35
8 ^{ème} étage	903.26	145.30	1048,56	30 x 30	900	0,38	Non vérifiée	35 x 35
7 ^{ème} étage	1079.2	166.74	1245,94	35 x 35	1225	0,33	Non vérifiée	40 x 40
6 ^{ème} étage	1255.14	184.60	1439,74	35 x 35	1225	0,39	Non vérifiée	40 x 40
5 ^{ème} étage	1431.08	202.23	1633,31	40 x 40	1600	0,34	Non vérifiée	45 x 45
4 ^{ème} étage	1607.02	221.04	1828,06	40 x 40	1600	0,38	Non vérifiée	45 x 45
3 ^{ère} étage	1782.96	239.15	2022,11	45 x 45	2025	0,33	Non vérifiée	50 x 50
2 ^{ère} étage	1958.9	256.06	2214,96	45 x 45	2025	0,36	Non vérifiée	50 x 50
1 ^{ère} étage	2147.44	290.60	2438,04	45 x 45	2025	0,39	Non vérifiée	50 x 50
RDC	2324.9	356.10	2681	50 x 50	2500	0,35	Non vérifiée	55 x 55

La même procédure de pré dimensionnement a été faite pour le poteau d'angle et le poteau de rive :

➤ Choix final de la section

Tableau II.12 : Choix final de section de poteaux

Etages	Choix final des poteaux cm ²
12 ^{ème} étage	30 x 30
11 ^{ème} étage	30 x 30
10 ^{ème} étage	30 x 30
9 ^{ème} étage	35 x 35
8 ^{ème} étage	35 x 35
7 ^{ème} étage	40 x 40
6 ^{ème} étage	40 x 40
5 ^{ème} étage	45 x 45
4 ^{ème} étage	45 x 45
3 ^{ème} étage	50 x 50
2 ^{ère} étage	50 x 50
1 ^{ère} étage	50 x 50
RDC	55 x 55

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires tel que : des dalles, des escaliers et de l'acrotère.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse.

III.2.1 Evaluation des charges :

- **Charges permanentes** : Le poids total de l'acrotère **$G=2,29$ kN/m**
- **Charge d'exploitation** : La charge d'exploitation de la main courante : **$Q=1,0$ kN/m**
- **L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p)** : D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1)** [3]

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$].

C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,29$ kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **$G=2,29$ kN/ml** et **$Q_h=1,832$ kN/ml**

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{ cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$M_u = 1,64\text{ kN.m}$; $T_u = 2,74\text{kN}$; $N_u = 3,09\text{ kN}$

a) Armatures principales :**1. Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743\text{kN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0169$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4341\text{cm}^2 \end{cases}$$

2. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1\text{cm}^2 ; 0,88\text{cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25 \} \rightarrow 20 \leq 20 ; 25 \} \Rightarrow Ok$$

b) Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,425\text{ cm}^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66\text{ cm}$, On prend $S = 18\text{ cm}$

III.2.3 Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS

a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l'acier :		
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ'_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
0,68MPa	18MPa	7,34 MPa	1,29 MPa	250MPa
OK		OK		

III.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le *BAEL 91 modifié 99* on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4MPa\} = 3MPa \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0343MPa$$

$< \bar{\tau}_u \dots \dots \dots OK$

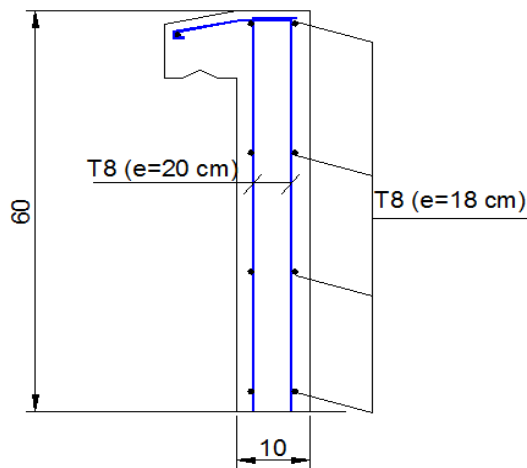


Figure III.1 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3 L'escalier :

III.3.1. Introduction :

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permis d'accéder d'un niveau à un autre .Ils sont calculés en flexion simple.

III.3.2. Hypothèses de calcul :

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

III.3.3. Les types des escaliers :

On a les mêmes types des escaliers (escalier à trois volées et deux palier intermédiaires) donc on a calculé un seul escalier

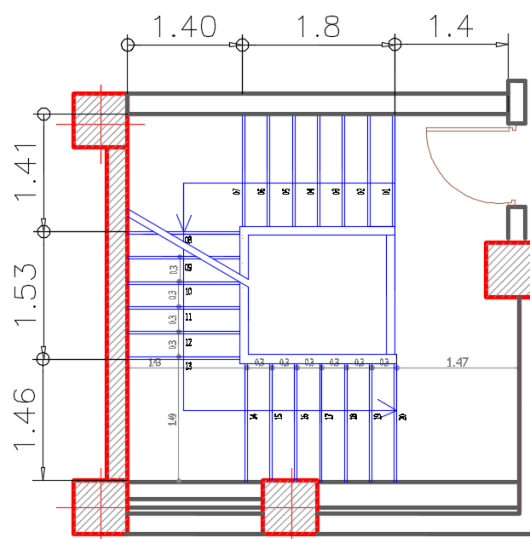


Figure III.2: schéma d'un escalier de 3 volées.

III.3.4. Calcul de ferrailage :

a) Volée01 :

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 1,4 + 1,47 + \sqrt{1,19^2 + 1,8^2} = 5,02m$$

On prend donc l'épaisseur e=20 cm

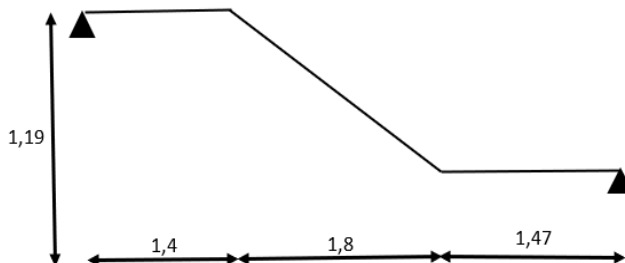


Figure III.3: Schéma statique de volée.

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{119}{1,8} = 0,661 \Rightarrow \alpha = 33,46^\circ$$

Le nombre de marche : n - 1 = 6

Le nombre de contre marche : n = 7

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,19}{7} = 0,17 m = 17 cm .$$

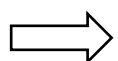
$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{1,8}{6} = 0,3 m = 30 cm$$

• Vérification de l'équation de < BLONDEL >

$$59 < (g + 2h) < 66 cm$$

$$16 < h < 18 cm$$

$$22 < g < 33 cm$$



$$2h + g = 64 cm \dots\dots\dots CV$$

$$h = 17 cm \dots\dots\dots CV$$

$$g = 30 cm \dots\dots\dots CV$$

N.B : Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

➤ Evaluation des charges :

Tableau III.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
9.28	2,5	16,27	11,78	6,7	2,5	12,79	9,2

On a : $L_1=1,47\text{ m}$
 $L_2=2,15\text{ m}$
 $L_3=1,4\text{ m}$

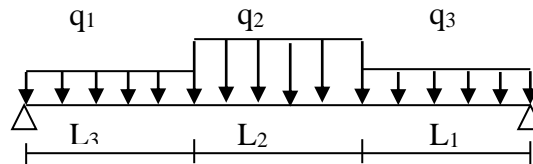


Figure.III.4 : schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul de Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

$f_{c28} = 30MPa$; $f_{bc} = 17MPa$; $f_{t28} = 2,40MPa$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 18cm$
 $\sigma_s = 434,78MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500\text{ Mpa}$

Tableau III.3 : Calcul des armatures.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} /ml (cm ²)
Appui	20,93	0,037	Oui	0	0,047	176,6	2,72	4T10	3,14
Travée	35,58	0,064	Oui	0	0,082	174	4,70	4T14	6,16

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On prend : esp=25 cm.
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On prend : esp=25 cm.

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 1,54cm^2/ml \leq A_r \leq 3,08cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01m² avec S_t=25 cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 0,785cm^2/ml \leq A_r \leq 1,57cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01 cm² avec S_t=25cm

Vérification du Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98cm^2$

- **En travée :** $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1,98cm^2$.

➤ **Sur appui** : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ $A_s^{\text{min}} = 1,98 \text{ cm}^2$.

Vérification de l'Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots (A.5.2.2) [1]$

$\bar{\tau} = \text{Min}(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ (Fissuration peu préjudiciable)

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

➤ Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,47 \times 10^3 - \frac{35,5 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -186,159 < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,47 \times 10^3 - \frac{35,5 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -186,159 < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,185 < 0,05 f_{c28} = 1,8$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ Vérification des contraintes du béton :

Avec : $n=15$; $c'=2 \text{ cm}$; $d=18 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MP}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Vérification de compression du béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Appui	15,6	3,14	3,673	19778,219	5,06	Vérifiée
Travée	26,52	6,16	4,917	11319,485	6,59	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.5: Vérification de la flèche de l'escalier.

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
26,52	6,16	0,0034	239,17	7,05	2,82	0,25	72580,28	28900,73	42569,06

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 6,86\text{mm} \\ f_v = 13,95\text{mm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 7\text{mm}$$

$$\bar{f} = 10,61\text{mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 7\text{mm} < \bar{f} = 10,61\text{mm} \dots\dots\dots \text{C. Vérifiée}$$

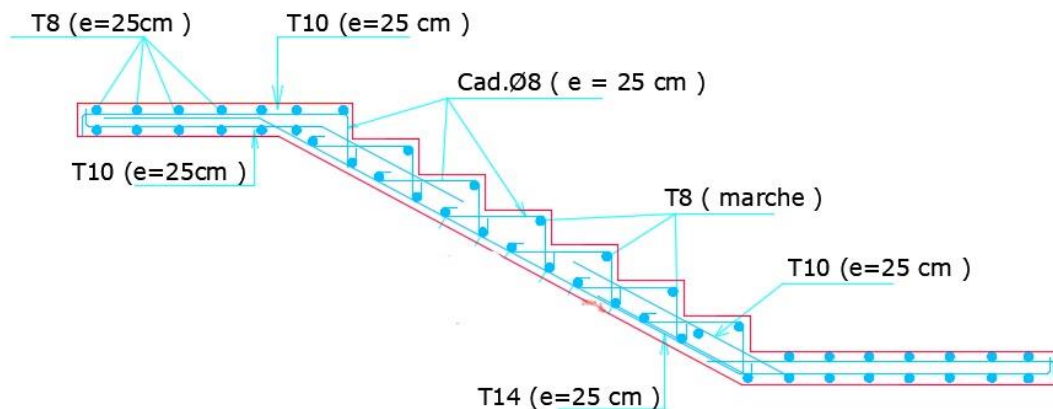


Figure III.5: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).

b) Volée 02 :

L'épaisseur de la paillasse (console) :

$$e \geq \frac{l}{20} \text{ Avec } : l = 1,4 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

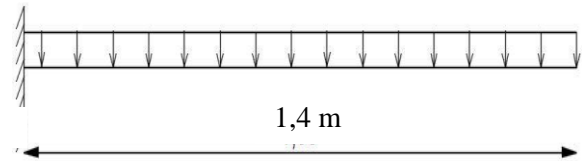


Figure III.6: Schéma de chargement de l'escalier.

➤ Evaluation des charges :

Tableau III.7 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier volée 2.

G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS
9,28	2,5	12,79	9,2

➤ Calcul de Ferrailage :

Tableau III.8 : Calcul des armatures

M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} /ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} /ml (cm ²)
43,8	0,203	Oui	0	0,286	199,2	5,05	4T14	6,16

➤ Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,140 < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots (A.5.2.2) [1]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes du béton :

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9 : Vérification de contrainte en compression du béton.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
33,16	6,16	4,91	19778,219	7,94	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{143} = 0,139 \geq 0,063 \text{ vérifiée} \\ \frac{6,16}{100 \times 18} = 3,42 \times 10^{-3} < 8,4 \times 10^{-3} \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

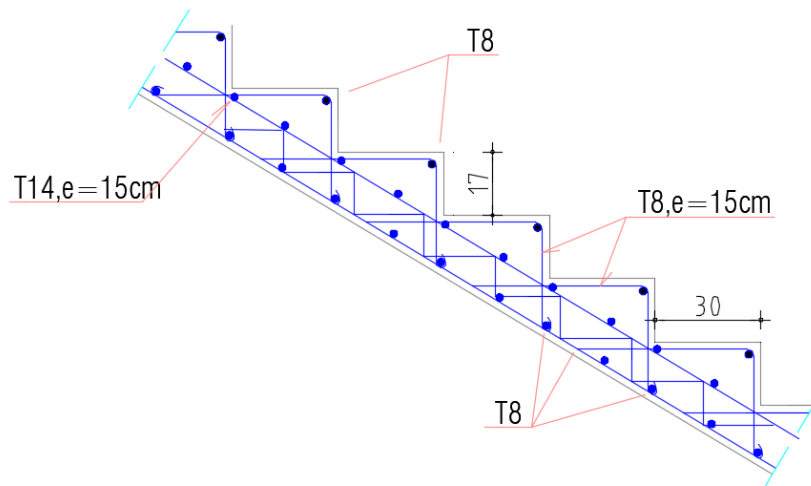


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de console (volée2).

III.4 Dalle Pleine :

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

III.4.1 Evaluation des charges :

Tableau III.9 : Calcul des sollicitations de dalle pleine.

Les charges (KN /m ²)		Q (KN/m ²)	
		Combinaison	
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
6,33	2,5	12,29	8,83

$\mu_x = 0,0633$

$\mu_y = 0,4938$

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 18,98 \text{ kNm}$

$M_y = \mu_y M_x = 9,37 \text{ kNm}$

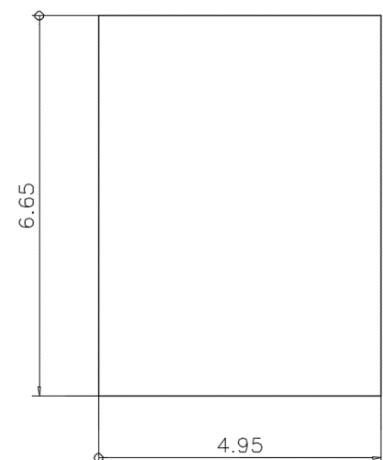


Figure III.8 : Dimensions d'une dalle.

III.4.2 Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=15cm ; d=13,5cm ; f_e=500MPa ; f_{c28}=30MPa ; f_{t28}=2,4MPa ;
 σ_s=434,78MPa ; σ_{bc} = 18 MPa

Tableau III.11 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	16,13	0,052	0	0,067	13,13	2,8	5T10	3,93	20
	y-y	7,96	0,025	0	0,032	13,32	1,37	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	9,49	0,030	0	0,038	13,29	1,64	4T8	2,01	25
	y-y									

a) Espacement :

Tableau III.12 : vérification des espacements.

	Travée	Appui
x-x	20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm	25cm < Min(3h; 33cm) = 33cm
y-y	25cm < Min(3h; 33cm) = 33cm	25cm < Min(3h; 45cm) = 33cm

b) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,35cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases} \text{ (Dalle rectangulaire } \rho < 1) \dots \dots \dots \text{(B.7.4) [1]}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{ pour les barres a haute adhérence .} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,742 \end{cases}$

Tableau III.13 : Vérification de CNF.

	Travée	Appui
x-x	A _x = 3,93cm ² > A _s ^{min2}	A _x = 2,01cm ² > A _s ^{min2}
y-y	A _y = 2,01cm ² > A _s ^{min2}	A _y = 2,01cm ² > A _s ^{min2}

c) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{a}_{uc28}} \dots\dots\dots (A.5.2.2)[1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,29 \times 4,94 \times 6,95}{2 \times 4,94 + 6,95} = 24,42kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12,29 \times 4,94}{3} = 20,23kN$$

$$T_u^{max(T_x;T_y)} = 24,42KN$$

$$\tau_u = \frac{24,42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18MPa < \bar{\tau}_u = 1,5MPa \dots\dots\dots Vérifiée$$

Donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

III.4.3 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

1. Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Tableau III.14: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	x-x	12,74	3,93	3,44	7980,54	5,49	Vérifié
	y-y	8,041	2,01	2,56	4167,59	4,93	
Appuis	x-x	7,49	2,01	2,56	4167,59	4,60	Vérifié
	y-y						

2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps : Sens x-x :

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \rightarrow \frac{15}{490} = 0,0306 \geq 0,0425 \dots\dots\dots non\ vérifiée$

- $\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe} \rightarrow 0,0029 < 0,005 \dots \dots \dots \text{verifiée}$
- $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \rightarrow 0,030 \geq 0,037 \text{ a } 0,0285 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} .$

Sens y-y :

- $\frac{h}{Ly} \geq \frac{1}{20} \frac{Mt}{My} \rightarrow \frac{15}{660} = 0,022 \geq 0,0425 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe} \rightarrow 0,0014 < 0,005 \dots \dots \dots \text{verifiée}$
- $\frac{h}{Ly} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \rightarrow 0,022 \geq 0,037 \text{ a } 0,0285 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} .$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Calcul de la flèche.

M _{ser} (kNm)	As (cm ²)	Σ	σ _s	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
12,74	3,93	0,0029	240,12	8,275	3,310	0,19	30247,2	12934,94	18569,09

Donc :

$$f_i = 7,03\text{mm}$$

$$f_v = 14,56\text{mm}$$

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

$$\bar{f} = \frac{494}{500} = 0,98\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,75\text{cm} \leq \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

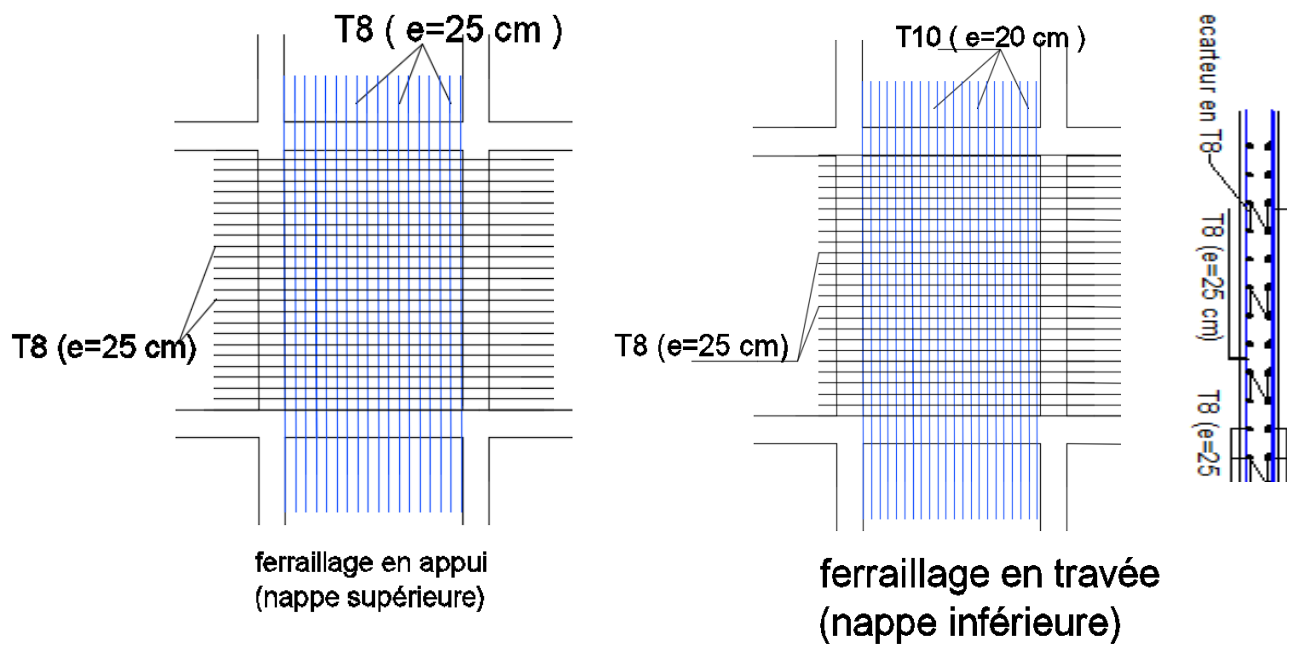


Figure III.9 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.5 Plancher à corps creux :

III.5.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

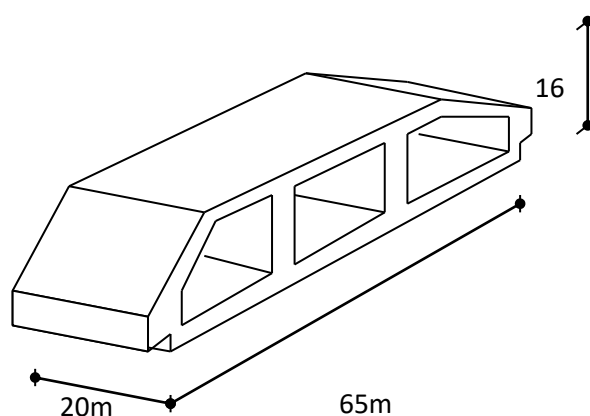


Figure III.10 : Corps Creux.

III.5.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

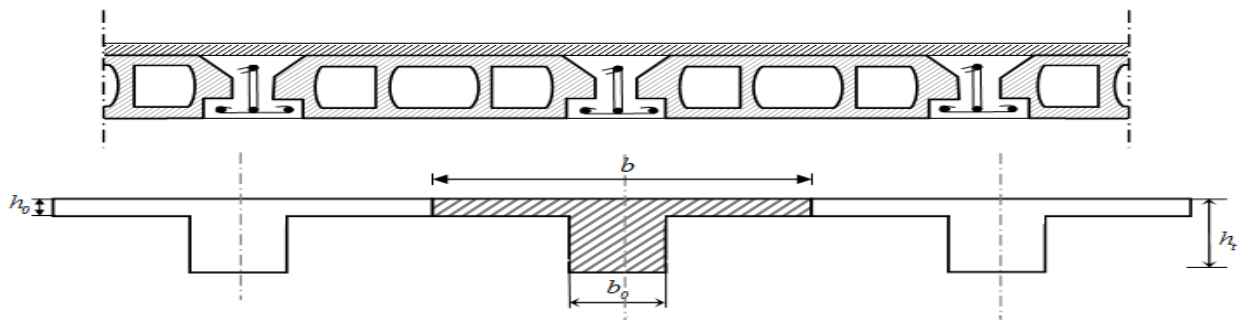
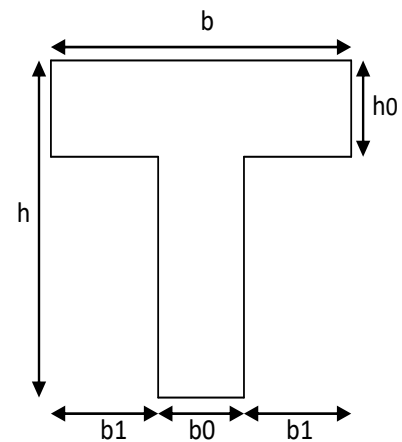


Figure III.11: Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (8,4; 12,6)$ cm. On a adopté $b_0=12$ cm.

Soit : $b_0=12$ cm.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 * \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{cm.}$$

$$L_y = 495 - 30 = 465 \text{cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{465}{10} \right) = 26.5 \text{cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{cm.}$$

Soit : $b=65$ cm.

III.5.3 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4,58 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

III.5.4 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5KN/m^2; 2G)$.

$$-EC \rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5,59) \rightarrow \text{vérifié}$$

$$-Terrasse \rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6,58) \rightarrow \text{vérifié}$$

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées. \rightarrow vérifié

3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \text{vérifié}$$

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

Exposé de la méthode :

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :**➤ Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaires.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **Moment en travée :** $M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée;
- q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

- $l' = l$ pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. Méthode des éléments finis « ETABS »

les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ETABS

. Etapes de calcul des poutrelles :

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4,93 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.

- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

➤ **Evaluation des charges :**

- **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82kN/ml$

$$\Sigma G = 1,97kN/ml$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 kN/ml$$

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64kN/ml$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,62kN/ml$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,58)^2}{8} = 9,54kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,59 \times (4,58)^2}{8} = 6,79kNm$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u=9,45kNm$; $b=12cm$; $d=4,5cm$;

$$\sigma_{bc}=17Mpa$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2,28 > \mu_R=0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

III.5.5 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :

Plancher terrasse :

➤ Charge permanentes :

$$G=6,58 \times 0,65=4,27 \text{ kN/ml.}$$

➤ Surcharges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant :

➤ Charge permanente :

$$G=5,59 \times 0,65=3,63 \text{ kN/ml.}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :

➤ Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,73 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=4,92 \text{ kN/ml.}$$

➤ Plancher courant :

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,36 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=4,60 \text{ kN/ml.}$$

Conclusion :

Le plancher de terrasse est le plus sollicité.

➤ Calcul des efforts internes :

Poutrelle à six travées :

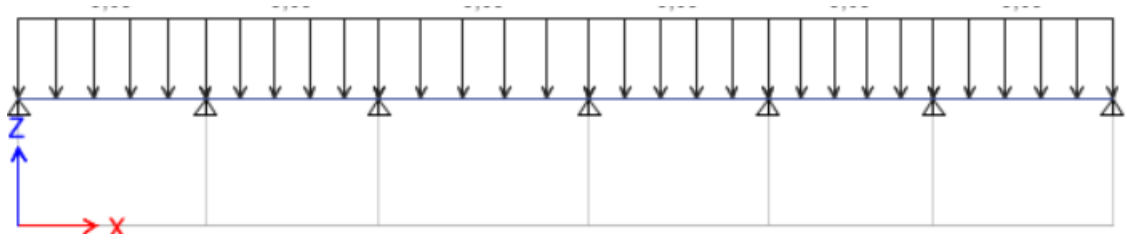


Figure.III.12 : Schéma statique de la Poutrelle à sept travées.

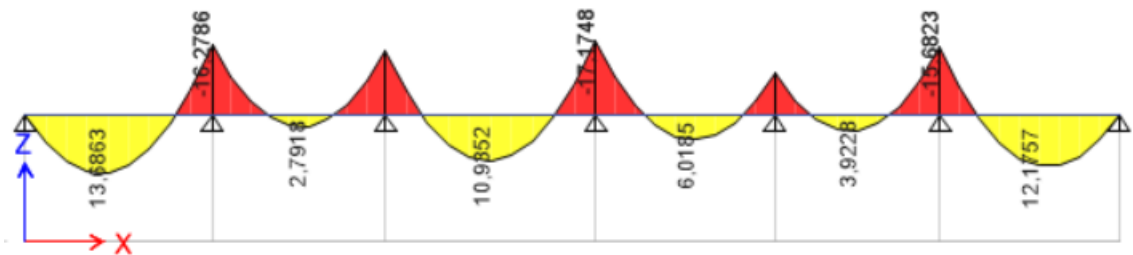
Méthode : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

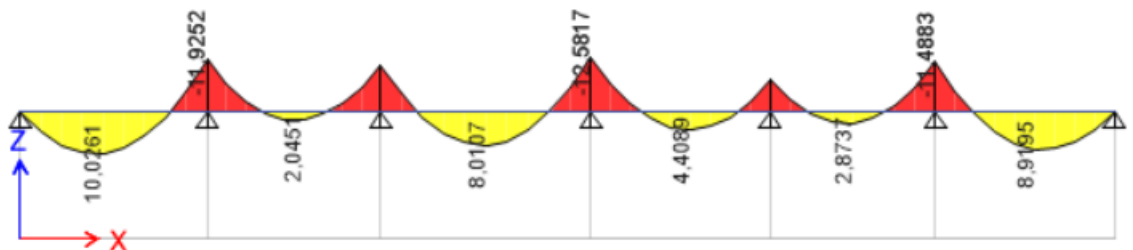
(4,38m- 4,08m- 4,93m- 4,19m-3,89m- 4,19m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

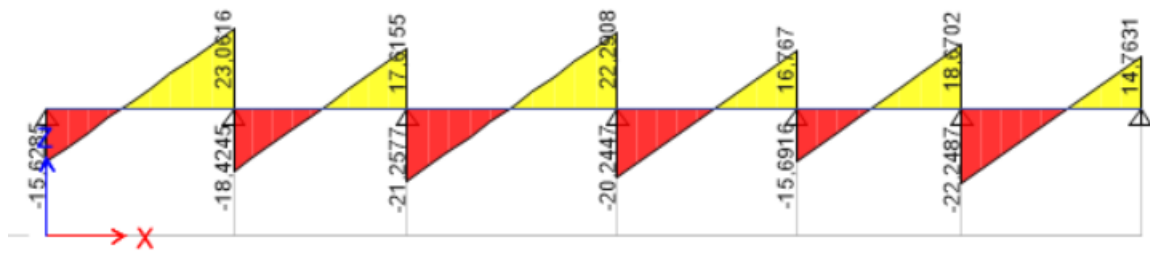


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

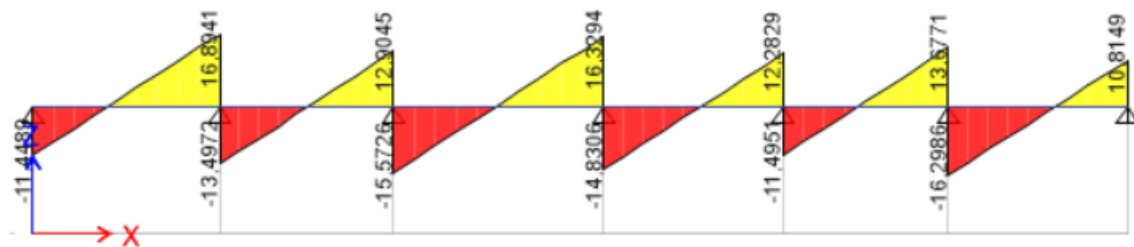


Figure III.13 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 06 travées.

➤ Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 13,68 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 17,17 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 23,01 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 10,02 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 12,58 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 16,89 \text{ kN}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

$h=21$ cm ; $h_0=5$ cm ; $b=65$ cm ; $b_0=12$ cm ; $d=0,9h=18,9$ cm ; $\sigma_{bc}=17$ MPa ; $f_e=500$ MPa ;
 $f_{c28}=30$ MPa ; $f_{t28}=2,4$ MPa

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 84,80 \text{ kNm}$$

On a : $M_u < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.16 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
13,68	0,034	Oui	0	0,043	18,57	Oui	10‰	435	1,69

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,35 \text{ cm}^2 ; 2,29 \text{ cm}^2\} = 2,29 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s=1,69$ cm²)

➤ **Ferraillage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{max}=17,17kNm < M_{tab}=84,80kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau.III.17 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{Ua}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
17,17	0,043	Oui	0	0,054	18,49	oui	10‰	435	2,13

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s=2,13 \text{ cm}^2 > A_s^{min}=0,25\text{cm}^2$$

Choix : 2T12 ($A_s=2,26 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max}=23,01 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 4MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \bar{d}_u} = 1,01 < \bar{\tau}_u = 4MPa$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**
- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=15,62$ kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15,62 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,76 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**
- **Vérification de la contrainte de compression :**

Avec : $T_u=23,01$ kN (appuis de intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{23,01 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,12 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -7,8 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant préjudiciable , donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton** : Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.18: Vérification de la contrainte de béton.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	10,02	1,69	3,35	6944,25	4,83	Vérifiée
Appuis	12,58	2,26	3,97	8912,17	3,19	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h = 21\text{ cm}$; $b_0 = 12\text{ cm}$; $d = 18,9\text{ cm}$; $L = 4,93\text{ m}$; $M_{\text{tser}} = 8,01\text{ kNm}$; $A_s = 1,69\text{ cm}^2$; $f_e = 500\text{ MPa}$.

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0075 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,08 < 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Alors :

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00\text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00\text{ m}$

Donc : $\bar{f} = \frac{493}{500} = 0,98\text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Position de l'axe neutre « y₁ » :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :}$$

Tableau III.19 : Calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
13,06	2,36	5,54	0,010	390,77	6,27	2,50	0,57	88266,86	21227,67	36398,70

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,55 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76 \text{MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,26 \text{cm} \quad (L = 4,93 \text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,46 \text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,2 \text{cm} < \bar{f} = 0,98 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance

$$(f_e = 235 \text{MPa})$$

Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad K=1 \text{ Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

• RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\varphi_t = 6\text{mm}$

Donc :

$$\bullet \text{ Selon le « BAEL 91 modifié 99 » : } \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,038\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,033\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\bullet \text{ Selon le « RPA 99 version 2003 » : } \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc: $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

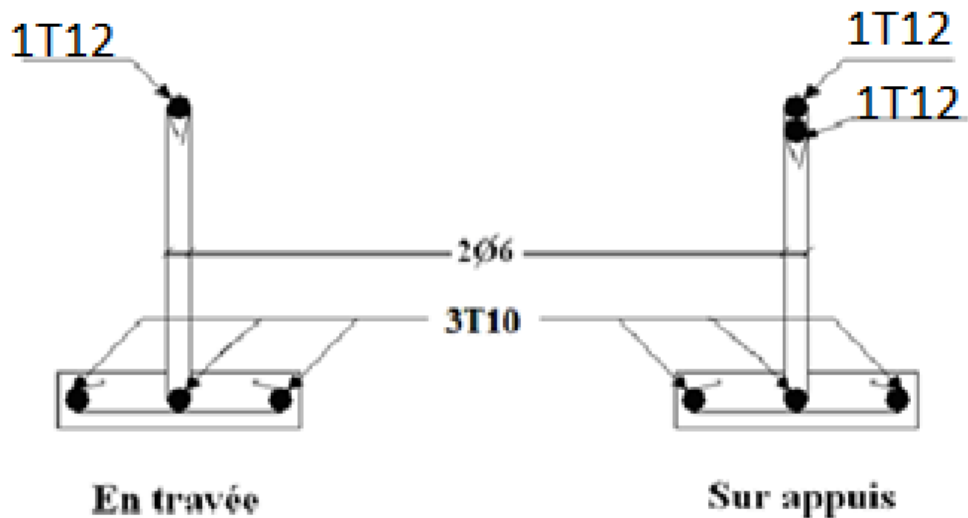


Figure. III.14: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

III.5.6 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si : $\begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$ selon le C.B.A 93 (art.6.8.4.2.3)

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A₂ : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A₁= 1,11cm²/ml.

On prend : 5T6=1,41cm²

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- Armatures de répartition : $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,705\text{cm}^2$

Soit : $5\text{T}6=1,41\text{cm}^2$ $S_t=20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à **20cm** suivant les deux sens.

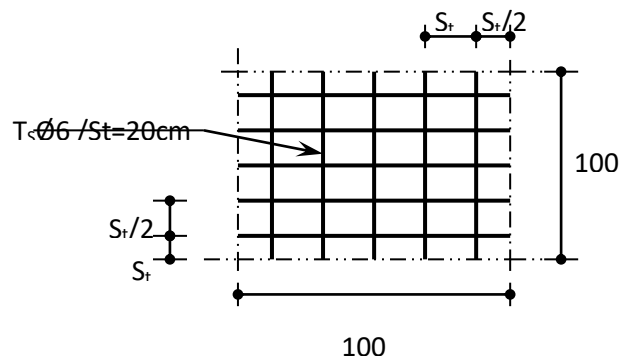


Figure III.15 : Ferrailage de la dalle de compression.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA 99 Version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V.18** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude Sismique :

IV.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage **bureaux**. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3 Choix De La Méthode De Calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (*RPA99 version 2003*) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (*art : 4.1.2 des RPA99 2003 version 2003*), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.2 La méthode modale spectrale :

a) Analyse spectrale :

1. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.13) [3]$$

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

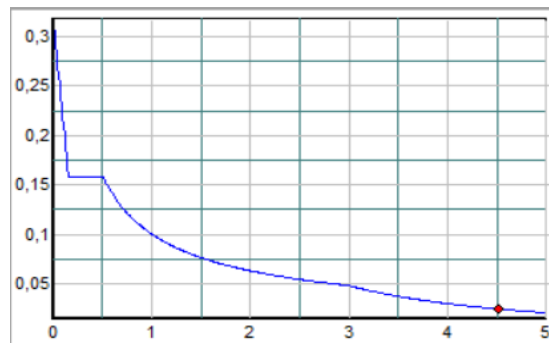


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

2. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base “ V_t ” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente “ V ” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots (4.1) [3]$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage : 2} \\ \text{zone sismique : III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2) [3]$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003**.

Catégorie S₃ → site meuble $\begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,50\text{sec} \end{cases}$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \dots \dots \dots (4.3) [3]$$

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les **arts 4.2.3 RPA99 version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T = 0,05 Donnée dans (**le tableau 4.6 des RPA99/version 2003**)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Le choix de la période de calcule de l’effort tranchant à la base est limite comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

$$C_T = 0,05 \quad ; \quad h_n = 44,54 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(44,54)^{3/4} = 0,862\text{sec}$$

$$\begin{cases} D_x = 33,35\text{m} \\ D_y = 23,90\text{m} \end{cases}$$

- Suivant la direction (x – x) $T_x = 0,09 \frac{44,54}{\sqrt{33,35}} = 0,694\text{sec}$
- Suivant la direction (y – y) $T_y = 0,09 \frac{44,54}{\sqrt{23,90}} = 0,810$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x-x)} : T_x = 0,694 \text{ sec} \quad 1,3 T_x = 0,902 \text{ sec} \\ \text{Sens (y-y)} : T_y = 0,810 \text{ sec} \quad 1,3 T_y = 1,06 \text{ sec} \end{array} \right.$$

➤ **R : coefficient de comportement :**

Le coefficient de comportement dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) (RPA 99 version 2003)**.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques contreventés par des voiles avec interaction (**R=5**).

➤ **Q : facteur de qualité :**

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (4.4)[3]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99 version 2003)**.

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

Critère q »	Valeurs des pénalités P _q			
	P _q		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0	0

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X-X} : Q = 1 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 = 1,15 \\ \text{Sens Y-Y} : Q = 1 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 = 1,15 \end{array} \right.$$

IV.4 Résultats De L'analyse Sismique :

IV.4.1 Modèle initial :

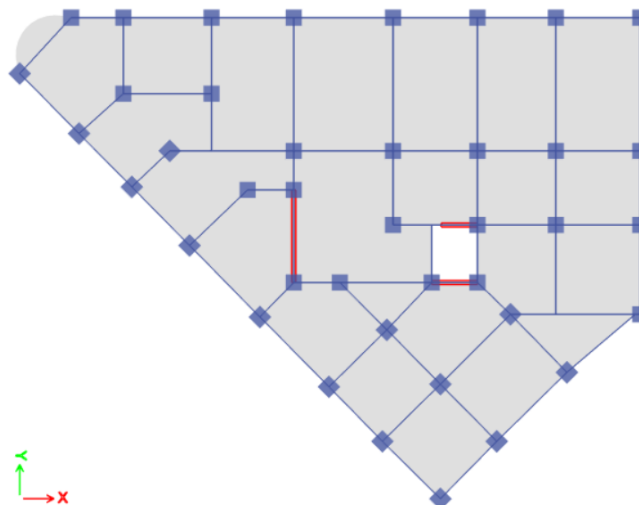


Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial.

a) Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,661 \text{ sec.}$

b) Constatations :

- Le 1^{er} mode est un mode de rotation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

Tableau IV.2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	1,661	0,1414	0,0608	0,1414	0,0608
2	1,508	0,5345	0,0936	0,6759	0,1544
3	1,296	0,0348	0,5326	0,7107	0,687
4	0,592	0,0166	0,0102	0,7273	0,6972
5	0,497	0,1101	0,0092	0,8374	0,7064
6	0,397	0,0018	0,1358	0,8392	0,8422
7	0,341	0,0059	0,0049	0,845	0,8471
8	0,262	0,0533	0,0026	0,8983	0,8497

9	0,231	0,0032	0,004	0,9015	0,8537
10	0,195	0,0003	0,059	0,9018	0,9127

IV.4.2 Modèle final :

Après avoir testé plusieurs modèles on opte pour le modèle final représenté sur la figure ci-dessus

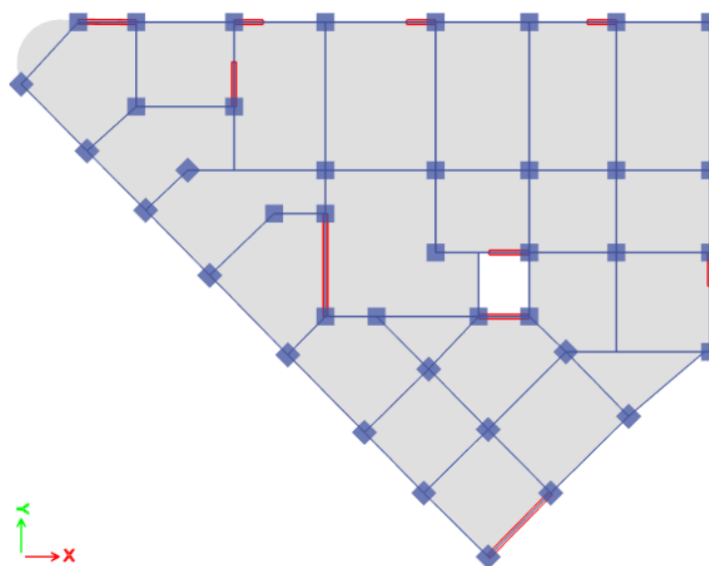


Figure IV.3: vue en plan du modèle final.

a) Caractéristiques dynamique propres du modèle final :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,36$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

b) Constatations :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	1,361	0,61	0,0477	0,61	0,0477
2	1,244	0,0147	0,5629	0,6247	0,6106

3	1,202	0,0692	0,0683	0,6939	0,6789
4	0,431	0,1149	0,0134	0,8088	0,6923
5	0,376	0,0006	0,0956	0,8094	0,7878
6	0,339	0,0309	0,0524	0,8403	0,8402
7	0,22	0,0516	0,0064	0,8918	0,8466
8	0,185	0,0001	0,0396	0,8919	0,8862
9	0,157	0,0144	0,0242	0,9063	0,9104

c) Résultantes des forces sismiques :

$$\text{Calcul de D} \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.902}\right)^{2/3} = 1,48 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{1.06}\right)^{2/3} = 1,33 \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de **ETABS V18** on a : $W=83020,35 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} * W = \begin{cases} V_x = 7065,03 \text{ KN} \\ V_y = 6348,93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne :} \begin{cases} \text{Sens X-X : } V_{dyn} = 4823,11 \text{ KN} < 0,8 * V_{st} = 5652,02 \text{ KN} \\ \text{Sens Y-Y : } V_{dyn} = 5113,63 \text{ KN} > 0,8 * V_{st} = 5079,18 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport sens X-X : $0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1,174$

d) Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le (**RPA 99 version 2003**), concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon (**art 5.10 de RPA 99 version 2003**) l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

Avec : $\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.4: Vérification des Déplacements Inter Etages sens X-X du Modèle final

Niveaux	Dans le sens X-X							
	δ_{eK} (mm)	$\frac{\delta_{eK}}{\delta_K}$ (mm)	δ_{K-1} (mm)	Δ_K (mm)	h_K (mm)	$\frac{h_K}{100}$	$\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%)	Observation
E12	59,179	295,895	277	18,90	3400,0	34,0	0,556	Vérifiée
E11	55,4	277	256,28	20,72	3400,0	34,0	0,609	Vérifiée
E10	51,256	256,28	233,015	23,27	3400,0	34,0	0,684	Vérifiée
E9	46,603	233,015	208,17	24,85	3400,0	34,0	0,731	Vérifiée
E8	41,634	208,17	181,445	26,73	3400,0	34,0	0,786	Vérifiée
E7	36,289	181,445	153,975	27,47	3400,0	34,0	0,808	Vérifiée
E6	30,795	153,975	125,75	28,23	3400,0	34,0	0,830	Vérifiée
E5	25,15	125,75	97,775	27,98	3400,0	34,0	0,823	Vérifiée
E4	19,555	97,775	70,75	27,03	3400,0	34,0	0,795	Vérifiée
E3	14,15	70,75	46,01	24,74	3400,0	34,0	0,728	Vérifiée
E2	9,202	46,01	24,485	21,53	3400,0	34,0	0,633	Vérifiée
E1	4,897	24,485	9,715	14,77	3060,0	30,6	0,483	Vérifiée
RDC	1,943	9,715	0	9,72	4080,0	40,8	0,238	Vérifiée

Tableau IV.5: Vérification des Déplacements Inter Etages sens Y-Y du Modèle final.

Niveaux	Dans le sens Y-Y							
	δ_{eK} (mm)	$\frac{\delta_{eK}}{\delta_K}$ (mm)	δ_{K-1} (mm)	Δ_K (mm)	h_K (mm)	$\frac{h_K}{100}$	$\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%)	Observation
E12	47,427	237,135	219,245	17,89	3400,0	34,0	0,526	Vérifiée
E11	43,849	219,245	200,195	19,05	3400,0	34,0	0,560	Vérifiée
E10	40,039	200,195	179,720	20,48	3400,0	34,0	0,602	Vérifiée

E9	35,944	179,720	158,635	21,09	3400,0	34,0	0,620	Vérifiée
E8	31,727	158,635	136,600	22,04	3400,0	34,0	0,648	Vérifiée
E7	27,32	136,600	114,555	22,05	3400,0	34,0	0,648	Vérifiée
E6	22,911	114,555	92,390	22,17	3400,0	34,0	0,652	Vérifiée
E5	18,478	92,390	70,920	21,47	3400,0	34,0	0,631	Vérifiée
E4	14,184	70,920	50,570	20,35	3400,0	34,0	0,599	Vérifiée
E3	10,114	50,570	32,335	18,24	3400,0	34,0	0,536	Vérifiée
E2	6,467	32,335	16,980	15,36	3400,0	34,0	0,452	Vérifiée
E1	3,396	16,980	6,850	10,13	3060,0	30,6	0,331	Vérifiée
RDC	1,37	6,850	0,000	6,85	4080,0	40,8	0,168	Vérifiée

e) Vérification du critère de l’effort normal réduit :

Avec: $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$; $N_d : G+Q \pm E \dots\dots\dots(\text{art } 7.1.3.3) [3]$

Tableau IV.6: Vérification de l’effort normal réduit pour le modèle final

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
E12	35	35	1225	232,5544	0,063	Vérifiée
E11	40	40	1600	453,5395	0,094	Vérifiée
E10	40	40	1600	703,7107	0,147	Vérifiée
E9	50	50	2500	983,405	0,131	Vérifiée
E8	50	50	2500	1281,1711	0,171	Vérifiée
E7	60	60	3600	1606,8478	0,149	Vérifiée
E6	60	60	3600	1945,5808	0,180	Vérifiée
E5	65	65	4225	1945,5808	0,153	Vérifiée
E4	65	65	4225	2733,4396	0,216	Vérifiée
E3	70	70	4900	3167,8284	0,215	Vérifiée
E2	70	70	4900	3592,2073	0,244	Vérifiée
E1	75	75	5625	4007,7856	0,237	Vérifiée
RDC	75	75	5625	4438,1443	0,263	Vérifiée

f) Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau IV.7: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

Dans le sens X-X						
Niveaux	h_k (mm)	P_k (KN)	Δ_k (mm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
E12	3400,0	5678,131	18,90	999,4062	0,032	Vérifiée
E11	3400,0	11398,63	20,72	1786,402	0,039	Vérifiée
E10	3400,0	17116,93	23,27	2403,0353	0,049	Vérifiée
E9	3400,0	23120,17	24,85	2923,8851	0,058	Vérifiée
E8	3400,0	29123,4	26,73	3376,4681	0,068	Vérifiée
E7	3400,0	35479,56	27,47	3781,4289	0,076	Vérifiée
E6	3400,0	41835,72	28,23	4167,9029	0,083	Vérifiée
E5	3400,0	48393,84	27,98	4530,9537	0,088	Vérifiée
E4	3400,0	54951,96	27,03	4858,0678	0,090	Vérifiée
E3	3400,0	61729,05	24,74	5147,8784	0,087	Vérifiée

E2	3400,0	68506,13	21,53	5400,2594	0,080	Vérifiée
E1	3060,0	75270,15	14,77	5575,492	0,065	Vérifiée
RDC	4080,0	80120,36	9,72	5169,2232	0,037	Vérifiée

Tableau IV.8: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_k (mm)	P_k (KN)	Δ_k (mm)	V_k (KN)	θ_k	
E12	3400,0	5678,131	17,89	908,4193	0,033	Vérifiée
E11	3400,0	11398,63	19,05	1627,4827	0,039	Vérifiée
E10	3400,0	17116,93	20,48	2186,6931	0,047	Vérifiée
E9	3400,0	23120,17	21,09	2657,9035	0,054	Vérifiée
E8	3400,0	29123,4	22,04	3068,4613	0,062	Vérifiée
E7	3400,0	35479,56	22,05	3431,1227	0,067	Vérifiée
E6	3400,0	41835,72	22,17	3774,9776	0,072	Vérifiée
E5	3400,0	48393,84	21,47	4103,4136	0,074	Vérifiée
E4	3400,0	54951,96	20,35	4400,7333	0,075	Vérifiée
E3	3400,0	61729,05	18,24	4656,2532	0,071	Vérifiée
E2	3400,0	68506,13	15,36	4872,6932	0,063	Vérifiée
E1	3060,0	75270,15	10,13	5025,6786	0,050	Vérifiée
RDC	4080,0	80120,36	6,85	5003,3347	0,027	Vérifiée

a) Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans nos précédant calcul en a pris R=5, donc selon le RPA il faut justifier que :

Justification des voiles sous charges verticales :

$$\frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{12561,1052}{94018,528} \times 100 = 13,36\% < 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

b) Justification des portiques sous charges horizontale :

Tableau IV.9: Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage

NIV	V _{Xtot} (KN)	V _X port(KN)	V _{port} %	V _{Ytot} (KN)	V _{Yport} (KN)	V _{port} %	Condition	Observation
<i>E12</i>	999,4062	823,54	82,40	908,4193	798,05	87,85	25	Vérifiée
<i>E11</i>	1786,402	1163,67	65,14	1627,4827	1061,59	65,23	25	Vérifiée
<i>E10</i>	2403,0353	1134,36	47,21	2186,6931	997,91	45,64	25	Vérifiée
<i>E9</i>	2923,8851	2006,11	68,61	2657,9035	1715,78	64,55	25	Vérifiée
<i>E8</i>	3376,4681	1810,12	53,61	3068,4613	2034,84	66,31	25	Vérifiée
<i>E7</i>	3781,4289	2573,63	68,06	3431,1227	2101,76	61,26	25	Vérifiée
<i>E6</i>	4167,9029	2436,52	58,46	3774,9776	1946,31	51,56	25	Vérifiée
<i>E5</i>	4530,9537	2792,4	61,63	4103,4136	2190,29	53,38	25	Vérifiée
<i>E4</i>	4858,0678	2674,55	55,05	4400,7333	2063,12	46,88	25	Vérifiée
<i>E3</i>	5147,8784	2771,13	53,83	4656,2532	2147,76	46,13	25	Vérifiée
<i>E2</i>	5400,2594	2817,05	52,17	4872,6932	2003,38	41,11	25	Vérifiée
<i>E1</i>	5575,492	3257,15	58,42	5025,6786	2158,52	42,95	25	Vérifiée
<i>RDC</i>	5169,2232	3093,61	59,85	5003,3347	2466,23	49,29	25	Vérifiée

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du **CBA 93** et des **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux.
2. Poutres.
3. Voiles.

V.2 Ferrailage des poteaux :**V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	434
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

V.2.2 Combinaisons d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a) Selon CBA 93 :

Situation durable :

- ELU : 1,35G+1,5Q

- ELS : G+Q

b) Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- G+Q+E
- 0,8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le *RPA99 version 2003*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :
 - * $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 4\%$ Zone courante (Z.C).
 - * $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

N.B : On utilise le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections.

$$N_{\text{ultim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

V.2.4 Calcul de ferrailage :

a) Situation durable (1,35G+1,5Q) :

➤ L'effort minimale et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	1909,648	-61,023	SEC	0	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	1518,186	19,345	SEC	0	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	1163,491	22,505	SEC	0	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	823,726	27,208	SEC	0	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	514,293	27,276	SEC	0	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	239,241	-20,850	SEC	0	14,4
12 ^{ème}	35*35	97,593	16,780	SPC	0,04	11,025

➤ L'effort maximale et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{corr} , N^{\max}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	4073,071	-61,023	SEC	0	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	3217,977	-52,543	SEC	0	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	2575,959	-62,136	SEC	0	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	1965,045	-63,448	SEC	0	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	1382,438	-54,107	SEC	0	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	831,301	-44,948	SEC	0	14,4
12 ^{ème}	35*35	298,185	-47,993	SPC	0,3	11,025

➤ Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	3292,313	162,275	SEC	0	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	2192,044	-101,074	SEC	0	44,1

4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	1679,638	-108,459	SEC	0	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	1217,604	-118,749	SEC	0	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	799,411	-117,773	SEC	0	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	413,847	-94,175	SPC	1,68	14,4
12 ^{ème}	35*35	235,240	-73,029	SPC	3,15	11,025

b) Situation accidentelle (G+Q+E) :

➤ L'Effort normal minimale et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	190,5732	103,31	SPC	1,4	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	-35,1539	137,26	SPC	6,75	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	42,3661	191,42	SPC	8,79	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	123,4443	85,15	SPC	2,62	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	132,7368	64,36	SPC	2,11	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	109,7624	47,74	SPC	2,25	14,4
12 ^{ème}	35*35	34,8215	40,90	SPC	3,4	11,025

➤ Le moment correspondant et l'effort maximale (M^{corr} , N^{\max}) :

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	4438,1443	-317,08	SEC	0	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	3592,2073	-259,70	SEC	0	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	2733,4396	-283,13	SEC	0	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	1945,5808	-84,23	SEC	0	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	1281,1711	-64,36	SEC	0	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	703,7107	-44,63	SEC	0	14,4
12 ^{ème}	35*35	232,5544	-82,74	SPC	4,9	11,025

➤ Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M ^{max} (kN.m)	Sollicitation	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	3284,962	-437,39	SEC	0	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	2628,584	-272,83	SEC	0	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	2049,910	-264,74	SEC	0	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	1500,343	-240,52	SEC	0	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	993,864	-184,26	SPC	0	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	551,774	-126,62	SPC	3,4	14,4
12 ^{ème}	35*35	173,939	-101,01	SPC	7,79	11,025

c) Situation accidentelle (0,8G+E) :

➤ L'effort minimale et le moment correspondant (M^{corr} , N^{min}) :

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E) (M^{corr} , N^{min})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75-*75	-604,3372	70,3192	SET	12,12	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	-609,8239	100,2515	SET	13,85	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	-408,1691	150,1781	SPC	13,69	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	-171,1705	178,5942	SPC	7,18	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	-21,362	69,6636	SPC	4,85	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	23,6181	43,6585	SPC	3,24	14,4
12 ^{ème}	35*35	12,2749	36,3943	SPC	3,3	11,025

➤ Le moment correspondant et l'effort maximale (M^{corr} , N^{max}) :

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E) (M^{corr} , N^{max})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	3631,7779	-299,9035	SEC	0	50,625

2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	3010,4323	-243,4012	SEC	0	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	2276,7782	-261,5426	SEC	0	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	906,0413	-19,129	SEC	0	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	1012,7739	-60,3776	SEC	0	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	541,6814	-41,2623	SEC	0	14,4
12 ^{ème}	35*35	167,3825	-72,4488	SPC	4,7	11,025

➤ Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V.10: Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E) (M^{max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M ^{max} (kN.m)	Sollicitation	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	2260,6722	-438,053	SEC	0	50,625
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	1881,3768	-267,2769	SEC	0	44,1
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	1459,9061	-258,1141	SEC	0	38,025
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	703,4852	-26,8446	SEC	0	32,4
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	475,141	151,1656	SPC	3,05	22,5
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	377,4785	-120,2548	SPC	5,03	14,4
12 ^{ème}	35*35	119,9118	-84,2852	SPC	6,66	11,025

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	As ^{cal} (un coté) (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} ZC (cm ²)	As ^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adop} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	12,12	37,7	50,625	225	337,5	4T25+12T20	57,34
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	13,85	45,74	44,1	196	294	12T20+4T16	45,74
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	13,69	45,74	38,025	194	253,5	12T20+4T16	45,74
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	7,18	24,12	32,4	144	216	12T20	36,7
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	4,85	13,58	22,5	100	150	12T16	24,13
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	7,5	24,12	14,5	64	96	12T16	24,13

12 ^{ème}	35*35	6,66	24,12	11,025	49	37,5	12T16	24,13
-------------------	-------	------	-------	--------	----	------	-------	-------

V.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$

● **Acier** : $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

a) ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes dans les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vér
RDC + 1 ^{er}	75*75	1393,813	-44,146	40,6	250	2,75	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	1105,408	13,962	33,8	250	2,27	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	846,709	16,225	31,1	250	2,1	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	599,177	19,611	28,5	250	1,94	18	OK
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	373,943	19,66	30,6	250	2,14	18	OK
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	174,568	-15,376	28,2	250	2,04	18	OK
12 ^{ème}	35*35	71,1	12,14	24,3	250	1,91	18	OK

b) ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes dans les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vér
---------	-----------------------------	-----------------------	--------------------------------	------------------	------------------------	-------------------------	---------------------------	-----

RDC + 1 ^{er}	75*75	2955,79	-24,697	75,3	250	5,04	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	2341,408	-38,287	73,3	250	4,93	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	1873,450	-48,255	71,7	250	4,86	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	1429,031	-46,223	67,7	250	4,62	18	OK
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	1005,364	-39,423	75,4	250	5,21	18	OK
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	604,911	-32,766	78,8	250	5,6	18	OK
12 ^{ème}	35*35	217,787	-35,095	71,2	250	5,57	18	OK

c) (N^{corr} , M^{max}) :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes dans les poteaux (N^{corr} , M^{max})

Niveaux	Sections (cm2)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vér
RDC + 1 ^{er}	75*75	2392,718	114,94	75,8	250	5,15	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	1596,114	-73,449	59,3	250	4,04	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	1222,793	-78,835	58	250	3,99	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	886,359	-86,328	57	250	3,97	18	OK
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	582,113	-85,643	79,5	250	5,77	18	OK
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	301,973	-68,509	98,6	250	7,76	18	OK
12 ^{ème}	35*35	172,412	-53,259	95,4	250	7,98	18	OK

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa)$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.2003 : [3]

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vér
RDC + 1 ^{er}	75*75	202,14	0,39	11,89 8,60	0,075	2,25	3	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	201,03	0,45	10,39	0,075	2,25	3	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	214,58	0,56	11,18	0,075	2,25	3	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	215,33	0,66	12,11	0,075	2,25	3	OK

8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	178,31	0,79	14,54	0,075	2,25	3	OK
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	110,71	0,76	18,15	0,075	2,25	3	OK
12 ^{ème}	35*35	80,27	0,72	20,77	0,075	2,25	3	OK

b) Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles des **RPA99 version 2003**elles sont données comme suit

➤ **Selon BAEL91 modifié 99 : [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

➤ **Selon le RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ_a=2,5.....si λ_g ≥ 5

ρ_a=3,75.....si λ_g < 5

λ_g : Espacement géométrique.

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

S_t ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l\right)$Zone courante (zone III).

\varnothing_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédente } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500$ MPa .

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau V.16 : Espacement maximums selon *RPA99version2003* pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC + 1 ^{er}	75*75	4T25+12T20	20	10	20
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	12T20+4T16	16	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	12T20+4T16	16	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	12T20	20	10	20
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	12T16	16	10	15
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	12T16	16	10	15
12 ^{ème}	35*35	12T16	16	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	75*75	2,57	3,43	3,75	202,14	N	10	2,02	8T8	4,02
		1,86	2,48			C	20	3,03	8T8	4,02
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70*70	2,1	3	3,75	201,03	N	10	2,15	8T8	4,02
						C	15	3,23	8T8	4,02
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	65*65	2,1	3,23	3,75	214,58	N	10	2,47	8T8	4,02
						C	15	3,71	8T8	4,02

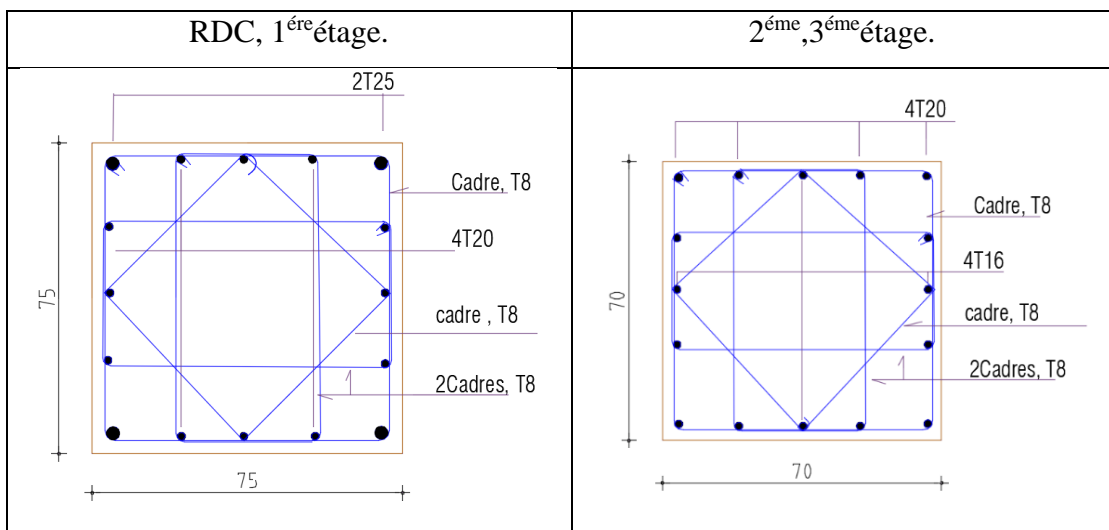
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	60*60	2,1	3,5	3,75	215,33	N	10	2,69	6T10	4,71
						C	20	4,02	6T10	4,71
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	50*50	2,1	4,2	3,75	178,31	N	10	2,67	6T10	4,71
						C	15	4,01	6T10	4,71
10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40*40	2,1	5,25	2,5	110,71	N	10	1,38	6T8	3,05
						C	15	2,07	6T8	3,05
12 ^{ème}	35*35	2,1	6	2,5	80,27	N	10	1,14	4T8	2,01
						C	15	1,72	4T8	2,01

V.2.7 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone III.

- $\phi = 25\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 125\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

V.2.8. Schémas de ferrailage des poteaux :



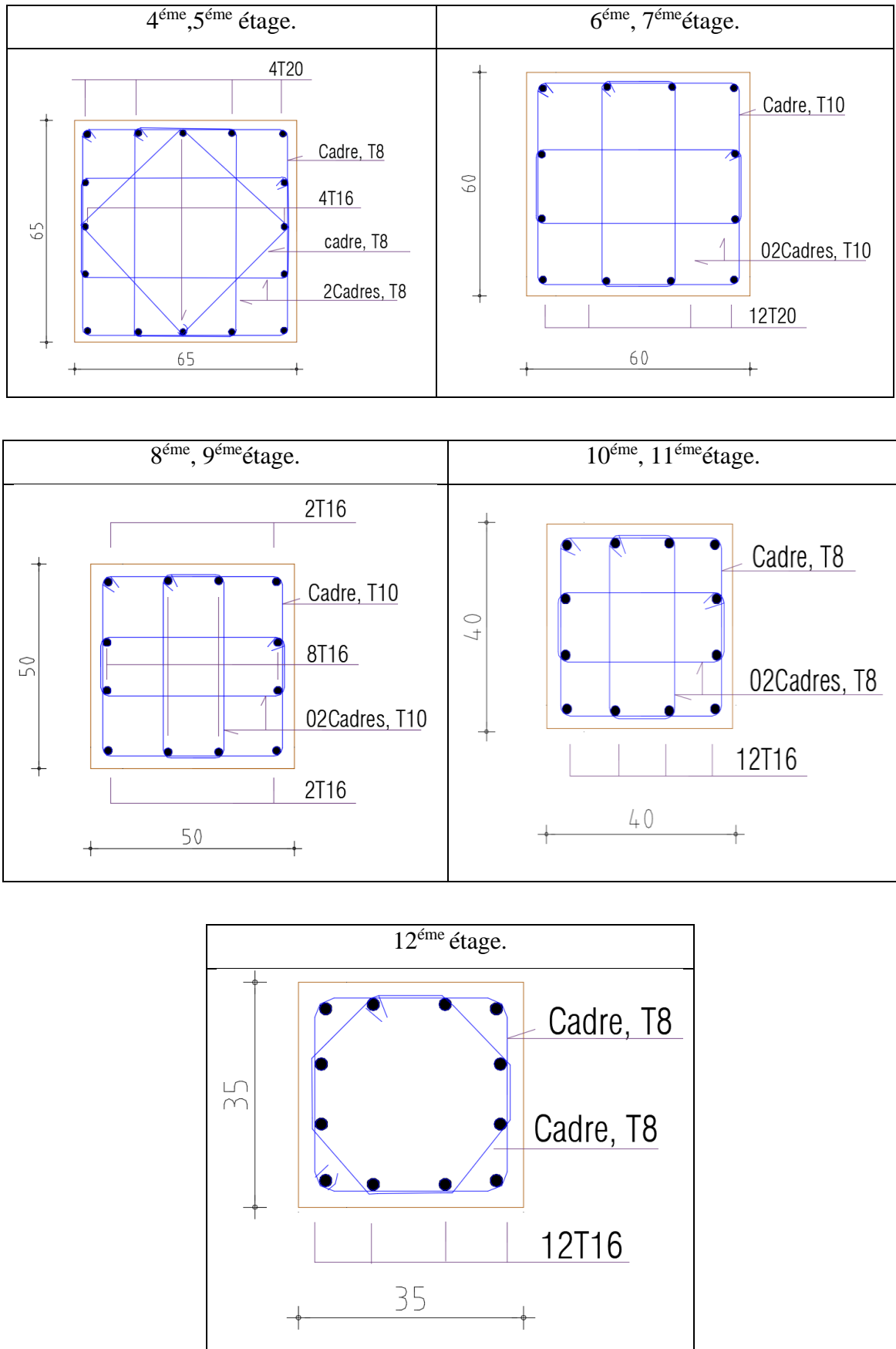


Figure.V.1 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage Des Poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).
On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU : $1.35G+1.5Q$

→ ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 version 2003

Situation accidentelle → $G+Q+E$

→ $0.8G+E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b \times h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b \times h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
 - b : largeur de la poutre.
 - h : hauteur de la poutre.
 - La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
 - Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être effectuées avec des crochets à 90° .
 - La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :
 - $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (Zone nodale).
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

- h : hauteur de la poutre.
- φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

– **Situation durable :**

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 434$ MPa.

– **Situation accidentelle :**

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22,17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS V.18

On dispose de 3 types de poutres :

- Poutre principale PP1 35×50 (cm²).
- Poutre principale PP2 30×40 (cm²).
- Poutre secondaire PS 30×40 (cm²).

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

- Les poutres seront calculées à la flexion simple (F.S).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure.

V.3.4 Poutres sans voile :

a) Les poutres principales :

➤ Poutre principale (35 x 50) et (30 x 40) :

➤ G+Q+E :

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses (G+Q+E) (sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	35x50	Travée	112,94	4,98	0
		Appui	-256,49	11,92	0
	30x40	Travée	183,81	11,26	0
		Appui	-209,92	13,16	0
Terrasse	35x50	Travée	108,56	4,78	0
		Appui	-166,62	7,49	0
	30x40	Travée	47,14	2,62	0
		Appui	-127,91	7,5	0

➤ 1,35G+1,5Q :

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses (ELU)(sans voile)..

Niveaux	Section (Cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	35x50	Travée	139,20	7,23	0
		Appui	-176,49	9,33	0
	30x40	Travée	73,83	4,87	0
		Appui	-101,16	6,84	0
Terrasse	35x50	Travée	135,53	7,03	0
		Appui	-152,36	7,96	0
	30x40	Travée	55,81	3,62	0
		Appui	-88,74	5,93	0

➤ 0,8 G + E :

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses (0,8G+E)(sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	35x50	Travée	109,57	4,83	0
		Appui	-223,45	10,25	0
	30x40	Travée	182,69	11,18	0
		Appui	-200,58	12,47	0
Terrasse	35x50	Travée	82,82	3,62	0
		Appui	-131,73	5,85	0
	30x40	Travée	75,64	4,28	0
		Appui	-133,63	7,87	0

b) Les poutres secondaires :

➤ G+Q+E :

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E)(sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	176,87	10,77	0
		Appui	-194,32	12,01	0
Terrasse	30x40	Travée	117,37	6,83	0
		Appui	-126,24	7,4	0

➤ ELU :

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires(ELU)(sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	70,23	4,62	0
		Appui	-76,73	5,07	0
Terrasse	30x40	Travée	63,71	4,17	0
		Appui	-62,73	4,1	0

➤ 0,8G+E :

Tableau V.23 :Ferrailage des poutres secondaires (0,8G+E)(sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	176,49	10,75	0
		Appui	-190,45	11,73	0
Terrasse	30x40	Travée	115,16	6,69	0
		Appui	-122,50	7,16	0

V.3.4.1 Choix des armatures :

a) Les poutres principales :

Tableau V.24 :Choix final des armatures des poutres principales(sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	35x50	Travée	139,20	60	90	7,5	7,23	5T16	10,05
		Appui	-259,46				11,92	3T14+3T16	12,66
	30x40	Travée	183,81	48	72	6	11,26	3T14+3T16	12,66
		Appui	-209,92				13,16	3T16+3T20	15,45
Terrasse	35x50	Travée	135,53	60	90	7,5	7,03	5T16	10,05
		Appui	-166,62				7,49	5T16	10,05
	30x40	Travée	75,64	48	72	6	4,28	3T16	6,03
		Appui	-133,63				7,87	3T14+2T16	8,64

b) Les poutres secondaires :

Tableau V.25 :Choix final des armatures des poutres secondaires(sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	176,87	48	72	6	10,77	6T16	12,06
		Appui	-194,32				12,01	6T16	12,06
Terrasse	30x40	Travée	117,37	60	90	7,5	6,83	2T16+3T14	8,64
		Appui	-126,24				4,4	3T16	6,03

V.3.4.2 Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfait la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour : **35x50** $A_s^{min} = 1,49 \text{ cm}^2$

Pour : **30x40** $A_s^{min} = 1,19 \text{ cm}^2$

V.3.4.3 Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{Mpa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{Mpa} \end{cases}$$

a) Les poutres principales (35x50 et 30x40) :

Tableau V.26 : Vérification des poutres principales (30x40 et 35x50) à l'ELS (sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	35x50	Travée	98,36	7,01	18	230,3	250	OK
		Appui	-124,74	8,27		101,2		
	30x40	Travée	52,15	4,98	18	125	250	OK
		Appui	-71,52	7,14		86,8		
Terrasse	35x50	Travée	99,28	7,08	18	232,4	250	OK
		Appui	-103,55	7,38		88,2		
	30x40	Travée	40,79	5,67	18	201,9	250	OK
		Appui	-64,41	7,6		86,6		

b) Les poutres secondaires (30x40) :

Tableau V.27 : Vérification des poutres secondaires (30x40) à l'ELS (sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Ver
Etage courant	30x40	Travée	49,68	5,31	18	124	250	OK
		Appui	-54,44	5,82		69		
Terrasse	30x40	Travée	46,32	5,47	18	161,7	250	OK
		Appui	-45,69	6,15		66,5		

V.3.4.4 Vérification de l'effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

Selon le BAEL 91 modifié 99, $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

(Fissuration préjudiciable).

➤ Les poutres principales (35x50 ; 30*40) :

Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etages courant	35x50	216,91	1,6	3	OK
	30x40	278,27	2,57		OK
Terrasse	35x50	174,79	1,29	3	OK
	30x40	113,76	1,05		OK

➤ Les poutres secondaire (30*40) :

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (sans voile).

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etages courant	30x40	140,03	1,29	3	OK
Terrasse	30x40	99,66	0,92	3	OK

V.3.4.5 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500$ MPa).

Selon le *BAEL 91 modifié 99* :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad k = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le *RPA 99 version 2003* :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\varphi_t \leq \text{min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$, On prend : $\varnothing_t=8$

K = 1 Pas de reprise de bétonnage

Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales (sans voile).

Sens	Sectio n (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm))ZC	S _t (m))ZN	ZN	ZC		
Principale	30x50	212,91	1,6	40	25	12,5	10	20	0,9	4T8
	30x40	278,27	2,57	32,4	20	10	10	15	0,9	4T8
Secondaire	30x40	140,03	1,29	32,4	20	10	10	15	0,9	4T8

V.3.4.6 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

Poutre porteuse (30x50) : $f_{adm} = \frac{662}{1000} + 0,5 = 1,16cm$

Poutre porteuse (30x40) : $f_{adm} = \frac{491}{1000} = 0,491cm$

Poutre non porteuse (30x40) : $f_{adm} = \frac{644}{1000} + 0,5 = 1,14cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Tableau V.31 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (sans voile).

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
P.P	30x50	99,28	10,05	6,76	13,75	6,98	11,6	OK
	30x40	52,15	6,03	4,31	8,49	4,14	4,91	Ok
P.S	30x40	49,68	7,57	6,10	12,75	6,65	11,4	OK

V.3.5 Poutres avec voile :

a) Les poutres principales :

➤ **Poutre principale (30 x 40) :**

➤ **G+Q+E :**

Tableau V.32 : Ferrailage des poutres porteuses (G+Q+E) (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etages courant	30x40	Travée	247,45	16,08	0
		Appui	-264,42	17,49	0
Terrasse	30x40	Travée	77,60	4,4	0
		Appui	-103,95	5,99	0

➤ 1,35G+1,5Q :

Tableau V.33 : Ferrailage des poutres porteuses (ELU) (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	18,22	1,15	0
		Appui	-29,98	1,98	0
Terrasse	33x40	Travée	15,04	0,95	0
		Appui	-24,10	1,53	0

➤ 0,8 G + E :

Tableau V.34 : Ferrailage des poutres porteuses (0,8G+E) (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	249,81	16,27	0
		Appui	-262,04	17,29	0
Terrasse	30x40	Travée	80,92	4,59	0
		Appui	-99,05	5,69	0

b) Les poutres secondaires :

➤ G+Q+E :

Tableau V.35 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	258,63	17	0
		Appui	-200,18	12,44	0
Terrasse	30x40	Travée	86,55	4,93	0
		Appui	-168,78	10,21	0

➤ ELU :

Tableau V.36 : Ferrailage des poutres secondaires (ELU) (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	48,68	3,14	0
		Appui	-93,87	6,31	0
Terrasse	30x40	Travée	43,10	2,77	0
		Appui	-82,99	5,52	0

➤ 0,8G+E :

Tableau V.37 : Ferrailage des poutres secondaires (0,8G+E) (avec voile)..

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	265,95	17,62	0
		Appui	-197,18	12,22	0
Terrasse	30x40	Travée	98,74	5,67	0
		Appui	-145,96	8,68	0

V.3.5.1 Choix des armatures :

a) Les poutres principales :

Tableau V.38 : Choix final des armatures des poutres principales (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	249,81	48	72	6	16,27	6T20	18,85
		Appui	-264,42				17,49	6T20	18,85
Terrasse	30x40	Travée	80,92	48	72	6	4,59	3T16	6,03
		Appui	-103,95				5,99	3T16	6,03

b) Les poutres secondaires :

Tableau V.39 : Choix final des armatures des poutres secondaires (avec voile)..

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	265,95	48	72	6	17,62	6T20	18,85
		Appui	-200,18				12,44	3T20+3T14	14,04
Terrasse	30x40	Travée	98,74	48	72	6	5,67	3T16	6,03
		Appui	-168,78				10,21	6T16	12,05

V.3.5.2 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : f_{t28}=2,4MPa ; f_e=500Mpa

Pour : 30x40 A_s^{min} = 1,19cm²

V.3.5.3 Vérification vis à vis de l'ELS :

a) Les poutres principales (30x40) :

Tableau V.40 : Vérification des poutres principales (30x40 et 30x50) à l'ELS (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	Travée	13,07	1,12	18	21,4	250	OK
		Appui	-21,46	1,84		22,6		
Terrasse	30x40	Travée	11,04	1,46	18	54,5	250	OK
		Appui	-17,50	2,32		25		

b) Les poutres secondaires (30x40) :

Tableau V.41 : Vérification des poutres secondaires (30x40) à l'ELS (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Ver
Etage courant	30x40	Travée	35,13	2,21	18	57,7	250	OK
		Appui	-67,87	5,58		88,2		
Terrasse	30x40	Travée	31,21	3,48	18	152,6	250	OK
		Appui	-59,97	6,41		152,3		

V.3.5.4 Vérification de l'effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

Selon le BAEL 91 modifié 99, $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

(Fissuration préjudiciable).

➤ **Les poutres principales (30*40) :**

Tableau V.42: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	317,91	2,94	3	OK
Terrasse	30x40	114,02	1,05	3	OK

➤ Les poutres secondaire (30*40) :

Tableau V.43 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales (avec voile).

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etages courant	30x40	248,85	2,30	3	OK
Terrasse	30x40	111,49	1,03	3	OK

V.3.5.5 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=500MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad k = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : φ_t ≤ min(h/35 ; φ_l ; b/10) = 1,14cm, On prend : Ø_t=8

K = 1 Pas de reprise de bétonnage

Tableau V.44 : Calcul des armatures transversales (avec voile).

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm))ZC	S _t (m))ZN	ZN	ZC		
Principale	30x40	317,91	2,94	32,4	20	10	10	15	0,9	4T8
Secondaire	30x40	248,85	2,3	32,4	20	10	10	15	0,9	4T8

➤ Le règlement CBA93 exige vérification par une étude thermique pour toute structure

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

ΔL = αl₀ΔT (1)

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\varepsilon = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E = 11496,76 \text{ MPa}$).

$$- \sigma = 11496,76 \times 10^{-5} \times 20$$

$$\Rightarrow \sigma = 2.29 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous $[M_{\text{ser}}; N_{\text{ser}}]$, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$
- Fissuration peu nuisible : pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Ou : $\eta = 1.60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{Mpa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{Mpa} \end{cases}$$

Tableau V.45 Vérification des poutres secondaires (sans voile) (30x40) à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s +σ(MPa)	σ̄ _s (MPa)	Ver
Etage courant	30x40	Travée	49,68	4,48	18	124	126,29	250	OK
		Appui	-54,44	4,9		135,9	138,19		
Terrasse	30x40	Travée	46,32	5,7	18	183,6	185,89	250	OK
		Appui	-45,69	5,77		224,7	226,99		

Tableau V.46 : Vérification des poutres secondaires (avec voile) (30x40) à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s +σ(MPa)	σ̄ _s (MPa)	Ver
Etage courant	30x40	Travée	35,13	2,21	18	57,7	59,99	250	OK
		Appui	-67,87	5,58		88,2	90,49		
Terrasse	30x40	Travée	31,21	3,48	18	152,6	154,89	250	OK
		Appui	-59,97	6,41		152,3	154,59		

V.3.5.6 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

Poutre porteuse (30x40) : $f_{adm} = \frac{460}{1000} = 0,46\text{cm}$

Poutre non porteuse (30x40) : $f_{adm} = \frac{493}{1000} = 0,49\text{cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Tableau V.47 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (avec voile).

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
P.P	30x40	13,07	6,03	0,15	0,86	0,70	4,6	OK
P.S	30x40	35,13	6,03	2,09	4,52	2,43	4,9	OK

V.3.6 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50∅ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- ∅ = 20mm L_r = 100 cm
- ∅ = 16mm L_r = 80 cm
- ∅ = 14mm L_r = 70 cm

V.3.7 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{gauche}; L_{droite})$

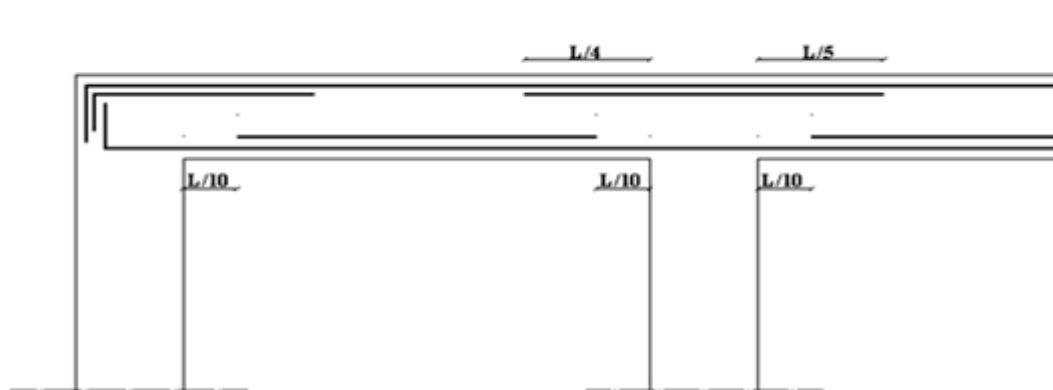
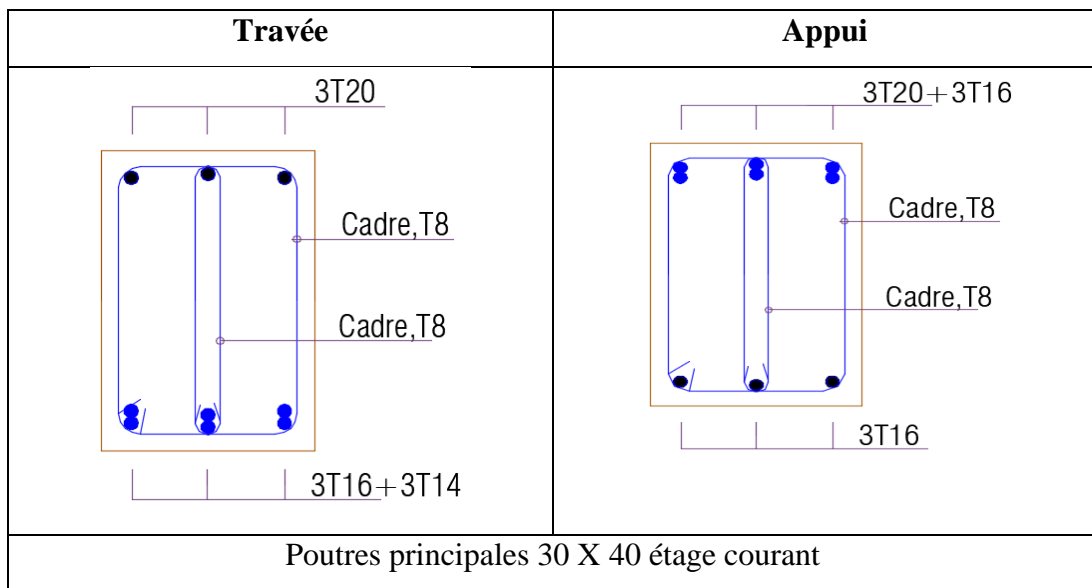
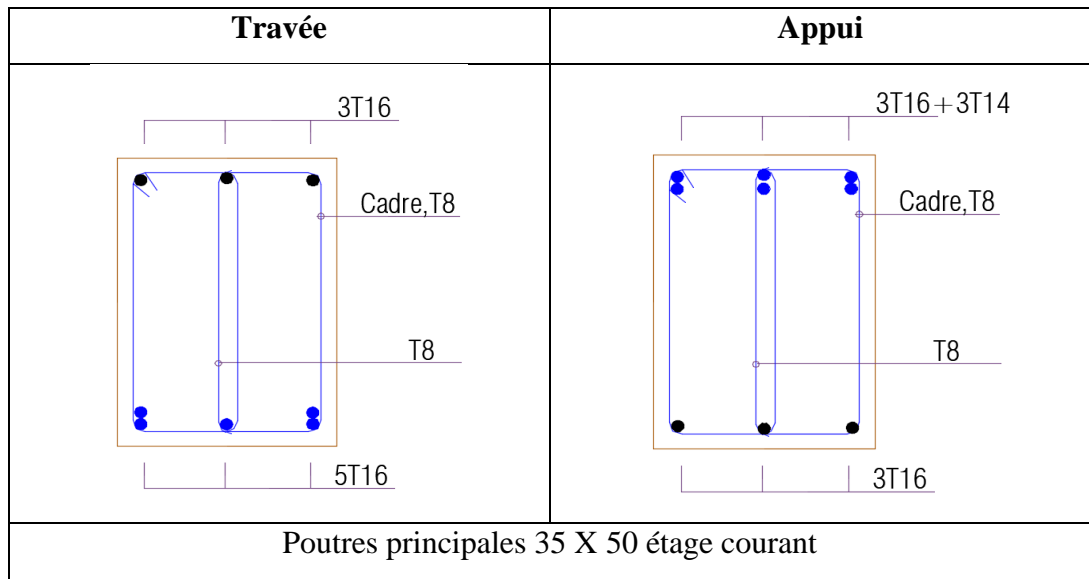
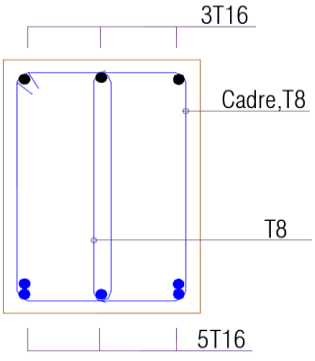
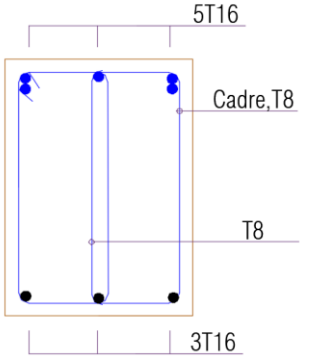
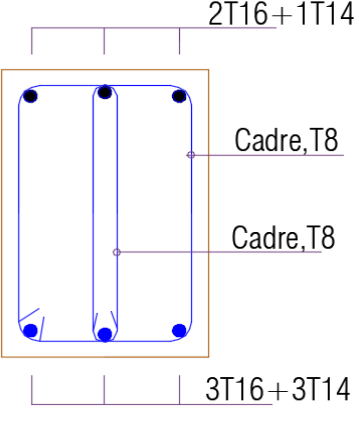
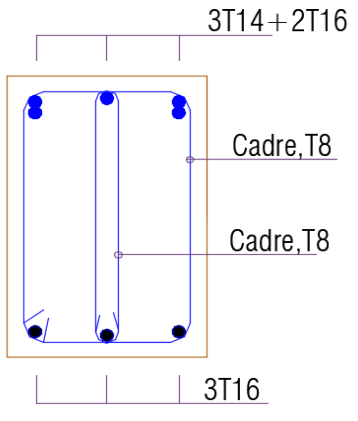
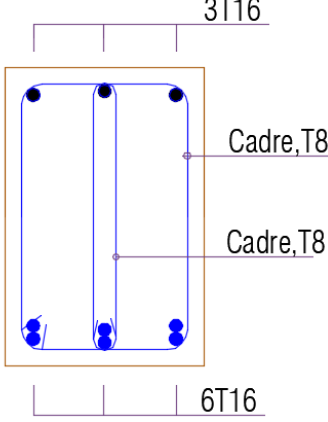
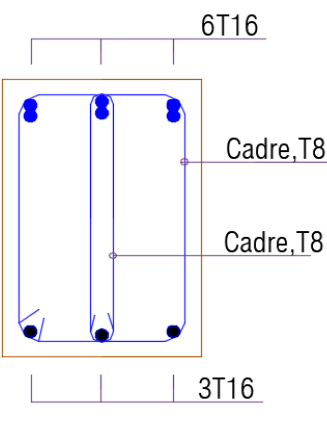


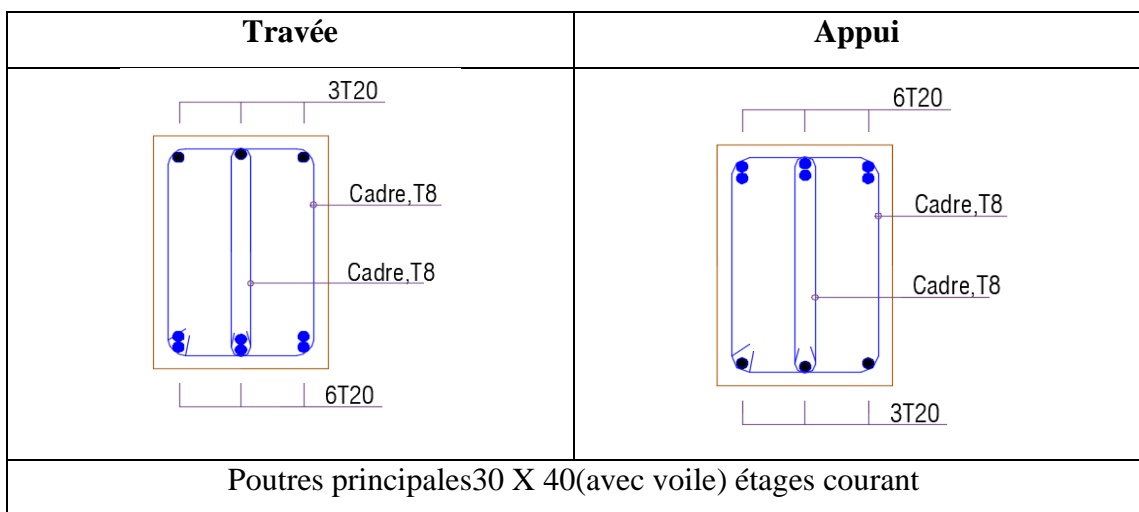
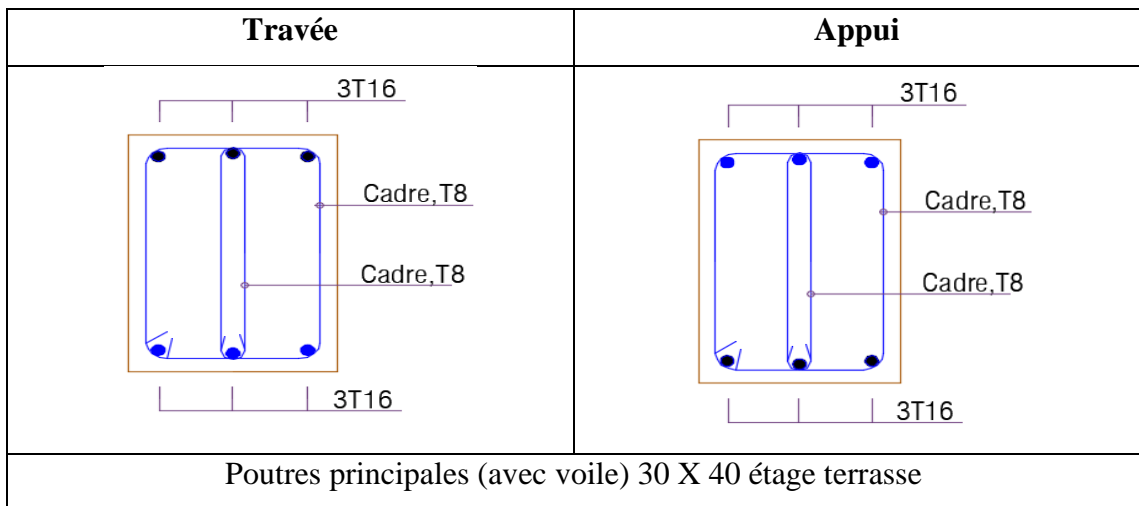
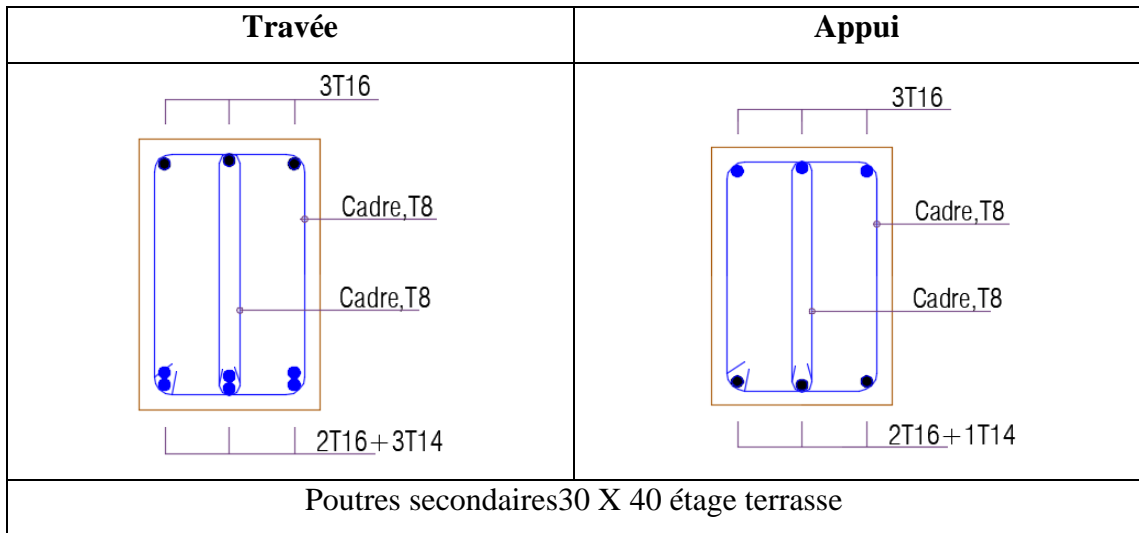
Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.8 Schémas de ferrailage des poutres :



Travée	Appui
	
<p>Poutres principales 35 X 50 étage terrasse</p>	
Travée	Appui
	
<p>Poutres principales 30 X 40 étage terrasse</p>	

Travée	Appui
	
<p>Poutres secondaires 30 X 40 étages courant</p>	



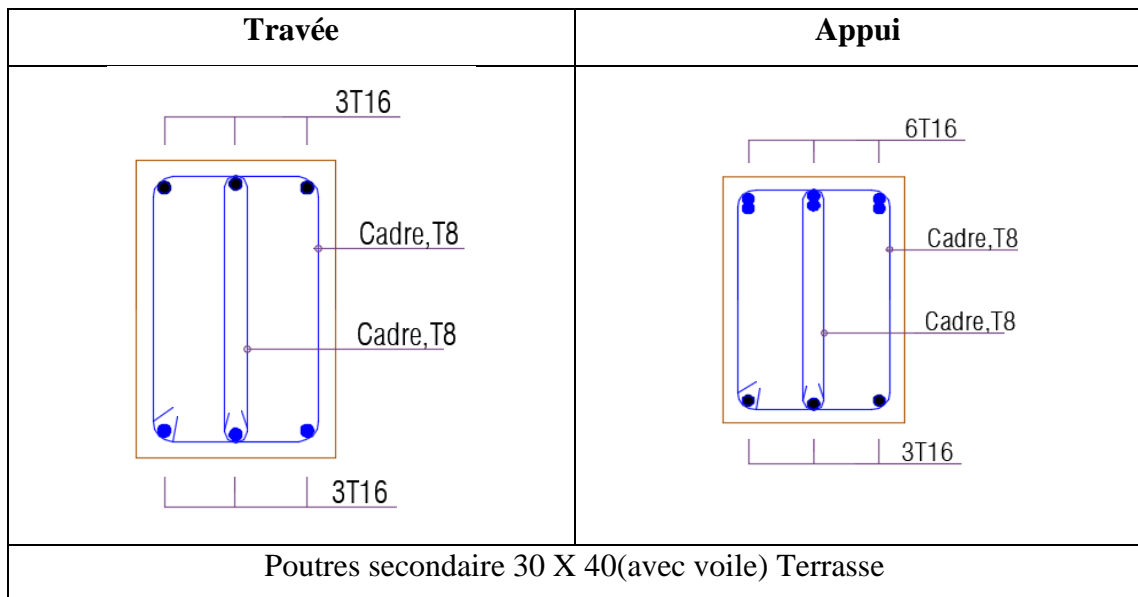
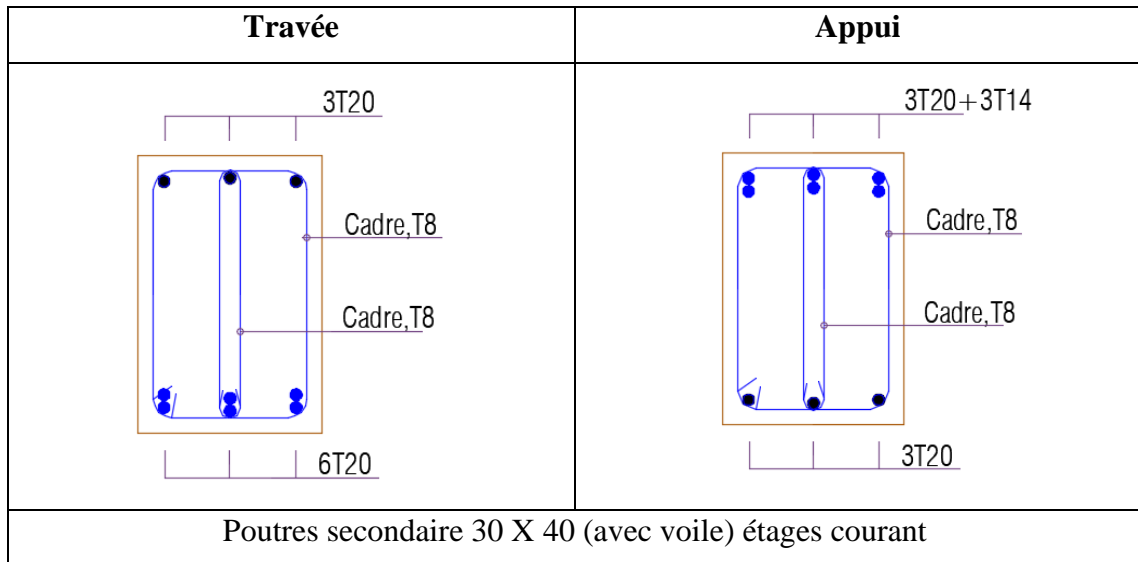


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres

V.4. Ferrailages des voiles :

V.4.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. Auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. Et appelés voile.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche et un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2. Ferrailages des voiles :

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

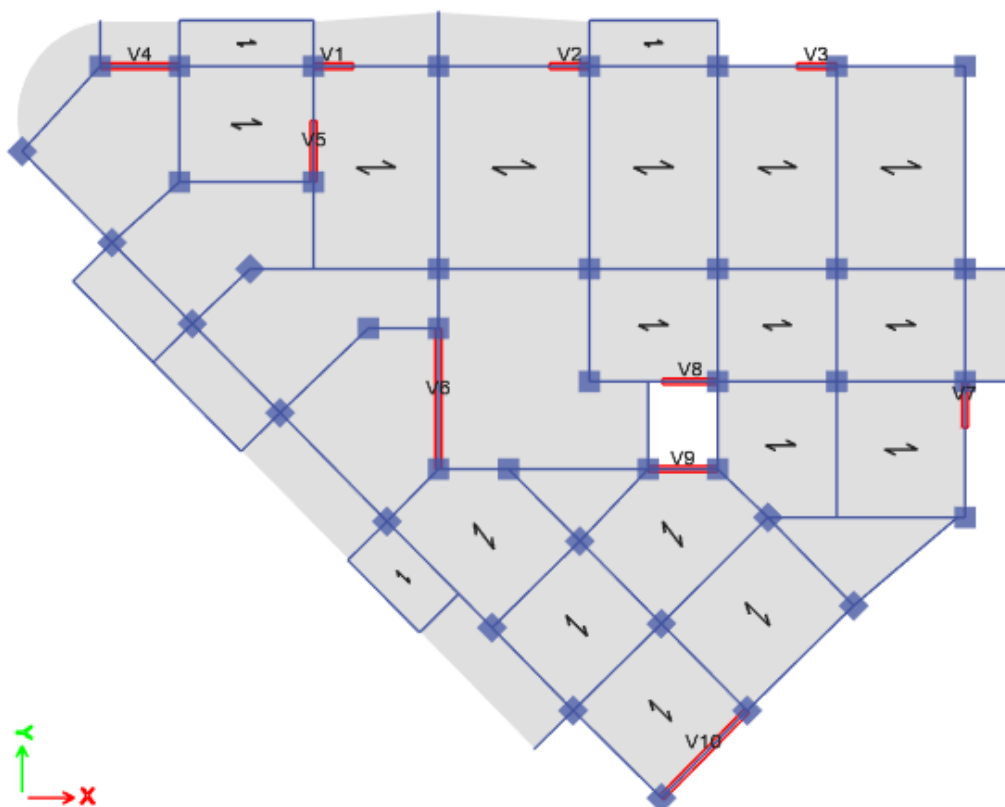


Figure V.4 : Disposition des voiles.

➤ **Procédure de ferrailage des trumeaux :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

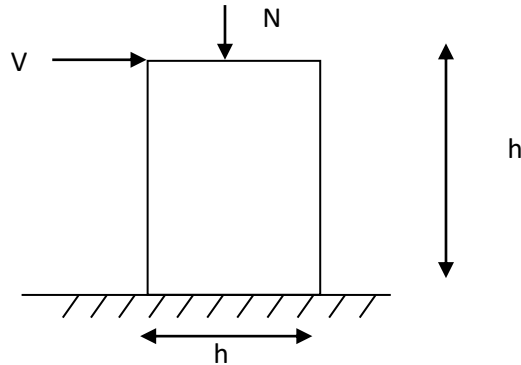


Figure V.5 : Schéma statique d'un voile.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

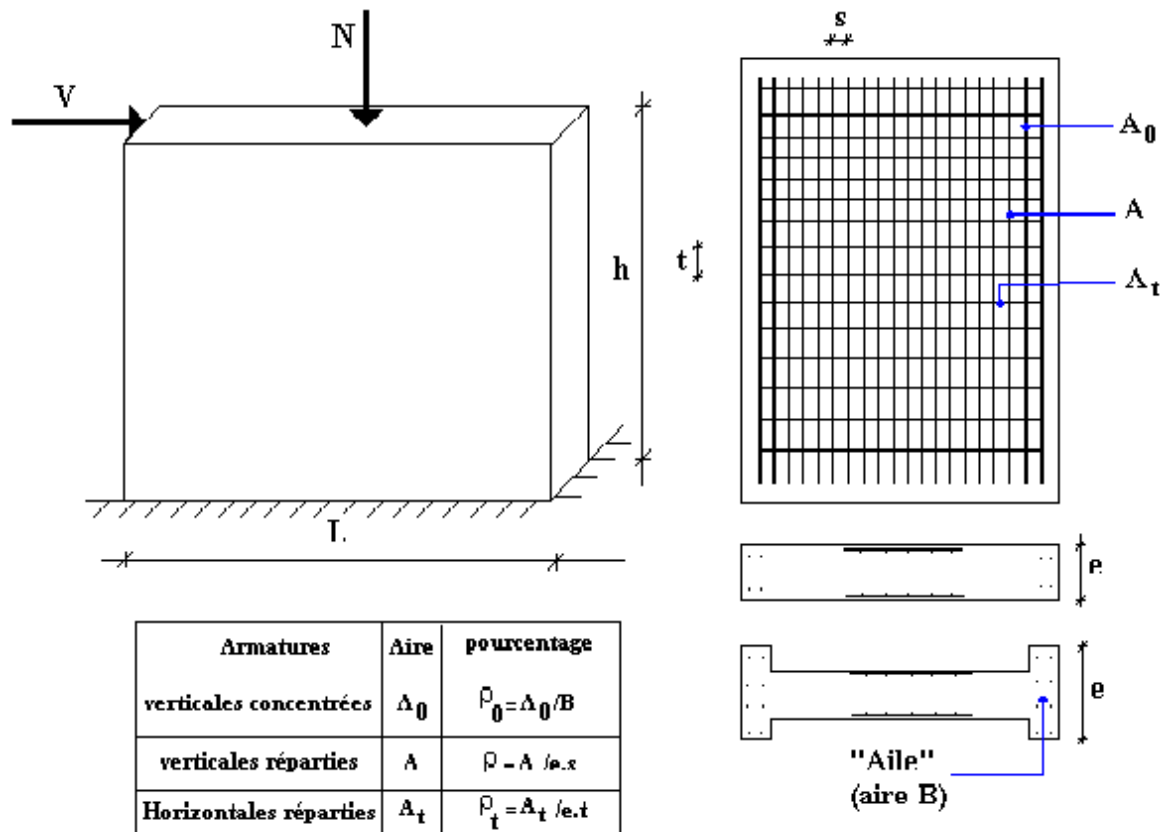


Figure V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.3. Justifications sous sollicitations normales :

Conditions d'application :

La longueur d du mur : $d \geq 5a$

L'épaisseur a du mur :

$a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.

$a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.

$a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

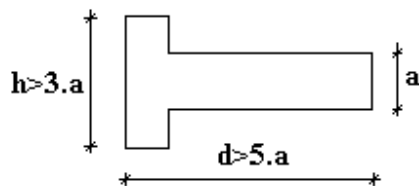


Figure V.7 : Définition de l'élément mur.

a) **Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

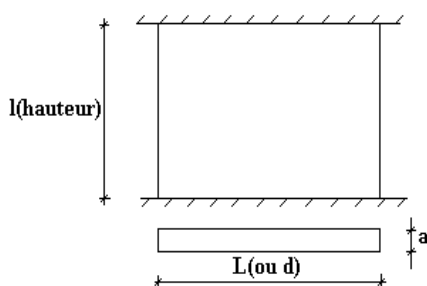


Figure V.8 : Dimension de voile.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.48 : Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

b) Effort de compression en ELU :

Soit :

l_f : longueur de flambement calculée en (b).

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : limite élastique de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours .

Tableau V.49 : Calcul de σ_{ulim} .

	Notation	Unités	Voile armée verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le

béton est non armé ou armé.

c) Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

Niveau I-I à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$

Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

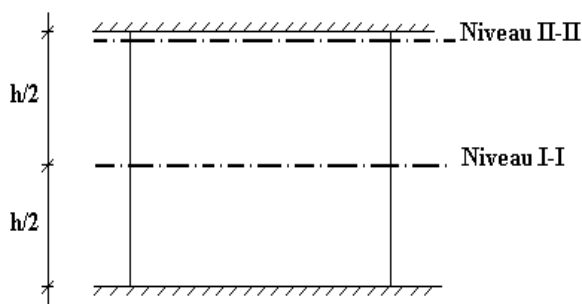


Figure V.9: Niveaux de vérification.

d) Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre « a ».

V.4.4. Aciers verticaux et horizontaux :

La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Tableau V.50 : Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v da$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} \right) \right]$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a}$ $\geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	ρ_{vmax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

V.4.5. Aciers transversaux :

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \varnothing_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_t).

Tableau V.51 : Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre φ_t
$\varphi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	8mm
$12mm < \varphi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\varphi_l$	8mm
$20mm < \varphi_l$		8mm

V.4.6. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.4.7. Procédure de ferrailage des trumeaux :

V.4.7.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.7.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

➤ Zone comprimée :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEEL} ; \text{Min RPA})$.

➤ Zone tendue :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S, cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

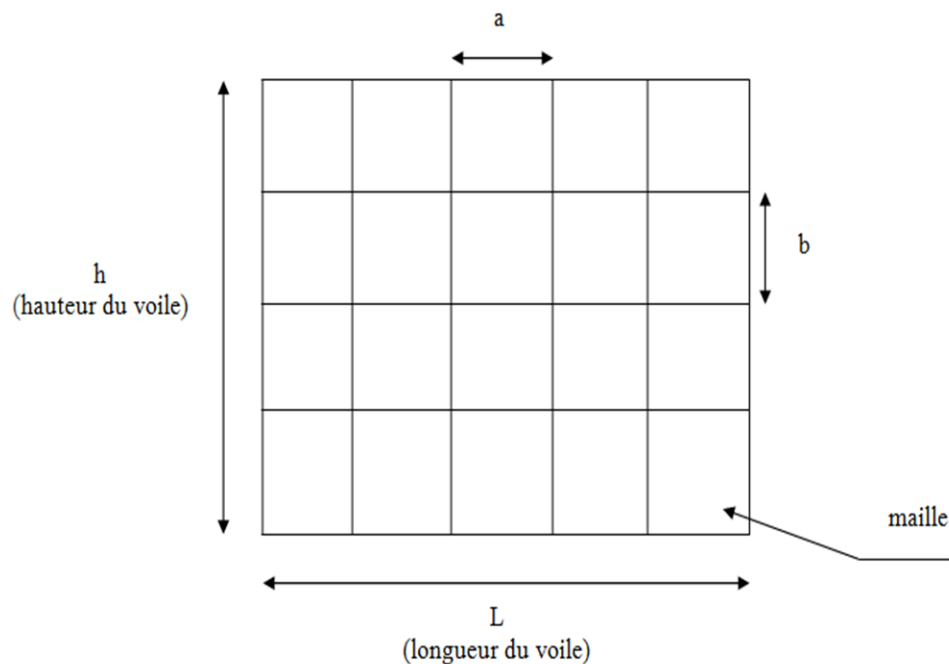


Figure V.10: Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.4.7.3. Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par l'inter face graphique de l'Etabs2018.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad , \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V.4.7.4. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 version2003) :

a) Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

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

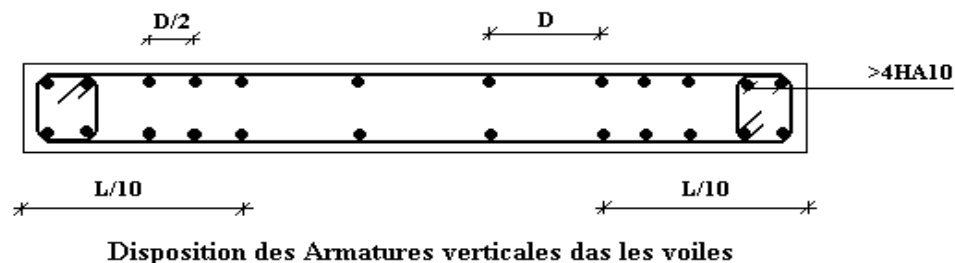


Figure V.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b) Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$

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

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

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.8 Exemple de calcul (voile V4) :

Soit le voile de longueur L = 2,59 m

a = 0,20 m (épaisseur)

h_{RDC} = 4,08

h_e = 3,06 m (hauteur d'étage courant)

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur Lⁱ = 0,863m et de section.

S_i = Lⁱ*(a).

a) Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage d'où la hauteur libre est égale à :

H_{RDC} = 4,08 - 0,40 = 3,68m

h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66m (0,40 cm : hauteur de la poutre)

Tableau V.52 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l _f	M	0,85 x 3,68 = 3,12	0,80 x 3,68 = 2,94
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 54,03$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 50,92$

Coefficient α	/	0,39	0,57
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 0,863m$	M	$d(a-0,02) = 0,863(0,20 - 0,02) = 0,15$	$d(a-0,02) = 0,863(0,20 - 0,02) = 0,15$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ Avec $d = 0,863m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,39 \left[\frac{0,15 \times 30}{0,9 \times 1,15 \times 0,20 \times 0,863} \right]$ $\sigma_{bna} = 9,82MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,57}{0,863 \times 0,20} \left(\frac{0,15 \times 30}{0,9 \times 1,15} + 1,72 \cdot 10^{-4} \times \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,64MPa$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 7,28MPa$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,20) (0,863) = 0,172m^2$

$A_s = 1,72 \cdot 10^{-4} m^2$

Tableau V.53 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m ²) ($a \cdot l$) = S_j	0,1726	0,1726	0,1726
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	4,20	0,68	4,20
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	0,72	0,11	0,72
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	14,4	2,2	14,4
Aciers minimaux (cm ²)			
1. Selon BAEL: $0,1\% S_{béton}$	1,72	1,72	1,72
2. Selon RPA99: $0,15\% S_{béton}$	2,58	2,58	2,58

Choix	2x2T14	2x4T12	2x5T10	2x4T12	2x2T14
A_v adopté	15,21		7,85	15,21	
S_i : espacement (Cm)	10	20	20	20	10
$S \leq (1,5a, 30\text{cm}), S \leq 30\text{ cm}$	Vérifiés		Vérifiés	Vérifiés	

b) Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{3,12 (200)(863)}{500} 1,4 = 1658,11\text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 16,58\text{cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

c) Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8f_e)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30\text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,19) (200) (300)10^{-2}}{(0,8) (500) (0,8)} = 5,74\text{cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15,21) = 10,14\text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = A(0,15\%) = \frac{0,15}{100} (20)(86,3) = 2,58\text{cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{min})$$

$$\text{Soit : } 2x5T14 = 15,4\text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{863}{4} = 215\text{mm}$$

On prend : $S_t = 215\text{ mm} < S_{t \min} = 300\text{ mm} \dots\dots$ Vérifié

V.4.9. Présentations des résultats :

Tableau V.54 : Caractéristiques des voiles.

	e (cm)	L _{voile} (m)	L _i (m)
Voile 1,2,3	20	1,3	0,65
Voile 4	20	2,59	0,863
Voile 5	20	2	1
Voile 6	20	4,6	0,92
Voile 7	20	1,5	0,75
Voile 8,9	20	2,27	0.75
Voile 10	20	4	0.8

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + E + Q.

- Zone I ⇒ RDC, 1^{er}, 2^{ème}
- Zone II ⇒ 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}
- Zone III ⇒ 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème}, 12^{ème}

V.4.9.1 Armature verticale de traction :

➤ **Voile V1-V2-V3 :**

Tableau V.55 : Calcul des armatures du voile (V1, V2, V3).

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _{smin} (C) (m ²)	Le choix	A _v adopté (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,13	4,1	0,533	10,66	1,95	2x2T14	12,95	6
							2x3T12		12
	2	0,13	4,1	0,533	10,66	1,95	2x3T12	12,95	12
							2x2T14		6
ZONE II	1	0,13	-1,5	/	/	1,95	2x2T10	7,85	6
							2x3T10		12
	2	0,13	0,8	0,104	2,08	1,95	2x2T10	7,85	12
							2x3T10		6

ZONE III	1	0,13	-1,6	/	/	1,95	2x2T10	7,85	6
							2x3T10		12
	2	0,13	0,4	0,052	1,04	1,95	2x2T10	7,85	12
							2x3T10		6

➤ Voile V4:

Tableau V.56 : Calcul des armatures du voile (V4).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	$A_{smin}(c)$ (m ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,1726	4,20	0,72	14,4	2,58	2x2T14	15,21	10
							2x4T12		20
	2	0,1726	0,68	0,11	2,2	2,58	2x4T10	6,28	20
	3	0,1726	4,20	0,72	14,4	2,58	2x2T14	15,21	20
							2x4T12		10
	ZONE II	1	0,1726	2	0,34	6,8	2,58	2x2T10	9,42
2x4T10								20	
2		0,1726	0,5	0,08	1,6	2,58	2x4T10	6,28	20
3		0,1726	2	0,34	6,8	2,58	2x2T10	9,42	20
							2x4T10		10
ZONE III		1	0,1726	0,5	0,08	1,6	2,58	2x2T10	9,42
	2x4T10							20	
	2	0,1726	0,1	0,017	0,34	2,58	2x 4T10	6,28	20
	3	0,1726	0,5	0,08	1,6	2,58	2x2T10	9,42	20
							2x4T10		10

➤ Voile V5 :

Tableau V.57 : Calcul des armatures du voile (V5).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	$A_{smin}(c)$ (m ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,2	-0,5	/	/	3	2x2T10	7,85	7
							2x3T10		14
	2	0,2	2,04	0,408	8,16	3	2x3T10	7,85	14
							2x2T10		7
ZONE II	1	0,2	-1,41	/	/	3	2x2T10	7,85	7
							2x3T10		14
	2	0,2	-0,9	/	/	3	2x3T10	7,85	14
							2x2T10		7
ZONE III	1	0,2	-0,85	/	/	3	2x2T10	7,85	7
							2x3T10		14
	2	0,2	-0,29	/	/	3	2x3T10	7,85	14
							2x2T10		7

➤ Voile V6 :

Tableau V.58: Calcul des armatures du voile (V6).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	$A_{smin}(c)$ (m ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,184	4,23	0,778	15,56	2,76	2x4T14	16,85	10
							2x2T12		20
	2	0,184	1,18	0,217	4,34	2,76	2x4T12	9,05	20
	3	0,184	-0,94	/	/	2,76	2x3T10	4,71	20
	4	0,184	1,18	0,217	4,34	2,76	2x4T12	9,05	20
5	0,184	4,23	0,778	15,56	2,76	2x2T12	16,85	20	
						2x4T14		10	
ZONE II	1	0,184	1,24	0,228	4,56	2,76	2x4T10	9,43	10
							2x2T10		20

	2	0,184	0,33	0,060	1,2	2,76	2x4T10	6,28	20
	3	0,184	-1,27	/	/	2,76	2x3T10	4,71	20
	4	0,184	0,33	0,060	1,2	2,76	2x4T10	6,71	20
	5	0,184	1,24	0,228	4,56	2,76	2x2T10	9,43	20
							2x4T10		10
ZONE III	1	0,184	0,14	0,025	0,5	2,76	2x4T10	9,43	10
							2x2T10		20
	2	0,184	-0,52	/	/	2,76	2x4T10	6,28	20
	3	0,184	-1,23	/	/	2,76	2x3T10	4,71	20
	4	0,184	-0,52	/	/	2,76	2x4T10	6,28	20
	5	0,184	0,14	0,025	0,5	2,76	2x2T10	9,43	20
							2x4T10		10

➤ Voile V7 :

Tableau V.59: Calcul des armatures du voile (V7).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	$A_{smin}(c)$ (m ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,15	-1,25	/	/	2,25	2x2T10	6,29	9
							2x2T10		18
	2	0,15	0,60	0,09	1,8	2,25	2x2T10	6,29	18
							2x2T10		9
ZONE II	1	0,15	-2,20	/	/	2,25	2x2T10	6,29	9
							2x2T10		18
	2	0,15	-1,62	/	/	2,25	2x2T10	6,29	18
							2x2T10		9
ZONE III	1	0,15	-1,62	/	/	2,25	2x2T10	6,29	9
							2x2T10		18
	2	0,15	-1,5	/	/	2,25	2x2T10	6,29	18
							2x2T10		9

➤ Voile V8-V9 :

Tableau V.60 : Calcul des armatures du voile (V8, V9).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	$A_{smin}(c)$ (m ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,15	3,3	0,49	9,9	2,25	2x3T12	11,5	8
							2x3T10		16
	2	0,15	1,12	0,17	3,36	2,25	2x3T10	4,71	16
	3	0,15	3,3	0,49	9,9	2,25	2x3T10	11,5	16
							2x3T12		8
	ZONE II	1	0,15	0,3	0,05	0,9	2,25	2x3T10	9,42
2x3T10								16	
2		0,15	-1,1	/	/	2,25	2x3T10	4,71	16
3		0,15	0,3	0,05	0,9	2,25	2x3T10	9,42	16
							2x3T10		8
ZONE III		1	0,15	0,1	0,02	0,3	2,25	2x3T10	9,42
	2x3T10							16	
	2	0,15	-1,3	/	/	2,25	2x3T10	4,71	16
	3	0,15	0,1	0,02	0,3	2,25	2x3T10	9,42	16
							2x3T10		8

➤ Voile V10 :

Tableau V.61 : Calcul des armatures du voile (V10).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	$A_{smin}(c)$ (m ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,16	2,5	0,4	8	2,4	2x3T12	9,05	9
							2x1T12		18

	2	0,16	0,7	0,11	2,24	2,4	2x4T10	6,28	18
	3	0,16	-0,9	/	/	2,4	2x3T10	4,71	18
	4	0,16	0,7	0,11	2,24	2,4	2x4T10	6,28	18
	5	0,16	2,5	0,4	8	2,4	2x1T12	9,05	18
							2x3T12		9
ZONE II	1	0,16	1,1	0,18	3,52	2,4	2x3T10	6,29	9
							2x1T10		18
	2	0,16	0,3	0,05	0,96	2,4	2x4T10	6,28	18
	3	0,16	-1,1	/	/	2,4	2x3T10	4,71	18
	4	0,16	0,3	0,05	0,96	2,4	2x4T10	6,28	18
5	0,16	1,1	0,18	3,52	2,4	2x1T10	6,29	18	
						2x3T10		9	
ZONE III	1	0,16	0,55	0,09	1,76	2,4	2x3T10	6,29	9
							2x1T10		18
	2	0,16	-0,05	/	/	2,4	2x4T10	6,28	18
	3	0,16	-0,77	/	/	2,4	2x3T10	4,71	18
	4	0,16	-0,5	/	/	2,4	2x4T10	6,28	18
5	0,16	0,55	0,09	1,76	2,4	2x1T10	6,29	18	
					2,4	2x3T10		9	

V.4.9.2 Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maile).

Tableau V.62 : Calcul des aciers de couture des voiles.

Hauteur (m)	zone	S_{12} (Mpa)	$A_{vf}^{cal}(cm^2)$
V1, V2, V3	1	1,8	7,20
	2	1,14	4,56
	3	0,8	3,20
V4	1	3,12	16,58
	2	2,2	11,69
	3	1,83	9,72
V5	1	1,25	7,7
	2	0,86	5,29
	3	0,58	3,57
V6	1	2,76	15,64
	2	2,65	15,01
	3	1,26	7,14
V7	1	0,64	3
	2	0,53	2,44
	3	0,42	1,94
V8, V9	1	2,10	9,70
	2	1,8	8,31
	3	1,7	7,85

V10	1	1,45	7,14
	2	1,25	6,16
	3	0,7	3,44

V.4.9.3 Aciers horizontaux :

Tableau V.63 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1, V2, V3	ZONE I	2,52	4,72	4,19	1,95	4,72	2x 6T10	9,42	13
	ZONE II	1,59	2,99	4,19	1,95	4,19	2x 6T10	9,42	13
	ZONE III	1,12	2,1	4,19	1,95	4,19	2x 6T10	9,42	13
V4	ZONE I	4,36	8,17	10,14	2,58	10,14	2x 6T12	13,57	17
	ZONE II	3,08	5,77	6,28	2,58	6,28	2x 6T10	9,42	17
	ZONE III	2,56	4,8	6,28	2,58	6,28	2x 6T10	9,42	17
V5	ZONE I	1,75	3,28	8,38	3	8,38	2x 6T10	9,42	15
	ZONE II	1,204	2,25	8,38	3	8,38	2x 6T10	9,42	15
	ZONE III	0,812	1,52	8,38	3	8,38	2x 6T10	9,42	15
V6	ZONE I	3,864	7,24	11,23	2,76	11,23	2x 6T12	13,57	15
	ZONE II	3,71	6,95	6,28	2,76	6,95	2 x 6T10	9,42	15
	ZONE III	1,764	3,30	6,28	2,76	6,28	2 x 6T10	9,42	15
V7	ZONE I	0,896	1,68	4,19	2,25	4,19	2 x 6T10	9,42	15
	ZONE II	0,742	1,39	4,19	2,25	4,19	2 x 6T10	9,42	15
	ZONE III	0,588	1,10	4,19	2,25	4,19	2 x 6T10	9,42	15
V8, V9	ZONE I	2,94	5,51	7,66	2,25	7,66	2 x 6T10	9,42	15
	ZONE II	2,52	4,72	6,28	2,25	6,28	2 x 6T10	9,42	15

	ZONE III	2,38	4,46	6,28	2,25	6,28	2 x 6T10	9,42	15
V10	ZONE I	2,03	3,80	6,03	2,4	6,03	2 x 6T10	9,42	16
	ZONE II	1,75	3,28	4,19	2,4	4,19	2 x 6T10	9,42	16
	ZONE III	0,98	1,83	4,19	2,4	4,19	2 x 6T10	9,42	16

➤ Armature verticale de compression :

Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL}; \text{min RPA 99} \}$$

- Selon le **BAEL**: $\rho_v = 0,10\%$ [1].
- Selon le **RPA 99**: $\rho_v = 0,15\%$ [3].

V.4.10 Schéma de ferrailages des voiles :

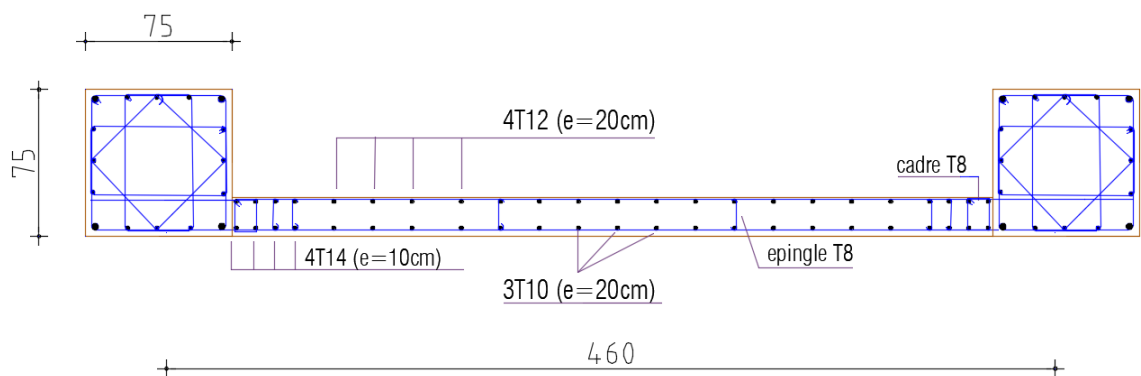


Figure V.12 : Voile 6 (Zone I).

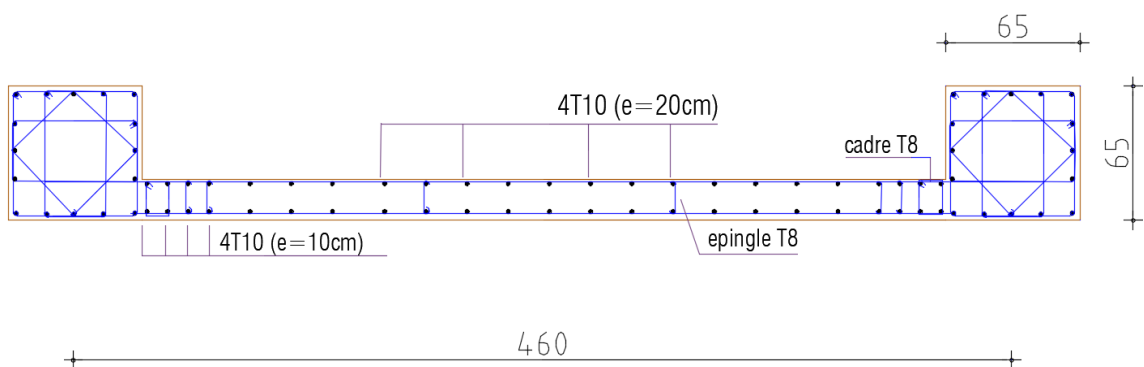


Figure V.13 : Voile 6 (Zone II).

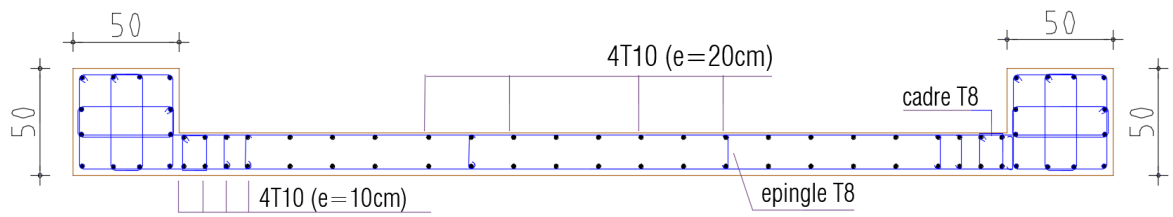


Figure V.14 : Voile 6 (Zone III).

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,5 bars.

VI.3 Radier générale

VI.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

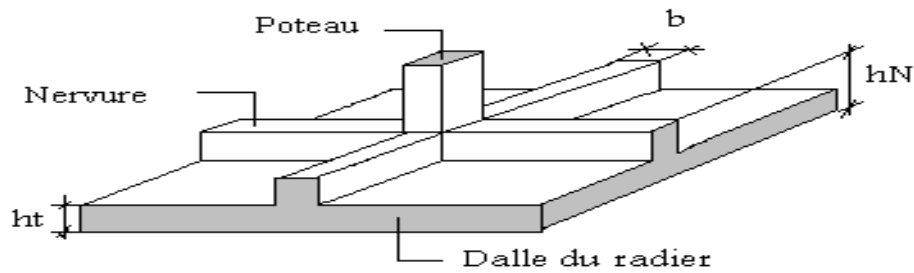


Figure VI.1: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 94018,52kN \\ \sigma_{sol} = 2,5bars \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 376,07 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 494,73 \text{ m}^2 > S_{nec}$
- $\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{376,07}{494,73} = 0,76 \rightarrow 76\% > 50\%$ Donc l'utilisation du radier est justifiée
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 542,04$

VI.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 665 \text{ cm} \dots \dots h_1 = 33,25 \text{ cm}$$

On prend : **h=50 cm.**

• **Condition de cisaillement :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 128987,16\text{kN}$$

$$L = 6,65\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 29,3\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 30\text{cm}$$

• **Conclusion :** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 50\text{cm}$

Pour des raisons constructif on adopte $h = 50 \text{ cm}$.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

• **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{665}{10} = 66,5\text{cm}$$

Donc :

$b = 75 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 6,65\text{m}$

$\Rightarrow 44,33\text{cm} < h_{N1} < 66,5\text{cm}$ On prend : $h_{N1} = 50\text{ cm}$.

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$ [5]

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module de Yong (prendre en moyenne $E = 20000\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b = 4,5\text{m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5[\text{kg/cm}^3]$ \rightarrow pour un très mauvais sol.
- $K = 4[\text{kg/cm}^3]$ \rightarrow pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12[\text{kg/cm}^3]$ \rightarrow pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K = 4[\text{kg/cm}^3]$.

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b \times L_{\max}^4}{\pi^4 \times E \times bn}} \rightarrow I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,5 \times 40 \times 5,9^4}{\pi^4 \times 20000 \times 0,75}}$$

Donc : $h_t \geq 1.92 \text{ m}$

A partir de ces conditions précédentes on prend :

La dalle : $h_d = 50 \text{ cm}$

La nervure: $(bxh) = (75 \times 195) \text{ cm}^2$

IV.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI.1 : caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
18,64	15,63	138550	200802,89

a. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Selon [3] (**Art.10.1.5**), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS V18**.

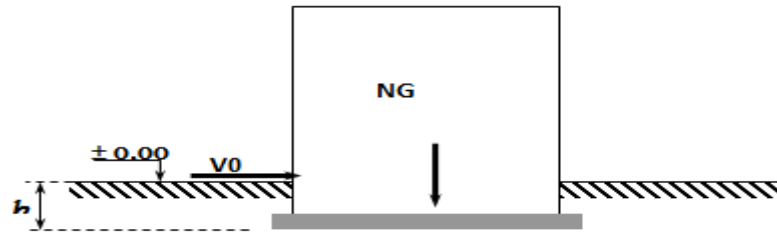


Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment.

- Sens xx :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = 106653 \text{ kN.m} \\ V_0 = 5669,38 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser}} = 94018,52.$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1,95 \times 542,04 = 26424,45 \text{ kN}$$

Donc :

$$N = 120442,97 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 1,95 \text{ m}$.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 106653 + (5669,38 \times 1,95) = 117708,29 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_r}{N} = 0,97 \text{ m} < \frac{B}{4} = 8,58 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- Sens yy:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = 82161,46 \text{ KNm} \\ V_0 = 5113,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Donc:

$$M_R = 92133,04 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_r}{N} = 0,76 \text{ m} < \frac{B}{4} = 6,22 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{94018,52}{542,04} = 173,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 173,45 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

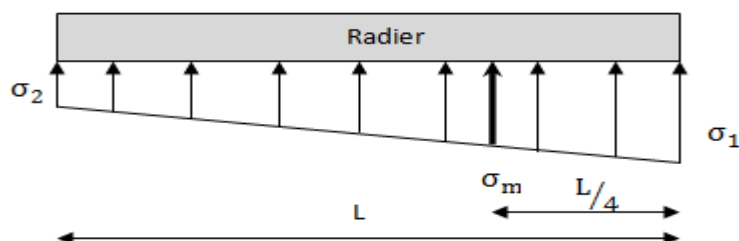


Figure IV.3 : Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx}=138550\text{m}^4$$

$$I_{yy}=200802,89\text{m}^4$$

- **ELU:**

$N_u=N_u$ (structure)+1.35xpois propre de radier nervuré.

$$N_u=128987,16+1.35 \times 26424,45$$

$$N_u=164660,16 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol}=250\text{kN/m}^2$$

($M_{Rx}= 117708,29\text{kN.m}$; $M_{Ry}=92133,04 \text{ KN.m}$).

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	317,04	295,03	313,14
Sens y-y	319,27	295,27	308,02
Vérification	$\sigma_1^{\max}<1,5 \sigma_{sol}=375$	$\sigma_2^{\min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)<1,33\sigma_{sol} = 332,5$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser}=120442,97 \text{ KN}$$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	235,94	208,73	231,63
Sens y-y	230,7	213,7	226,45

Vérification	$\sigma_1^{\max} < \sigma_{sol} = 250 \text{ Mpa}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < \sigma_{sol}$ $= 250 \text{ Mpa}$
---------------------	--	-----------------------	--

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- **ELU :** $\sigma_u = 313,14 \text{ kN} / \text{m}^2$
- **ELS :** $\sigma_{ser} = 231,63 \text{ kN} / \text{m}^2$

VI.3.4.1 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par

Les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 195 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a. Ferrailage de la table du Radier :

1. Détermination des efforts :

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**
 - Moment en travée :
$$M_{tx} = 0,85M_x$$
 - Moment sur appuis :
$$\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x & \text{(autre appuis)} \end{cases}$$
- **Panneau intermédiaire :**
 - Moment en travée :
$$M_{tx} = 0,75M_x$$
 - Moment sur appuis :
$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 313,14kN/m$
- **ELS :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 231,63kN/m$

3. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié**"

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 4,19m ; L_y = 5,9m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,19}{5,9} = 0,71 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,19	5,9	0,71	0,0671	0,4471	313,14	368,88	276,66	164,92	123,69	184,44

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,19	5,9	0,71	0,0731	0,5940	231,63	297,26	222,94	176,57	132,42	148,63

4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$;

$f_e = 500\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 50\text{cm}$;

$d = 0,9h = 45\text{cm}$, fissuration non préjudiciable.

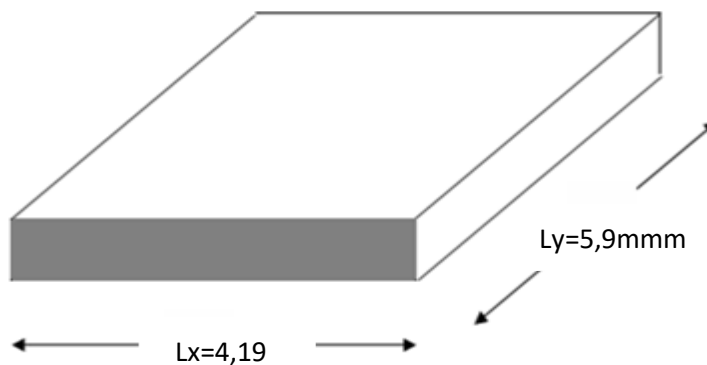


Figure VI.4: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.

Tableau 6.6: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kN.m)	M	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	276,66	0,080	0,011	44,80	14,19	6T20	18,58	16
	y-y	123,69	0,035	0,044	44,20	6,38	6T16	12,06	16
Appui	x-x	184,44	0,053	0,068	43,77	9,68	6T16	12,06	16
	y-y								

➤ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

➤ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S_t=16 cm.

• **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=16 cm

➤ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=16 cm.

5. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,96\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	222,94	18,58	13,29	358484,04	8,26	18	295,80	250	Non vérifié
	y-y	132,42	11,07	10,88	236241,60	6,20	18	285,28	250	Non vérifié
Appuis	x-x	148,63	11,07	10,88	236241,60	6,96	18	320,20	250	Non vérifié
	y-y									

➤ Remarque :

- Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des armatures si nécessaire.

Tableau VI.8: Redimensionnement des armatures.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	6T25	29,45	16
	y-y	6T20	18,85	16
Appui	x-x	6T20	18,85	16
	y-y			

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	222,94	29,45	17,86	768631,92	5,18	15	157,23	250	Vérifié
	y-y	132,42	18,85	14,87	542534,86	3,62	15	143,26	250	Vérifié

Appuis	x-x	148,63	18,85	14,87	542534,86	4,07	15	160,79	250	Vérifie
	y-y									

➤ **Remarque :**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

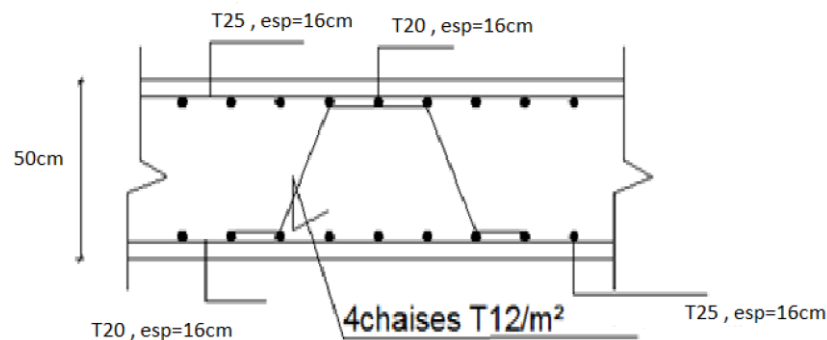


Figure VI.5: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage Des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 75\text{cm} ; h = 195\text{cm} ; d = 175,5\text{cm} ; q = 313,14 \text{ kN/ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,5\% b.h$$

$$\text{Alors : } A_{s \text{ min}} = 73,12 \text{ cm}^2$$

- Sens porteur (y-y) :

L = 5,9m ; $q_u=313,14\text{kN/ml}$.

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1158,16	0.029	0.036	172,97	15,39	8T16	16,08
Appuis	681,27	0.017	0,021	174,02	8,99	8T16	16,08

- Sens non porteur (x - x) :

L = 4,19m; $q_u=313,14\text{kN/ml}$

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	584,11	0.014	0,017	174,51	7,69	8T16	16,08
Appuis	343,59	0.0087	0.010	174,79	4.51	8T16	16,08

a. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 14,53 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Nous avons : $q_{\text{ser}}=231,63\text{KN/ml}$

Tableau VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	432,06	16,08	30,53	6136247,89	1,88	18	147,3	250	Non vérifier
	y-y	856,69	16,08	30,53	6136247,89	3,72	18	292,1	250	Non vérifier
Appuis	x-x	251,57	16,08	30,53	6136247,89	1,34	18	161,2	250	Vérifier
	y-y	503,94	16,08	30,53	6136247,89	2,07	18	171	250	Vérifier

➤ **Commentaire :**

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

Tableau. VI.13 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	y-y	4T16+4T20	20,61

Tableau VI.14: Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	y-y	856,69	20,61	3,20	18	236,84	250	Oui

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u = Min (0,1 f_{c28}; 4 MPa) = 3 MPa

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{313,14 \times 5,9}{2} = 923,76 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{923,76 \times 10^3}{750 \times 1755} = 0,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

* S_t ≤ Min(0,9d; 40cm) = 40cm

* $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 97,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,6\text{cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=0,7\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $b=75\text{cm}$; $d=175,5\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 4,5\text{cm}^2$$

On prend : 4T12=4,52cm²

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=195\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,95 = 5,85\text{cm}^2$$

On opte : 4T14 =6,16cm²

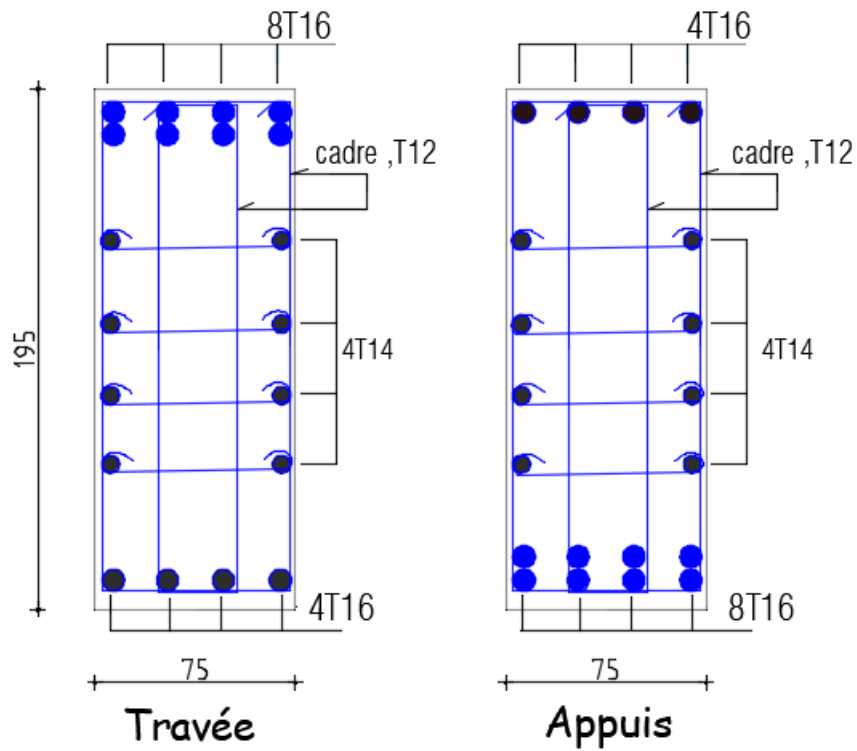


Figure VI.6: Ferrailage des nervures du sens (x-x).

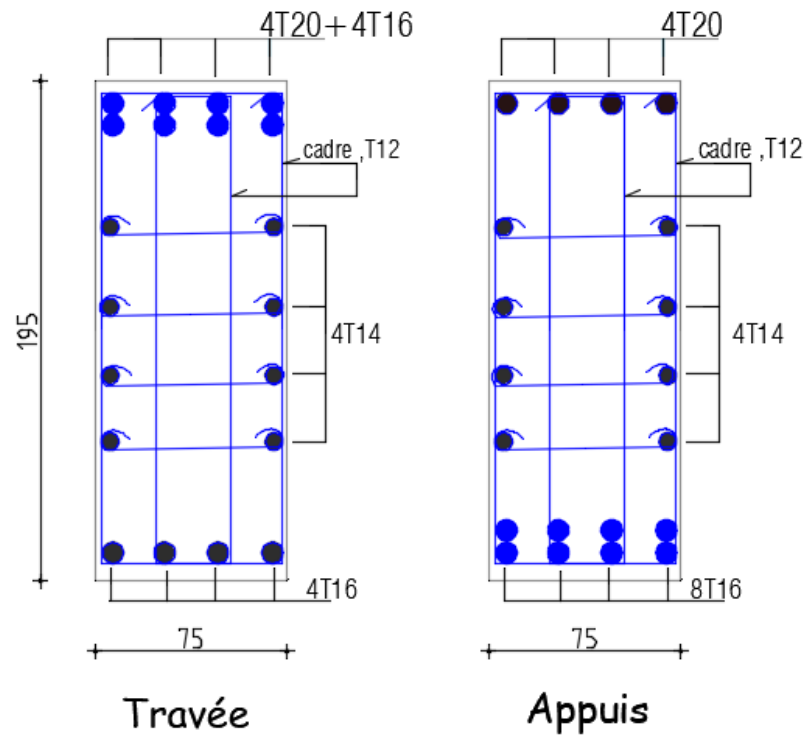


Figure VI.7: Ferrailage des nervures du sens (y-y).

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme est l'un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés (**ETABS V18**).
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour la justification de l'interaction « voiles-portiques ».
- Pour assurer une stabilité totale de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux, on vérifie l'effet su second ordre (Effet P-delta).
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charge prévenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.

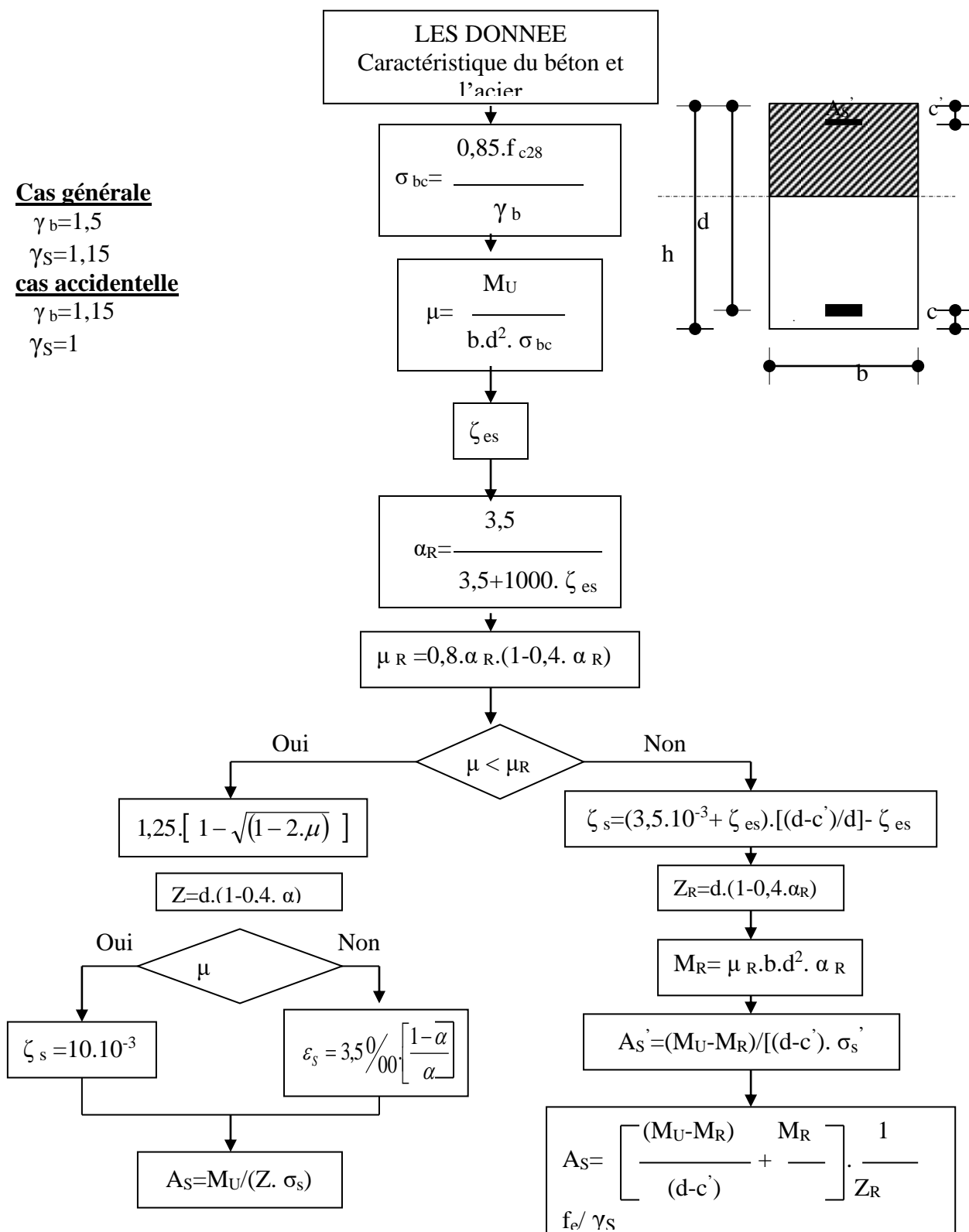
References

REFERENCES

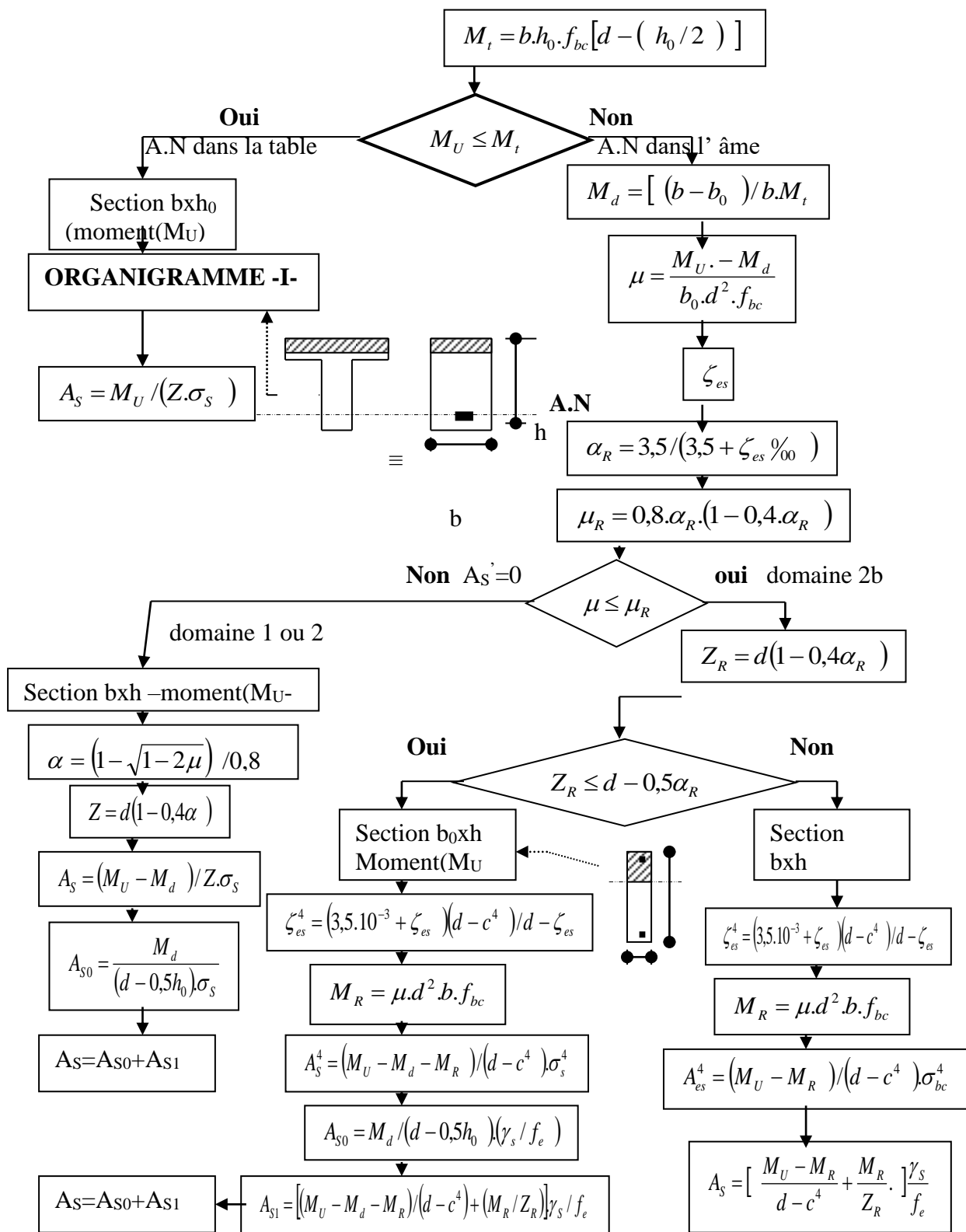
- [1] **BAEL 91 révisées 99** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.
- [2] **DTR CBA.93 C2-41** Règles des conception et de calcul des structures en béton armé .
- [3] **RPA 99 version 2003** : Règles Parasismiques Algériens, Document technique règlementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [4] Charges permanentes et Charges d'exploitation, **DTR-BC 2.2**, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [5] cours béton armé Monsieur Abed Mohamed Master 2 .
- [6] Mémoire De Projet De Fin D'études, Etude d'un bloc de la direction BNA en béton armé et en charpente métallique (R+10+4SS) Avec la mise en application d'une peinture anti corrosion qui présenté par Redouane Yahiaoui et Chaka Modibo DIARRA.
- [7] Mémoire De Projet De Fin D'études, Etude D'un Bâtiment A Usage Administratif En Béton Arme (R+8) Contrevente Par Portiques Et Voiles Avec Vérification Au Feu Qui Présenté Par Abdou Fahim Et Mekaideche Abderazak.

Annexe

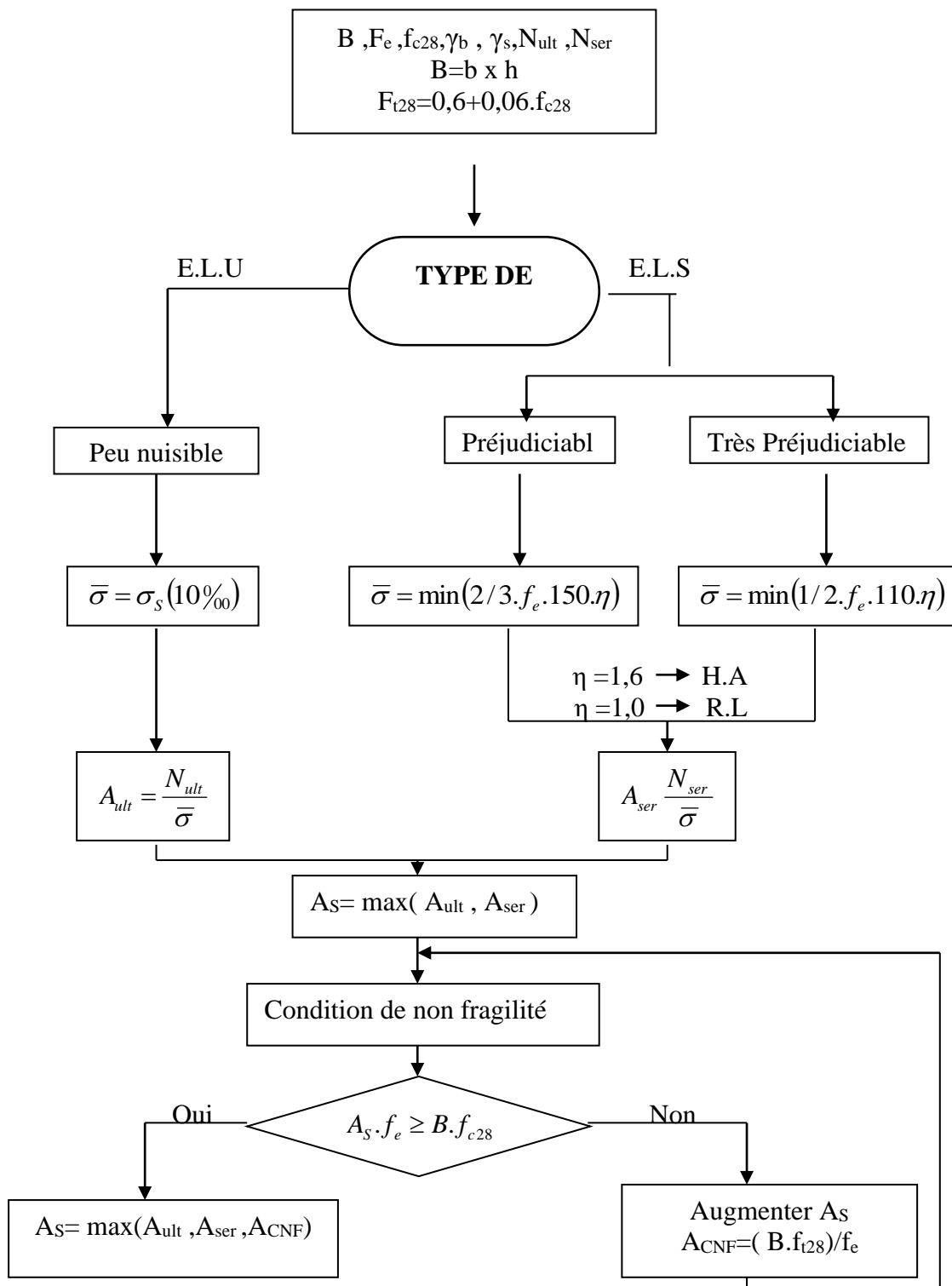
ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



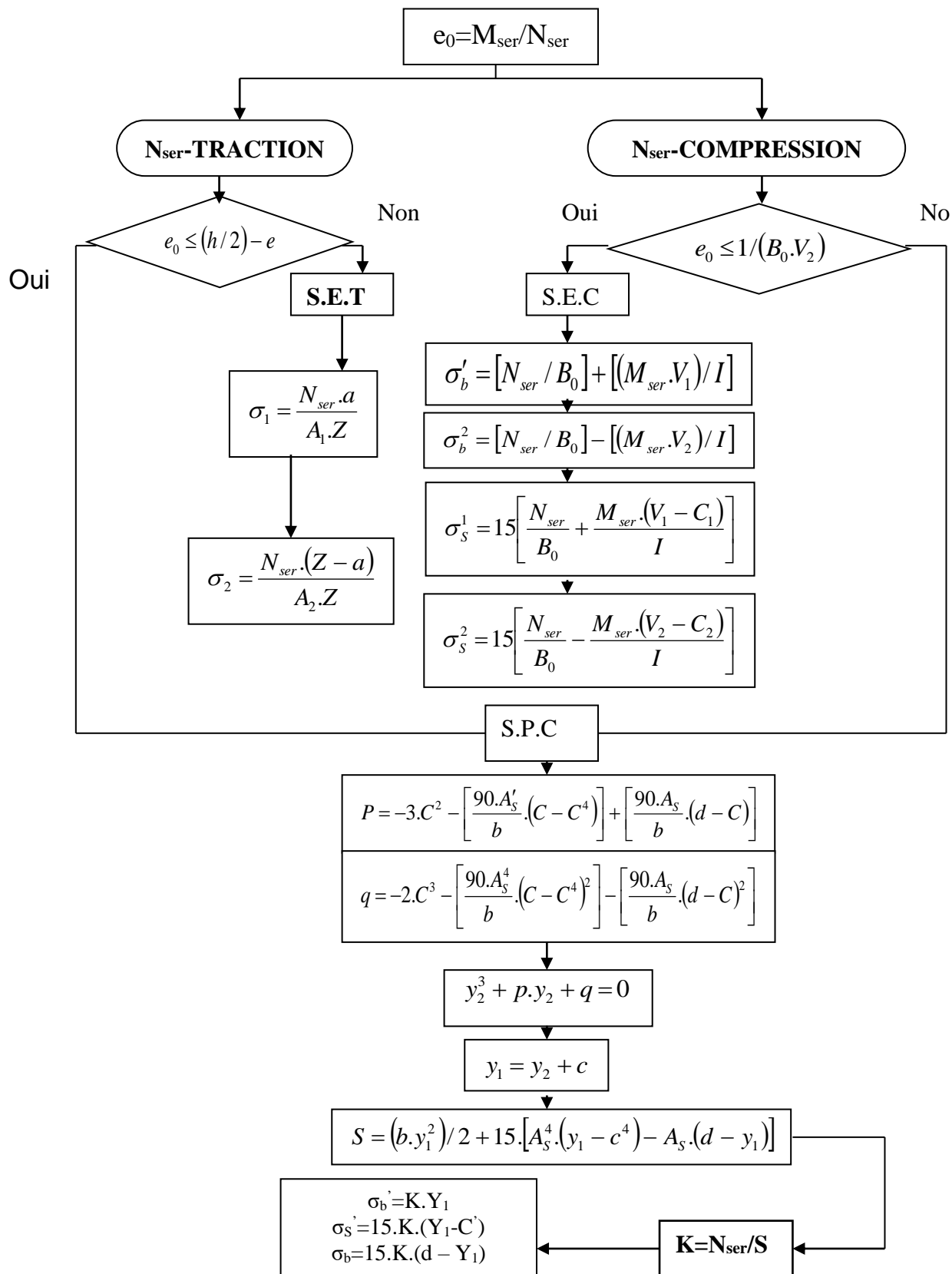
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



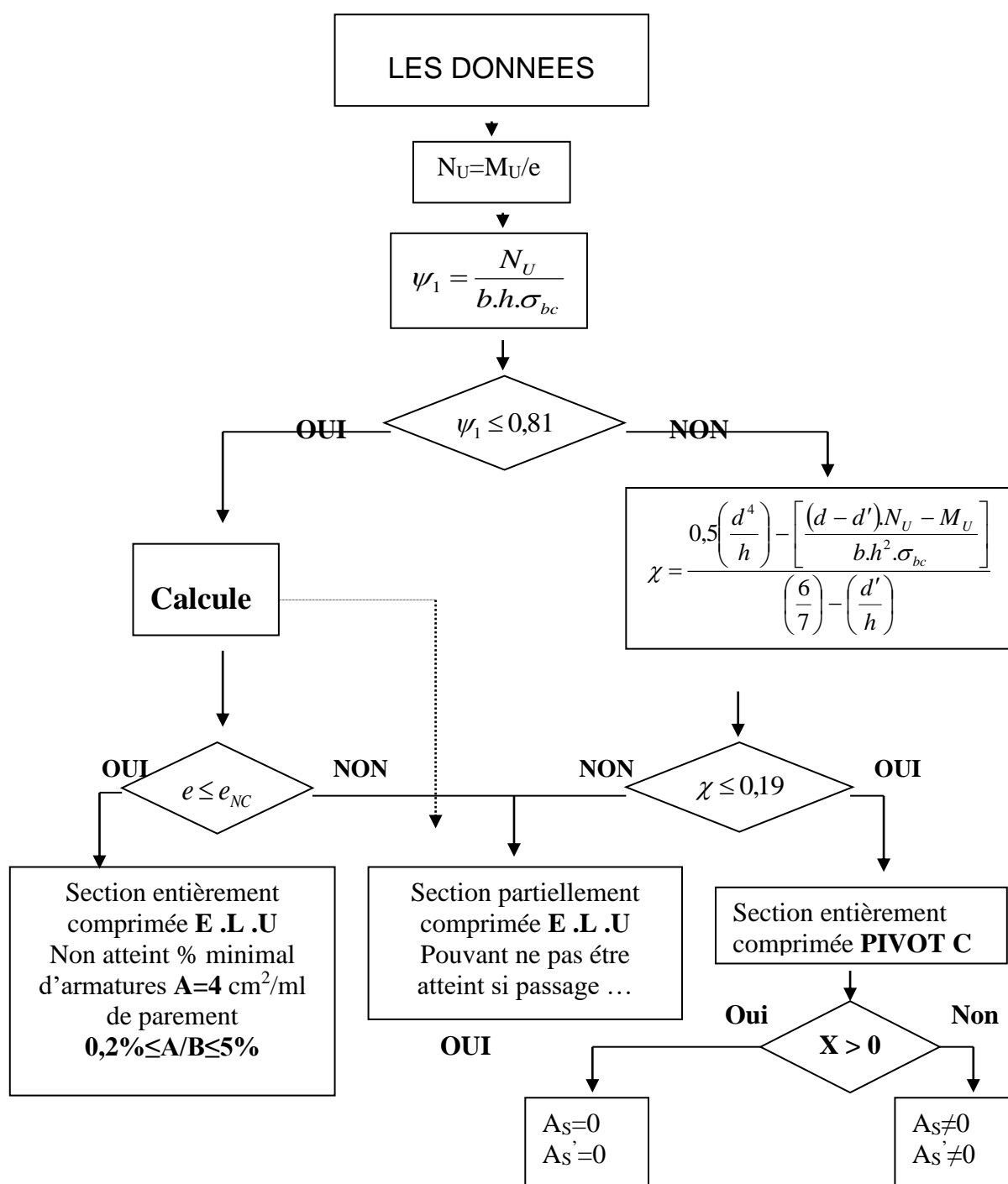
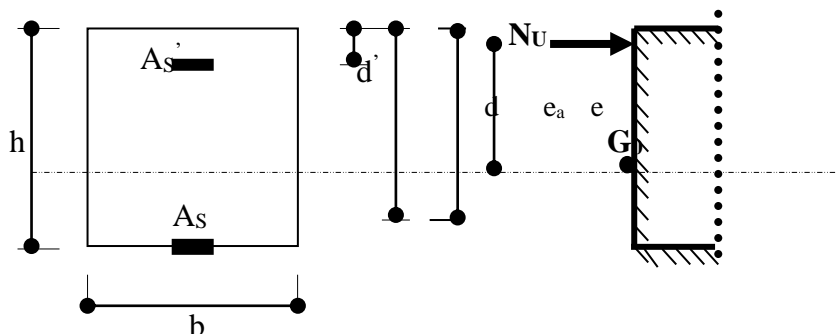
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



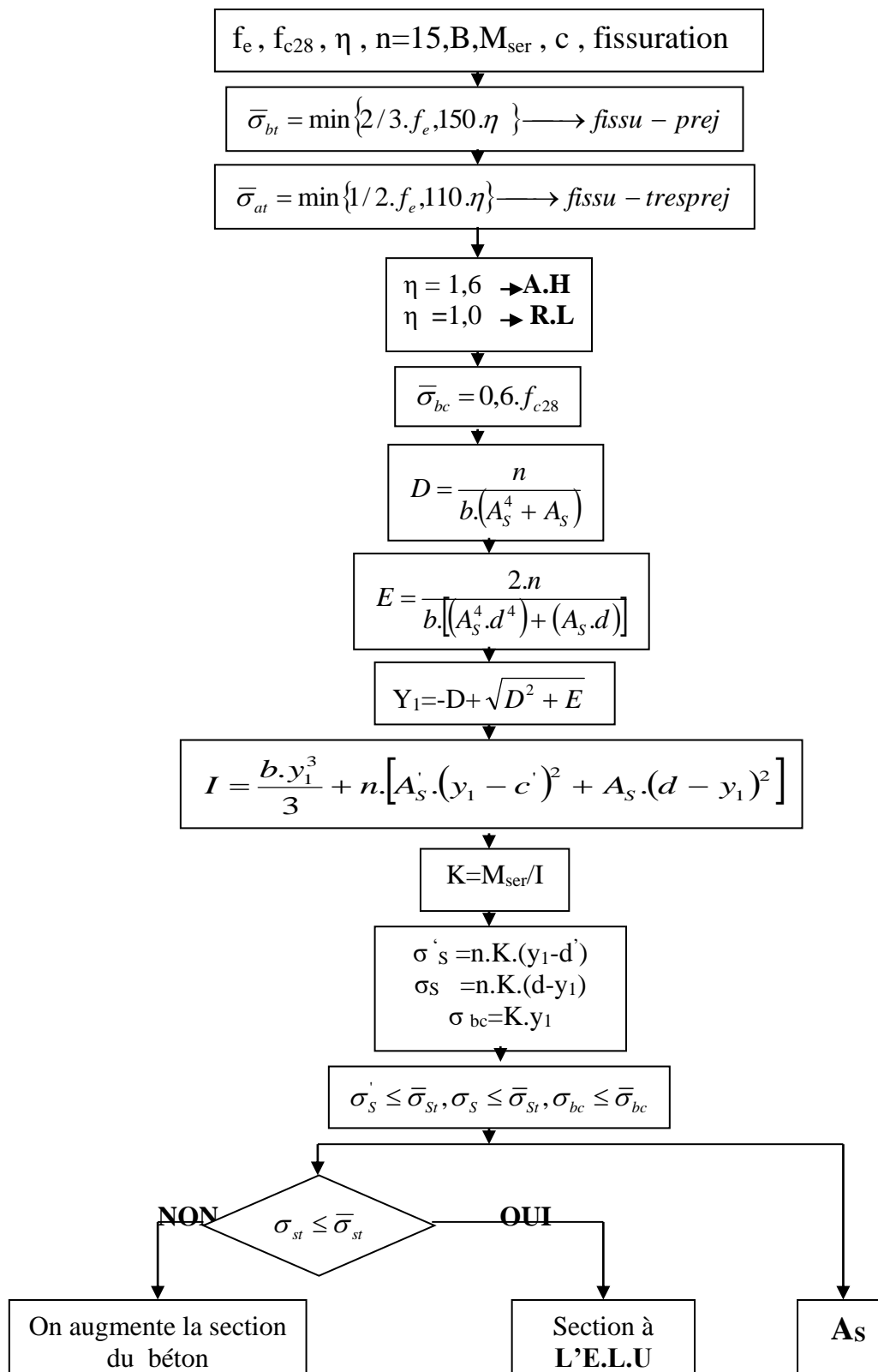
**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



**ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**

