

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

جامعة سعد دحلب البليدة

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Matériaux

ETUDE D'UN BATIMENT R+7+2 SOUS-SOL EN BETON ARME A USAGE D'HABITATION

Soutenu par

BELKACEM Naouader

RAFAI Aicha

Présenté devant :

Mr. DERBAL Ismail



Blida, 2023

المخلص

الهدف من هذا العمل هو التصميم الزلزالي لمبنى ذو طابع سكني الذي يتكون من طابقين سفليين (R+7+2 S/Sol) الواقع في ولاية البليدة التي هي جزء من منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الروافد والأعمدة والجدران. تم إنشاء الدراسة والتحليل الزلزالي لهذا المشروع بواسطة البرنامج (ETABS 20v2.0).

تم إجراء التصميم وفقًا للوائح البناء المطبقة في الجزائر (BAEL99، RPA99 v2003).

تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة، الروافد) بواسطة برامج التعزيز SOCOTE، بينما تم عمل الأشرعة باستخدام برنامج Excel.

الكلمات المفتاحية: الهيكل الخرساني المسلح، أنظمة البناء، الهياكل ETABS 2020.

ABSTRACT

The goal of this work is the seismic design of a building which consists of Ground floor + 7 floors + two basements located in the wilaya of Blida which is part of a zone of high seismicity (Zone III) according to the Algerian earthquake regulation.

The stability of the structure is ensured by beams, posts and walls. The study and the seismic analysis of this project were established by the software (ETABS 2020v2.0).

The design was made in accordance with the construction regulations applied in Algeria (RPA99 v2003, BAEL99).

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the reinforcement software

SOCOTEC, while that of the sails was done using the Excel program.

Keywords: Reinforced concrete structure, building regulations, ETABS 2020.

RESUME

Le but de ce travail est la Conception parasismique d'un bâtiment qui se compose en R+7+2 S/sol à usage unique d'habitation implanté à la wilaya de Blida qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique Algérien.

La stabilité de la structure est assurée par des poutres, poteaux et voiles. L'étude et l'analyse sismique de ce projet ont été établies par le logiciel **(ETABS 2020v2.0)**.

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie **(RPA99 v2003, BAEL99)**.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par les logiciels de ferrailage

SOCOTEC, alors que celui des voiles a été fait à l'aide du programme Excel.

Mots-clés : Structure en béton armé, règlements de construction, ETABS 2020.

Remerciements.

*Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué
à notre formation et qui nous ont aidées lors*

De la rédaction de ce mémoire

*Nous voudrions dans un premier temps remercier infiniment
notre promoteur Mr. I. DERBAL de nous avoir encadrés,*

orientés,

Aidés et conseillés.

*Nous remercions les membres du jury qui prendront le temps de
lire et évaluer ce travail.*

*Pour finir, nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers
les enseignants du département de génie civil de l'université de
SAAD DAHLEB qui ont contribué à notre succès*

Dédicaces

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

*À ma grand-mère, ma mère et mon père qui m'ont toujours soutenu,
répondu à mes besoins.*

À mon frère Noufel

Et ainsi qu'à toute la famille

*À mon binôme aicha qui est toujours présente pour me soutenir ainsi
qu'à mon proche ami Tamani Sur tout leur parents et les ingénieurs*

Toute la promotion de génie civil 2023

N.....

Dédicaces

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

*À ma grand-mère, ma mère et mon père qui m'ont toujours soutenu,
répondu à mes besoins.*

À mes frères ABDELKADER et SIDALI

A mes sœur NAIMA , HANAN . et NESRIN

Et ainsi qu'à toute la famille

*À mon binôme BELKACEM NAOUADER qui est toujours présente pour
me soutenir ainsi qu'à mon proche ami NAIMA*

Et bien sûr à mes amis, et Aussi à mes camarades, FATIMA

,MISSAHIL, FATIMA ATABI et IMAN , CHAFIA, FAWZIA, FIDIA, DJAHIDA

Toute la promotion de génie civil 2023

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$: Axe neutre
- A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A'_s : Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- 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.
- 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.

LISTE DES SYMBOLES

- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- h : Hauteur totale d'une section
- h_0 : Hauteur d'une table de compression
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- 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.
- 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_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- 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.

LISTE DES SYMBOLES

- M : Moment, Masse.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- 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.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ε_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ε_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA.....	13
Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse.....	14
Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.....	14
Tableau II. 4: Charge du mur extérieur.....	15
Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon).....	15
Tableau II. 6 : La Surcharge avec loi dégression.....	16
Tableau II. 7: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central).....	19
Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux.....	22
Tableau II. 9: Vérification de critère de résistance.....	22
Tableau II. 10: Dimensions des éléments porteurs.....	24
Tableau III. 1: Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type 01.....	32
Tableau III. 2 : Suite de tableau 1.....	33
Tableau III. 3 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type 02.....	34
Tableau III. 4 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type 03.....	35
Tableau III. 5 : Les résultats des moment et l'effort tranchant maximum.....	35
Tableau III. 6 : Choix de section d'armature.....	39
Tableau III. 7 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher étage type 01.....	42
Tableau III. 8 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher étage type 02.....	42
Tableau III. 9 : Suite de tableau 8.....	43
Tableau III. 10 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher étage Type 03.....	43
Tableau III. 11 : Suite de tableau 10.....	44
Tableau III. 12 : Les résultats des moment et l'effort tranchant maximum.....	44
Tableau III. 13 : Choix de section d'armature.....	47
Tableau III. 14 : Combinaison des charges.....	52
Tableau III. 15 : Résultats des efforts internes.....	52
Tableau III. 16 : Ferrailage du porte-à-faux.....	53
Tableau III. 17 : Vérification des contraintes du porte-à-faux.....	53
Tableau III. 18 : Rez-de-chaussée avec Etage courant.....	55

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 19 : Evaluation des charges et surcharges pour le palier	56
Tableau III. 20 : Evaluation des charges et surcharges pour la volée.....	56
Tableau III. 21 : Combinaison des charges.....	57
Tableau III. 22 : Résultats de ferrailage de la Volée	58
Tableau IV. 1: Facteur de qualité « Q ».	69
Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	70
Tableau IV. 3: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.....	71
Tableau IV. 4: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	72
Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	73
Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.....	74
Tableau IV. 7: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	75
Tableau IV. 8: Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.....	76
Tableau IV. 9 : Le pourcentage des charges reprise sur les voiles et les portiques	76
Tableau V. 1: Contraintes du béton et de l'acier.	78
Tableau V. 2: Calcul du ferrailage des poteaux.	81
Tableau V. 3: Suite du Calcul du ferrailage des poteaux.	82
Tableau V. 4: Pourcentage d'armatures minimal.	82
Tableau V. 5 : Suite de tableau 4.....	83
Tableau V. 6: Choix d'armatures verticales des poteaux.	83
Tableau V. 7: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).....	84
Tableau V. 8: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).....	84
Tableau V. 9 : Suite de tableau 8.....	85
Tableau V. 10: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.	86
Tableau V. 11: Espacement des cadres des poteaux.	87
Tableau V. 12: Choix d'armatures transversales des poteaux.....	88
Tableau V. 13 : Vérifications des contraintes des poteaux du sous-sol 1et 2.	89
Tableau V. 14: Schémas de ferrailage de poteaux.	90
Tableau V. 15 : Ferrailage des poutres principales et secondair.	92
Tableau V. 16 : Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires	92
Tableau V. 17 : Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.....	94
Tableau V. 18 : Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.	94

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 19 : Re vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.....	95
Tableau V. 20: Schémas de ferrailage des poutres.....	99
Tableau V. 21 : Résultats détaillés du ferrailage vertical.....	104
Tableau V. 22 : Choix du ferrailage vertical des voiles	104
Tableau V. 23: Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles.....	105
Tableau V. 24: Résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.....	105
Tableau V. 25: Choix du ferrailage vertical des voiles	108
Tableau V. 26: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.....	108
Tableau V. 27: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	108
Tableau V. 28 : Suite de tableau 27.....	109
Tableau V. 29: choix du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.....	109
Tableau V. 30: Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.....	109
Tableau V. 31: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	112
Tableau VI. 1 : Section des semelles filantes continue.....	116
Tableau VI. 2 : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux	117
Tableau VI. 3 : Dimensions des semelles filantes.....	118
Tableau VI. 4 : Vérification de la portance du sol	119
Tableau VI. 5 : Vérification de la stabilité au renversement.....	119
Tableau VI. 6 : Ferrailage des semelles filantes	120
Tableau VI. 7 : Ferrailage des nervures	120
Tableau VI. 8 : Vérification des contraintes à l'ELS	121
Tableau VI. 9 : Vérification des contraintes à l'ELS après le nouveau choix	121
Tableau VI. 10 : Calcul des armatures transversales	121
Tableau VI. 11: Ferrailage du Voile Périphérique.....	124
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes à l'ELS.....	125
Tableau VI. 13: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	125

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Plan de situation.....	2
Figure I. 2 : Vue en 3D de bâtiment	3
Figure I. 3: Schéma Plancher à corps creux	4
Figure I. 4: Brique creuse	5
Figure I. 5: Escalier à 2 volées	6
Figure I. 6: Diagramme Contraintes -Déformations du béton.....	8
Figure I. 7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	9
Figure I. 8: Diagramme contrainte déformation d'acier.....	9
Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux.....	11
Figure II. 2: Schéma de la dalle.....	12
Figure II. 3: Schéma de la surface (poteau central).....	17
Figure II. 4: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003)	23
Figure III. 1: Schéma d'acrotère.....	25
Figure III. 2: Corps Creux.....	28
Figure III. 3: Plancher corps creux.....	29
Figure III. 4: Moment fléchissant sur appuis	32
Figure III. 5: Effort tranchant sur appuis	32
Figure III. 6 : Moment fléchissant sur appuis	33
Figure III. 7 : Effort tranchant sur appuis	33
Figure III. 8 : Moment fléchissant sur appuis et l'effort tranchant sur appuis Type 03	34
Figure III. 9 : Dimensions de la poutrelle	36
Figure III. 10 : Schéma de ferrailage de la poutrelle (plancher terrasse).....	41
Figure III. 11 : Schéma de ferrailage de la poutrelle (étage courant)	49
Figure III. 12 : Dimensions du balcon	51
Figure III. 13 : Schéma statique de la porte à faux	52
Figure III. 14 : Schéma de ferrailage de la porte à fau	54
Figure III. 15 : Schéma statique des volées	54
Figure III. 16 : Schéma statique de la Volée.....	57
Figure III. 17 : Résultats des moments fléchissent a l'ELU	57
Figure III. 18 : Résultats de l'effort tranchant a l'ELS	57
Figure III. 19 : Coupe de ferrailage d'escalier.....	59

LISTE DES FIGURES

Figure III. 20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	61
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	66
Figure IV. 2: modèle initial.	70
Figure IV. 3: Modèle final.....	73
Figure V. 1 : Disposition des voiles avec numérotation.....	102
Figure V. 2 : Exemple de ferrailage du voile RDC (L=4,45m).....	112
Figure V. 3 : Exemple de ferrailage du voile RDC (L=3,50m).....	112
Figure V. 4 : Exemple de ferrailage du voile RDC (L=1,00m).....	112
Figure VI. 1 : schéma de ferrailage des semelles filantes	120
Figure VI. 2 : Schema de ferrailage de nervure A et D.....	122
Figure VI. 3 : Schéma de ferrailage de nervure B et C	122

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

ملخص

Abstract

Liste des symboles

List des tableaux

List des figures

Sommaire

Plans

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1	Introduction.....	2
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	2
	I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation	3
	I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan.....	3
I.3	Conception de la structure.....	3
	I.3.1 Ossature de l'ouvrage.....	3
	I.3.2 Planchers.....	3
	I.3.3 Poteaux	4
	I.3.4 Poutres	5
	I.3.5 Classification du bâtiment	5
	I.3.6 Maçonnerie	5
	I.3.7 Revêtement	5
	I.3.8 Escaliers.....	5
	I.3.9 Caractéristique du sol	6
I.4	Caractéristiques des matériaux.....	6
	I.4.1 Le Béton	6
	I.4.2 Acier	9

SOMMAIRE

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction	11
II.2	Pré dimensionnement des planchers.....	11
II.2.1	Plancher à Corps Creux	11
II.2.2	Balcon (dalle pleine).....	12
II.3	Pré dimensionnement des poutres	12
II.4	Pré dimensionnement des poteaux	14
II.4.1	Surface d'influence du poteau	17
II.4.2	Dimensionnement des poteaux	19
II.5	Pré dimensionnement des voiles	23
II.6	Conclusion.....	24

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	ACROTÈRE	25
III.1.1	Chargements de l'acrotère	25
III.1.2	Calcul des efforts	25
III.1.3	Calcul du ferrailage.....	26
	Calcul des armatures verticales.....	26
III.2	LES PLANCHERS	28
III.2.1	Introduction.....	28
III.2.2	Plancher Corps Creux	28
III.2.3	Ferrailage de la dalle de compression.....	50
III.3	PORTE A FAUX	51
III.3.1	Introduction.....	51
	Condition de non fragilité :	53
	Vérification de l'effort tranchant :	53

SOMMAIRE

Vérification des contraintes à L'ELS :	53
III.4 LES ESCALIERS	54
III.4.1 Introduction.....	54
III.4.2 Caractéristiques Géométriques	55
III.4.3 Evaluation des charges et surcharges.....	56
III.4.4 Sollicitations et ferrailage	57
III.4.5 Ferrailage	58
III.4.6 Vérifications.....	59
III.5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE.....	60

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET THERMIQUE

IV.1 Introduction	62
IV.2 Caractéristique dynamiques propres	62
IV.3 Modélisation de la structure	62
IV.3.1 Introduction.....	62
IV.3.2 Modélisation de la rigidité	62
IV.3.2.1 Les éléments de portique.....	62
IV.3.2.2 Les voiles.....	63
IV.3.2.3 Le Diaphragme	63
IV.3.3 Conception du contreventement vertical.....	63
IV.3.4 Modélisation de la masse	63
IV.4 Etude sismique	63
IV.4.1 Introduction.....	63
IV.4.2 Choix de la méthode de calcul	64
IV.4.2.1 La méthode statique équivalente	64
IV.4.2.2 La méthode modale spectrale	65
IV.4.3 Effort tranchant à la base	66

SOMMAIRE

IV.4.3.1	Calcul de l'effort tranchant a la base par la méthode statique équivalente	67
IV.4.4	Estimation de la période fondamentale de la structure « T »	67
IV.4.5	Vérification des déplacements inter étage	69
IV.5	Résultats de l'analyse dynamique du modèle.....	70
IV.5.1	Modèle initial	70
IV.5.1.1	Caractéristiques dynamique propres du modèle.....	70
IV.5.1.2	Constatations	71
IV.5.1.3	Résultantes des forces sismiques.....	71
IV.5.1.4	Vérification des déplacement inter étage	71
IV.5.1.5	Vérification spécifique aux sollicitation normales.....	72
IV.5.2	Modèle final	73
IV.5.2.1	Caractéristiques dynamique propres du modèle final	73
IV.5.2.2	Constatations	74
IV.5.2.3	Résultantes des forces sismiques.....	74
IV.5.2.4	Vérification des déplacement inter étage	74
IV.5.2.5	Vérification spécifique aux sollicitation normales.....	75
IV.5.2.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	75
IV.5.2.7	Justification du choix du coefficient de comportement	76
IV.6	Conclusion.....	77

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1	Introduction	78
V.2	Ferraillage des poteaux.....	78
V.2.1	Introduction	78
V.2.2	Combinaisons d'actions	79
V.2.3	Recommandations du « BAEL91 modif 99 »	79
V.2.4	Recommandations des « RPA 99 modif 2003 ».....	79
V.2.5	Méthode de calcul	80
V.5.1.1	Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC	80

SOMMAIRE

V.2.6	Calcul du ferrailage	81
V.2.7	Choix des armatures	83
V.2.8	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	83
V.2.9	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	85
V.2.10	Ferrailage transversal des poteaux	86
V.2.11	Longueur de recouvrement.....	88
V.2.12	Ferrailage des poteaux du sous-sol	88
V.2.13	Calcul du ferrailage	89
V.2.14	Ferrailage transversal	90
V.3	Ferrailage des poutres.....	90
V.4	FERRAILLAGE DES VOILES :.....	100

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1	Introduction	115
VI.2	Caractéristiques du sol.....	115
VI.3	Choix du type des fondation.....	115
VI.3.1	Semelles isolées	115
VI.3.2	Semelles filantes	116
VI.3.2.1	Calcul des semelles filantes	117
VI.3.2.2	Détermination des coefficients de répartition.....	117
VI.3.2.3	Dimensionnement des semelles filantes	118
VI.3.2.4	Dimensionnement des nervures	118
VI.3.2.5	Vérification de la portance du sol	119
VI.3.2.6	Vérification de la stabilité au renversement ^[1]	119
VI.3.2.7	Ferrailage des semelles filantes	120
VI.3.2.8	Ferrailage des nervures	120
VI.3.2.9	Vérification des contraintes à l'ELS.....	121
VI.3.2.10	Armatures transversales	121
VI.3.2.11	Armatures de peau	122

SOMMAIRE

VI.4 Etude du voile périphérique	123
VI.4.1 Introduction.....	123
VI.4.2 Évaluation des Charges.....	123
VI.4.3 Effort dans la Dalle	123
VI.4.4 Calcul du Ferrailage.....	124
VI.4.5 Vérifications nécessaires.....	124
Conclusion générale.....	126
Liste des références	
Annexes	

Introduction Générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+7+2 Sous-sol en béton armé implanté en zone de fort sismicité (Blida) zone III.

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. En second chapitre y'aura le pré dimensionnement des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires. L'objet du quatrième chapitre Sera l'étude sismique conçu par un logiciel La cinquième étape consiste de ferrailer tous les éléments résistants et enfin la dernière partie sera dédiée pour la conception de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction

Dans ce chapitre on va voir une description de notre projet ainsi que les diverses caractéristiques de notre bâtiment, sans oublier : les différentes hypothèses de calcul, règlements et normes utilisés.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente (logements promotionnels + commerces + services) étude est un bâtiment irrégulier de (R+7+2 sous-sols) à usage d'habitation et de commerce en béton armé composé de portiques et de voiles avec deux terrasses inaccessibles et accessible.

- Le RDC est à usage d'habitation.
- Les 7 étages autres sont à usage d'habitation.
- Les deux sous-sols est un parking.
- L'ouvrage comporte :
 - 01 cage d'escaliers
 - 01 cage d'ascenseur

L'ouvrage sera implanté à Cité Mohamed Boudiaf wilaya de Blida qui est classée comme une zone sismique (III) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).

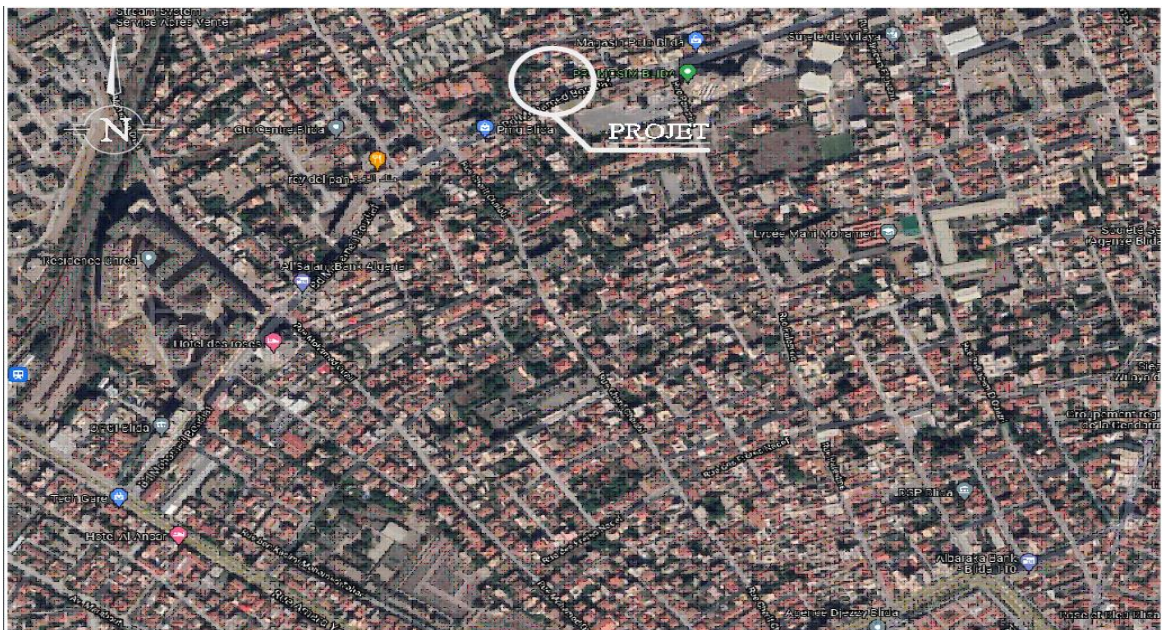


Figure I. 1 : Plan de situation



Figure I. 2 : Vue en 3D de bâtiment

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... **$H_T = 26,43$ m.**
- Hauteur rez-de-chaussée **$H_{RDC} = 3,23$ m.**
- Hauteur de l'étage courant **$H_e = 3,23$ m.**
- Hauteur de sous-sol 01..... **$H_{s/sol} = 2,37$ m.**
- Hauteur de sous-sol 02..... **$H_{s/sol} = 2,88$ m.**

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan

- Longueur totale en plan..... **$L = 27,42$ m.**
- Largeur totale en plan..... **$L = 19,06$ m.**

I.3 Conception de la structure

I.3.1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Planchers

On va travailler par 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **60 cm** de corps creux (**hourdis**) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4 ou 5 cm**.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

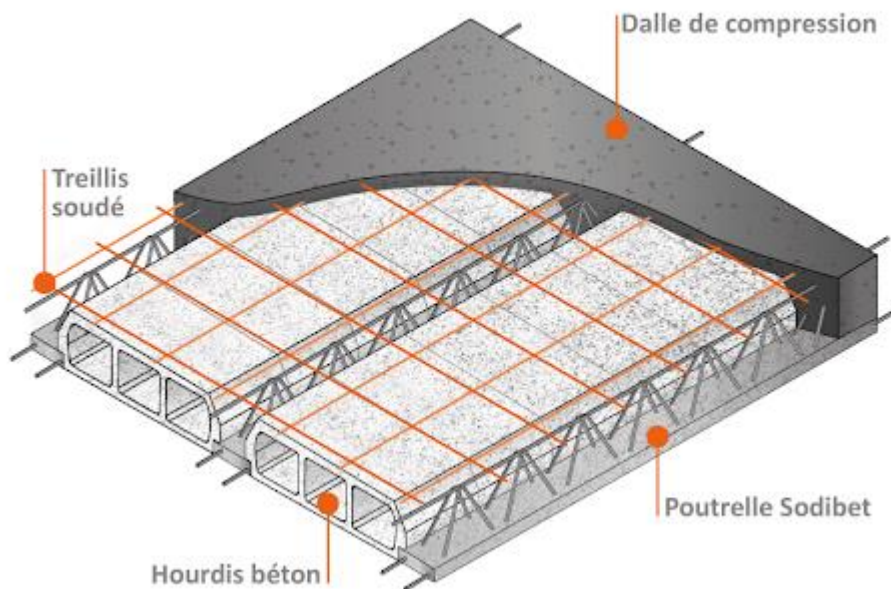


Figure I. 3: Schéma Plancher à corps creux

- **Planchers dalle pleine**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3 Poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par 1 seul type de poteaux le poteau carré.

I.3.4 Poutres

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I.3.5 Classification du bâtiment

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**" selon le RPA, car il est à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les **48 m**.

I.3.6 Maçonnerie

a. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm (10+5+10)**.

b. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I. 4: Brique creuse

I.3.7 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.8 Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a **1** type d'escalier :

- Escaliers à **2** volées.

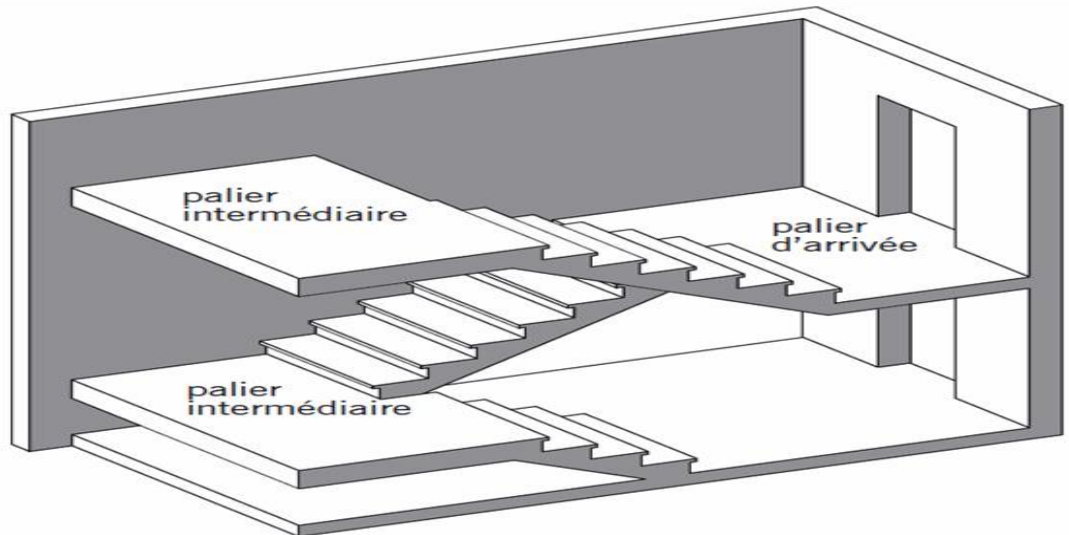


Figure I. 5: Escalier à 2 volées

I.3.9 Caractéristique du sol

La structure est implantée sur **un sol meuble**, de contrainte admissible de **2,0 bars**.

I.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **BAEL91/99**.

I.4.1 Le Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (**graviers, sable**) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b. Résistances du béton

• Résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par f_{c28}

$$\begin{aligned}
 j < 28 \text{ jours} : f_{cj} &= 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1) \\
 j > 28 \text{ jours} : f_{cj} &= f_{c28} \\
 j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} &= 1,1 \times f_{c28}
 \end{aligned}
 \quad [1]$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm** (section **200 cm²**) et de hauteur **32 cm**.

- **Résistance du béton à la traction**

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \text{ (MPa)} \quad [1]$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$- f_{c28} = 30 \text{ MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

- a. **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée " E_{ij} "**

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 34179,557 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation longitudinale différée " E_{vj} "**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 1149,76 \text{ MPA}$$

- b. **Coefficient de Poisson**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

c. Poids volumique

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

• **Les contraintes Limites**

1. Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times F_c j}{\gamma_b \times \theta} \quad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ dans le cas contraire.

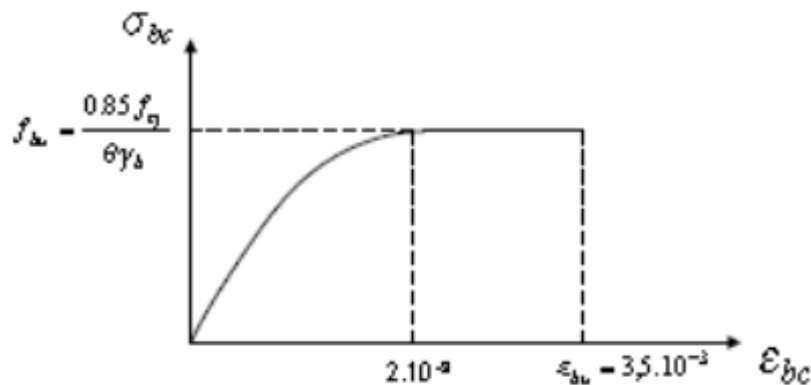


Figure I. 6: Diagramme Contraintes -Déformations du béton

2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

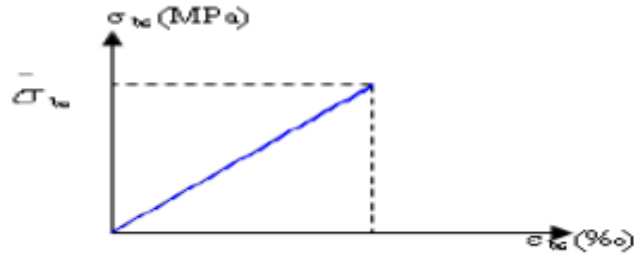


Figure I. 7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.4.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a. Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

b. Module d'élasticité des aciers

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

c. Contrainte limite

• Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure (I.8).

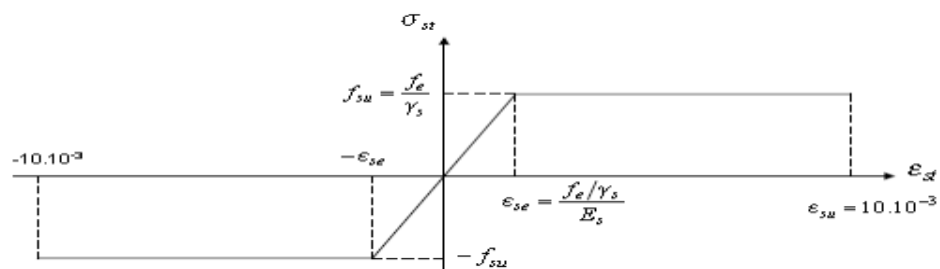


Figure I. 8: Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\varepsilon_s = \Delta L/L$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service ELS**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}))$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \xi$.
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (**HA**). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- d. **Le coefficient d'équivalence**

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport : $n = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_s} = 15$

- **n** : Le coefficient d'équivalence.
- ε_s : Module de déformation de l'acier.
- ε_b : Module de déformation de béton.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le **RPA99 version 2003** et le **BAEL91 m99**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.1 Plancher à Corps Creux

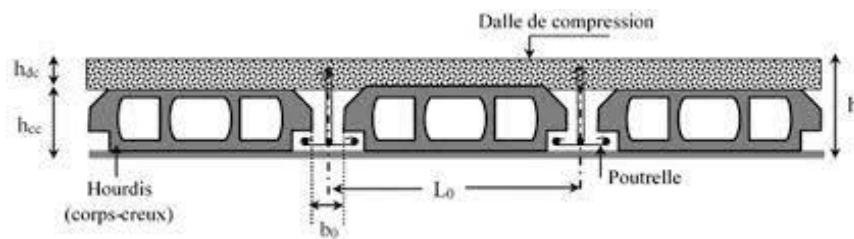


Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad [1]$$

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- H_t : hauteur totale planché

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens **vertical**

On aura alors :

$$L = 555 - 30 = 525 \text{ cm}$$

$$H_t \geq (525 / 22,5) = 23,33 \text{ cm}$$

Conclusion

On va prendre l'épaisseur de 20+5

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

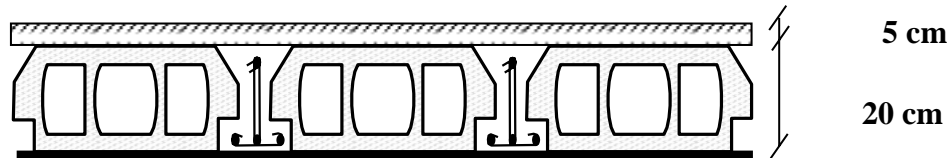


Figure II. 2: Schéma de la dalle

20 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Balcon (dalle pleine)

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : c'est la portée libre du balcon

Dans notre cas $L_0 = 1,40 \text{ m}$

$$e \geq (1,40 / 10) = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm} \text{ on va prendre } e = 15 \text{ cm}$$

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10 :$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003 (**article 7.5.1**) relative au coffrage des poutres à savoir :

$$b \geq 20$$

$$H \geq 30$$

$$h/b \leq 3$$

A. Poutres principales

$$L_{\text{max}} = 580 - 30 = 545$$

$$(545/15) \leq h \leq (545/10)$$

$$36,5 \text{ cm} \leq h \leq 54,4 \text{ cm}$$

On va prendre **$h = 45 \text{ cm}$**

La largeur sera donc $0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45$

$$13,50 \text{ cm} \leq b \leq 31,50 \text{ cm}$$

On va prendre **b = 30 cm**

B. Poutres secondaires

$$L_{\text{max}} = 555 - 30 = 525$$

$$(525/15) \leq h \leq (525/10)$$

$$35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 40 cm**

La largeur sera donc $0,3 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On va prendre **b = 30 cm**

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 45\text{cm}$	$h = 40\text{cm}$	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b=30\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1,50$	$\frac{h}{b} = 1,33$	Vérifiée

- **Conclusion**

On vat opter pour la section (30 x 45) cm² pour les poutres principales

On vat opter pour la section (30 x 40) cm² pour les poutres secondaires

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 30 = 18 \text{ MPA}$$

1) Charges permanentes

- Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Protection en gravier	20	0,05	1
Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Papier kraft	/	/	0,01
Forme en pente	22	0,10	2,2
Polyane	/	/	0,01
Planche en corps creux	/	0,25	3,25
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
			G_t = 6,8 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G = 6,8 \text{ kN/m}^2$

- Plancher étage

Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,02	0,36
Plancher en corps creux	/	0,25	3,25
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons de séparation	-	0,1	1
			G_t = 5,61 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G= 5,61 \text{ kN/m}^2$.

- **Mur extérieur**

Tableau II. 4: Charge du mur extérieur

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	e (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.02	0,2
Briques creuses	09	0.15	1,35
Briques creuses	09	0,1	0,9
Enduit de ciment	18	0.02	0,36
Lame d'air	/	0,1	0,00
			$G_t = 2,81 \text{ kN/m}^3$

La charge permanente totale qu'on a est $G= 2.81 \text{ kN/m}^2$.

- **Dalle pleine (balcon)**

Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	e (m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,56
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
			$G_t = 5,51 \text{ kN/m}^3$

La charge permanente totale qu'on a est $G=5,51 \text{ kN/m}^2$.

2) Charges d'exploitations

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible est $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible et d'étage à usage d'habitation $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher a usage de parking est $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour les escaliers est $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

• **Descente de charges**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

• **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,75 Q. [3]

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles.

Tableau II. 6 : La Surcharge avec loi dégression

Niveau	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)
P7	Q0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P6	Q1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P5	Q2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
P4	Q3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P3	Q4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
P2	Q5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
P1	Q6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
RDC	Q7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,50
S/Sol 01	Q8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,28
S/Sol 02	Q9	$\Sigma_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10,72

- **Calcul de la descente de charges**

On doit tout d'abord choisir le poteau le **plus sollicité** :

II.4.1 Surface d'influence du poteau

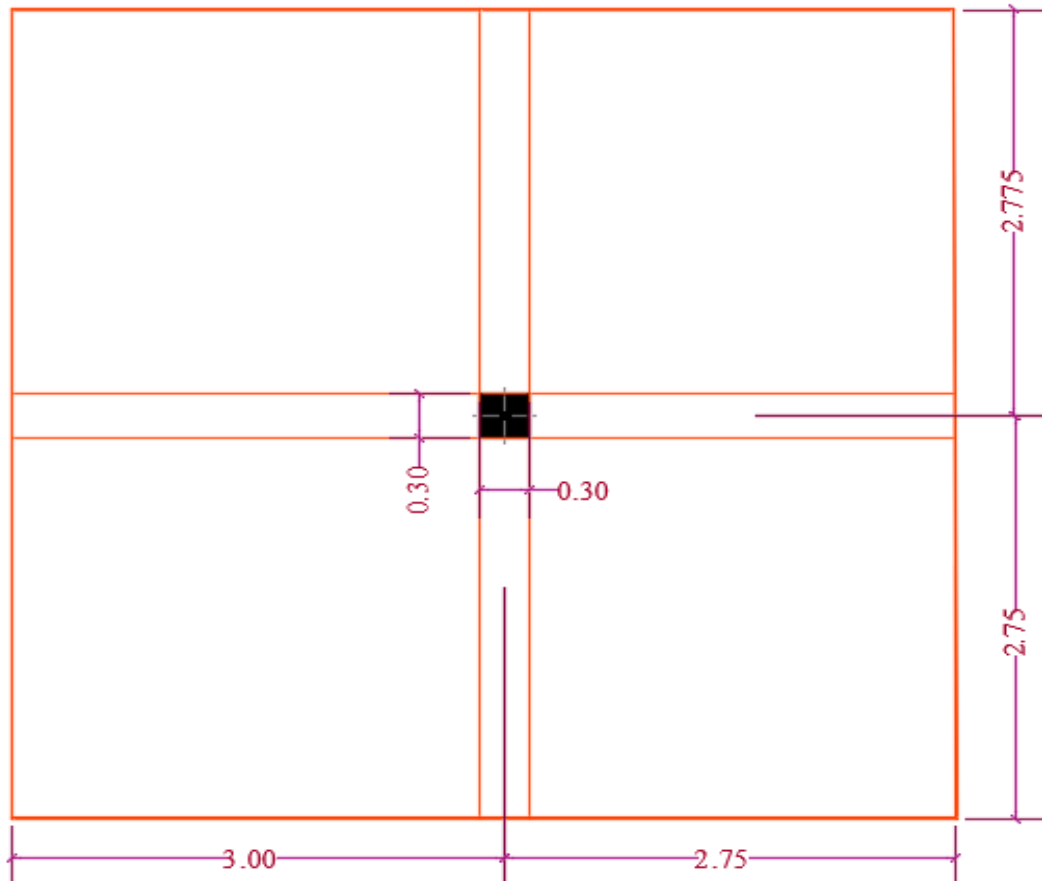


Figure II. 3: Schéma de la surface (poteau central)

$$S = (3 + 2,75) * (2,775 + 2,75) = 31,77 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface afférente } S_a = 31,77 - 0,30^2 = 31,68 \text{ m}^2$$

a) Charge permanente revenant à chaque plancher

Plancher terrasse : $G = 6,8 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage, RDC : $G = 5,61 \text{ kN/m}^2$

Plancher S/Sol : $G = 5,51 \text{ kN/m}^2$

b) Poids de chaque plancher

Plancher terrasse : $P = 6,80 * 31,68 = 215,424 \text{ kN}$

Plancher étage, RDC : $P = 5,61 * 31,68 = 177,72 \text{ kN}$

Plancher étage S/Sol : $P = 5,51 * 31,68 = 174,56 \text{ kN}$

c) Poids de chaque poutre

$$\text{Poutre principale : } P = (0,3 * 0,45) * 25 * 5,45 = 18,39 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre principale : } P = (0,3 * 0,40) * 25 * 5,225 = 15,68 \text{ kN}$$

$$\text{Poids totales des poutres : } P_t = (18,39 + 15,68) = 34,07 \text{ kN}$$

d) Surcharges d'exploitations Q

$$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 31,68) = 31,68 \text{ kN}$$

$$Q_{(\text{Etage} + \text{RDC})} = (1,5 * 31,68) = 47,52 \text{ kN}$$

$$Q_{(S/\text{Soul})} = (2,5 * 31,68) = 79,20 \text{ kN}$$

e) Poids des poteaux

On doit d'abord fixer leurs dimensions minimales selon le **R.P.A** et le **B.A.E.L** :

➤ D'après le **B.A.E.L**, on a : $0 < \lambda < 70$ on prend $\lambda = 35$

$$\text{On a alors : } a = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{35} = \frac{l_f}{10} ; \text{ on prend } a = \frac{l_f}{10} ; l_f = 0,7l$$

$$l = 324 \text{ cm} ; l_f = 0,7 \times 324 = 226,8 \text{ cm}$$

$$a = \frac{226,80}{10} = 22,68 \text{ cm}$$

$$\text{On a alors } a = b = 25 \text{ cm}$$

➤ **R.P.A 2003** exige :

$$\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm en zone IIb et III}$$

On a la wilaya de Blida située dans la zone **III**

$$\text{On a alors } a = b = 30 \text{ cm}$$

Donc on propose les dimensions suivantes :

$$a = 30 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}$$

$$G_{\text{Poteau (étage/RDC)}} = (0,30 * 0,30) * 3,23 * 25 = 7,29 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Poteau (S/Sol 01)}} = (0,30 * 0,30) * 2,37 * 25 = 5,33 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Poteau (S/Sol 02)}} = (0,30 * 0,30) * 2,88 * 25 = 6,48 \text{ kN}$$

Tableau II. 7: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
7 ^{ème} ETAGES	N9	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS	215,42 34,07 7,29 256,78	31,68
6 ^{ème} ETAGES	N8	N9+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	256,78 177,72 34,07 7,29 475,86	79,20
5 ^{ème} ETAGES	N7	N8+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	475,86 177,72 34,07 7,29 694,94	121,97
4 ^{ème} ETAGES	N6	N7+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	694,94 177,72 34,07 7,29 914,02	159,98
3 ^{ème} ETAGES	N5	N6+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	1133,10	193,25
2 ^{ème} ETAGES	N4	N5+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	1352,18	221,76
1 ^{er} ETAGES	N3	N4+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	1571,26	245,52
RDC	N2	N3+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	1790,34	269,18
Sous-sol 01	N1	N2+Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	1790,34 177,72 34,07 5,33 2007,46	293,99
Sous-sol 02	N0	N1+Poids du plancher étage service Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	2004,30 174,56 34,07 6,48 2222,57	339,45
TOTAL			<u>2219,41</u>	<u>339,45</u>

II.4.2 Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$Nu(p) \leq \alpha \left[\frac{Br \times Fc_{28}}{0.9 \gamma_b} + As \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

Nu : effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(2))

λ : élancement d'EULER

i : rayon de giration

l f : longueur de flambement

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : surface de la section du béton

γ b : coefficient de sécurité pour le béton γ b = 1.5 (situation durable)

γ s : coefficient de sécurité pour l'acier γ s = 1.15 (situation durable)

f e : limite élastique de l'acier (f e = 500 MPa);

f c28 : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f c28 = 30 MPa)

As : section d'acier comprimée

B r : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

- **Pour une section rectangulaire**

- moment d'inertie $I = bh^3 / 12$

- section du béton $B = a \times b$

- section réduite $B r = ((a - 0.02) \times (b - 0.02))$

Selon le « BAEL 99 [2] » $0,2\% \leq As / B \leq 0,5\%$

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

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

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre $\lambda = 35$ et $\alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)} = 0,0652 N_u$$

Pour une zone sismique **III**. On doit avoir au minimum :

$$\text{Min (a ; b)} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min (a ; b)} > h_e/20$$

$$1/4 < a/b < 4$$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a = b$).

- **Vérification à l'ELS**

La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / (B + \eta A)_s \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

- **N_{ser}** : Effort normal à l'ELS.
- **B** : Section de béton du poteau.
- **As** : Section des armatures (**As=1%B**).
- **η** : Coefficient d'équivalence (**η= E_s/ E_b = 15**).
- **σ_{ser}** : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / 1.15B \leq 0.6 f_{c28} = \mathbf{18Mpa}$$

Le Poteau le plus sollicité :

- Poteau central **S = 31,68 m²**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
7^{ème} étage	256,78	31,68	394,18	25,70	7,07	30x30	30x30
6^{ème} étage	475,86	79,20	761,22	49,63	9,04	30x30	30x30
5^{ème} étage	694,94	121,97	1121,13	73,10	10,55	30x30	30x30
4^{ème} étage	914,02	159,98	1473,91	96,10	11,80	30x30	30x30
3^{ème} étage	1133,10	193,25	1819,56	118,64	12,89	30x30	30x30
2^{ème} étage	1352,18	221,76	2158,09	140,71	13,86	30x30	30x30
1^{er} étage	1571,26	245,52	2489,49	162,31	14,74	30x30	30x30
RDC	1790,34	269,18	2820,74	183,91	15,56	30x30	30x30
S-sol 01	2007,46	293,99	3151,06	205,45	16,33	30x30	30x30
S-sol 02	2222,57	339,45	3509,65	228,83	17,13	30x30	30x30

Vérification de critère de résistance : $Nu/B \leq f_u = 17$ Mpa

Tableau II. 9: Vérification de critère de résistance

Etages	Nu (KN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
7^{ème} étage	394,18	900	4,38	17	Vérifiée	30x30
6^{ème} étage	761,22	900	8,46	17	Vérifiée	30x30
5^{ème} étage	1121,13	900	12,46	17	Vérifiée	30x30
4^{ème} étage	1473,91	900	16,38	17	Vérifiée	30x30
3^{ème} étage	1819,56	1225	14,85	17	Vérifiée	30x30
2^{ème} étage	2158,09	1600	13,49	17	Vérifiée	30x30
1^{er} étage	2489,49	1600	15,56	17	Vérifiée	30x30
RDC	2820,74	2025	13,93	17	Vérifiée	30x30
S-sol 01	3151,06	2025	15,56	17	Vérifiée	30x30
S-sol 02	3509,65	2500	14,04	17	Vérifiée	30x30

II.5 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{20}; 15\right) \text{ cm}$$

$$L \geq 4e$$

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

Dans notre cas :

- Hauteur de Sous-sol 1 : $\frac{323-25}{20} = \frac{298}{20} = 14,90 \text{ cm}$
- Hauteur de Sous-sol 2 : $\frac{323-25}{20} = \frac{298}{20} = 14,90 \text{ cm}$
- Autres niveaux : $\frac{323-25}{20} = \frac{298}{20} = 14,90 \text{ cm}$

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

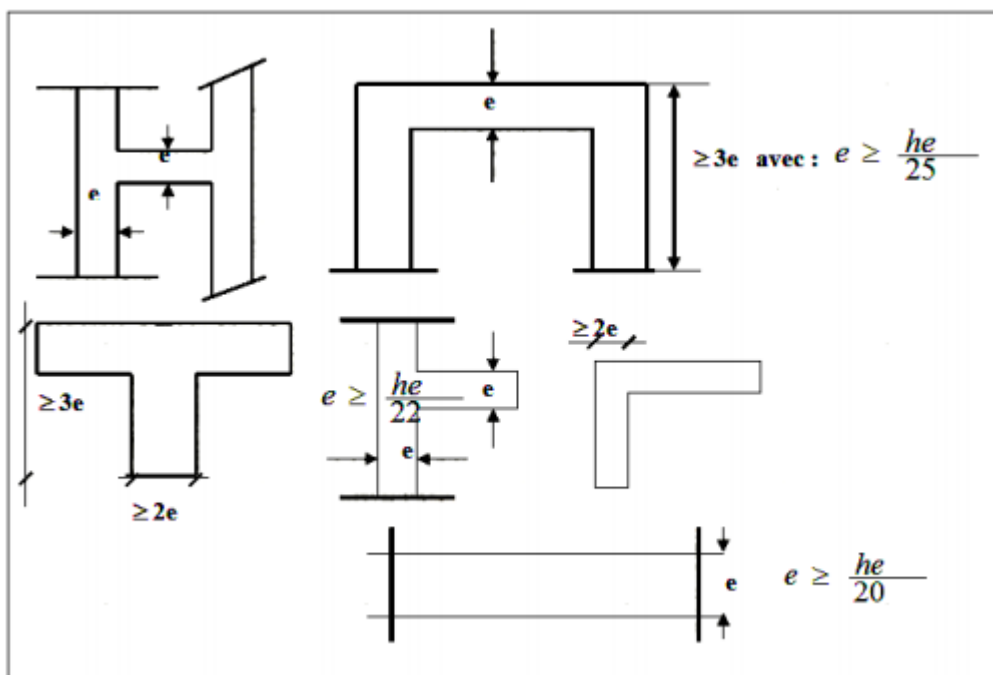


Figure II. 4: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003)

II.6 Conclusion

➤ Tableau récapitulatif :

Tableau II. 10: Dimensions des éléments porteurs

Niveaux	Section de poteau central	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
4 ^{ème} étage - 7 ^{ème} étage	30x30	30 x 45	30 x 40	20
3 ^{ème} étage	35x35			
1 ^{er} étage-2 ^{ème} étage	40x40			
Sous-sol 01 – RDC	45x45			
Sous-sol 02	50x50			

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA.....	13
Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse	14
Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.....	14
Tableau II. 4: Charge du mur extérieur.....	15
Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon)	15
Tableau II. 6 : La Surcharge avec loi dégression.....	16
Tableau II. 7: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central).....	19
Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux.....	22
Tableau II. 9: Vérification de critère de résistance.....	22
Tableau II. 10: Dimensions des éléments porteurs.....	24
Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux.....	11
Figure II. 2: Schéma de la dalle.....	12
Figure II. 3: Schéma de la surface (poteau central).....	17
Figure II. 4: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003).....	23

Table des matières

II.1	Introduction	11
II.2	Pré dimensionnement des planchers.....	11
II.2.1	Plancher à Corps Creux	11
II.2.2	Balcon (dalle pleine).....	12
II.3	Pré dimensionnement des poutres	12
II.4	Pré dimensionnement des poteaux	14
II.4.1	Surface d'influence du poteau	17
II.4.2	Dimensionnement des poteaux	20
II.5	Pré dimensionnement des voiles	23
II.6	Conclusion.....	24

CHAPITRE III
Calcul des éléments
secondaires

III.1 ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

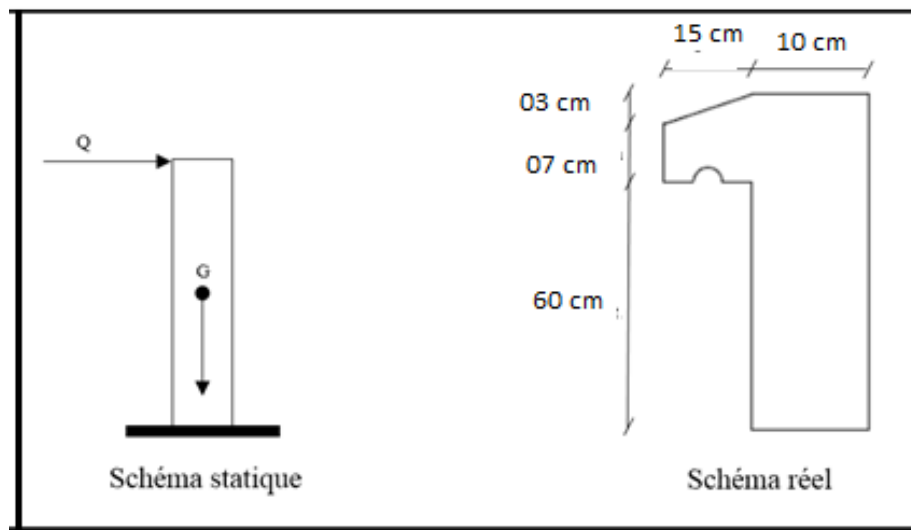


Figure III. 1: Schéma d'acrotère

III.1.1 Chargements de l'acrotère

$G = \text{Surface de section longitudinal} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3$

$$G = \left[(0,1 \cdot 0,7) + (0,15 \cdot 0,07) + \left(\frac{1}{2} \cdot 0,03 \cdot 0,15 \right) \right] \cdot 25$$

$$G = 2,57 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

III.1.2 Calcul des efforts

○ E.L.U :

- Effort normal : $N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 2,57 = 3,47 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \cdot Qh \cdot h = 1,5 \cdot 2,2 \cdot 0,7 = 2,31 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \cdot Qh = 3,3 \text{ KN}$

○ **E.L.S :**

- Effort normal : $N_s = G = 2,57 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement $M_s = Qh \cdot h = 2,2 \cdot 0,7 = 1,54 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant $T_s = Qh = 2,2 \text{ KN.m}$

III.1.3 Calcul du ferrailage

- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée
- Le calcul est fait à l'aide du programme **Socotec**

Calcul des armatures verticales

○ **Calcul à l'ELU :**

Les sections calculées sont :

$h=10 \text{ cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $M_u= 2,31 \text{ kN.m}$

$N_u = 3.47 \text{ KN}$; $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$

$A_{sup} = 0$

$A_s = 1,62 \text{ cm}^2$

○ **Vérification :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 f_{c28}) = 0,6 + (0,06 \cdot 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 1000 \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} \{A_{\min}, A_s\}$$

$$A = 1,62 \text{ cm}^2$$

On adopte alors $A_s = 1,62 \text{ cm}^2 = 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Espacement entre les barres :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

○ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2$$

○ **Vérfications à l'ELS :**

Le logiciel **SOCOTEC** nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{b\ sup} = 2,34\ MPa < \sigma_{b\ adm} = 15\ MPa \dots\dots\dots C.V.$$

$$\sigma_s = 107,05\ MPa < \sigma_{s\ adm} = 201\ MPa \dots\dots\dots C.V.$$

○ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{3,3 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,037\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,15 f_{c28}/\gamma_b; 4\ MPa] \quad ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5\ MPa ; 4\ MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5\ MPa$$

D'où alors :

$$\tau_u = 0,018\ MPa < \bar{\tau}_u = 2,5\ MPa$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

○ **Vérification au séisme :**

D'après le **RPA 99 (article 6-2-3)** les éléments de structure secondaire doivent résister à la force horizontale due au séisme indiqué comme suit

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération horizontale en fonction de groupe d'usage de la zone sismique
[1]

$$A = 0,25$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'acrotère [1]

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids propre de l'élément secondaire

$$W_p = 2,57\ KN$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 2,57 \cdot 0,8 = 2,2\ KN$$

Il faut que : $F_p < 1,5 Q \Rightarrow 1,17\ KN < 1,5\ KN$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'effet sismique

III.2 LES PLANCHERS

III.2.1 Introduction

Le plancher est un élément horizontal qui limite sur la verticale l'espace d'un bâtiment, Les planchers sont constitués par une dalle générale d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et des poutres principales, elles même liées aux éléments support (Poteaux, refends).

Un plancher d'habitation est destiné à délimiter les étages et à supporter les revêtements des sols, dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, elle doit supporter sous poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré complémentaiement par un faux plafond à l'un revêtement de sol approprié.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux, et une dalle pleine.

III.2.2 Plancher Corps Creux

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type $(20 + 5)$ cm. Elles sont constituées de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresser ont ici qu'aux planchers coulés sur place.

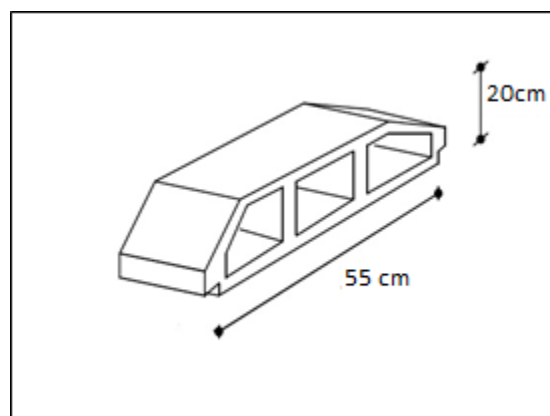


Figure III. 2: Corps Creux

III.2.2.1 Prédimensionnement des poutrelles

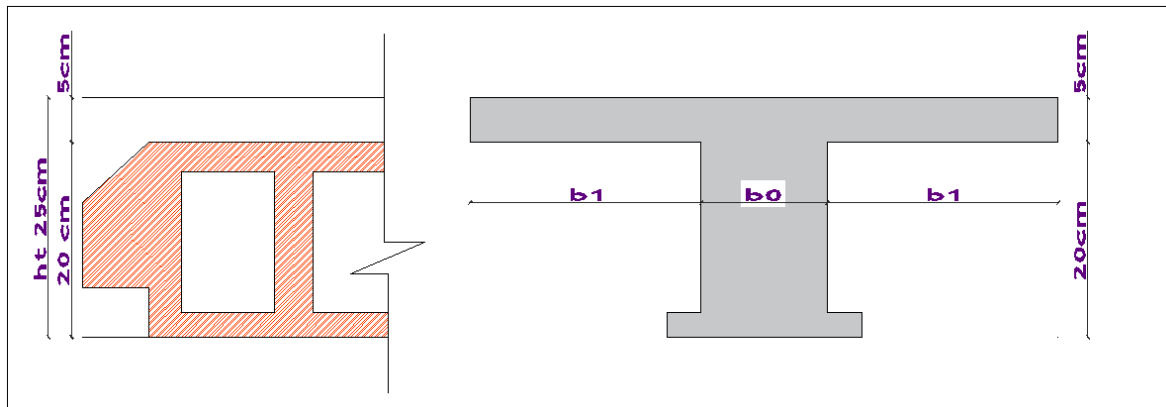


Figure III. 3: Plancher corps creux

h_t : Hauteur totale (hourdis + dalle de compression).

$$b_0 = (0,3; 0,4)h_t \rightarrow b_0 = (7,5\text{cm} ; 10\text{cm})$$

On prendra $b_0 = 10\text{cm}$

$$l_n = 55 + 10 = 65\text{cm} \text{ (Distance entre axe des poutrelles)}$$

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} \rightarrow b_1 = 27,5\text{cm}$$

III.2.2.2 Méthode de calcul

On va utiliser la méthode forfaitaire.

o Domaine d'application :

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projeteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables. Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à **2** fois la charge permanente ou **5 KN/m²**.

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

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**

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

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.

○ **Principe de la méthode :**

Son principe consiste à déterminer les moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison. Cette dernière est la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Dans cette approche de calcul, on néglige la rigidité à la flexion des poteaux supportant les poutres et raideur à la torsion dans le cas de poutre supportant des dalles ou des poutrelles.

○ **Application de la méthode :**

Soit : α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation (charges non majorées) :

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

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (moment isostatique).

M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis gauche et droite de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal dans la travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \beta M_0$ Tel que : $\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée intermédiaire.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - ✓ $0,6 M_0$ Pour une poutre à deux travées.
 - ✓ $0,5 M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre.
 - ✓ $0,4 M_0$ Pour le cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

○ Vérification des conditions d'application de la méthode :

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

Terrasse inaccessible : $Q_{ter} = 1,0 \leq \min (12,68 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ C. V

Terrasse accessible : $Q_{ter} = 1,5 \leq \min (10,76 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ C. V

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$: exemple d'un type de trois travées.

Travée (m)	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
	5,00	5,50	5,30	4,83	5,16
$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	0,91	1,04	1,10	0,94	

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ C. V
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V
- La fissuration est peu préjudiciable.....C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

On exprime les moments maximums en travée M_t et sur appuis (M_w, M_s) en fonction du moment fléchissant M_0 qui est la valeur maximale du moment dans la travée indépendante de même portée et de même chargement (évalue L'ELU)

Q: Charge d'exploitation.

G: Charge permanente

$$q = 1,35G + 1,5Q, \text{ et } P = 0,65. q$$

0,65m : Est la largeur de la table de compression de la poutrelle, on la multiplié par q pour rendre en mètre linéaire.

Avec :

$M_0 = \frac{PL^2}{8}$: Moment fléchissant isostatique dans la travée indépendante de même porté et de même chargement que la travée considérée.

$V_0 = \frac{PL}{2}$: Effort tranchant isostatique (travée indépendante).

a- Plancher terrasse inaccessible

❖ Type 01 :

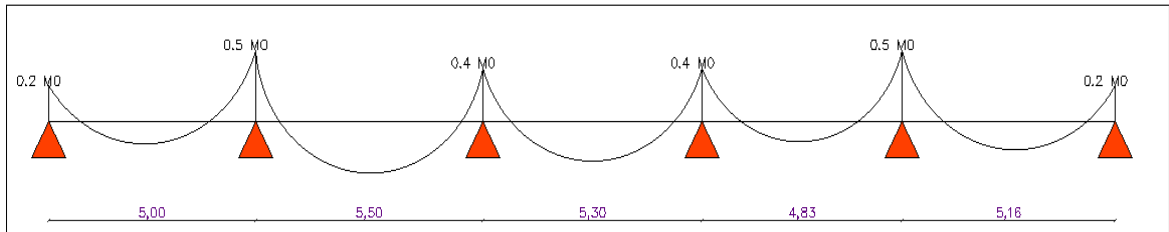


Figure III. 4: Moment fléchissant sur appuis

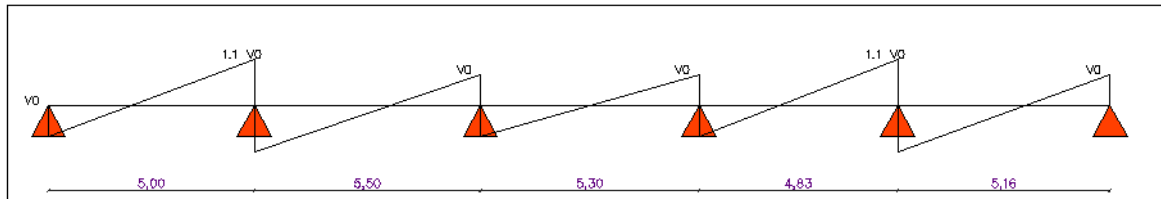


Figure III. 5: Effort tranchant sur appuis

Tableau III. 1: Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type 01

Portée (m)	5,00	5,50	5,30	4,83	5,16
G (kN/m)*0,65	4,42	4,42	4,42	4,42	4,42
Q (kN/m)*0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
Pu (kN/m)	6,94	6,94	6,94	6,94	6,94
Ps (kN/m)	5,07	5,07	5,07	5,07	5,07
0.8<li/li+1<1.25		0,91	1,04	1,10	0,95
Calcul des moments à l'ELU (kN.m)					
M ₀ travée	21,69	26,25	24,38	20,24	23,10
M _{appui}	4,34	13,12	10,50	9,75	11,55
M _{travée}	13,43	13,63	12,66	10,51	14,31
α (travée)	0,128				
Calcul des moments à l'ELS (kN.m)					
M ₀ travée	15,84	19,17	17,80	14,78	16,87
M _{appui}	3,17	9,59	7,67	7,12	8,44
M _{travée}	9,81	9,95	9,24	7,82	10,61

Tableau III. 2 : Suite de tableau 1

Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)										
V (iso) = V0	17,36	-17,36	19,09	-19,09	18,40	-18,40	13,35	-13,35	14,05	-14,05
V (hyper)	17,36	-19,09	21,00	-19,09	18,40	-18,40	13,35	-14,68	15,46	-14,05
Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (kN.m)										
V (iso)	12,68	-12,68	13,94	-13,94	13,44	-13,44	9,68	-9,68	10,19	-10,19
V (hyper)	12,68	-13,94	15,34	-13,94	13,44	-13,44	9,68	-10,65	11,21	-10,19

❖ Type 02 :

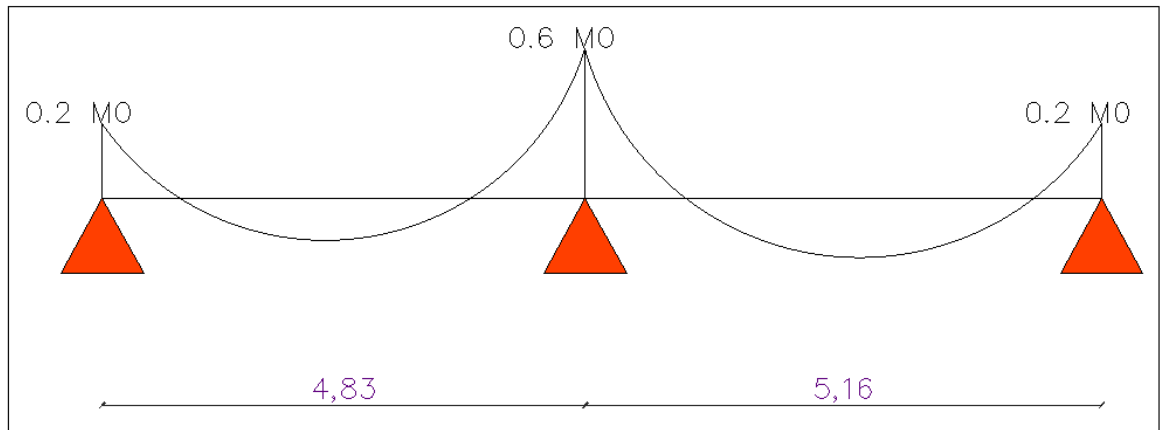


Figure III. 6 : Moment fléchissant sur appuis

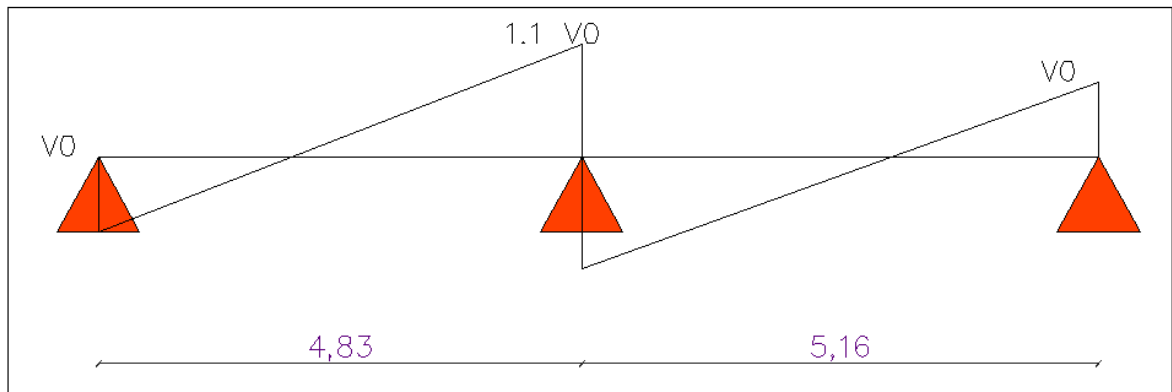


Figure III. 7 : Effort tranchant sur appuis

Tableau III. 3 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type 02

Portée (m)	4,83	5,16		
G (kN/m) *0,65	4,42	4,42		
Q (kN/m) *0,65	0,65	0,65		
Pu (kN/m)	6,94	6,94		
Ps (kN/m)	5,07	5,07		
$0.8 < l_i / l_{i+1} < 1.25$		0,94		
Calcul des moments à l'ELU (kN.m)				
M ₀ travée	20,24	23,10		
M _{appui}	4,05	13,86	4,62	
M _{travée}	12,54	14,31		
α (travée)	0,128			
Calcul des moments à l'ELS (kN.m)				
M ₀ travée	14,78	16,87		
M _{appui}	2,96	10,12	3,37	
M _{travée}	9,16	10,45		
α (travée)	0,128			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)				
V (iso) = V ₀	16,76	-16,76	17,91	-17,91
V (hyper)	16,76	-18,44	19,70	-17,91
Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (kN.m)				
V (iso)	12,24	-12,24	13,08	-13,08
V (hyper)	12,24	-13,47	14,39	-13,08

❖ Type 03 :

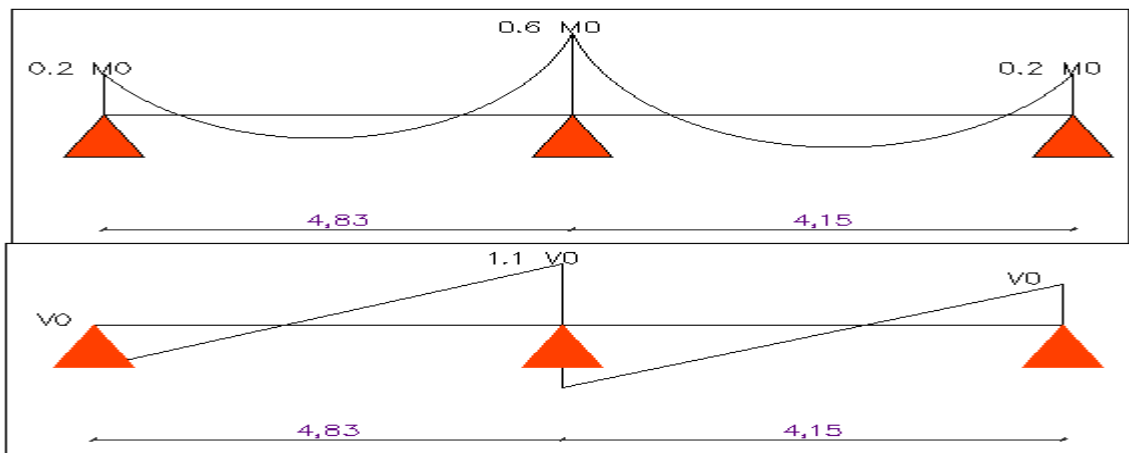


Figure III. 8 : Moment fléchissant sur appuis et l'effort tranchant sur appuis Type 03

Tableau III. 4 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher terrasse Type 03

Portée (m)	4,83	4,15		
G (kN/m) *0,65	4,42	4,42		
Q (kN/m) *0,65	0,65	0,65		
Pu (kN/m)	6,94	6,94		
Ps (kN/m)	5,07	5,07		
$0.8 < l_i / l_{i+1} < 1.25$		1,16		
Calcul des moments à l'ELU (kN.m)				
M ₀ travée	20,24	14,94		
M _{appui}	4,05	12,15	2,99	
M _{travée}	12,54	9,25		
α (travée)	0,128			
Calcul des moments à l'ELS (kN.m)				
M ₀ travée	14,78	10,91		
M _{appui}	2,96	8,87	2,18	
M _{travée}	9,16	6,76		
α (travée)	0,128			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)				
V (iso) = V ₀	16,76	-16,76	14,40	-14,40
V (hyper)	16,76	-18,44	15,85	-14,40
Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (kN.m)				
V (iso)	12,24	-12,24	10,52	-10,52
V (hyper)	12,24	-13,47	11,57	-10,52

➤ Tableau récapitulatif :

Tableau III. 5 : Les résultats des moment et l'effort tranchant maximum

	En travée	Sur appui
M _{ELU} ^{max} (kN.m)	14,31	13,86
M _{ELS} ^{max} (kN.m)	10,45	10,12
V _{ELU} ^{max} (kN.m)	21,00	

○ **Ferraillage de poutrelle : (ELU)**

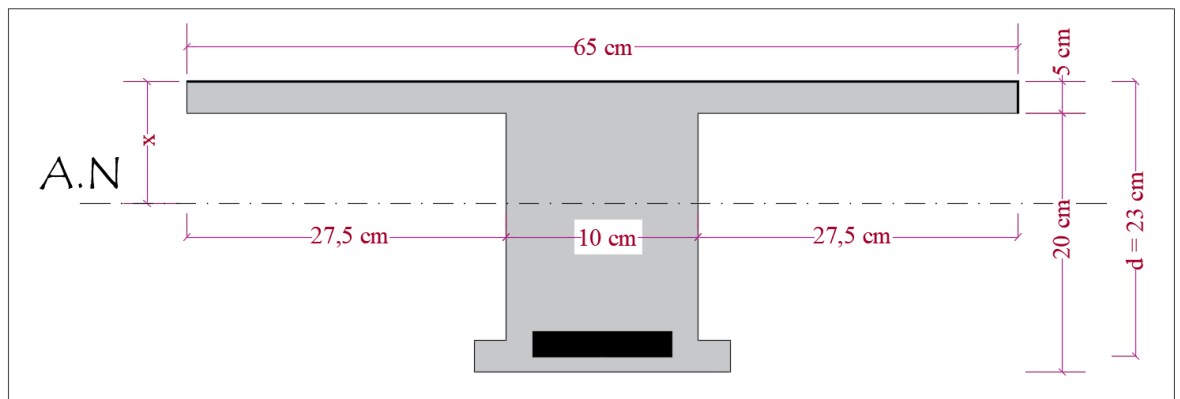


Figure III. 9 : Dimensions de la poutrelle

On utilise le logiciel **Robot expert** pour calculer le ferraillage de la poutrelle :

• **Ferraillage en travée :**

Rapport **Robot expert** :

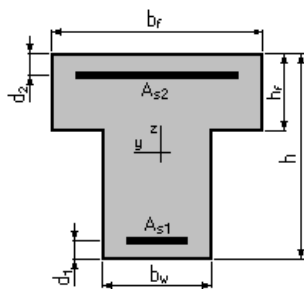
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b_f = 65,0$ (cm)

$b_w = 10,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$h_f = 5,0$ (cm)

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	14,31	0,00
Etat Limite de Service	10,45	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{S1} = 1,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 0,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,63 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,15 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 14,31 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,01 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 0,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 22,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,32 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 10,45 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,52

Position de l'axe neutre : $y = 3,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 21,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 328,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Ferrailage en appuis :

Calcul de Section en Flexion Simple

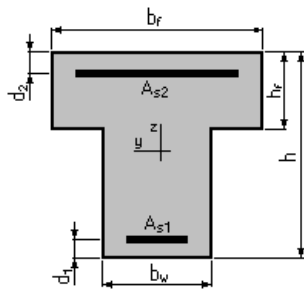
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b_f = 65,0$ (cm)

$b_w = 10,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$h_f = 5,0$ (cm)

$d_1 = 2,0$ (cm)

$d_2 = 2,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-13,86	0,00
Etat Limite de Service	-10,12	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 1,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,66$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0,15$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -13,86$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = -5,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 23,0$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,66$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -10,12$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,48

Position de l'axe neutre : $y = -2,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 23,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $s_b = 12,2$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 329,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$Ss_{lim} = 500,0$ (MPa)

➤ Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher étage d'habitation :

Tableau III. 6 : Choix de section d'armature

	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_s \text{ adopté} (cm^2)$
Ferrailage en travée	1,5	3HA10	2,36
Ferrailage en appuis	1,5	2HA10	1,57

○ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 : le Diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (0,71 ; 10 ; 10) mm$$

On prend : $\phi_t = 6 mm$

- Calcul de l'espacement des armatures transversales :

Selon le CBA.93 :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(20,7; 40cm)$$

On prend : $S_t = 20 cm$

Selon RPA99/version2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min(6,25; 12) cm$$

On prend : $S_t = 5cm$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 12,5cm$$

On prend : $S_t = 10cm$

- Section d'armatures transversales :

Selon CBA.93 :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 MPa \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot 100 \cdot 200}{500}$$

$$A_t \geq 0,16 cm^2$$

- Vérification RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$A_t \geq 0,6 cm^2$$

Donc pour les armatures transversales on adopte :

- $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 cm^2$

- $S_t = 5cm$ Zone nodale
- $S_t = 10cm$ Zone courante

○ **Vérifications :**

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(4 MPa ; 5MPa) = 4MPa .$$

$$\bar{\tau}_u = 4Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{21 . 1000}{100 . 230}$$

$$\tau_u = 0,91 MPa$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

- **Condition de non fragilité :**

Travée :

$$A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 . 650 . 230 \frac{2,4}{500} = 1,65cm^2 < A_s = 2,36 cm^2 \dots CV$$

Appuis :

$$A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 . 650 . 230 \frac{2,4}{500} = 1,65cm^2 > A_s 1,57 cm^2 \dots CNV$$

La condition de non fragilité sur appui n'est pas vérifiée alors en vas ferrailer avec $A_{min} = 1,65 cm^2$ (2HA12 \rightarrow $A_s = 2,26 cm^2$).

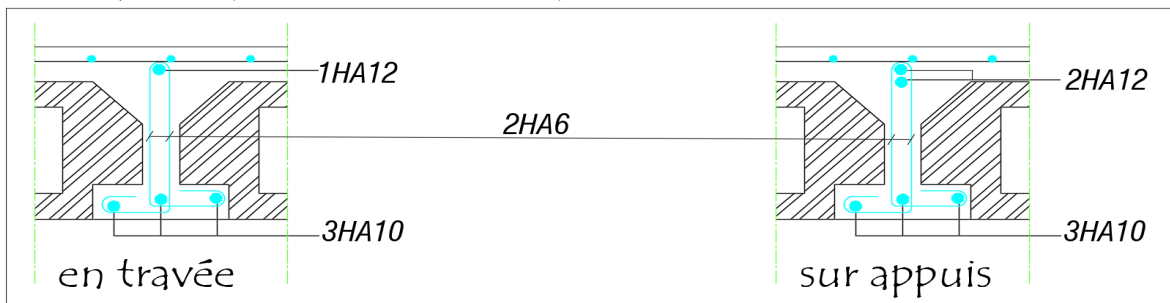


Figure III. 10 : Schéma de ferrailage de la poutrelle (plancher terrasse)

b- Plancher étage courant

❖ Type 01 :

Tableau III. 7 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher étage type 01

Portée (m)	5,00	5,50	5,30	4,83	5,16
G (kN/m)*0,65	3,65	3,65	3,65	3,65	3,65
Q (kN/m)*0,65	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
Pu (kN/m)	6,39	6,39	6,39	6,39	6,39
Ps (kN/m)	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62
$0.8 < l_i / l_{i+1} < 1.25$		0,91	1,04	1,10	0,95
Calcul des moments à l'ELU (kN.m)					
M ₀ travée	19,95	24,14	22,42	18,62	21,25
M _{appui}	3,99	12,07	9,66	8,97	10,63
M _{travée}	12,60	12,84	11,92	9,90	13,42
α (travée)	0,211				
Calcul des moments à l'ELS (kN.m)					
M ₀ travée	14,44	17,48	16,23	13,48	15,38
M _{appui}	2,89	8,74	6,99	6,49	7,69
M _{travée}	9,12	9,29	8,63	7,16	9,72
α (travée)	0,211				
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)					
V (iso) = V ₀	15,96	-15,96	17,56	-17,56	16,92
V (hyper)	15,96	-17,56	19,32	-17,56	16,92
Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (kN.m)					
V (iso)	11,55	-11,55	12,71	-12,71	12,25
V (hyper)	11,55	-12,71	13,98	-12,71	12,25

❖ Type 02 :

Tableau III. 8 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher étage type 02

Portée (m)	4,83	5,16
G (kN/m) *0,65	3,65	3,65
Q (kN/m) *0,65	0,98	0,98
Pu (kN/m)	6,39	6,39
Ps (kN/m)	4,62	4,62
$0.8 < l_i / l_{i+1} < 1.25$		0,94

Tableau III. 9 : Suite de tableau 8

Calcul des moments à l'ELU (kN.m)				
M ₀ travée	18,62		21,25	
M _{appui}	3,72	12,75		4,25
M _{travée}	11,76		13,42	
α (travée)	0,211			
Calcul des moments à l'ELS (kN.m)				
M ₀ travée	13,48		15,38	
M _{appui}	2,70	9,23		3,08
M _{travée}	8,51		9,72	
α (travée)	0,211			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)				
V (iso) = V ₀	15,42	-15,42	16,47	-16,47
V (hyper)	15,42	-16,96	18,12	-16,47
Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (kN.m)				
V (iso)	11,16	-11,16	11,92	-11,92
V (hyper)	11,16	-12,28	13,12	-11,92

❖ Type 03 :

Tableau III. 10 : Evaluation des moments et l'effort tranchant de plancher étage Type 03

Portée (m)	4,83		4,15	
G (kN/m) *0,65	3,65		3,65	
Q (kN/m) *0,65	0,98		0,98	
Pu (kN/m)	6,39		6,39	
Ps (kN/m)	4,62		4,62	
0.8<li/li+1<1.25		1,16		
Calcul des moments à l'ELU (kN.m)				
M ₀ travée	18,62		13,75	
M _{appui}	3,72	11,17		2,75
M _{travée}	11,76		8,68	
α (travée)	0,211			
Calcul des moments à l'ELS (kN.m)				
M ₀ travée	13,48		9,95	
M _{appui}	2,70	8,09		1,99
M _{travée}	8,51		6,28	

Tableau III. 11 : Suite de tableau 10

α (travée)	0,211			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)				
V (iso) = V0	15,42	-15,42	13,25	-13,25
V (hyper)	15,42	-16,96	14,57	-13,25
Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (kN.m)				
V (iso)	11,16	-11,16	9,59	-9,59
V (hyper)	11,16	-12,28	10,55	-9,59

➤ **Tableau récapitulatif :**

Tableau III. 12 : Les résultats des moment et l'effort tranchant maximum

	En travée	Sur appui
M_{ELU}^{max} (kN.m)	13,42	12,75
M_{ELS}^{max} (kN.m)	9,72	9,23
V_{ELU}^{max} (kN.m)	19,32	

• **Ferraillage en travée :**

Rapport Robot expert :

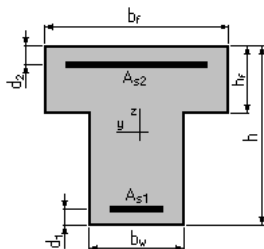
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b_f = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	13,42	0,00
Etat Limite de Service	9,72	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 1,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $r = 0,59 \text{ (\%)}$

Minimum $r_{\min} = 0,15 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 13,42 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 0,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 22,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,30 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Cas ELS $M_{\max} = 9,72 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,53

Position de l'axe neutre : $y = 3,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 21,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $s_b = 3,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } s_s = 327,9 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier :

$$Ss_{\text{lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$$

- Ferrailage en appuis :

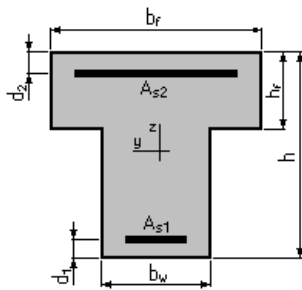
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b_f = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-12,75	0,00
Etat Limite de Service	-9,23	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 1,4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0,0$ (cm²)

Théorique $r = 0,60$ (%)

Minimum $r_{\min} = 0,15$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -12,75$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = -6,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 23,0$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,38$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -9,23$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,52

Position de l'axe neutre : $y = -2,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 23,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $s_b = 11,5$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 328,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$s_s \text{ lim} = 500,0$ (MPa)

➤ Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher étage de service :

Tableau III. 13 : Choix de section d'armature

	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_s \text{ adopté} (cm^2)$
Ferraillage en travée	1,4	3HA10	2,36
Ferraillage en appuis	1,4	2HA10	1,57

○ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 : le Diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (0,71 ; 10 ; 10) mm$$

On prend : $\phi_t = 6$ mm

- Calcul de l'espacement des armatures transversales :

Selon le CBA.93 :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(20,7; 40cm)$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Selon RPA99/version2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min(6,25; 12) \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 5 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 12,5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Section d'armatures transversales :

Selon CBA.93 :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot 100 \cdot 200}{500}$$

$$A_t \geq 0,16 \text{ cm}^2$$

- Vérification RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

Donc pour les armatures transversales on adopte :

- $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
- $S_t = 5 \text{ cm}$ **Zone nodale**
- $S_t = 10 \text{ cm}$ **Zone courante**

○ **Vérifications :**

• **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(4 MPa ; 5MPa) = 4MPa .$$

$$\bar{\tau}_u = 4Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{19,32 \cdot 1000}{100 \cdot 230}$$

$$\tau_u = \mathbf{0,84 MPa}$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

• **Condition de non fragilité :**

Travée :

$$A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 230 \frac{2,4}{500} = 1,65cm^2 < A_s = 2,36 cm^2 \dots CV$$

Appuis :

$$A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 230 \frac{2,4}{500} = 1,65cm^2 > A_s = 1,57 cm^2 \dots CNV$$

La condition de non fragilité sur appui n'est pas vérifiée alors on va ferriller avec $A_{min} = 1,65 cm^2$ (2HA12 $\rightarrow A_s = 2,26 cm^2$).

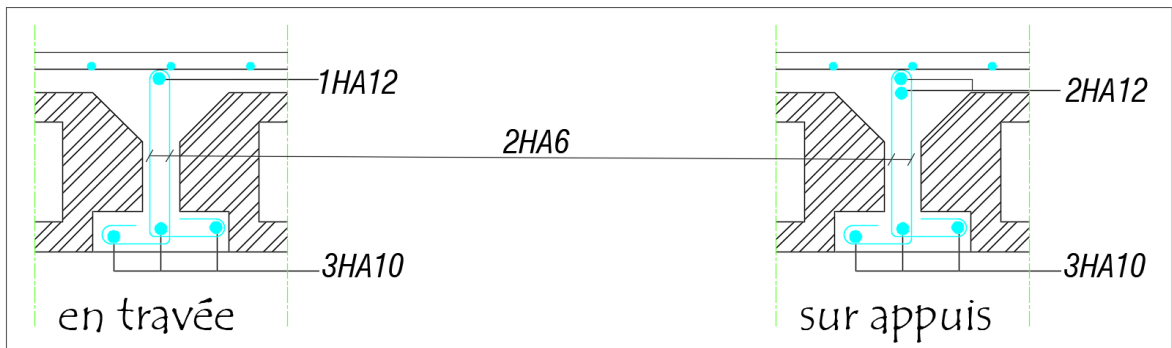


Figure III. 11 : Schéma de ferrailage de la poutrelle (étage courant)

III.2.3 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - **20 cm** Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - **30 cm** Pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles.

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles.

f_e : Limite élastique de treillis soudés haute adhérence, $f_e = 500 \text{ MPa}$

Pour notre projet on a $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{65}{500} \Rightarrow A_1 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé $\Phi 5$, de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

Conclusion :

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

III.3 PORTE A FAUX

III.3.1 Introduction

Porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine sur 3 appuie.

Soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.
- La force descendante.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.3.2 L'Epaisseur de porte à faux

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{1,4}{10} = 14cm$$

On prend : $e=15cm$

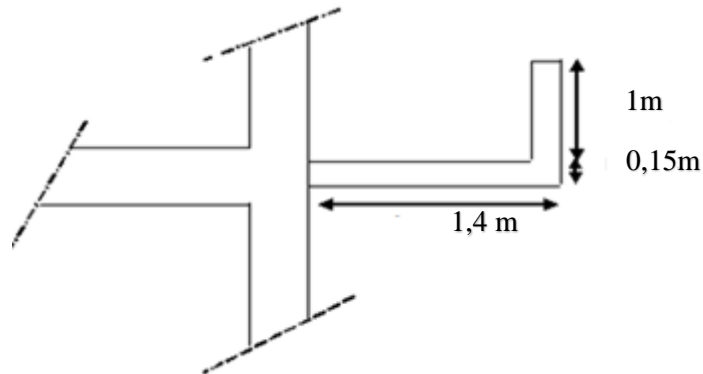


Figure III. 12 : Dimensions du balcon

III.3.3 Evaluation des charges

○ **Charge permanente :**

$$G= 5,51 \text{ kN/m}^2$$

○ **Charge d'exploitation :**

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

○ **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²
 - Maçonnerie (ép. = 10 cm) 0,90 kN/m²
 - Enduit au ciment 0,36 kN/m
- $$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

- Moment dû à la main courante :

$$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

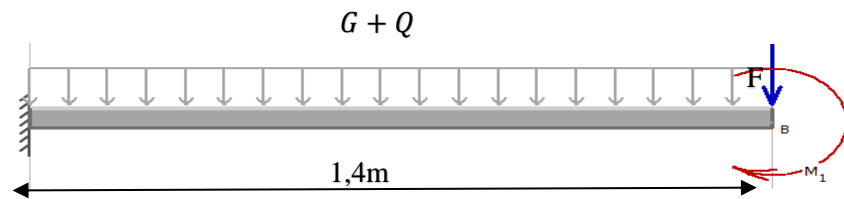


Figure III. 13 : Schéma statique de la porte à faux

III.3.4 Combinaison des charges

Moment fléchissant :

$$M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$$

Effort tranchant

$$T = qx + F$$

$$X = 1,4$$

Tableau III. 14 : Combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	12,69	9,01
F(kN)	2,19	1,62
M _{mc}	1,50	1,00

Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Tableau III. 15 : Résultats des efforts internes

	ELU	ELS
M _i (kNm)	15,50	11,10
T _{max} (kN)	19,95	14,23

III.3.5 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de $1m$.

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$

Tableau III. 16 : Ferrailage du porte-à-faux

Mu(kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A's (cm ²)	α	Z (cm)	A _s cal cm ²	Choix	A _s ado cm ²	Esp (cm)
15,50	0,050	Oui	0	0,006	13,46	2,64	4T10	3,14	20

o **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour un charge concentré} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.6 Vérifications

Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 0,79\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,0\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{bd} = \frac{19,95 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,15\text{MPa} < 3,0\text{MPa}$$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Avec : n=15 ; c'=5cm ; d=13,5cm ; b=100cm ; A's=0

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 333,33\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 17 : Vérification des contraintes du porte-à-faux

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
11,10	3,14	3,1	5,7	Vérifiée	283,8	250	Non vérifiée
	3,93		5,22		228,7	250	Vérifiée

○ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,11 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0020 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,11 \geq \frac{15,50}{10 \times 20,10} = 0,08 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Armature de répartition :

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \Rightarrow 0,98 < A_r < 1,97$$

Le choix est : HA 10 esp = 20 cm

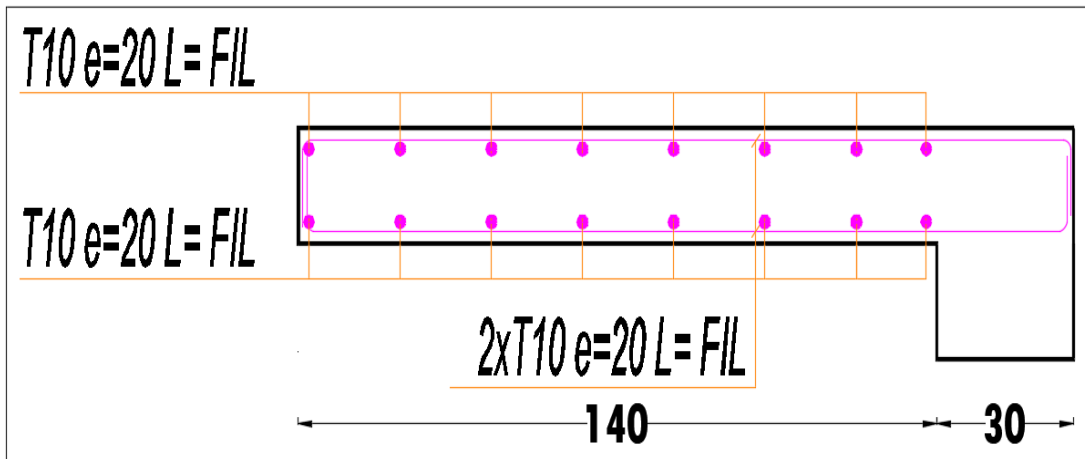


Figure III. 14 : Schéma de ferrailage de la porte à feu

III.4 LES ESCALIERS

III.4.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces dernières sont coulées sur place.

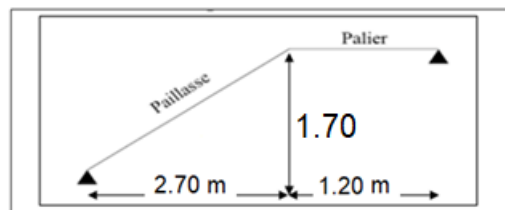


Figure III. 15 : Schéma statique des volées

III.4.2 Caractéristiques Géométriques

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

- La formule de sécurité : $h + g \approx 46 \text{ cm}$
- La formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12$
- La relation de Blondel qui est la plus utilisée $55 \leq 2h + g \leq 65$

h : Hauteur de la contre marche ; tel que : h varie de 14 cm à 18,5 cm.

g : Giron ou la largeur de la marche ; tel que : g varie de 22 cm à 33 cm.

H : Hauteur de volée

L : Longueur de la paillasse

l : Longueur de foulée

n : Nombre des marches

n' : Nombre des contres marches

α : inclinaison de la paillasse

On adopte :

$$g = 30 \text{ cm}$$

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

$$h + g = 47 \dots\dots\dots CV$$

$$g - h = 13 \dots\dots\dots CV$$

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

Tableau III. 18 : Rez-de-chaussée avec Etage courant

H (m)	h (cm)	g (cm)	n	n'	l (m)	α	L (m)
1,70	17	30	10	9	2,70	32,19°	3,90

- **Largeur des escaliers**

Pour des raisons de circulation des personnes le minimum est de 0,60 m. Dans cette étude la largeur est 1,20 m pour le 1^{er} et la 2^{ème} volée > 0,60m.

- **L'épaisseur de la volée.**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{Lt}{30} \leq ep \leq \frac{Lt}{20} \dots\dots\dots \text{Condition de limitation de la flèche}$$

Pour $L = 3,20 \text{ m}$ (cas plus défavorable RDC)

$$10,67 \leq ep \leq 16$$

On adopte ép. = **15 cm**

Pour les paliers, l'épaisseur est au moins égale à celle de la paillasse. Donc on va garder la même épaisseur.

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges

• **Palier :**

Tableau III. 19 : Evaluation des charges et surcharges pour le palier

Couche	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0,44
Mortier de pose	0,40
Poids propre du palier	4,50
Enduit de ciment	0,40
Charge permanente G	5,74
Charge d'exploitation Q	2,50

• **Paillasse :**

Tableau III. 20 : Evaluation des charges et surcharges pour la volée

Couche	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0,44
Mortier de pose	0,40
Enduit de ciment	0,40
Poids propre de la marche	2,55
Poids propre de la volée	5,80
Gard corps	0,60
Charge permanente G	10,18
Charge d'exploitation Q	2,50

Remarque : comme l'écart entre les charges permanentes des niveaux est petit, le calcul sera effectué pour un seul niveau dont les résultats seront généralisés pour l'ensemble des escaliers.

Tableau III. 21 : Combinaison des charges

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Palier	5,74	2,50	11,50	8,24
Volée	10,18		17,49	12,68

III.4.4 Sollicitations et ferrailage

Remarque : le calcul se fera au niveau de rez-de-chaussée (caractéristique géométriques importantes)

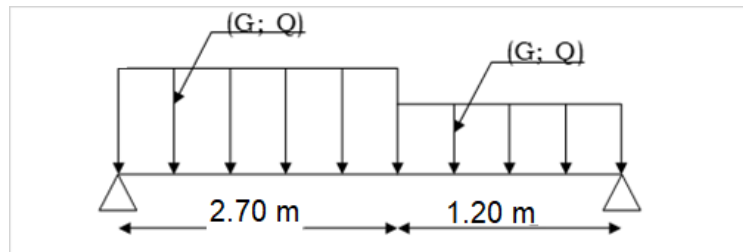


Figure III. 16 : Schéma statique de la Volée

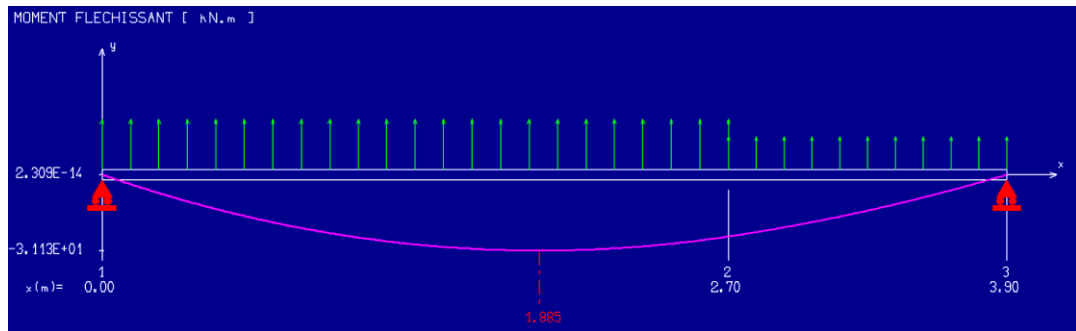


Figure III. 17 : Résultats des moments fléchissent a l'ELU

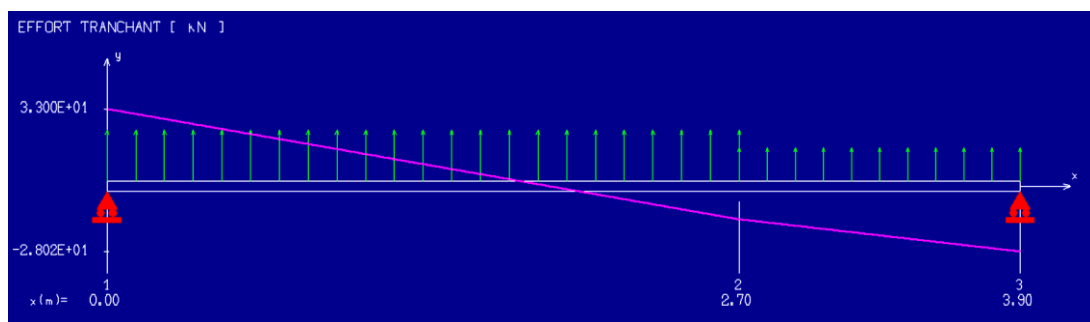


Figure III. 18 : Résultats de l'effort tranchant a l'ELS

➤ **Sollicitations**

M_t : Moment fléchissant max sur travée ; $M_t \approx 0,8 M_{max}$

M_a : Moment fléchissant max sur appuis ; $M_a \approx 0,50 M_{max}$

L (m)	3,90	
M_{max} (kN.m)	31,13	
M_{travée} (kN.m)	24,90	
M_{appuis} (kN.m)	15,57	
T_{elu} (kN.m)	33	28,02

III.4.5 Ferrailage

- La section transversale de la poutre modèle est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$, avec un enrobage de 2cm, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU.
- Le tableau suivant donne les résultats de ferrailage à l'ELU données par le programme **FLEXION**.

Tableau III. 22 : Résultats de ferrailage de la Volée

Section	A_s (cm²)	A'_s (cm²)
Travée	4,62	0
Appuis	0	2,84

III.5.1 Armature longitudinale :

- ✓ Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min (e, 33 \text{ cm})$.
- ✓ Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures longitudinales
 - **En travée :**
On adopte **6HA10 = 4,71 cm²/ml** espacé de **20 cm**
Pour les armatures de répartition **3HA10 = 2,36 cm²/ml** espacé de **15 cm**
 - **En appuis :**
On adopte **4HA10 = 3,14 cm²/ml** espacé de **20 cm**
Pour les armatures de répartition **3HA10 = 2,36 cm²** espacé de **15 cm**

III.5.2 Armature transversale :

On doit vérifier notre escalier sous la contrainte de cisaillement maximale, la contrainte de cisaillement maximale donnée par la formule suivante doit être inférieure à la contrainte admissible donnée pour une fissuration peu préjudiciable (milieu non exposé à des agents agressifs) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 4 MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[4,00; 4] = 4,00 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} = \frac{30,52 \cdot 1000}{1000 \cdot 135} = 0,22 MPa$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

III.4.6 Vérifications

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1,49 cm^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \dots\dots\dots CV$$

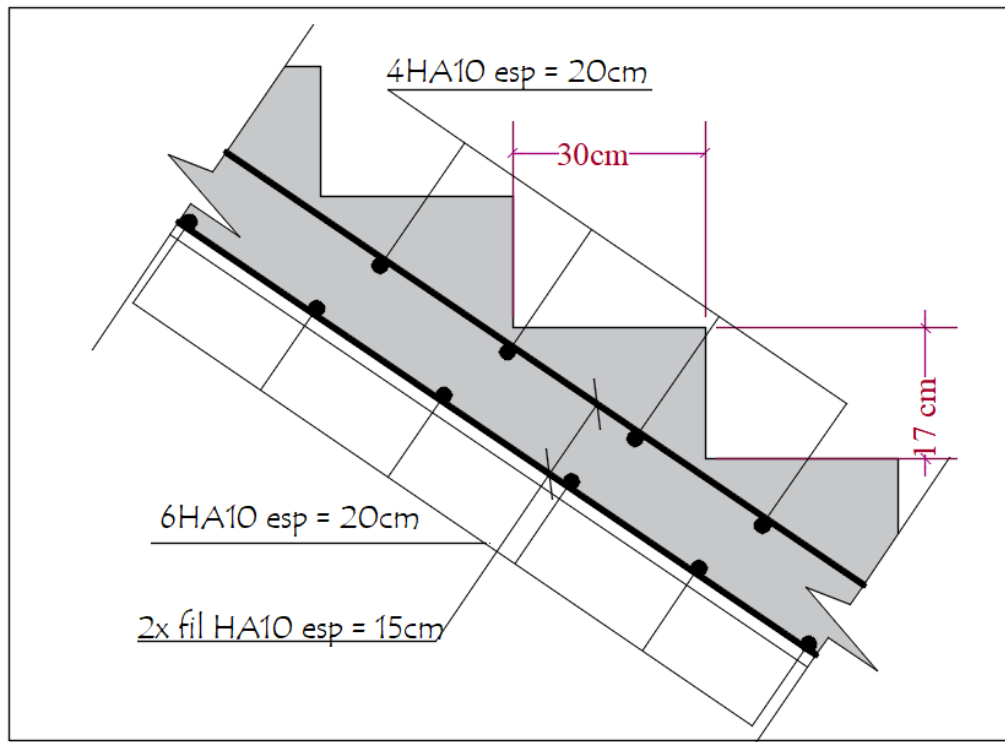


Figure III. 19 : Coupe de ferrailage d'escalier

III.5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

III.5.1 Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 17,26 \leq h \leq 25,9 \text{ on prend pour } h = 30\text{cm et } b = 30\text{cm}$$

$$l = 2,29 \text{ m}$$

III.5.2 Vérification des conditions de [1]

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$b \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

III.5.3 Calcul des charges

Poids propre de la poutre :

$$G_0 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,25 \text{ kN/ml}$$

III.5.4 Calcul des sollicitations

- $T_{\text{droite}} = 28,02 \text{ kN}$
- $P_u = 1,35 \cdot 2,25 + 28,02 = 31,06 \text{ kN/ml}$
- $M_0 = 26,04 \text{ kN.m}$
- $M_t = 0,75 \cdot 26,06 = 19,55 \text{ kN.m}$
- $M_a = 0,30 \cdot 26,06 = 7,88 \text{ kN.m}$
- $V_u = 40,22 \text{ kN}$

III.5.5 Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple

Les calculs pour le ferrailage son résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u \text{ (kN.m)}$	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	19,55	0	1,71	4,50
Appuis	7,88	0	0,68	

III.5.6 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[4,00; 4] = 4,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} = \frac{40,22 \cdot 1000}{300 \cdot 270} = 0,50 \text{ MPa Conditions vérifiées}$$

$St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24,3\text{cm}$ On opte : $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ sur appui.

III.5.7 Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendrée par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis)

$$M_t = M_a = 15,57 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = (15,57 * 2,59) / 2 = 20,16 \text{ kN.m}$$

a) Ferrailage

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0,0625$$

$$\text{avec : } e = \frac{b}{6} = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{4b}{3} + 2h = 1 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{20,16 * 1 * 1,15 * 10^{-3}}{2 * 500 * 0,0625} = 3,71 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 * \Omega * e} = \frac{20,16 * 10^{-3}}{2 * 0,0625 * 0,05} = 3,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \text{ Conditions vérifiées}$$

Pour le ferrailage longitudinal

$$A_s = A_{\text{flexion}} + A_{\text{torsion}}$$

En travée : $A_s = 1,71 + 3,71 = 5,42 \text{ cm}^2$ Soit **3HA16 = 6,03 cm²**

Sur appui : $A_s = 0,68 + 3,71 = 4,39 \text{ cm}^2$ Soit **3HA14 = 4,62 cm²**

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \sqrt{\tau_f s^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0,5^2 + 3,22^2} = 3,22 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

c) Calcul des armatures transversales

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 7 \text{ cm}$ sur appuis

$$A_t^{\min} \geq 0,003 * S_t * b \dots \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow A_t^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \rightarrow A_t = 0,37$$

D'où $A_t = 0,9 + 0,37 = 1,27 \text{ cm}^2$. Soit un cadre et un étrier de **4T8 = 2,01 cm²**

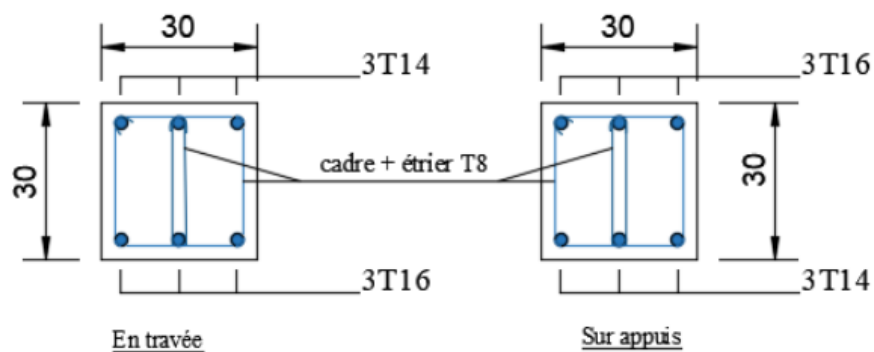


Figure III. 20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV

Etude Sismique

IV.1 Introduction

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures, afin d'éviter la ruine en cas de séisme.

IV.2 Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

IV.3 Modélisation de la structure**IV.3.1 Introduction**

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS v 20.0

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

IV.3.2 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et total n DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n=6 \cdot p$.

IV.3.2.1 Les éléments de portique

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

IV.3.2.2 Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Wall éléments) à 04 nœuds.

IV.3.2.3 Le Diaphragme

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'hors plan.

IV.3.3 Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

IV.3.4 Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta \times Q)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres avec la dalle pleine est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le logiciel EATBS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.

Tel que : $\beta = 0,2$ (**bâtiment d'habitation, service**) {Selon l'art 4.5 des RPA 99 v2003}

IV.4 Etude sismique

IV.4.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique

de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.4.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

IV.4.2.1 La méthode statique équivalente

IV.4.2.1.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4.2.1.2 Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones 'I' et 'II' et à 30m en zones 'III'.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure **est irrégulière en plan** avec une hauteur supérieure à **10 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Tel que le nôtre.

IV.4.2.2.1 Principe

Le maximum des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales **90%**.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que : $K > 3 \times \sqrt{N}$ et $T_K < 0.20 \text{ sec} \dots (4-14) \text{ [1]}$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

IV.4.2.2.2 Analyse spectrale

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation (ω).

Donc pour des accélero-grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1] :

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

Représentation graphique du spectre de réponse. Avec :

- 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.

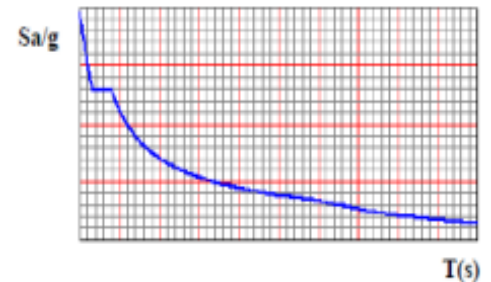


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

IV.4.3 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « $E_{x/y}$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_{x/y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [2].

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments, ...**) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0,8V}{V}$.

IV.4.3.1 Calcul de l'effort tranchant a la base par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone : **0,25** pour : - Groupe d'usage : **2**.
 - Zone sismique : **III**.

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 ».

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

T₁, T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site

Catégorie **S3** site meuble. [1]

T₁ = 0,15

T₂ = 0,50

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ Pour $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,8819$

$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,50}{0,545}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,08$

$\Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,88 = 2,20$

IV.4.4 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 [1]:

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

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

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

C_T = 0.05

$$h_N = 26,43 \text{ m}$$

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

- $D_x = 19,06 \text{ m.}$
- $D_y = 27,42 \text{ m.}$

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (26,43)^{0,75} = 0,583 \text{ sec} \quad \text{Dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $0,09 \times \frac{26,43}{\sqrt{19,06}} = 0,545 \text{ sec}$
- Suivant la direction (y-y) $0,09 \times \frac{26,43}{\sqrt{27,42}} = 0,454 \text{ sec}$

$$\text{Sens (x-x) : } T_x = \text{Min} (0,583 ; 0,545) = 0,545 \text{ sec}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_y = \text{Min} (0,583 ; 0,454) = 0,454 \text{ sec}$$

R : Coefficient de comportement.

Les systèmes structuraux sont classifiés en attribuant à chacun un facteur appelé « coefficient de comportement R » selon le système de contreventement. Ce coefficient reflète la ductilité des structures.

$$R = 4,00 \text{ [1]}$$

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Sa valeur est donnée par le [1].

Tableau IV. 1: Facteur de qualité « Q ».

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2- Redondances en plan	Non	0,05	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	0,20		0,20	

Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 2,08 \times 1,20}{4} \times W = 0,156 \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 2,20 \times 1,20}{4} \times W = 0,165 \times W$$

IV.4.5 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée [1] :

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^X = Rr_x \times \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = Rr_y \times \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X \times \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y - \delta_{K-1}^Y$$

Δ_K^X : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, Δ_K^Y).

δ_{eK}^X : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, δ_{eK}^Y).

IV.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle

IV.5.1 Modèle initial

La structure sans des voiles de contreventements.

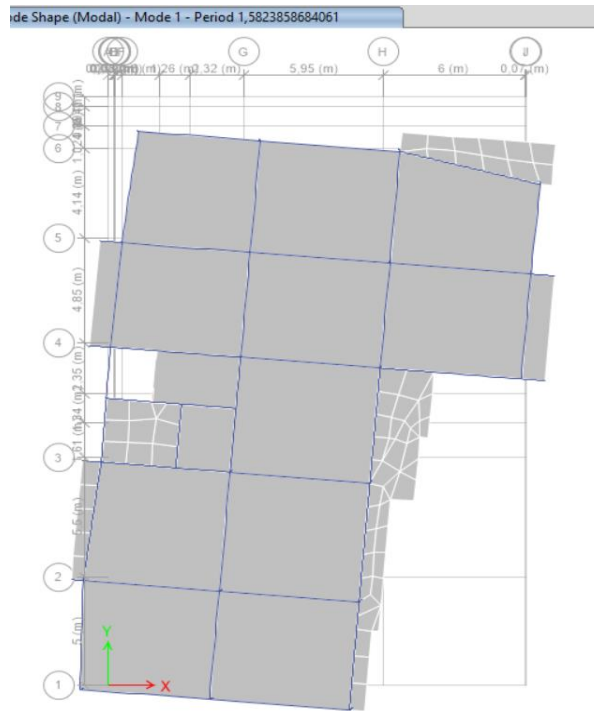


Figure IV. 2: modèle initial.

IV.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle

Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y	Σ R _z
1	1,445	0,0075	0,7594	0,0075	0,7594	0,0039
2	1,438	0,6695	0,0107	0,677	0,7701	0,0936
3	1,227	0,094	0,0009	0,771	0,771	0,7709
4	0,501	0,0007	0,1082	0,7718	0,8792	0,771
5	0,496	0,0961	0,0006	0,8679	0,8798	0,7863
6	0,427	0,0146	0,0002	0,8825	0,88	0,8813
7	0,295	0,0003	0,0398	0,8828	0,9197	0,8814
8	0,287	0,0369	0,0002	0,9197	0,92	0,8846
9	0,256	0,0006	0,0002	0,9203	0,9202	0,9181
10	0,222	0,013	0,0042	0,9333	0,9244	0,9241
11	0,214	0,0042	0,0178	0,9375	0,9421	0,9241
12	0,191	0,006	0,0007	0,9436	0,9428	0,94

IV.5.1.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 1,445 s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{8} = 8$ et $T_8 = 0,287 > 0.20$ sec non vérifiée [2]
- Le **1^{er} mode** est une translation sur **Y-Y (75,94%)**
- Le **2^{ème} mode** est une translation sur **X-X (66,95%)** avec rotation plus de **(9%)**.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation **(77,09)**.

IV.5.1.3 Résultantes des forces sismiques

$W = 28462,43$ kN

On aura donc :

$V_x = 4444,56$ kN → $0,8 \times V_x = 3555,65$ kN

$V_y = 4706,53$ kN → $0,8 \times V_x = 3765,23$ kN

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$F_1 = v_t^x = 1758,95$ kN → $r_x = 2,02$

$F_2 = V_t^y = 1851,96$ kN → $r_y = 2,03$

On multiplie le spectre pour les deux sens par le coefficient $r_x = 1,74$ et $r_y = 1,68$.

IV.5.1.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau IV. 3: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
7^{ème}	6,210	7,942	24,84	31,77	0,30	0,22	3,23	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	6,136	7,888	24,54	31,55	3,25	3,09	3,23	Non vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	5,324	7,116	21,30	28,47	3,86	4,49	3,23	Non vérifiée	Non vérifiée
4^{ème}	4,360	5,993	17,44	23,97	4,12	4,83	3,23	Non vérifiée	Non vérifiée
3^{ème}	3,329	4,784	13,31	19,14	4,33	5,66	3,23	Non vérifiée	Non vérifiée
2^{ème}	2,245	3,370	8,98	13,48	4,03	5,55	3,23	Non vérifiée	Non vérifiée
1^{er}	1,237	1,982	4,95	7,93	3,37	5,27	3,23	Non vérifiée	Non vérifiée
RDC	0,394	0,664	1,58	31,77	1,58	2,65	3,23	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.1.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limite comme suit ^[2] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (**30 MPa**).

Tableau IV. 4: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
7 ^{ème}	333,36	30	30	0,123	Vérifiée
6 ^{ème}	643,95	30	30	0,238	Vérifiée
5 ^{ème}	959,12	30	30	0,355	Vérifiée
4 ^{ème}	1274,21	30	30	0,472	Vérifiée
3 ^{ème}	1588,96	35	35	0,432	Non Vérifiée
2 ^{ème}	1907,60	40	40	0,397	Non Vérifiée
1 ^{er}	2226,77	40	40	0,464	Non Vérifiée
RDC	2554,77	45	45	0,421	Non Vérifiée

IV.5.2 Modèle final

La structure comporte les voiles de contreventement (**e = 20cm**).

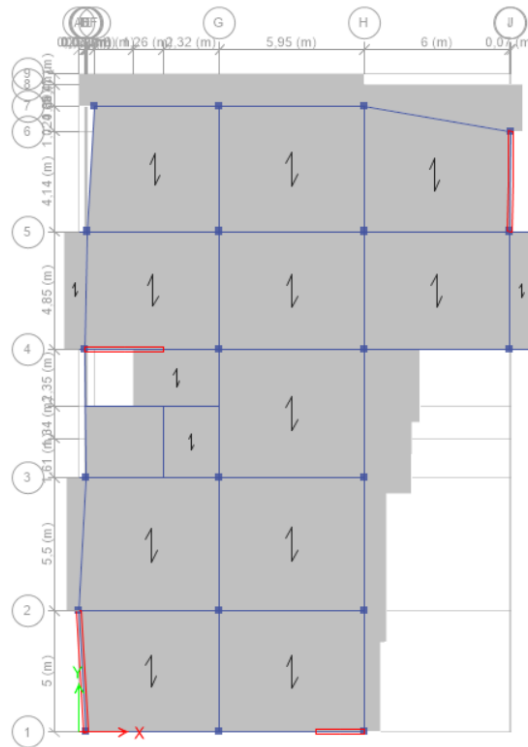


Figure IV. 3: Modèle final.

IV.5.2.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y	Σ R _z
1	0,908	0,691	0,0009	0,691	0,0009	0,0003
2	0,65	0,0014	0,6056	0,6925	0,6066	0,0514
3	0,607	0,0004	0,0518	0,6929	0,6583	0,6669
4	0,258	0,1652	0,0014	0,8581	0,6597	0,6676
5	0,193	0,0041	0,0876	0,8622	0,7474	0,7069
6	0,157	0,0006	0,08	0,8628	0,8274	0,8269
7	0,123	0,0035	0,0597	0,8663	0,8871	0,8689
8	0,121	0,0603	0,0037	0,9266	0,8908	0,869
9	0,093	2,174 E-05	0,0293	0,9266	0,9201	0,8954
10	0,085	0,0146	0,0028	0,9412	0,9229	0,9095
11	0,082	0,0048	0,012	0,946	0,935	0,9169
12	0,074	0,0078	0,0071	0,9538	0,9421	0,9215

IV.5.2.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,908 s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{8} = 8$ et $T_8 = 0,121 < 0.20$ sec **vérifiée** [1]
- 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.

IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques

$W = 27193,27$ kN

On aura donc :

$V_x = 3677,47$ kN → $0,8 \times V_x = 2941,98$ kN

$V_y = 3894,23$ kN → $0,8 \times V_y = 3115,38$ kN

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$F_1 = v_t^x = 2957,51$ kN

$F_2 = V_t^y = 3135,57$ kN

IV.5.2.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
7^{ème}	4,54	2,86	18,16	11,45	2,07	2,12	3,23	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	4,02	2,33	16,09	9,33	2,69	1,84	3,23	Vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	3,35	1,87	13,41	7,48	2,86	1,81	3,23	Vérifiée	Vérifiée
4^{ème}	2,63	1,41	10,55	5,67	2,83	1,70	3,23	Vérifiée	Vérifiée
3^{ème}	1,93	0,99	7,73	3,97	2,67	1,50	3,23	Vérifiée	Vérifiée
2^{ème}	1,26	0,61	5,05	2,47	2,34	1,19	3,23	Vérifiée	Vérifiée
1^{er}	0,67	0,31	2,71	1,27	1,87	0,88	3,23	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,21	0,09	0,85	0,39	0,85	0,39	3,23	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limite comme suit [1] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (**30 MPa**).

Tableau IV. 7: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
7 ^{ème}	294,69	30	30	0,109	Vérifiée
6 ^{ème}	572,13	30	30	0,212	Vérifiée
5 ^{ème}	851,35	35	35	0,232	Vérifiée
4 ^{ème}	1128,55	40	40	0,235	Vérifiée
3 ^{ème}	1407,40	45	45	0,232	Vérifiée
2 ^{ème}	1689,73	50	50	0,225	Vérifiée
1 ^{er}	1973,81	50	50	0,263	Vérifiée
RDC	2266,47	55	55	0,250	Vérifiée

IV.5.2.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

L'effet du second ordre représente 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^e ordre** (ou **effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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

$$P_k = Q = 1 + \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

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. 8: Vérification de l'effet P- Δ du modèle final

Etage	h_k (m)	P_k (kN)	Δ_K^x (cm)	$V_{k\ x-x}$ (kN)	Δ_K^y (cm)	$V_{k\ y-y}$ (kN)	θ_k^x	θ_k^y	Observation
7 ^{ème}	3,23	1967,68	2,07	494,75	2,12	549,07	0,025	0,024	Vérifiée
6 ^{ème}	3,23	5583,29	2,69	1209,69	1,84	1290,39	0,038	0,025	Vérifiée
5 ^{ème}	3,23	9051,85	2,86	1685,19	1,81	1851,84	0,047	0,027	Vérifiée
4 ^{ème}	3,23	12578,42	2,83	2068,59	1,70	2279,82	0,053	0,029	Vérifiée
3 ^{ème}	3,23	16171,47	2,67	2393,07	1,50	2611,83	0,056	0,029	Vérifiée
2 ^{ème}	3,23	19839,48	2,34	2654,69	1,19	2858,33	0,054	0,026	Vérifiée
1 ^{er}	3,23	23507,48	1,87	2858,41	0,88	3043,80	0,048	0,021	Vérifiée
RDC	3,23	27193,27	0,85	2957,51	0,39	3135,57	0,024	0,010	Vérifiée

Les résultats obtenus vérifient les conditions $\theta_x < 0,1$ et $\theta_y < 0,1$, par conséquent les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.5.2.7 Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement portique contreventés par des voiles (système 4.b) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales (zone III les portiques sous 25% des charge horizontale).

Tableau IV. 9 : Le pourcentage des charges reprise sur les voiles et les portiques

	Totale (kN)	Voile (kN)	Portique (kN)	Voile (%)	Portique (%)
V_x	2957,51	2012,74	944,77	68,06	31,94
V_y	3135,57	2692,33	443,24	85,86	14,14
P	27193,27	4895,52	22297,75	18,00	82,00

Alors les conditions de système 4.b est justifier pour le coefficient de comportement R.

IV.6 Conclusion

- Le modèle final vérifiée les conditions imposées par « **RPA 99 modifié 2003** ».
- Dans la vérification aux déplacements inter-étages on essaie de faire un équilibre entre la sécurité et l'économie afin que notre structure vérifie les critères de résistance sans qu'elle soit trop rigide.
- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=4,0$) est justifié.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments principaux

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une **flexion composée** due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant

« **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau V. 1: Contraintes 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	434,78
Accidentelle	1,15		22,17	1		500

V.2.2 Combinaisons d'actions

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

Situation durable :

- ELU $1,35G+1,5Q$
- ELS $G+Q$

Situation accidentelle :

- ELU $G+Q+E$
- ELU $0,8G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

E : actions sismiques

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

- $N_{\max}^{\text{compression}}, M^{\text{correspondant}}$.
- $N_{\max}^{\text{Traction}}, M^{\text{correspondant}}$.
- $N^{\text{correspondant}}, M_{\max}$.
- $N_{\min} \sim 0, M^{\text{correspondant}}$.

V.2.3 Recommandations du « BAEL91 modif 99 »

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (} U: \text{perimètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2 \text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

V.2.4 Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_S : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de $\varnothing_1 = 12$ mm
- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_1$. (Zone III) [1].
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

- h_e : la hauteur d'étage.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

V.2.5 Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par logiciel **SOCOTEC v1.02**.

V.5.1.1 Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

V.2.6 Calcul du ferrailage

Tableau V. 2: Calcul du ferrailage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	Combinaison	A _s SOCOTEC (cm ²)
RDC (55x55)	N _{max} ⁻	3114,54	S.D. T	1,35G+1,5Q	0
	M ^{corr}	8,56			
	N _{max} ⁺	621,60	S. A	0,8G+Ex	13,33
	M ^{corr}	175,43			
	M _{max}	197,65	S. A	G+Q+Ex	0
	N ^{corr}	3182,18 ⁽⁻⁾			
	N _{min}	22,85 ⁽⁻⁾	S. A	G+Q+Ey	5,86
	M ^{corr}	154,38			
1^{er} + 2^{ème} (50x50)	N _{max} ⁻	2712,20	S.D. T	1,35G+1,5Q	0
	M ^{corr}	21,15			
	N _{max} ⁺	605,70	S. A	0,8G+Ex	13,82
	M ^{corr}	172,90			
	M _{max}	306,50	S. A	G+Q+Ex	0
	N ^{corr}	2319,45 ⁽⁻⁾			
	N _{min}	32,89	S. A	G+Q+Ey	8,82
	M ^{corr}	191,40			
3^{ème} (45x45)	N _{max} ⁻	1933,34	S.D. T	1,35G+1,5Q	0
	M ^{corr}	13,88			
	N _{max} ⁺	350,48	S. A	0,8G+Ex	13,60
	M ^{corr}	201,17			
	M _{max}	270,93	S. A	G+Q+Ex	2,85
	N ^{corr}	1827,80 ⁽⁻⁾			
	N _{min}	17,94 ⁽⁻⁾	S. A	G+Q+Ey	8,17
	M ^{corr}	166,31			
4^{ème} (40x40)	N _{max} ⁻	1549,76	S.D. T	1,35G+1,5Q	0
	M ^{corr}	11,22			
	N _{max} ⁺	214,09	S. A	0,8G+Ex	11,82
	M ^{corr}	167,54			
	M _{max}	235,68	S. A	G+Q+Ex	5,75
	N ^{corr}	1356,82 ⁽⁻⁾			
	N _{min}	3,53 ⁽⁻⁾	S. A	G+Q+Ex	7,76
	M ^{corr}	153,35			

Tableau V. 3: Suite du Calcul du ferrailage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	Combinaison	As ^{SOCOTEC} (cm ²)
5 ^{ème} (35x35)	Nmax ⁻	1168,39	S.D. T	1,35G+1,5Q	0
	M ^{corr}	8,22			
	Nmax ⁺	110,02	S. A	0,8G+Ex	9,29
	M ^{corr}	121,09			
	Mmax	180,98	S. A	G+Q+Ex	7,06
	N ^{corr}	927,87 ⁽⁻⁾			
	Nmin	41,70 ⁽⁻⁾	S. A	G+Q+Ex	6,97
M ^{corr}	108,72				
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (30x30)	Nmax ⁻	784,17	S.D. T	1,35G+1,5Q	0
	M ^{corr}	6,16			
	Nmax ⁺	54,31	S. A	0,8G+Ex	6,28
	M ^{corr}	71,40			
	Mmax	124,01	S. A	G+Q+Ex	9,59
	N ^{corr}	205,71 ⁽⁻⁾			
	Nmin	13,57	S. A	G+Q+Ey	4,55
M ^{corr}	55,86				

NB : les valeurs positives (+) signifient que l'effort est un effort de **traction**.

Les valeurs négatives (-) signifient que l'effort est un effort de **compression**.

S.D.T : Situation durable et transitoire.

S.A : Situation accidentelle

Tableau V. 4: Pourcentage d'armatures minimal.

Niveau (b×h) cm ²	As min BAEL (cm ²)		As min RPA (cm ²)	As max	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C = 3%B	Z.R = 6%B
RDC (55x55)	8,8	6,05	27,225	90,75	181,5
1 ^{er} + 2 ^{ème} (50x50)	8	5	22,50	75	150
3 ^{ème} (45x45)	7,2	4,05	18,225	60,75	121,5

Tableau V. 5 : Suite de tableau 4

4 ^{ème} (40x40)	6,4	3,2	14,40	48	96
5 ^{ème} (35x35)	5,6	2,45	11,025	36,75	73,5
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (30x30)	4,8	1,8	8,10	27	54

V.2.7 Choix des armatures

Tableau V. 6: Choix d'armatures verticales des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix d'un coté	Espacement e _v = e _h > 3,75	A _s ^{adp} (cm ²)	A _s min (cm ²)	Choix de la section	A _s ^{tot} (cm ²)
RDC (55x55)	13,33	2T20+4T16	13,2	14,33	27,225	4T20+8T16	28,65
1 ^{er} + 2 ^{ème} (50x50)	13,82	2T20+4T16	11,53	14,33	22,50	4T20+8T16	28,65
3 ^{ème} (45x45)	13,60	2T20+4T16	9,87	14,33	18,225	4T20+8T16	28,65
4 ^{ème} (40x40)	11,82	6T16	8,47	12,06	14,40	12T16	24,13
5 ^{ème} (35x35)	9,29	2T16+4T14	6,93	10,18	11,025	4T16+8T14	20,36
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (30x30)	9,59	2T16+4T14	5,27	10,18	8,10	4T16+8T14	20,36

V.2.8 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}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 7: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σs	σbc	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N max	M Corr						
RDC (55x55)	N max	2266,47	SEC	100,7	6,73	250	18	OK
	M Corr	6,25						
1^{er} + 2^{ème} (50x50)	N max	1973,81	SEC	108	7,27	250	18	OK
	M Corr	15,42						
3^{ème} (45x45)	N max	1407,40	SEC	91,9	6,19	250	18	OK
	M Corr	10,15						
4^{ème} (40x40)	N max	1128,55	SEC	92,9	6,27	250	18	OK
	M Corr	8,21						
5^{ème} (35x35)	N max	851,35	SEC	90,4	6,12	250	18	OK
	M Corr	6,03						
6^{ème} + 7^{ème} (30x30)	N max	572,13	SEC	78,5	5,35	250	18	OK
	M Corr	4,52						

Tableau V. 8: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σs	σbc	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N Corr	M max						
RDC (55x55)	N Corr	1448,38	SEC	72,7	4,93	250	18	OK
	M max	27,28						
1^{er} + 2^{ème} (50x50)	N Corr	1292,95	SEC	91,2	6,31	250	18	OK
	M max	55,30						
3^{ème} (45x45)	N Corr	868,29	SEC	80,1	5,62	250	18	OK
	M max	46,70						
4^{ème} (40x40)	N Corr	677,08	SEC	87,6	6,26	250	18	OK
	M max	44,62						

Tableau V. 9 : Suite de tableau 8

5 ^{ème} (35x35)	N _{Corr}	534	SPC	99,2	7,26	250	18	OK
	M _{max}	40,75						
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (30x30)	N _{Corr}	179,98	SPC	104,7	8,37	250	18	OK
	M _{max}	43,65						

NB : les valeurs des contraintes sont en **MPa**.

V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,0 \text{ MPa}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau_u}$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le « BAEL91 modif 99 » :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{ 0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon le « RPA99 modif 2003 » :

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élanement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ si l'élanement } \lambda_g < 5$$

Avec :

- λ_g : L'élanement du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- L_f : Longueur de flambement.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Tableau V. 10: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Observation
RDC (55x55)	63,14	0,22	4,11	0,04	1,2	3	OK
1 ^{er} + 2 ^{ème} (50x50)	87,22	0,37	4,52	0,04	1,2	3	OK
3 ^{ème} (45x45)	87,39	0,46	5,02	0,075	2,25	3	OK
4 ^{ème} (40x40)	79,93	0,53	5,65	0,075	2,25	3	OK
5 ^{ème} (35x35)	66,64	0,59	6,46	0,075	2,25	3	OK
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (30x30)	45,37	0,55	7,54	0,075	2,25	3	OK

V.2.10 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \emptyset t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \emptyset l \right) \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- Øt : Diamètre des armatures transversales.
- Øl : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec :

- 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.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq 10$ Zone nodale (zone III).
- $St \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_1)$ Zone courante (zone III).

Le pourcentage d'armatures transversales minimal $\frac{A_t}{St \times b}$ est donné par :

0,3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élancement $\lambda_g < 3$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%.

Tableau V. 11: Espacement des cadres des poteaux.

Niveau ($b \times h$) cm ²	Ferrailage Longitudinal	ϕ_1 (mm)	St (cm)	
			Z. N	Z. C
RDC (55x55)	4T20+8T16	20 ;16	10	15
1^{er} + 2^{ème} (50x50)	4T20+8T16	20 ;16	10	15
3^{ème} (45x45)	4T20+8T16	20 ;16	10	15
4^{ème} (40x40)	12T16	16	10	15
5^{ème} (35x35)	4T16+8T14	16 ;14	10	15
6^{ème} + 7^{ème} (30x30)	4T16+8T14	16 ;14	10	15

Tableau V. 12: Choix d'armatures transversales des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	Zone	St (cm)	T _u max (kN)	λ g	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
RDC (55x55)	Z. N	10	63,14	4,11	0,86	4T8	2,01
	Z.C	15			1,29		
1er + 2 ^{ème} (50x50)	Z. N	10	87,22	4,52	1,31	4T8	2,01
	Z.C	15			1,96		
3 ^{ème} (45x45)	Z. N	10	87,39	5,02	0,97	4T8	2,01
	Z.C	15			1,46		
4 ^{ème} (40x40)	Z. N	10	79,93	5,65	1	4T8	2,01
	Z.C	15			1,50		
5 ^{ème} (35x35)	Z. N	10	66,64	6,46	0,95	4T8	2,01
	Z.C	15			1,43		
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (30x30)	Z. N	10	45,37	7,54	0,76	4T8	2,01
	Z.C	15			1,13		

V.2.11 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \emptyset l$ (zone III) [1].

T14 : $L_r = 70$ cm

T16 : $L_r = 80$ cm

T20 : $L_r = 100$ cm

V.2.12 Ferrailage des poteaux du sous-sol

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en statique car ces derniers font partie de la partie enterrée aussi appelée « boîte rigide », par conséquent ces éléments travaillent en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau : $[Br = (a - 2)(b - 2)]$ cm²

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

λ = L_i/i

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{I/B}$

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

B : Section du poteau (B = a × b).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 \times l_0$.

V.2.13 Calcul du ferrailage

$$i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = 15,88 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = L_f/i = 201,6/ 15,88 = 12,70 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{12,70}{35}\right)^2} = 0,67$$

$$B_r = (55-2) \times (55-2) = 2809,00 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 3927,22 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \left(\frac{3927,22 \times 10^3}{0,67} - \frac{2809 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -8,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0,9\% B$$

$$A_s = A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 27,225 \text{ cm}^2$$

On prend un choix identique à celui des poteaux du RDC à savoir : 4T20+8T16.

Tableau V. 13 : Vérifications des contraintes des poteaux du sous-sol 1et 2.

Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
55 x 55	2855,89	124	250	8,27	18	Ok

V.2.14 Ferrailage transversal

On garde le même ferrailage que celui des poteaux du RDC.

Tableau V. 14: Schémas de ferrailage de poteaux.

<p>Poteau Sous-sol 1 et 2 + RDC</p>	<p>Poteau 1^{er} + 2^{ème}</p>
<p>Poteau 3^{ème}</p>	<p>Poteau 4^{ème}</p>
<p>Poteau 5^{ème}</p>	<p>Poteau 6^{ème} + 7^{ème}</p>

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

V.3.2 Les combinaisons d'actions

Mêmes combinaisons que celles énoncées en §. V.2.2.

V.3.3 Recommandations des règlements

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section ^[1].
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III [1].
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) & Z.N \\ S_t \leq \frac{h}{4} & Z.C \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

\varnothing : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

V.3.4 Calcul du ferrailage

La structure ne comporte deux type du poutre :

Poutre principale 30 x 45.

Poutre secondaire 30 x 40.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

A_s : Section d'armatures tendus.

A_s' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et le choix d'armatures calculées par (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans .

Tableau V. 15 : Ferrailage des poutres principales et secondair.

Section	Situation	Position	M max (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)	As max (Z.R)
30x45	S.D. T	Appui	155,41	0	9,88	6,75	54	81
		Travée	118,88	7,33	0			
	S. A	Appui	222,67	0	12,48			
		Travée	101,10	5,26	0			
30x40	S.D. T	Appui	91,29	0	6,32	6,00	48	72
		Travée	76,33	5,21	0			
	S. A	Appui	123,30	0	7,45			
		Travée	42,09	2,40	0			

Tableau V. 16 : Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires

Section	Position	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
30x45	Appui	6T16+2T12	14,33
	Travée	5T14	7,70
30x40	Appui	5T14	7,70
	Travée	6T12	6,79

V.3.5 Vérifications

V.3.5.1 Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire})$$

En travée : A travée = 7,70 cm² > A_{min s} = 1,19 cm² Vérifiée.

Sur appui : A appui = 14,33 cm² > A_{min s} = 1,19 cm² Vérifiée.

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

En travée : A travée = 6,79 cm² > A_{min s} = 1,34 cm² Vérifiée.

Sur appui : A appui = 7,70 cm² > A_{min s} = 1,34 cm² Vérifiée.

V.3.5.2 Espacement

- **Poutre secondaire**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,2}{2} = 12,8 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 12,8 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$

Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,4}{2} = 8,9 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,9 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

- **Poutre principale**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,4}{2} = 8,9 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,9 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,6}{2} = 8,6 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,6 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

V.3.5.3 Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,0 \text{ MPa}$$

- **Poutre secondaire**

$$T_u = 76,36 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,71 \text{ MPa} < 3 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Poutre principale**

$$T_u = 181,62 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 1,49 \text{ Mpa} < 3 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Selon le BAEL

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_c}{0,8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Selon les RPA

$$\begin{cases} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \quad \text{Z.N.} \\ St \leq \frac{h}{4} \quad \text{Z.C.} \end{cases}$$

Tableau V. 17 : Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.

Section	Tu (kN)	τ_u (Mpa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
			Z.N	Z.C		
30x45	181,62	1,49	10	10	0,9	4T8
30x40	76,36	0,71	10	10	0,9	4T8

V.3.5.4 Contraintes à l'E.L. S

Tableau V. 18 : Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
30x45	Appui	113,79	250	226,40	10,70	18	OK
	Travée	87,06		312,50	9,61		NO
30x40	Appui	66,43	250	270,50	9,46	18	NO
	Travée	55,55		254,60	7,95		NO

Remarque :

Lorsque la vérification à l'ELS n'est pas vérifiée on va augmenter la section d'acier dans les positions qui n'est pas vérifiées.

Tableau V. 19 : Re vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS

Section (cm ²)	Position	A _s vérifier (cm ²)	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
30x45	Appui	6T16+2T12	113,79	250	226,40	10,70	18	OK
	Travée	3T16+3T14	87,06		229	8,64		OK
30x40	Appui	6T14	66,43	250	226,70	8,59	18	OK
	Travée	3T14+3T12	55,55		217,30	7,52		OK

V.3.5.5 Flèche

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

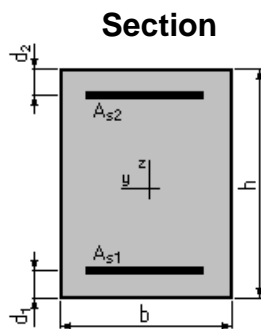
f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

• Flèche de la poutre secondaire à la flexion simple

1. Hypothèse :

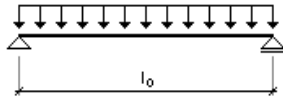
- Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



- $b = 30,0$ (cm)
- $h = 40,0$ (cm)
- $d_1 = 4,0$ (cm)
- $d_2 = 4,0$ (cm)

Schéma statique



$$l_0 = 5,5 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0,60$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 46,64$ (kN*m)
 Moment dû à la charge totale : $M_p = 55,55$ (kN*m)
 Moment dû aux charges par cloisons : $M_i = 37,31$ (kN*m)

Section des armatures :

$$A_{S1} = 8,01 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{S2} = 4,62 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Densité du ferrailage : } \rho = 1,17 \text{ (\%)}$$

$$\text{Densité du ferrailage minimale : } \rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4,2 \text{ (mm)} < f_{\text{adm}} = (l_0 / 1000) + 5 = 10,5 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 5,4$	0,46	182,4
$f_{gi} = 2,8$	0,46	182,4
$f_{pi} = 3,6$	0,53	217,3
$f_{ji} = 2,0$	0,38	145,9

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = 208022,8 \text{ (cm}^4\text{)}$$

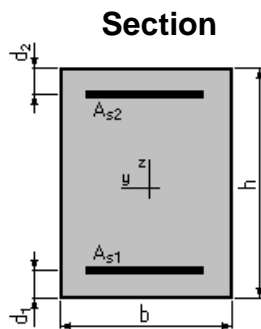
$$\lambda_i = 3,24$$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

- Flèche de la poutre principale à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

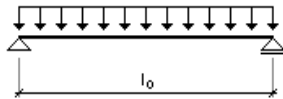
2. Géométrie :

$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique

$$l_0 = 6,06 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0,80$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 78,08$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 87,06$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 62,46$	(kN*m)

Section des armatures :

$$A_{s1} = 10,65 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 6,03 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Densité du ferrailage : } \rho = 1,37 \text{ (\%)}$$

$$\text{Densité du ferrailage minimale : } \rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 6,9 \text{ (mm)} < f_{adm} = (l_o / 1000) + 5 = 11,06 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 9,9$	0,56	205,3
$f_{gi} = 5,2$	0,56	205,3
$f_{pi} = 6,1$	0,60	229,0
$f_{ji} = 3,8$	0,49	164,3

Moment d'inertie de la section homogène : $l_o = 307904,9 \text{ (cm}^4)$
 $\lambda_i = 2,74$

V.3.6 Arrêt des barres

Armatures inférieures tendues : $X \leq \frac{L}{10}$ pour $L = \text{Max (Droite ; Gauche)}$.

Armatures tendues supérieures :

$$X \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} \text{ pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

- **Poutre secondaire :**

Armatures inférieurs tendues :

$L_{droite} = 5,00 \text{ m}$ $L_{Gauche} = 5,50 \text{ m}$ donc : $X \leq 0,550 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 1,38 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 1,11 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

- **Poutre principale :**

Armatures inférieurs tendues :

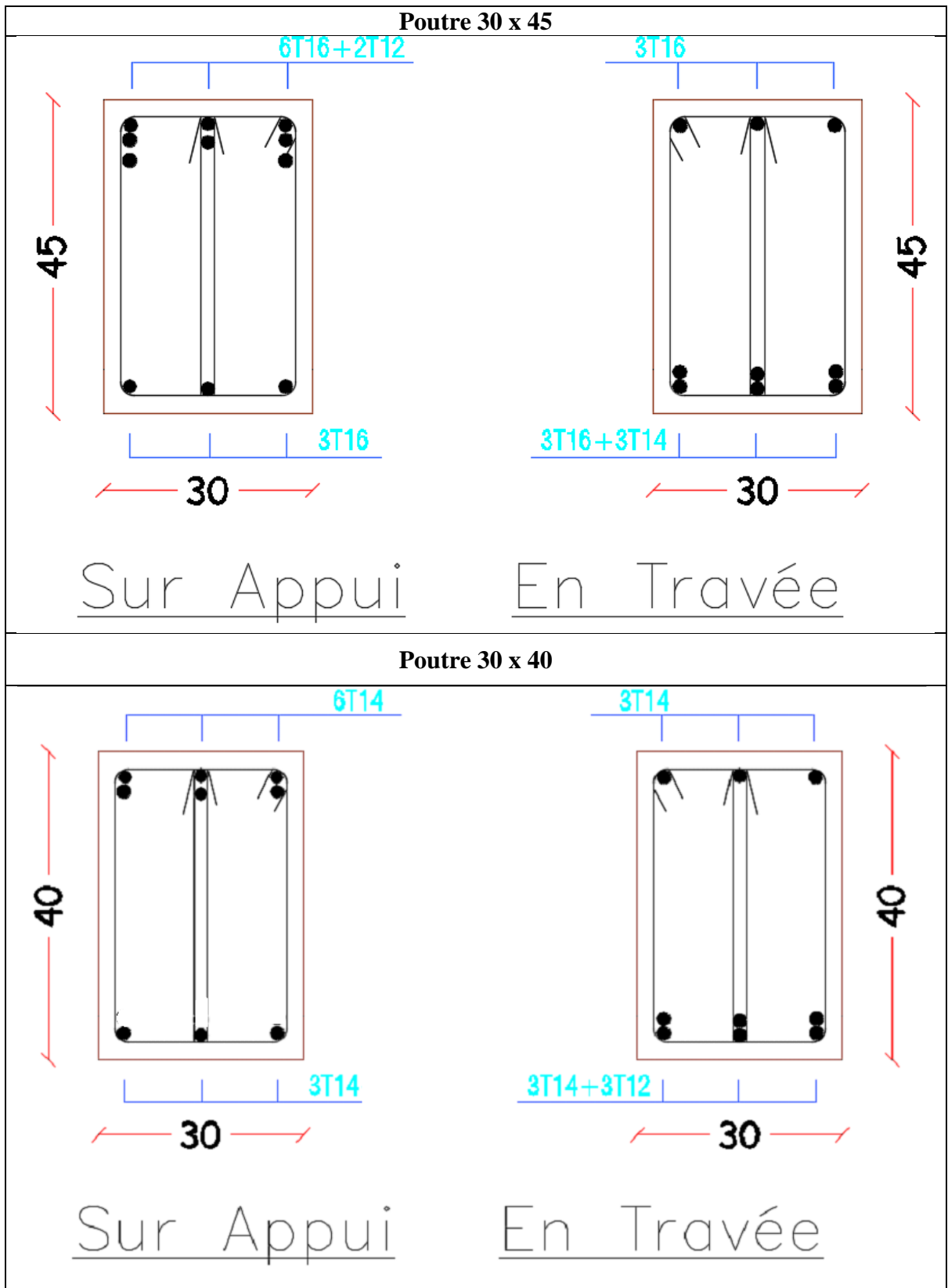
$L_{droite} = 6,06 \text{ m}$ $L_{Gauche} = 6,02 \text{ m}$ donc : $X \leq 0,606 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 1,52 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 1,21 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

Tableau V. 20: Schémas de ferrailage des poutres



V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1 Voiles pleins :**○ Armature verticale :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

○ **Armature horizontale :**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe 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 :**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/version 2003** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles 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 dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

V.4.2 Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

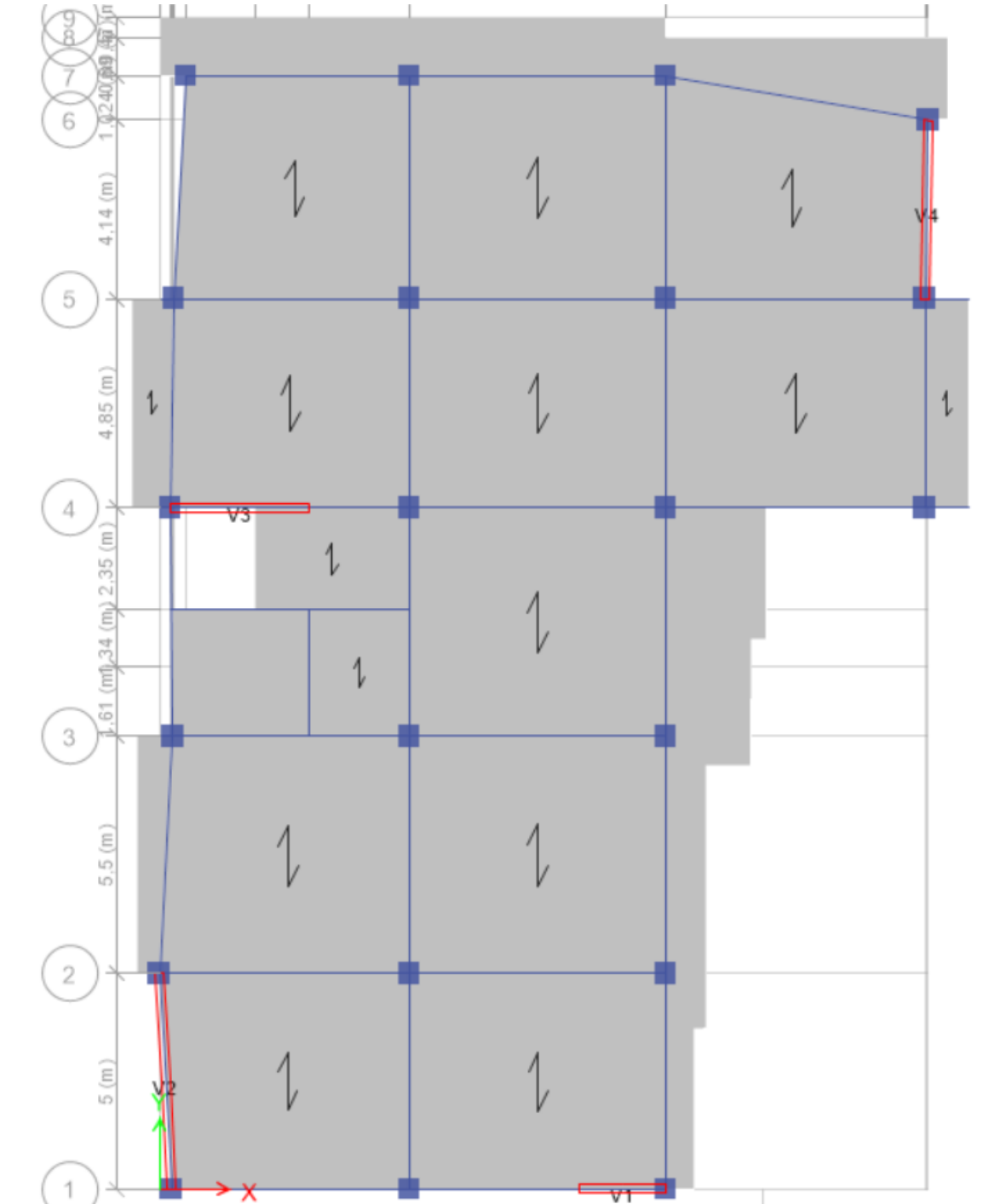


Figure V. 1 : Disposition des voiles avec numérotation

V.4.3 Ferrailage vertical

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier-Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

Y_{max} : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% . e . L$).

○ **Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) . \frac{L}{2} . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec A_v

○ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue $F_t = \frac{1}{2} . \sigma_2 . L_t . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

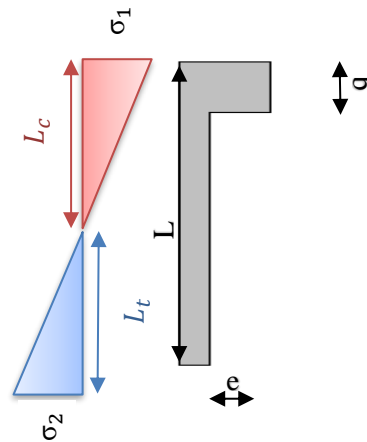
On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec A_v

V.4.4 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 2,00\text{m}$, $e = 0,20\text{m}$, $b = 55$) du RDC



- **Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)**

$$M = 2089,23 \text{ KN.m}$$

$$N = 551,73 \text{ KN}$$

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2,00 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$\Omega = L \times e = 2,00 \times 0,2 = 0,40 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1}}{\Omega_1} = \frac{0,40 \cdot 1,00}{0,40} = 1,00\text{m}$$

$$Y_{\max} = 1,00 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{e \times L^3}{12} \right)$$

$$I = 0,13 \text{ m}^4$$

- **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{551,73}{0,40} + \frac{2089,23 \times 1}{0,13}$$

$$\sigma_1 = 17048,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{551,73}{0,40} - \frac{2089,23 \times 1}{0,13}$$

$$\sigma_2 = -14289,92 \text{ KN/m}^2$$

σ_1 , σ_2 Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2 \left(\frac{17048,62}{14289,92 + 17048,62} \right) = 1,09 \text{ m}$$

- **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 17048,62 \times 1,09 \times 0,20 = \mathbf{1854,94 \text{ KN}}$$

- **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{1854,94 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 37,10 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 1,09 = 4,36 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{zc} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \times 0,2 \times 2 = 4,00 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \times \Omega = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(37,10 ; 6,00) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 37,10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{37,10 \times 2}{1,09}$$

$$A_s = 68,07 \text{ cm}^2$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{509,09}{500}; A_{vj} = 11,20 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 30 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10} \right)$$

- **Choix de barres vertical : 10HA20 + 14HA16**
- **Choix de barres couture : 24HA10**

$$A_{ad\ opté} = 59,56\ cm^2$$

$$A_{vj\ adopté} = 18,85\ cm^2$$

- **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 30\ MPa$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = -\frac{14289,92}{1000} = -14,289\ MPa$$

$$\sigma_c = 14,29 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 30}{1,15} = 22,17\ MPa$$

- **Ferraillage vertical des voiles (RDC+1^{er} étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical

Tableau V. 21 : Résultats détaillés du ferraillage vertical

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	551,73	-2016,07	394,35	-1293,32
M (kN.m)	2089,23	-11860,33	7875,85	-7618,55
L (m)	2,00	5,00	3,20	4,10
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Ω (m²)	0,40	1,00	0,64	0,82
I (m⁴)	0,13	2,08	0,55	1,15
Y_g (m)	1,00	2,50	1,60	2,05
σ_t (kN/m²)	17048,62	12216,33	23689,95	12019,25
σ_c (kN/m²)	-14289,92	-16248,47	-20457,60	-15173,68
L_t (m)	1,09	2,15	1,64	1,81
N (kN)	1854,94	2621,46	3891,61	2178,12
A_s (cm²)	37,10	52,43	77,83	43,56
A_s^{total} (cm²)	68,19	122,16	151,62	98,56
Nbr de barre	2 x 12	2 x 28	2 x 25	2 x 25
A_{vj} (cm²)	11,20	37,60	32,67	28,75

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC+1^{er} étage)**

Tableau V. 22 : Choix du ferraillage vertical des voiles

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1	2 x (5HA20 + 7HA16)	2 x 12HA10	20	10
V2	2 x (6HA20 + 22HA16)	2 x 28HA10	20	10
V3	2 x 25HA20	2 x 25HA10	15	10
V4	2 x (4HA20 + 21HA16)	2 x 25HA10	15	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

Tableau V. 23: Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles

	σ_c (Mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	14,29	22,17	59,56	6,00	Vérifiée
V2	16,24	22,17	126,17	15,00	Vérifiée
V3	20,45	22,17	157,08	9,60	Vérifiée
V4	15,17	22,17	109,58	12,30	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (2+3+4^{ème} étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 24: Résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	-343,57	-1611,93	-978,97	-904,488
M (kN.m)	1003,86	8402,62	3886,30	5315,85
L (m)	2,00	5,00	3,20	4,10
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Ω (m ²)	0,40	1,00	0,64	0,82
I (m ⁴)	0,13	2,08	0,55	1,15
Y_g (m)	1,00	2,50	1,60	2,05
σ_t (kN/m ²)	6670,04	8471,21	9856,01	8383,90
σ_c (kN/m ²)	-8387,93	-11695,08	-12915,29	-10589,97
L_t (m)	0,89	2,10	1,39	1,81
N (kN)	590,91	1779,24	1365,10	1518,87
A_s (cm ²)	11,82	35,58	27,30	30,38
A_s^{total} (cm ²)	26,68	84,71	63,08	68,75
Nbr de barre	2 x 12	2 x 28	2 x 18	2 x 19
A_{vj} (cm ²)	7,61	32,53	23,13	24,89

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (2+3+4^{ème} étage)**

Tableau V. 25: Choix du ferrailage vertical des voiles

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1	2 x (3HA14 + 9HA12)	2 x 12HA10	20	10
V2	2 x (28HA14)	2 x 28HA10	20	10
V3	2 x (9HA16 + 9HA14)	2 x 18HA10	20	10
V4	2 x (11HA16 + 8HA14)	2 x 19HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage**

Tableau V. 26: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles

Voiles	σ_c (Mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	8,39	22,17	29,59	6,00	Vérifiée
V2	11,70	22,17	86,21	15,00	Vérifiée
V3	12,92	22,17	63,90	9,60	Vérifiée
V4	10,59	22,17	68,86	12,30	Vérifiée

- **Ferrailage vertical des voiles (5+6+7^{ème} étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 27: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	54,52	-924,39	-190,35	-461,49
M (kN.m)	389,03	3780,70	1513,84	2193,58
L (m)	2,00	5,00	3,20	4,10
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Ω (m ²)	0,40	1,00	0,64	0,82
I (m ⁴)	0,13	2,08	0,55	1,15
Y _g (m)	1,00	2,50	1,60	2,05
σ_t (kN/m ²)	3054,02	3612,45	4137,65	3351,98

Tableau V. 28 : Suite de tableau 27

σ_c (kN/m ²)	-2781,42	-5461,22	-4732,51	-4477,56
L_t (m)	1,05	1,99	1,49	1,76
N (kN)	319,67	719,10	617,63	588,37
A_s (cm ²)	6,39	14,38	12,35	11,77
A_s^{total} (cm ²)	12,22	36,12	26,48	27,49
Nbr de barre	2 x 8	2 x 19	2 x 12	2 x 13
A_{vj} (cm ²)	5,09	18,87	13,90	15,13

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (5+6+7^{ème} étage)**

Tableau V. 29: choix du ferrailage vertical des voiles du 5^{ème} étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1	2 x 8HA12	2 x 8HA10	30	15
V2	2 x 19HA12	2 x 19HA10	30	15
V3	2 x 12HA12	2 x 12HA10	30	15
V4	2 x 13HA12	2 x 13HA10	30	15

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage**

Tableau V. 30: Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	2,78	22,17	18,10	6,00	Vérifiée
V2	5,46	22,17	42,98	15,00	Vérifiée
V3	4,73	22,17	27,14	9,60	Vérifiée
V4	4,48	22,17	29,41	12,30	Vérifiée

V.4.5 Ferrailage horizontal

○ Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**RPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (**RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

○ Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$: $A_{t \min} \geq 0,0015 b_0 s_t$
- Pour $\tau_u > 0,025 f_{c28}$: $A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

V.4.6 Exemple d'application

On prend comme exemple le voile V1 ($L = 2,00 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$) du RDC:

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{509,09}{0,2 \times (0,9 \times 2)} = 1979,79 = 1,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

- Dans le cas $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction, Donc :

$$k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = 1 - \frac{10 \times 551,73}{30 \times 1000} = 0,82$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{1(1,97 - 0,3 \times 2,4 \times 0,82) \times 200 \times 100}{0,9 \times 500}$$

$$A_t \geq 0,61 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales ($A_{t \min}$)**

$$\tau_u = 1,97 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$$

$$A_{t \min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0,5 ; 0,61) \text{ cm}^2 \quad A_t = 0,61 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres : 2HA10**

Pour les résultants des ferrailrages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 31: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles

voile	L (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	S_t (m)	K	A_t (cm ²)	$A_{t\ min}$ (cm ²)	Choix des barres
V1	2,00	509,09	1,97	6	Oui	0,2	0,82	0,61	0,5	2HA10
V2	5,00	1709,09	2,65		Oui	0,2	1,20	0,79	0,5	2HA10
V3	3,20	1485,00	3,61		Oui	0,2	0,61	1,40	0,5	2HA10
V3	3,20	1306,81	2,48		Oui	0,2	1,13	0,74	0,5	2HA10

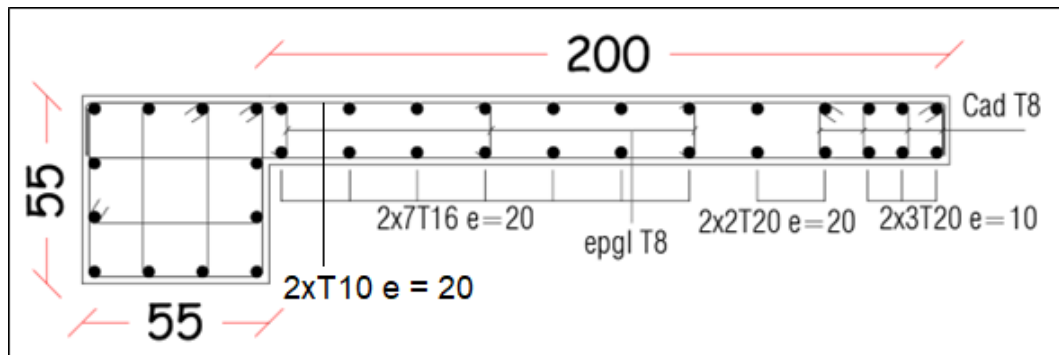


Figure V. 2 : Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2,00 m)

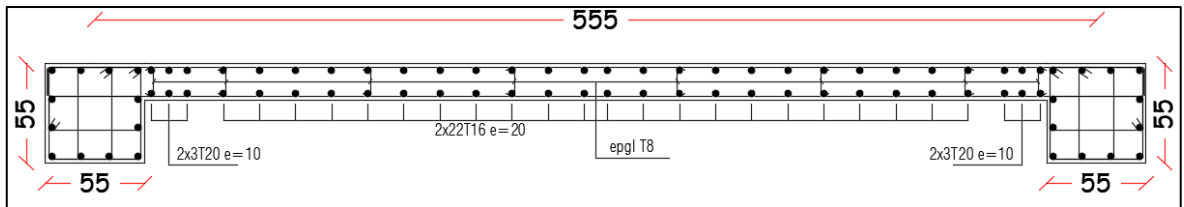


Figure V. 3 : Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 5,00 m)

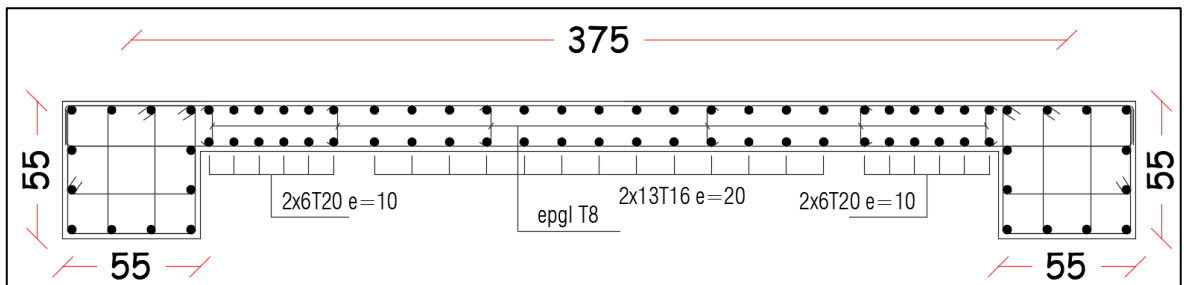


Figure V. 4 : Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 3,20 m)

CHAPITRE VI

Etude des fondations

VI.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

VI.2 Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\sigma}_s = 2,00 \text{ bars}$$

VI.3 Choix du type des fondation

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

VI.3.1 Semelles isolées

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité des deux structures afin d'assurer la validité de la semelle isolée : $\sigma_{ser} = \frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{ser} = 2855,89 \text{ kN}$$

$$S_{Semelle} \geq \frac{2855,89}{200} \rightarrow S = 14,28 \text{ m}^2.$$

$$A = B = \sqrt{S} = 3,77 \text{ m}$$

$$A = 3,80 \text{ m}$$

$$\text{Il faut aussi vérifie que : } L_{\min} \geq 1,5 \times B \quad [5]$$

Tel que Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Dans notre cas, $L_{\min} = 4,85 \text{ m} < 1,5 \times 3,80 = 5,7 \text{ m}$ non vérifie

Remarque

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles pour notre cas d'étude donc on passe alors au choix des semelles filantes.

VI.3.2 Semelles filantes

On doit vérifier que : $\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$$N_s = \sum N_{si}$$

N_{si} : efforts de chaque poteau a L'ELS

$$S = B \times L$$

Avec :

S : surface de chaque semelle

B : Largeur de la semelle filante continue.

L : Longueur du fil considérée.

Les résultats obtenus pour la structure sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 1 : Section des semelles filantes continue

Files	Nser (kN)	L(m)	B(m)	B Choi (m)	S (m ²)
A	2115,21	33,10	0,32	1	33,10
B	11552,43	33,10	1,75	1,80	59,58
C	10953,85	33,10	1,65	1,80	59,58
D	1495,10	33,20	0,23	1	33,20
				$\sum S(m^2)$	185,46

Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{185,46}{569,44} = 32,57 < 50\% \quad \text{condition vérifier}$$

Remarques

Concernant notre structure, la surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise de la structure donc on a opté pour notre structure un semelle filante comme type de fondation.

VI.3.2.1 Calcul des semelles filantes

La semelle filante est une fondation superficielle utilisée principalement pour supporter un mur, un voile porteur ou des poteaux. Elle limite les tassements différentiels et réduit le risque d’instabilité de l’ouvrage.

Pour cet ouvrage, on va opter pour des semelles filantes dans un seul sens (Y-Y).

VI.3.2.2 Détermination des coefficients de répartition

Tableau VI. 2 : Répartition des efforts à l’ELS pour les poteaux

Poteaux		G (kN)	Q (kN)	N ser (kN) (1,10G)10%	Poteaux		G (kN)	Q (kN)	Nser (kN) (1,10G)10%
A	1	396,69	62,30	498,66	B	1	1125,64	194,89	1433,09
	2	311,37	36	378,51		2	2208,12	453,63	2882,56
	3	283,18	23,87	335,37		3	2379,92	479,48	3097,39
	4	382,07	68,69	488,97		4	1614,37	315,14	2090,95
	5	285,61	43,85	358,02		5	1882,63	379,56	2450,45
	6	190,13	41,17	250,31		6	350,27	85,80	471,10
	7	3,51	6,20	10,06		7	73,94	9,04	90,37
C	1	795,42	143,62	1018,58	D	1	367,85	50,58	455,22
	2	1687,71	405,41	2261,89		2	257,20	41,76	324,68
	3	1967,24	535,07	2699,03		3	321,89	61,18	415,26
	4	2045,88	497,73	2748,20		4	67,74	6,24	80,75
	5	1947,23	395,74	2537,69		5	90,30	11,21	110,54
	6	329,76	81,66	444,40		6	96,42	14,48	120,54
	7	105,15	16,22	131,89		7	94,08	14,18	117,67

Remarque

Le poids propre de la semelle et des nervures est pris en compte en majorant de 10% la charge permanente G prévenante des poteaux

VI.3.2.3 Dimensionnement des semelles filantes

Tableau VI. 3 : Dimensions des semelles filantes

Semelle	N ELS (KN)	σ_{sol} (KPa)	B cal (m)	B SF (m)	L (m)	L SF (m)	h cal (m)	h SF (m)
A	2319,90	200	0,35	1	33,10	34,10	0,16	0,20
B	12515,92	200	1,89	1,90	33,10	35	0,39	0,40
C	11841,68	200	1,79	1,90	33,10	35	0,39	0,40
D	1624,66	200	0,32	1	33,20	34,20	0,16	0,20

VI.3.2.4 Dimensionnement des nervures

➤ Largeur des nervures

Condition de coffrage : $b \geq \frac{L_{max}}{10} = 550/10 = 55 \text{ cm}$

On opte pour : $b_N = 55 \text{ cm}$

➤ Hauteur des nervures

1. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

On a : $L_{max} = 5,55 \text{ m} \Rightarrow 37 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 55 \text{ cm}$

2. Condition de la raideur du sol

Pour étudier la raideur d'une nervure, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq (\pi/2) L_e + a$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

I : inertie de la semelle

E : module d'élasticité du béton (20000 Mpa)

K : coefficient de raideur du sol

b : largeur de semelle en contact avec le sol

Voici nos paramètres :

$E = 20000 \text{ MPa}$; $b_{SF}^1 = 1,90 \text{ m}$; $b_{SF}^2 = 1,00 \text{ m}$; $a = 55 \text{ cm}$; $K = 40 \text{ MPa/m}$

AN :

$$h_{N1} \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1,90}{\pi^4 \times 20000 \times 0,55}} (5,55^4 - 0,55^4) = 1,479 \rightarrow h_{N1} = 150 \text{ cm}$$

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1,00}{\pi^4 \times 20000 \times 0,55}} (5,55^4 - 0,55^4) = 1,194 \rightarrow h_{N2} = 120 \text{ cm}$$

Alors on opte :

$h_{N1} = 150 \text{ cm}$ pour les semelles (B et C) ; $h_{N2} = 120 \text{ cm}$ pour les semelles (A et D).

VI.3.2.5 Vérification de la portance du sol

Tableau VI. 4 : Vérification de la portance du sol

Semelle	G (kN)	Q (kN)	G de semelle	N _{ELS} (kN)	σ (kPa)	σ sol (kPa)	Vérification
A	1852,56	282,08	639,38	2774,02	81,35	200	Vérifiée
B	9634,89	1917,54	1194,38	12746,81	191,68	200	Vérifiée
C	8878,39	2075,45	1194,38	12148,22	182,68	200	Vérifiée
D	1295,48	199,63	641,25	2136,36	62,47	200	Vérifiée

VI.3.2.6 Vérification de la stabilité au renversement ^[1]

Il faut vérifier la condition suivante : $e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$

Tableau VI. 5 : Vérification de la stabilité au renversement

Semelle	B (m)	N _{ELS} (KN)	M ₀ (KN.m)	V ₀ (KN)	M _r (KN.m)	e (m)	B/4	Vérification
A	34,10	2774,02	873,24	313,33	2518,22	0,97	8,53	Vérifiée
B	35	12746,81	1212,73	564,16	4174,57	0,33	8,75	Vérifiée
C	35	12148,22	1125,57	409,06	3273,14	0,27	8,75	Vérifiée
D	34,20	2136,36	662,69	197,17	1697,83	0,79	8,55	Vérifiée

Conclusion

La condition est vérifiée, donc le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement.

VI.3.2.7 Ferrailage des semelles filantes

Tableau VI. 6 : Ferrailage des semelles filantes

Semelle	B (m)	N _{ELU} (kN)	P _{ELU} (kN/ml)	S _t (cm)	A _s (cm ²)	Choix (cm ²)	A _r (cm ²)	Choix (cm ²)
A	34,10	3787,24	111,06	20	1,19	5T10 = 3,93	0,98	4T18 = 2,01
B	35	17495,82	499,89	25	5,39	8T10 = 6,28	2,68	4T10 = 3,14
C	35	16711,41	477,47	25	5,15	8T10 = 6,28	2,68	4T10 = 3,14
D	34,20	2914,03	85,21	20	0,92	5T10 = 3,93	0,98	4T8 = 2,01

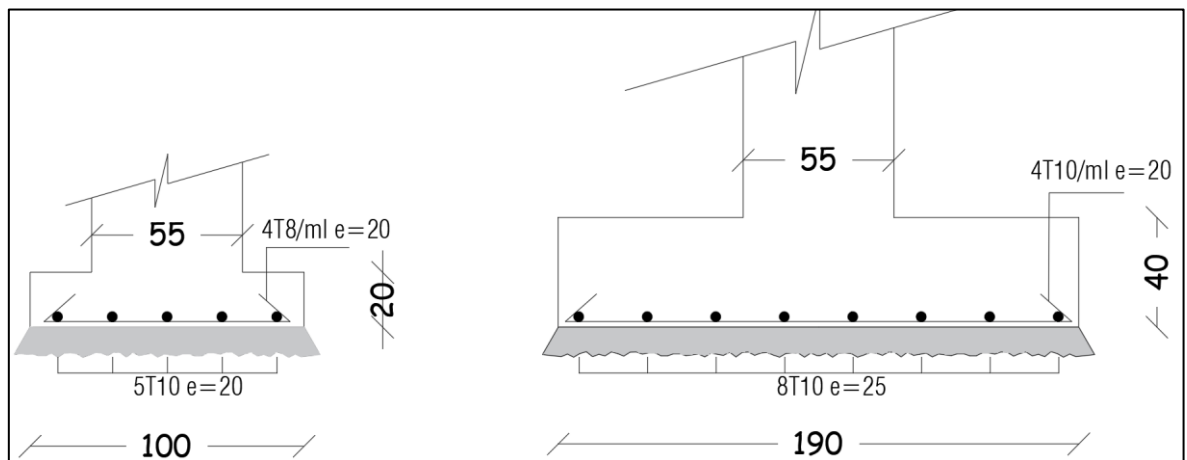


Figure VI. 1 : schéma de ferrailage des semelles filantes

VI.3.2.8 Ferrailage des nervures

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire [2], les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7 : Ferrailage des nervures

Semelle		q _u (kN/m)	M ₀ (kN.m)	M _u (kN.m)	A _s (cm ²)	Choix	A _s ^{adop} (cm ²)	A _s min (cm ²)
A	Travée	111,06	419,95	356,96	7,73	2T16 + 3T14	8,64	6,56
	Appui			209,98	4,52	5T12	7,70	6,56
B	Travée	499,89	1890,20	1606,67	28,85	15T16	30,16	8,20
	Appui			945,10	16,59	5T16 + 5T14	17,75	8,20
C	Travée	477,47	1805,43	1534,62	27,48	15T16	30,16	8,20
	Appui			902,72	15,82	5T16 + 5T14	17,75	8,20
D	Travée	85,21	322,20	273,87	5,91	2T16 + 3T14	8,64	6,56
	Appui			161,10	3,46	5T12	7,70	6,56

VI.3.2.9 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI. 8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Semelle		q _{ser} (kN/m)	M ₀ (kN.m)	M _{ser} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
A	Travée	81,35	307,60	261,46	8,64	3,24	4,54	18	299,2	250	Non vérifiée
	Appui			153,80	7,70	2,89	2,81		196,8		
B	Travée	364,19	1377,09	1170,52	30,16	11,31	8,33	18	317,9	250	Non vérifiée
	Appui			688,55	17,75	6,66	6,15		311,7		
C	Travée	347,09	1312,43	1115,57	30,16	11,31	7,94	18	302,9	250	Non vérifiée
	Appui			656,22	17,75	6,66	5,86		297,1		
D	Travée	62,47	236,21	200,79	8,64	3,24	3,48	18	229,8	250	Vérifiée
	Appui			118,11	7,70	2,89	2,16		151,1		

Tableau VI. 9 : Vérification des contraintes à l'ELS après le nouveau choix

Semelle		Nouveau Choix	As (cm ²)	As' (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
A	Travée	10T12	11,31	4,24	4,03	18	230,5	250	Vérifiée
	Appui	5T12	7,70	2,89	2,81		196,8		
B	Travée	10T20 + 5T14	39,11	14,67	7,46	18	247,6	250	Vérifiée
	Appui	10T16 + 2T14	23,18	8,69	5,48		240,9		
C	Travée	10T20 + 5T14	39,11	14,67	7,11	18	236	250	Vérifiée
	Appui	10T16 + 2T14	23,18	8,69	5,23		229,6		

VI.3.2.10 Armatures transversales

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1fc28 ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$

Le calcul se fait selon [1] et [2], les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 10 : Calcul des armatures transversales

Semelle	T _u (kN)	τ _u (Mpa)	S _t (cm) [2]	φ _l (mm)	S _t (cm) [1]		S _t ^{adp} (cm)		A _t (Cm ²)	Choix
					ZC	ZN	ZC	ZN		
A	305,42	0,51	40	12	60	14,4	25	14	1,80	6T8
B	1374,70	1,85	40	14	75	16,8	25	14	6,51	6T12
C	1313,04	1,77	40	14	75	16,8	25	14	6,21	6T12
D	234,33	0,39	40	12	60	14,4	25	14	1,39	6T8

VI.3.2.11 Armatures de peau

Pour les bâtiments cas générale on a ($3 \text{ cm}^2/\text{m}$ Fissuration préjudiciable) pour les armatures de peau.

$$A_p = (3 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 1,20 = 3,6 \text{ cm}^2 (4\text{T}12).$$

$$A_p = (3 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 1,50 = 4,5 \text{ cm}^2 (4\text{T}12).$$

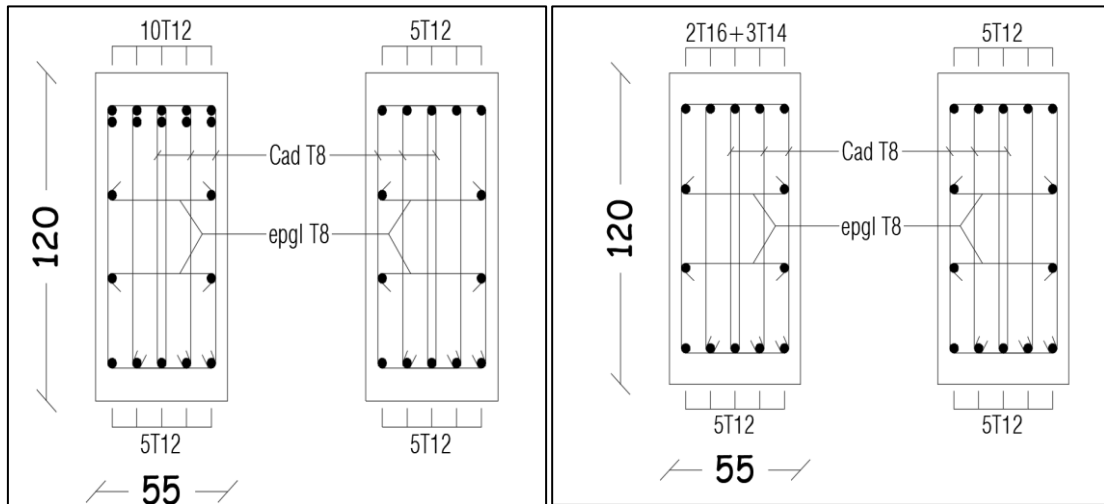


Figure VI. 2 : Schema de ferrailage de nervure A et D

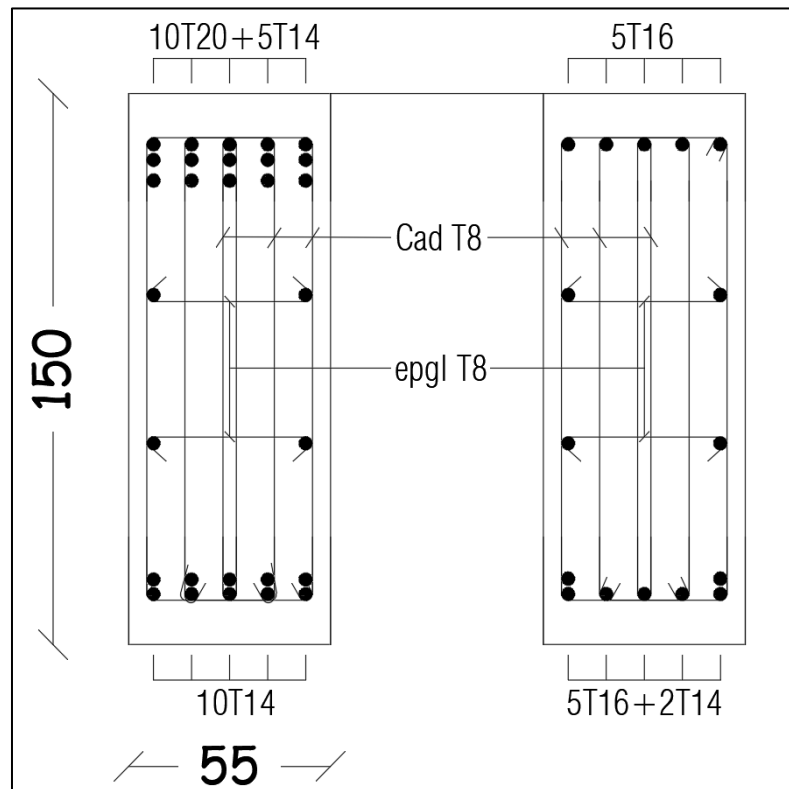


Figure VI. 3 : Schéma de ferrailage de nervure B et C

VI.4 Etude du voile périphérique

VI.4.1 Introduction

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs. Selon le [1], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale des voiles est : $e \geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.4.2 Évaluation des Charges

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

$$L_x = 2,88 - 0,40 = 2,48 \text{ m} ; L_y = 6,76 - 0,55 = 6,21 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

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

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = k_0 \cdot \gamma d \cdot \frac{Lx^2}{2}$$

Avec :

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

$$K_p : \text{Coefficient de poussée } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

γ_h : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=17,60 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile (H=2,48 m).

φ : Angle de frottement interne du remblai $\varphi = 20^\circ$.

$$K_p = 0,49$$

Donc : $P_i = 26,95 \text{ kN/ml} \rightarrow P_u = 36,38 \text{ kN/ml}$

VI.4.3 Effort dans la Dalle

$$\frac{Lx}{Ly} = 0,46 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1022 ; \mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 22,87 \text{ kN m}$$

$$M_y = u_y \cdot M_x = 5,72 \text{ kN m}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 19,44 \text{ kN m} ; M_{ty} = 0,85M_y = 4,86 \text{ kN m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 11,44 \text{ kNm}$$

VI.4.4 Calcul du Ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPA}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11: Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	19,44	2,53	2	5T10	3,93	20
	y-y	4,86	0,62		4T10	3,14	25
Appuis	x-x	11,44	1,48		4T10	3,14	25
	y-y						

a. Condition de Non Fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23 \cdot B \cdot d \cdot (f_{ij}/f_c) = 1,98 \text{ cm}^2$$

b. Condition exigée par le RPA99/version 2003

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 .$$

VI.4.5 Vérifications nécessaires

a. Vérification de l'Effort Tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_c 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{p_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 50,16 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{p_u \cdot L_x}{3} = 30,07 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max (T_x ; T_y) = 50,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,28 < 3 \Rightarrow \text{vérifier}$$

b. Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$Q_{ser} = 26,95 \text{ kN/ml}$

$\mu_x = 0,1051; \mu_y = 0,3319$

$M_x = u_x \cdot Q_s \cdot L^2_x = 17,42 \text{ Kn.m}$

$M_y = u_y \cdot M_x = 5,78 \text{ Kn.m}$

• **Moment en travée :**

$M_{tx} = 0,85M_x = 14,81 \text{ kNm}$

$M_{ty} = 0,85M_y = 4,91 \text{ kNm}$

• **Moment sur appuis :**

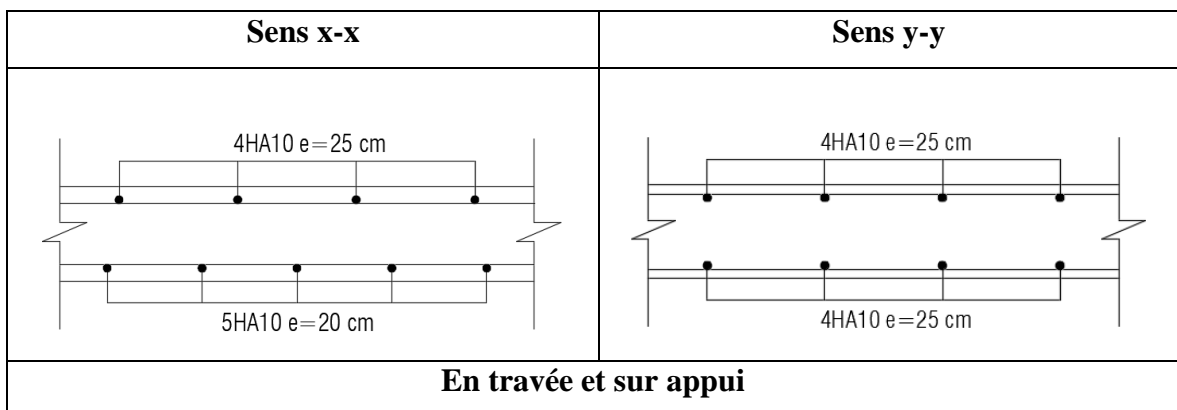
$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 8,71 \text{ kN}$

c. Vérification des contraintes

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	14,81	3,93	4,12	18	226,5	250	Oui
	y-y	4,91	3,14	1,5		93,4		Oui
Appui	x-x	8,71	3,14	2,66		165,6		Oui
	y-y					Oui		

Tableau VI. 13: Schéma de ferrailage du voile périphérique.



Conclusion Générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu au cours de son enseignement théorique.

De notre part, cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

Dans notre étude sismique on constate que La structure possède un coefficient de comportement R égale à 4 ce qui signifie qu'elle est relativement rigide à cause du nombre important de voiles constituant le système de contreventement.

Les voiles sont disposés d'une manière à être le plus loin possible du centre de gravité pour crée un grand bras de levier et assurer la stabilité de notre structure, Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une meilleure distribution des Efforts internes, et donc le phénomène de torsion sera évité.

Dans le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) souvent les combinaisons accidentelles sont les plus défavorables.

D'après l'étude de l'infrastructure on constate que le pré dimensionnement et le ferrailage sont plus important.

En gros ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

En espérant que ce travail puisse être utile pour nos collègues dans le futur.

ANNEXES

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

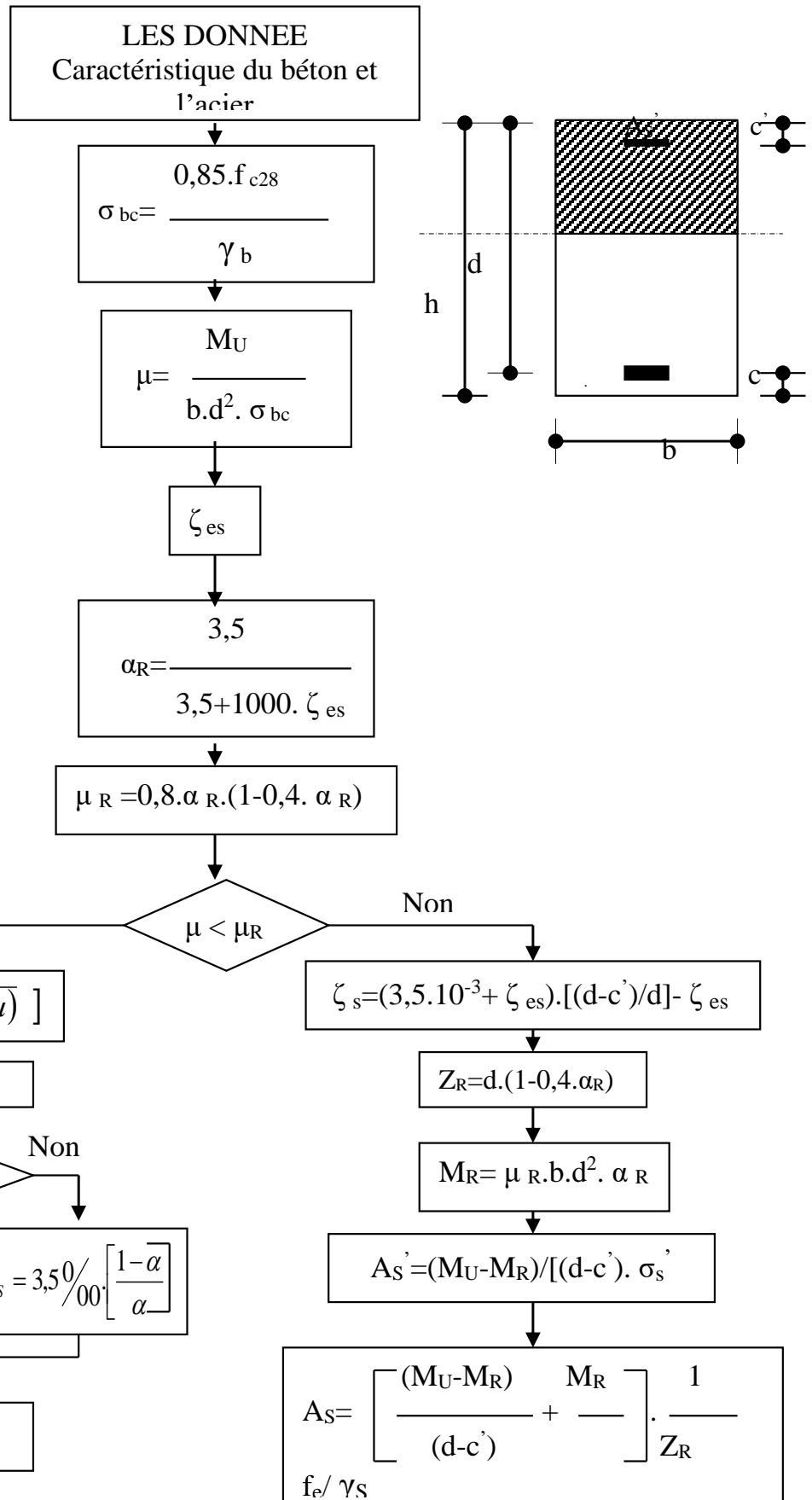
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

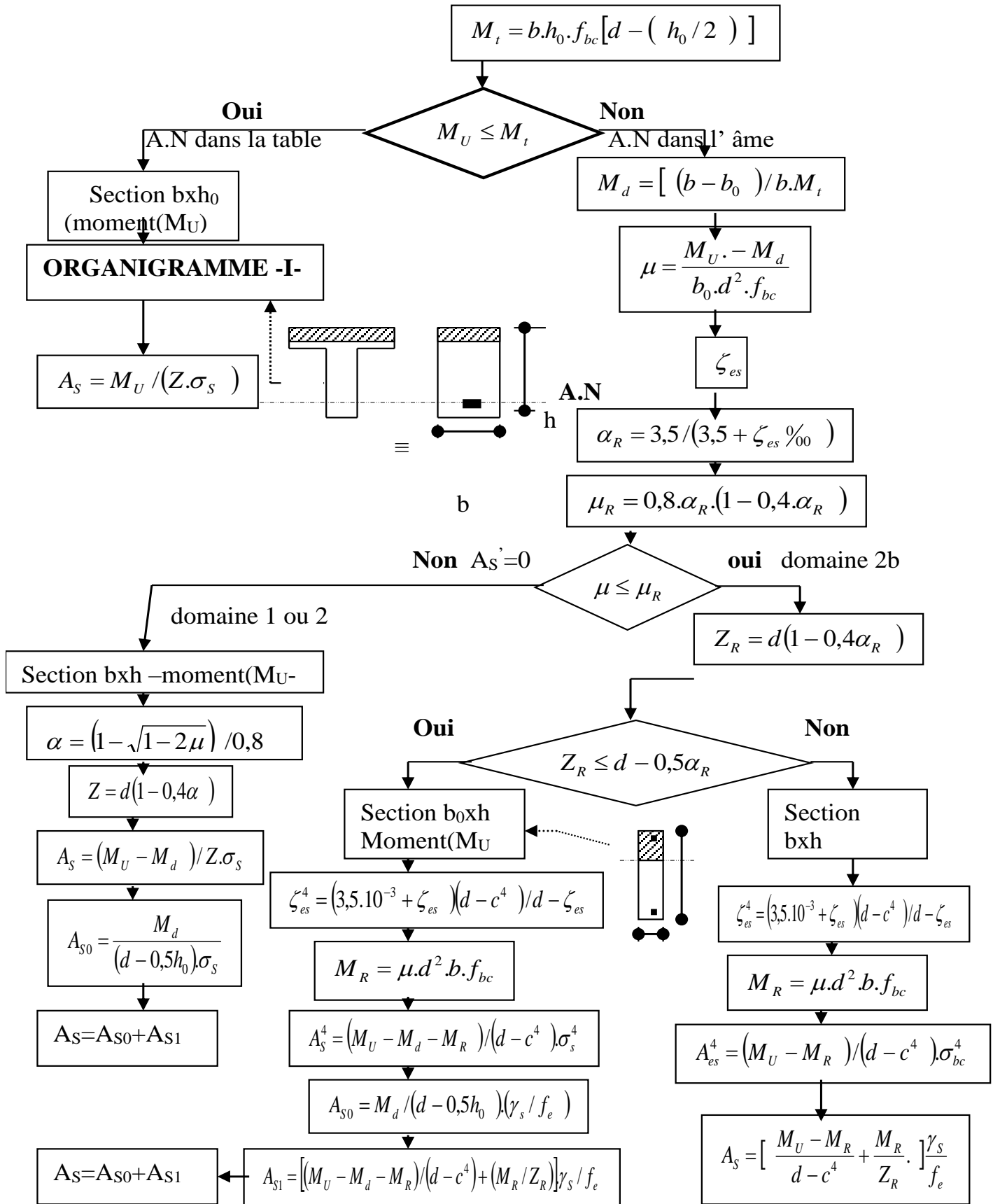
cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

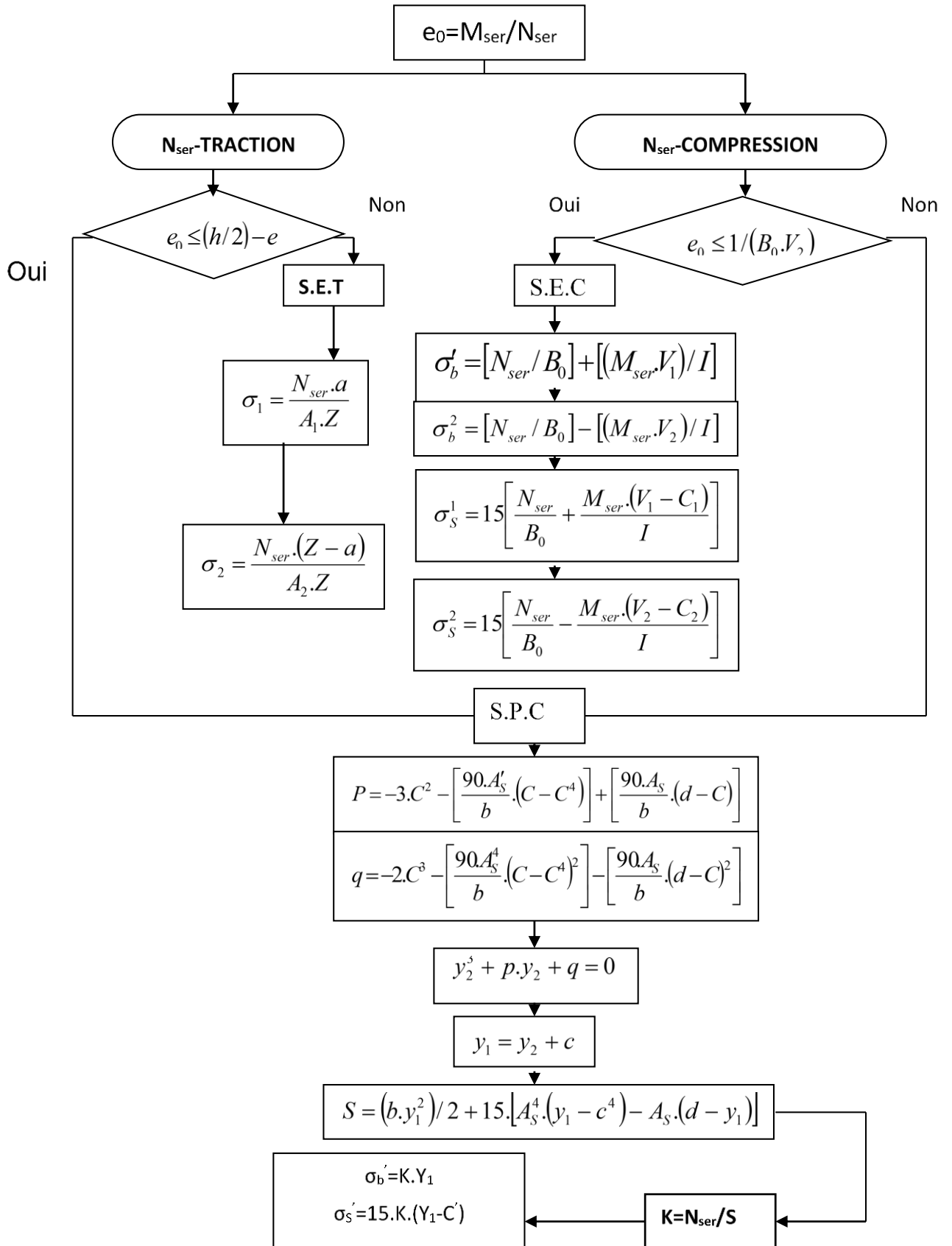
$$\gamma_s = 1$$



ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME-III-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



RECONNAISSANCE DU SOL

Rapport préliminaire de l'étude de sol du site :

« Réalisation d'un bâtiment à Cité Mohamed Boudiaf, wilaya de Blida »

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires (Site meuble)
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

- Teneur en eau naturelle : $W = 13,25\%$
- Limite de liquidité : $WL = 37\%$
- Limite de plasticité : $WP = 19\%$
- Indice de plasticité : $IP = 18\%$
- Pression de consolidation : $Pc = 0,569 \text{ bars}$
- Coefficient de compressibilité : $Cc = 0,141 \text{ bars}$
- Coefficient gonflement : $Cg = 0,021 \text{ bars}$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion : $Cu = 0,50 \text{ bars}$
- Poids volumique total humide : $\gamma h = 17,6 \text{ kN/m}^3$

Résistance du sol

Les valeurs de la capacité portante du sol, en fonction des différentes profondeurs d'ancrage, à adopter pour le calcul de génie civil des ouvrages, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	q^{adm} (bars)
1,5	1,20
3	1,60
4,5	1,90
6	2,25

Calcul des moments des dalles continues [2]

Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante :

Quel que soit leur élancement $\alpha = Lx/Ly$, on commence par déterminer les moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau s'ils étaient isostatiques (simplement appuyés sur leur contour) ; ces moments sont notés M_{0x} et M_{0y} ; les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments "isostatiques" multipliés par des coefficients forfaitaires.

Les dispositions forfaitaires sont résumées sur les figures ci-après :

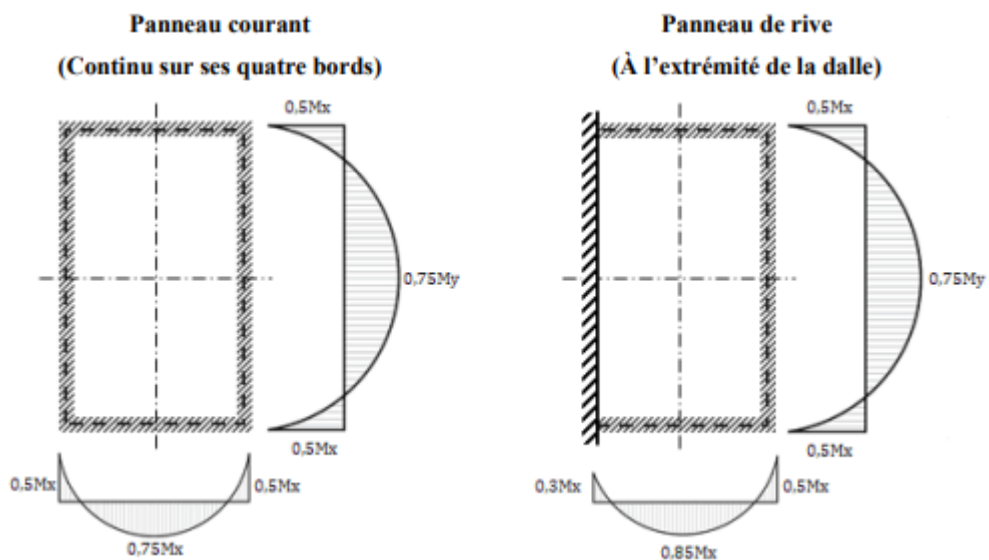


Figure C : Moment en travée et sur appuis.

Référence

Règlements

- [1] Document Technique Règlementaire **DTR B C 2 48**
Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003.
- [2] Document techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en **Béton Armé** suivant la méthode des **Etats Limites - BAEL 91 modifié 99** et **DTU** associés.
- [3] Document Technique Règlementaire **DTR B.C. 2.2**
Charges Permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels

- ✓ **AUTOCAD 2018 ;**
- ✓ **Excel ;**
- ✓ **ETABS V20.0 ;**
- ✓ **SOCOTEC V 1.02 ;**
- ✓ **EXPERT 2010 ;**