

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTRE 2 en Génie Civil

Option : *Matériaux et structure*



Thème

*Etude d'un bâtiment ($\mathcal{R}+8$) à usage du (bureau) Contreventée
Par un système mixte (voile + portique)*

Réalisé par:

M^r. Hadjrioua Mounir.

M^r. Maati Abdelghani.

Encadré par:

M^r RAMDANI.

Jury :

M^r BOUROUBA.

M^{me} AREZKI.

Promotion 2010-2011

Liste des figures
Liste des tableaux
Introduction générale

Chapitre I		Généralités
I.1	Présentation de l'ouvrage	1
I.2	Caractéristiques géométriques et architecturales	1
I.3	Définition des éléments de l'ouvrage.....	1
I.4	Règlementations et normes utilisés.....	3
I.5	Définitions des sollicitations	4
I.6	Règle des trios pivots	6
I.7	Combinaisons d'action donnée par RPA 99	7
I.8	Caractéristiques des matériaux.....	8
Chapitre II		Prédimensionnement des éléments
II.1	Introduction	15
II.2	Les planchers	15
II.3	Les poutres	18
II.4	Les voiles	20
II.5	Les escaliers	22
II.6	Les poteaux	24
II.7	Descente de charge	49
II.8	Critère de stabilité de forme	60
Chapitre III		Etude des éléments secondaires
III.1	Calcul des planchers à courps creux	36
III.2	Etude des escaliers	57
III.3	Etude des poutres brisées	68
III.4	Etude de la poutre chainage	72
III.5	Etude des dalles pleines	77
III.6	Acrotère	89
III.7	Etude de l'ascenseur	97
Chapitre IV		Etude dynamique
IV.1	Introduction	108
IV.2	Méthodes de calcul	108

IV.3	Description du logiciel SAP 2000	113
IV.4	Disposition des voiles	113
IV.5	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par sap2000.v11.0.8	115
IV.6	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	116
IV.7	Conclusion	123
Chapitre VI Etude des éléments structuraux		
V.1	Introduction	124
V.2	Etude des poteaux	124
V.3	Etude des poutres	134
V.4	Vérification des zones nodales	141
V.5	Etude des voiles	144
V.6	Conclusion	158
Chapitre VII Etude des fondations		
VI.1	Introduction	151
VI.2	Choix du type des fondations	151
VI.3	Les vérifications des types de fondations	151
VI.4	Calcul de la contrainte admissible	152
VI.5	Calcul des fondations profonds	155
VI.6	Ferrailage de radier	163
VI.7	Ferrailage de radier	168
Conclusion générale		
Bibliographie		
Annexes		

Remerciement

En premier lieu nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promoteur M^r RAMDANI de nous avoir encadré.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury M^r BOUROUBA et M^{me} AREZKI qui auront à juger ce travail.

En fin, tous nos amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.1	Caractéristiques géométriques des aciers.....	13
-------------	---	----

Chapitre II

Tableau II. 1	Charge permanente revenant à l'acrotère	23
Tableau II. 2	La géométrie de la Volée AB (R.D.C).....	25
Tableau II. 3	La géométrie de la Volée DE (R.D.C).....	25
Tableau II.4	La géométrie de la Volée AB (Etage courant).....	26
Tableau II. 5	La géométrie de la Volée DE (Etage courant).....	26
Tableau II. 6	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau II. 7	Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	29
Tableau II. 8	Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	30
Tableau II. 9	Evaluation des charges dans les balcons.....	31
Tableau II. 10	Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	31
Tableau II. 11	Descente de charge revient au Poteau (B,2).....	34

Chapitre III

Tableau.III. 1.	Les différentes charges.....	40
Tableau.III. 2.	Les différents types des poutrelles	43
Tableau.III. 3.	Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.....	53
Tableau.III. 4.	Sollicitation du plancher rez-de-chaussée et étages courants	54
Tableau.III. 5.	Ferraillage du plancher étage courant	56
Tableau.III. 6.	Ferraillage du plancher terrasse inaccessible.....	56
Tableau.III. 7.	Evaluation des charges du palier.....	59
Tableau.III. 8.	Evaluation des charges de la volée.....	59
Tableau.III. 9.	Calcul des charges de l'escalier.....	60
Tableau.III. 10.	Résultat de ferraillage de l'escalier RDC	61
Tableau.III. 11	Vérification des contraintes.....	63

Tableau.III. 12. Les charges qui provoquent la flèche	64
Tableau.III. 13. Résultat de ferrailage de la console.....	67
Tableau.III. 14. Vérification des contraintes	68
Tableau III. 15 Les charges qui provoquent la flèche	69
Tableau III. 16 Ferrailage de la poutre brisée.	72
Tableau III. 17 Calcul de ferrailage de l'escalier.....	76
Tableau III. 18 Calcul des armatures en travées	87
Tableau III. 19 Calcul des armatures en appui.....	88
Tableau III. 20 Vérification des contraintes	89
Tableau III. 21 Vérification de la flèche	89
Tableau III.22 Ferrailage de la dalle console	90
Tableau III. 23 Charges et surcharges.....	92
Tableau III. 24 Différentes combinaisons à utiliser	91
Tableau III. 25 ferrailage de la dalle machine.....	102
Tableau III. 26 ferraiage de la dalle machine	103

Chapitre IV

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	114
Tableau IV. 2 Période de vibration et taux de participation massique.....	121
Tableau IV. 3 Période de vibration et taux de participation massique.....	125
Tableau IV. 4 Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	126
Tableau IV. 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	127
Tableau IV. 5 Vérification de l'effort normal réduit.....	128
Tableau IV. 6 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	128
Tableau IV. 7 Vérification des déplacements de la structure.....	129
Tableau IV. 8 Vérification a L'effet P-Δ	131
Tableau V. 1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	133
Tableau V. 2 Armatures longitudinales des poteaux.....	134
Tableau V. Armatures transversales des poteaux.....	136
Tableau V. 4 Vérification du flambement des poteaux.....	137
Tableau V. 5 Vérification des contraintes dans le béton.....	139
Tableau V. 6 Vérification des contraintes tangentielles.....	140

Tableau V. 7 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon leRPA.....	144
Tableau V. 8 : Armatures longitudinales des poutres.....	.144
Tableau V. 9 Vérification de l'effort tranchant	146
Tableau V. 10 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	147
Tableau V. 11 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	148
Tableau V. 12 Moment résistant dans les poteaux.....	151
Tableau V. 13 Moment résistant dans les poutres.....	151
Tableau V. 14 Vérification de la zone nodale	152
Tableau V. 15 Ferrailage des voiles selon xx'	157
Tableau V. 16 Ferrailage des voiles selon yy'	158
Tableau VI. 1 Les efforts revenants à la semelle	164
Tableau VI. 2 Les diamètres des tamis.	166
Tableau VI. 3 Les valeurs des charges admissibles pour $D=0,80$	167
Tableau VI. 4 Les valeurs des charges admissibles pour $D=1,00$	168
Tableau VI. 5 le ferrailage des pieux	170
Tableau VI. 6 Ferrailage du radier.	178
Tableau VI. 7 Récapitulation des moments dans le sens transversal.....	179
Tableau VI. 8 Récapitulation des moments dans le sens longitudinal.....	180
Tableau VI. 9 Ferrailage en travée.....	183
Tableau VI. 10 Ferrailage en appui.....	184

Fig.I. 1 Diagramme des efforts limites de la section	7
Fig.I. 2 Diagramme des contraintes du béton à l'E.L.U(compression-flexion)	11
Fig.I. 3 Diagramme des contraintes-déformations du béton	11
Fig.I. 4 Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.....	13
Fig.II. 1.Plancher à corps creux.....	15
Fig.II. 2. Dalle sur quatre appuis.....	16
Fig.II. 3. Plan de la disposition des poutrelles	18
Fig.II. 4.Schéma de l'acrotère	21
Fig.II. 5. Schéma de l'escalier.....	24
Fig.II. 6. Hauteur libre d'étage.....	25
Fig.II. 7. Plancher terrasse.....	26
Fig.II. 8.Plancher étage	27
Fig.II. 9. Plancher balcon	28
Fig.II. 10. Mur extérieur.....	29
Fig.II. 11. Surface revenante au poteau de milieu.....	30
Fig.II. 11. Schéma de la descente de charges.....	31
Fig. III. 1 Schémas d'une poutrelle	37
Fig. III. 2 Schémas statique d'une poutrelle à trios travées.	40
Fig. III. 3 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.	40
Fig. III. 4 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	40
Fig. III. 5 Schéma de ferrailage de poutrelles de plancher terrasse inaccessible.	55
Fig. III. 6 Schémas de ferrailage des différents types de poutrelles de plancher Rez-de- chaussée et étage courant.....	55
Fig. III. 7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	56
Fig. III. 8 Schéma des escalier.	57
Fig. III. 9 Schéma de chargement	58
Fig. III. 10 Schéma de ferrailage de la volée AC	63

Fig. III. 11 Schéma statique de la console	64
Fig. III. 12 Schéma de ferrailage de la volée DE	68
Fig. III. 13 Schéma statique de la poutre brisée	68
Fig. III. 14 Schéma statique de la poutre brisée	69
Fig. III. 15 Schéma de ferrailage de la poutre de brisée	72
Fig. III. 16 Schéma Statique de la poutre chaînage	72
Fig. III. 17 Schéma de ferrailage de la poutre chaînage	76
Fig. III. 18 Dalle sur 4 appuis	77
Fig. III. 19 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis	82
Fig. III. 20 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	87
Fig. III. 21 Schéma de la dalle en console	87
Fig. III. 22 Schéma de ferrailage de la dalle en console	88
Fig. III. 23 Acrotère	89
Fig. III. 24 Les sollicitations sur l'acrotère	91
Fig. III. 25 Schéma de ferrailage de l'acrotère	96
Fig. III. 26 Présentation de la zone d'impacte de la concentrée	101
Fig. III. 27 Schéma de ferrailage de la dalle machine	107
Fig. IV. 1 Disposition des voiles	114
Fig. IV. 2 1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x)	115
Fig. IV. 3 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)	115
Fig. IV. 4 3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)	116
Fig V. 1 Section d'un poteau	142
Fig V. 2 Zone de recouvrement	144
Fig V. 3 Disposition constructive de la poutre principale	150
Fig V. 4 Schéma de la Zone nodale	151
Fig V. 5 Disposition des voiles	154
Fig V. 6 Schéma d'un voile plein	155
Fig. V. 7 Schéma de ferrailage du voile V_{y4} (étage 1 à 10)	158
Fig. VI. 1 Vue en plan de la semelle	159

Fig.VI. 2 Coupe C-C'	160
Fig.VII. 3 Longueur des semelles filantes.....	162
Fig.VII. 4 Schéma de ferrailage des pieux	168
Fig.VII. 5 Répartition des pieux sous le radier	168
Fig.VII. 6 Présentation da la zone d'impacte de la charge Concentrée Q_u	170
Fig.VII. 7 schéma de la transmission des charges.....	170
Fig.VII. 8 Schéma de ferrailage de la dalle du radier	171
Fig.VII. 9 Schéma de ferrailage de la nervure (travée AB)	172

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

- E:** Séisme.
- G:** Charges permanents.
- M:** Charges d'exploitation à caractère particulier.
- Q:** Action variables quelconques.
- S:** Action dues à la neige, sollicitations.
- W:** Action dues au vent.
- A_s:** Aire d'un acier.
- B:** Aire d'une section en béton.
- E:** Module d'élasticité longitudinal.
- E_b:** Module de déformation longitudinal du béton.
- E_i:** : Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).
- E_s:** : Module d'élasticité de l'acier.
- E_v:** : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).
- F:** Force ou action en général.
- I:** Moment d'inertie.
- L:** Longueur ou portée.
- M:** Moment en général.
- M_G:** Moment fléchissant développé par les charges permanentes.
- M_Q:** Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.
- a:** Une dimension (en général longitudinal).
- b:** Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).
- b₀:** Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
- d:** Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
- d':** Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée
- e:** Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
- f:** Flèche.
- f_e:** Limite d'élasticité de l'acier.
- f_{cj}:** Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
- f_{tj}:** Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
- f_{c28} et f_{t28}:** Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.
- g:** Densité des charges permanentes.
- h₀:** Epaisseur d'une membrure de béton.
- h:** Hauteur totale d'une section de B.A.
- i:** Rayon de giration d'une section.
- j:** Nombre de jours.
- k:** Coefficient en général.
- l:** Longueur ou portée (on utilise aussi L).
- l_f:** Longueur de flambement.
- l_s:** Longueur de scellement.
- n:** Coefficient d'équivalence acier – béton.
- p:** Action unitaire de pesanteur.
- q:** Charge variable.
- s_t:** Espacement des armatures transversales.
- x:** Coordonnée en général ,abscisse en particulier.
- σ_{bc}:** Contrainte de compression du béton.
- Br :** Section réduite.

C_r : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

S_{rad} : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

W : poids propre de la structure.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

Introduction Générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment.

Il comprend notamment :

- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.. ;
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc.. ;
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...

Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier une tour R + 8 contreventée par un système mixte "voiles-portiques". Le travail a été partagé en 2 parties principales , la première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient :

- généralités sur les matériaux ;
- prédimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments ;
- calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers,) ;
- étude dynamique de la structure (période, interaction,...) ;
- étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) ;

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage :

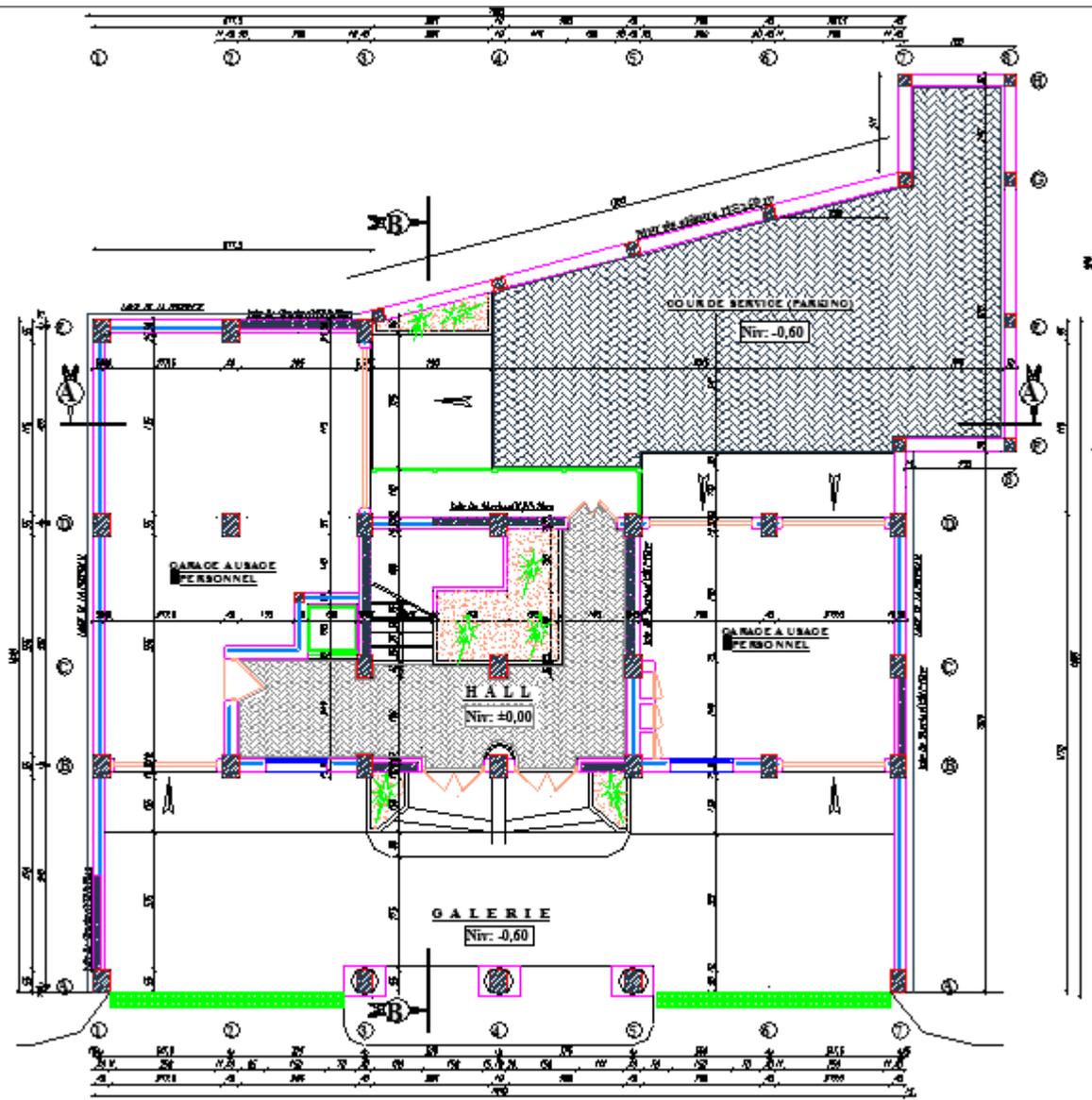
L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8 à l'usage de bureau, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

Cet ouvrage est implanté dans la ville de **Béjaia** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003), l'ouvrage de la présente étude se trouve sur le boulevard Benboulaïd en face de la gare ferroviaire de la ville de Béjaia et à quelques centaines de mètres de port.

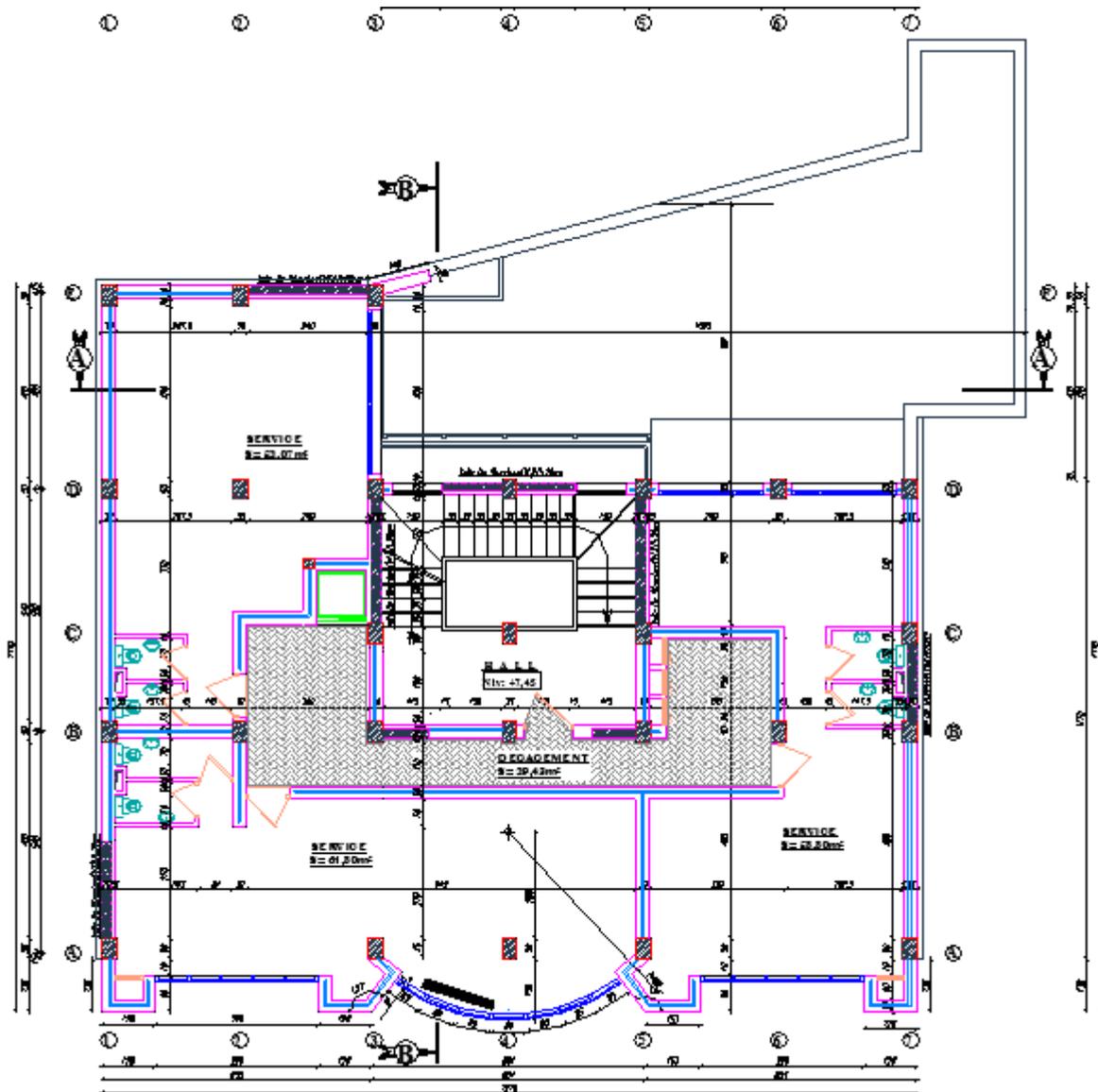
I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales:

- . Hauteur totale du bâtiment : 34.65 m.
- . Hauteur du R.D.C : 4.05 m.
- . Hauteur d'étage : 3.40 m.
- . La largeur du bâtiment : 16.40m.
- . La longueur du bâtiment : 19.70 m.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.



REZ DE CHAUSSEE



ETAGES 01-02&03

I.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.3.1. L'ossature : L'ouvrage concerné dépasse 14m de hauteur dans la zone considérée pour cela le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99 (Art : 3. 4. A. 1. a)** exige un système de contreventement constitué par des voiles et portiques, c'est un système mixte avec justification d'interaction ou par des voiles.

I.3.2. Les planchers : dans notre projet on a opté à deux types de plancher

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

I.3.3. Les escaliers : Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à trois volées et deux paliers de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

I.3.4. Maçonneries : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

- Les murs intérieurs sont réalisés de cloison de 15cm/10cm, séparés d'une âme d'air de 5cm, plus des cloisons de 10cm et en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

I.3.5. Terrasse: La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.3.6. L'acrotère : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.4. règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

R.P.A99/Version 2003 ; B.A.E.L91 ; C.B.A93.

I.4.1. Indication générale sur les règles BAEL

I.4.1.1. Définition de l'état limite

Un état limite est un état au delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour les quelles elle a été conçu, on distingue deux types d'états limites :

I.4.1.2. Etats limites ultimes (ELU)

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante d'un ouvrage.

Il existe trois états limites ultimes :

- Equilibre statique (exp. pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (exp. pas de rupture).
- Stabilité de forme (exp. pas de flambement).

I.4.1.3. Etat limite de service (ELS)

Le dépassement de cet état entraînera un désordre de fonctionnement.

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

Il existe trois états limites de service :

- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

I.4.2. Principe d'application du B.A.E.L :

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Valeur représentative des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.

I.4.3. Les Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure, et aux déformations imposées .elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

I.4.3.1. Les actions permanents (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou peu variable dans le temps, elles comportent :

- Poids propres des éléments porteurs.
- Poids des équipements fixés.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.
- Les forces dues aux déformations imposées à la construction (retrait).

I.4.3.2. Les actions variables (Q_i)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait,...etc

I.4.3.3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (chocs de véhicules routiers, séisme, explosion,...).

Ces actions ne sont à prendre que pour l'état limite ultime (E.L.U).

I.5. Définition des sollicitations

On appelle Les sollicitations : Les moments fléchissant, les efforts tranchants et les efforts normaux, la résultante des combinaisons d'action définies ci après et avec les notations suivantes :

- G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i ($i > 1$) : Action variable dite d'accompagnement.

I.5.1. Combinaisons à considérer pour l'ELU

a- Situations durable : Vis avis des états limites de résistances et de service

$$1.35 * G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{q1} * Q_1 + \sum 1.3 * \psi_{oi} * Q_i \dots\dots\text{BAEL91 (Article A.3.3, 21).}$$

$$\begin{cases} \gamma_{q1} = 1.5 \rightarrow \text{Cas générale.} \\ \gamma_{q1} = 1.35 \rightarrow \text{Cas température; charge routière; bâtiments agricoles} \\ \quad \quad \quad \text{à faible densité d'occupation humaine.} \end{cases}$$

ψ_{oi} = Coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$$\begin{cases} \psi_o = 0.77 \rightarrow \text{Vent, neige} \dots\dots\dots\text{BAEL91 (Article D.1.2, 3).} \\ \psi_o = 0.60 \rightarrow \text{Variation uniforme de la température.} \end{cases}$$

b- Situation accidentelle

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} * Q_i + \sum \psi_{2i} * Q_i$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} * Q_i$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} * Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

$$\begin{cases} \psi_1 = 0.2 \rightarrow \text{Vent.} \\ \psi_1 = 0.15 \rightarrow \text{Neige pour altitude} < 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.30 \rightarrow \text{Neige pour altitude} > 500\text{m.} \\ \psi_1 = 0.50 \rightarrow \text{Variation uniforme de la température.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \psi_2 = 0 \rightarrow \text{Vent, neige pour altitude} \leq 500\text{m} \\ \quad \quad \quad \text{et variation uniforme de température.} \\ \psi_2 = 0.1 \rightarrow \text{Neige pour altitude} > 500\text{m.} \end{cases}$$

I.5.2. Hypothèses de calcul aux états limites ultimes

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰ et le raccourcissement de béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.
- Le diagramme contrainte déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle.

Figure N°1. 2

- Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le Diagramme rectangle simplifié. **Figure N°1. 2.**

I.5.3. Sollicitation de calcul vis avis de l'ELU

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U on devra justifier :

- La résistances de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenus des effets de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les 03 types de vérification seront effectués à partir des combinaisons des charges.

I.5.4. Combinaison d'action à considérer à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} * Q_i \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.3.3, 3)}.$$

I.5.5. Hypothèses de calcul aux états limites de services (ELS) :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linaires et on néglige le retrait et le fluage du béton.

Par convention le coefficient d'équivalence acier-béton $n = E_a / E_b = 15$

Avec :

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

E_b : Module d'élasticité longitudinale de béton.

I.5.6. Sollicitation de calcul vis avis de l'ELS

La vérification à effectuer dans ce cas est :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments

I.6. Règle des trois pivots

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure suivante :

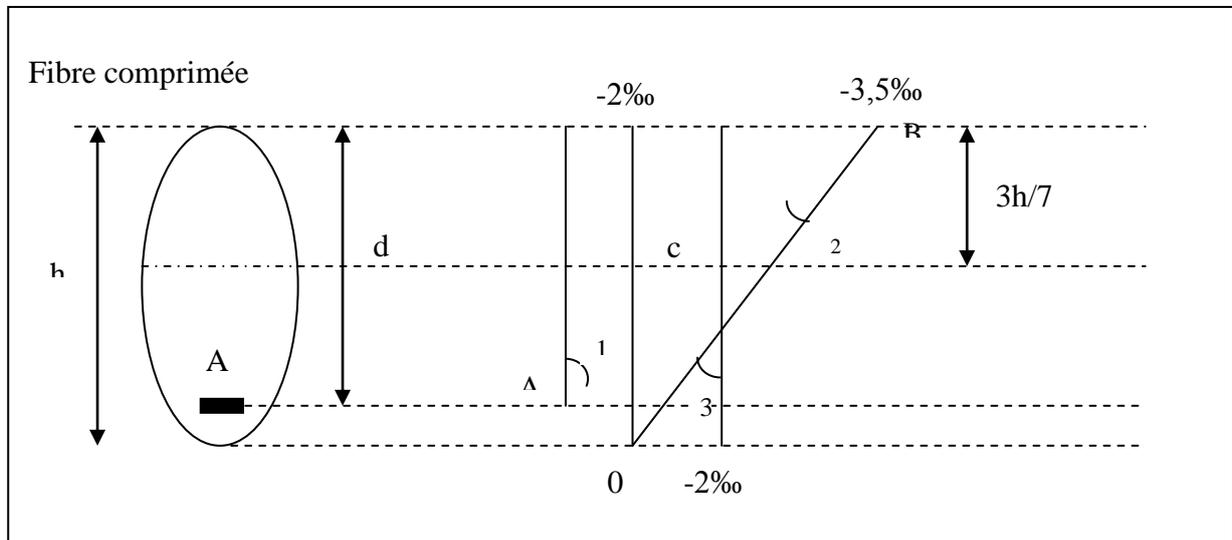


Figure N°I. 1 : *Diagramme des efforts limites de la section.*

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections, il ne faut cependant pas les confondre avec ceux qui correspondent aux déformations réelles de la section sous sollicitation donnée.

- **Pivot A :** Il est conditionné par l'allongement de l'acier et celui de la flexion sans une perte importante de la résistance du béton, donc on est dans le cas de la traction de faible excentricité.
- **Pivot B :** Il est conditionné par le raccourcissement du béton, et de la flexion avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée, ou celle qui est partiellement comprimée.
- **Pivot C :** Définit les caractéristiques de la section entièrement comprimée.

I.7. Combinaisons d'action donnée par le RPA 99

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 * G \pm E$
- ✓ $G + Q \pm 1.2 * E \rightarrow$ pour les poteaux des structures autostables.

Avec : E, Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.8. Caractéristiques des matériaux

I.8.1. Béton :

I.8.1.1. Définition :

Le béton, est un mélange d'un liant (ciment) et de matériaux inertes appelés granulats (sable et graviers) et de l'eau qui doit être propre, et éventuellement des adjuvants.

a. Les avantages du béton

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

b. Les inconvénients du béton

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé $2500 \text{ kg} / \text{m}^3$
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

I.8.1.2. Les constituant du béton

a. Ciment :

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

b. Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roche ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

c. Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp. Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

I.8.1.3. Dosages

Le dosage des constituants d'un béton ordinaire est :

350 kg / m³ → Ciment (C.P.A 325).

174 kg / m³ → Sable ($\Phi < 5\text{mm}$).

336 kg / m³ → Gravier ($\Phi < 2$

140 à 175 L / m³ → Eau de gâchage (selon le degré d'humidité des granulats et le mode de serrage du béton).

I.8.1.4. Résistance

a. Résistance mécanique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa... ..**R.P.A99 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa}.....(1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa}.....(2) \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{BAEL91 (Article A. 2. 11)}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$ avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b. Résistance à la traction

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{BAEL91 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

8.1.5) Module de déformation longitudinale

➤ Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{BAEL91 (Article A.2.2.21)}$$

Or on a $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation différée

$$\text{(Charge de longue durée) } E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3} \dots\dots\dots\text{BAEL91 (Article A.2.1.22)}$$

Or on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

I.8.1.6. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré (ELS)} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right\} \dots \text{BAEL91 (Article A. 2. 1. 3)}$$

I.8.1.7. Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **BAEL91 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 * f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 * f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Donc :

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

I.8.1.8. La contrainte de compression à l'E. L. U

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situations courante.} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $> 24 \text{ h}$

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1 \text{ h}$

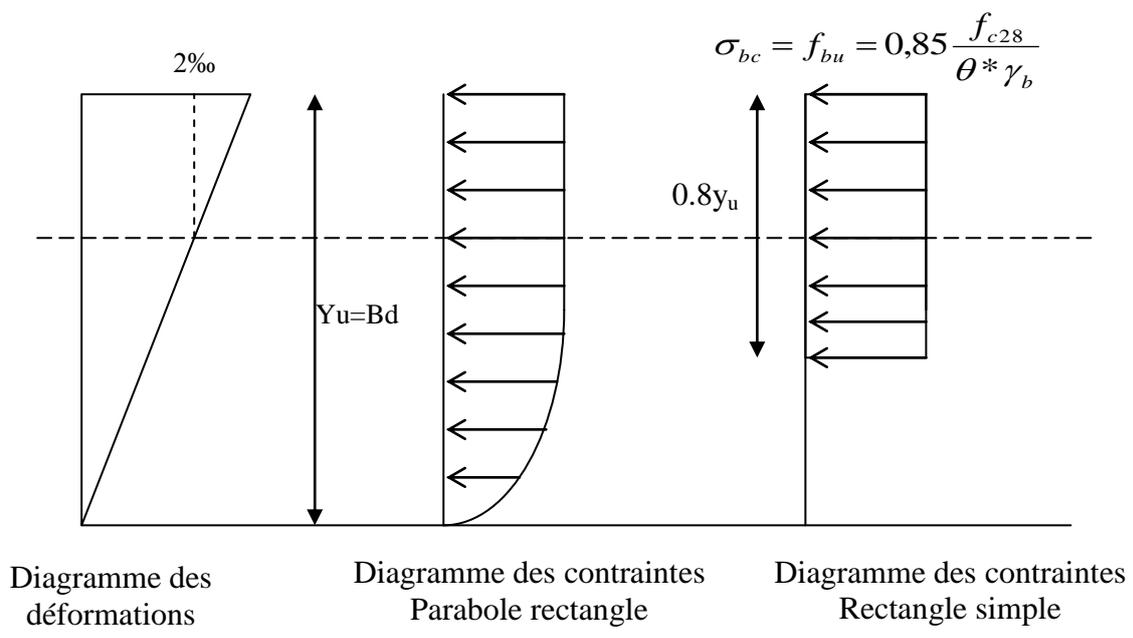


Figure N°I. 2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression - flexion)

I.8.1.9. La contrainte de compression à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

Avec dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa}$.

I.8.1.10. Diagramme contrainte déformation

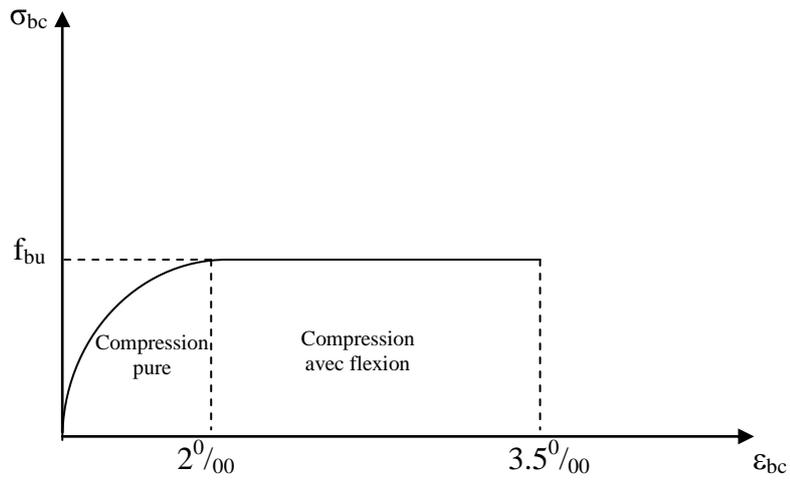


Figure N°I. 3 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle (Figure N°I. 3)** est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$\begin{aligned} \bullet 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} & \quad \sigma_{bc} = 0.25.f_{bc}.10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}) \\ \bullet 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} & \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28} / \theta * \gamma_b \end{aligned}$$

I.8.2. L'acier

I.8.2.1. Définition

Fabriqué à partir de minerai de fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier.

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

I.8.2.2. Caractéristiques géométriques des aciers

Tableau I : Caractéristiques géométriques des aciers.

Φ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
S (cm ²)	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
Poids (kg/ml)	0.222	0.395	0.616	0.888	1.029	1.579	2.466	3.85	6.31	9.86

I.8.2.3. Différents types d'aciers

a. Ronds lisses (R.L)

Se sont des barres laminées, d'une section circulaire, dont les nuances sont :

- feE22 :
 - $f_e = 215$ MPa (contrainte à la limite élastique).
 - $f_e = 330$ MPa à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).

b. Les aciers à haute adhérence (HA)

Selon **R.P.A99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- De haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa.
- L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%

Dans notre ouvrage en utilise les aciers de nuances feE400 :

- ✓ $f_e = 400$ MPa ; $f_r = 480$ MPa ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- ✓ $\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration).
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ (Coefficient de sécurité).
- ✓ Φ_s : Coefficient de scellement.
- ✓ $E_s = 200000$ MPa.

c. Treillis soudés

Ce sont des mailles formées par des treillis soudés élastiquement en chaque point de croisement :

- TL50 ($\theta \geq 6$ mm) ; $f_e = 500$ MPa ; $f_r = 550$ MPa.
- TL52 ($\theta < 6$ mm) ; $f_e = 520$ MPa.

I.8.2.4. Contraintes limites des aciers

a. L'état limite ultime

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \dots \text{Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \dots \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $f_e = 400$ MPa

$\sigma_s = 348$ MPaEn situation durable.

$\sigma_s = 400$ MPaEn situation accidentelle.

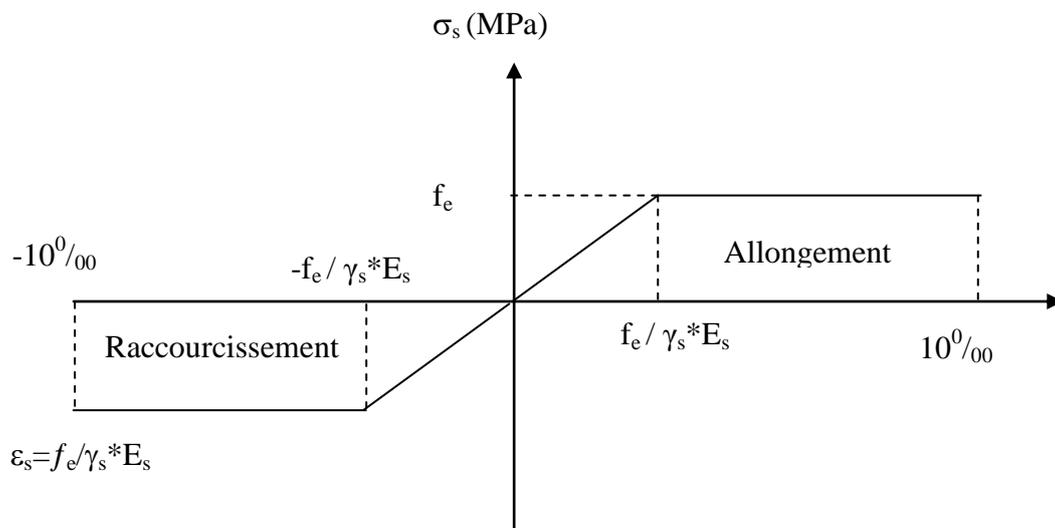


Figure N°I. 4 : Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

b. L'état limite de serviceBAEL91 (Art A. 4. 5, 32)

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

1- fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2- fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [(2 / 3) * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}]$

3- fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 * f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les aciers ronds lisses} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers HA de } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ 1.3 & \text{Pour les aciers HA de } \varnothing < 6\text{mm} \end{cases}$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Les planchers :

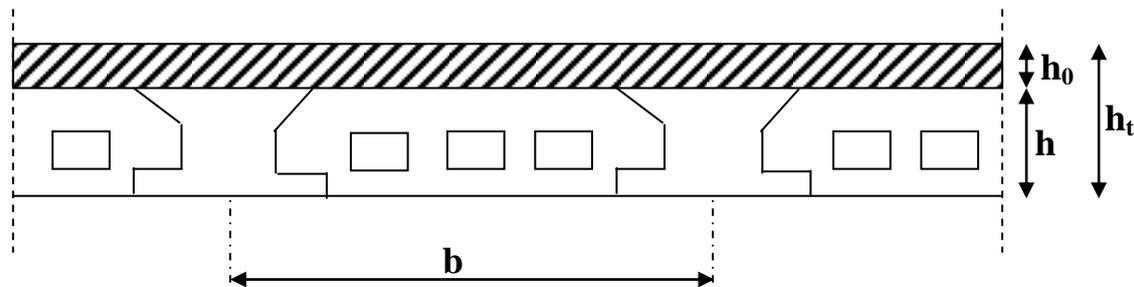
II.2.1. Définition

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Dans notre projet on a utilisé deux types de plancher (à corps creux et à dalle pleine).

II.2.2. Plancher à corps creux :

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante : (Selon **CBA93**. Article : **B-6-8-4, 2-4**).

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression.



h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'ourdis.

$h_t = h_0 + h$: hauteur totale du plancher (dalle de compression + entrevous)

b : distance entre axes des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{De préférence}$$

Comme dans notre projet : $L_{max} = 602.5 \text{ cm}$ ce qui donne : $h_t \geq 26.77 \text{ cm} \Rightarrow$ On opte à l'utilisation de deux panneaux en dalle pleine dans le sens des portées qu'est représentées par L_{max} et nous avons $h_t \leq 25$ dans les autres cas; donc on opte pour la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

II.3. Les dalles pleines :

II.2.3.1 Définition :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a. CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

b. COUPE FEU :

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

- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe feu.
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

c. Isolation phonique :

Pour assurer un confort acoustique et phonique, il faut que $e \geq 16$ cm

Dans notre projet : on a deux panneaux de dalle pleine reposant sur quatre appuis
 $L_x = 480$ cm.

On aura donc : $\frac{480}{50} \leq e \leq \frac{480}{40} \Rightarrow 9,6 \leq e \leq 12$

On prend $e = 12$ cm

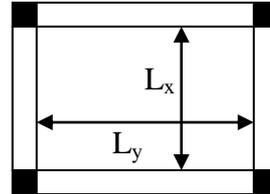


Figure II.2 : Dalle sur quatre appuis

Pour que les trois critères soient vérifiés nous retenons comme épaisseur des dalles pleines

$e = 16$ cm.

II. 4. Poutrelles :

❖ Définition :

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

❖ Disposition des poutrelles :

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles dans le sens qui correspond au critère de la plus petite portée comme le montre la figure suivante :

Disposition des poutrelles :

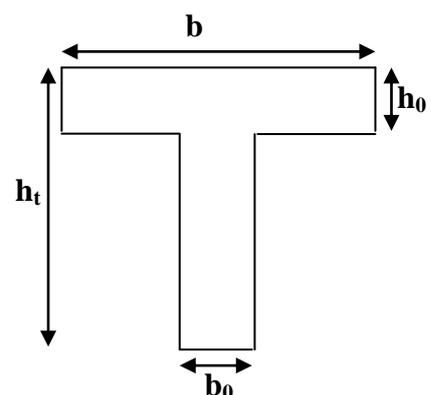
h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 25$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 25 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$



b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Donc on aura : $\left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{500}{10} \right) = \min(27,5; 50)$

Ce qui donne : **$b \leq 65,00 \text{ cm}$** .

On opte pour

$b = 65 \text{ cm}$

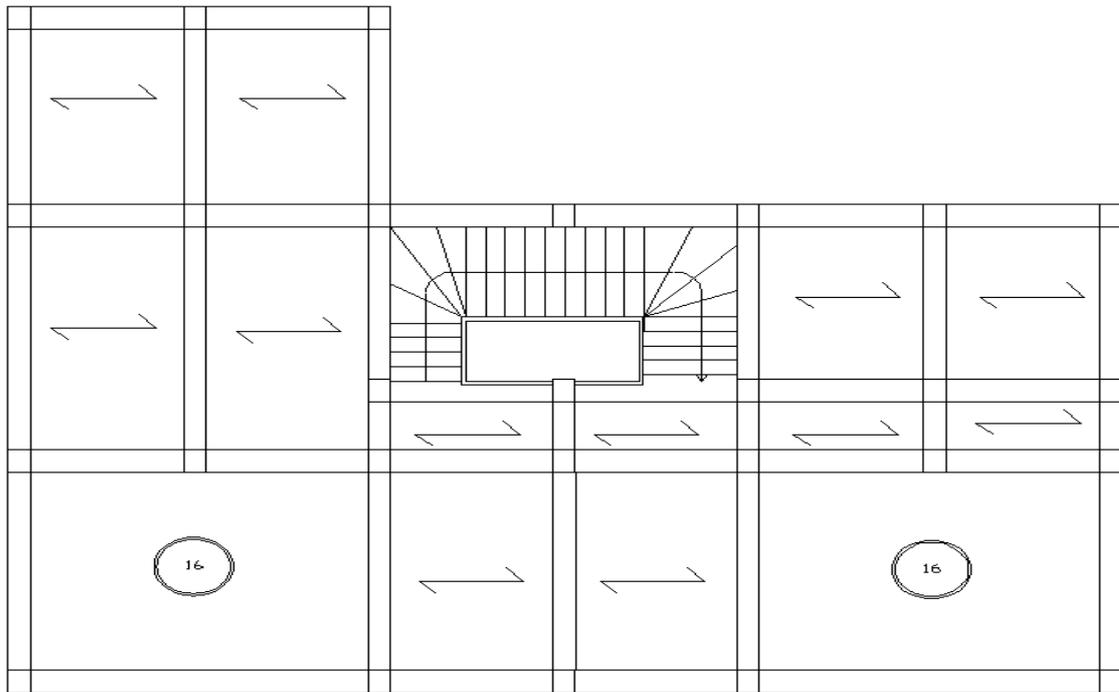


Figure II.3 : PLAN DE LA DISPOSITION DES POUTRELLES

II. 5. Les poutres :

a- Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

– h : hauteur de la poutre.

– L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

d'où :
$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$$

Donc : $36 \leq h \leq 54$ soit: $h = 50$ cm

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$b \geq 20$ cm

$h \geq 30$ cm (2)

$h / b \leq 4.00$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 50$ cm et $b = 35$ cm.

(2) $\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \end{array} \right.$ vérifiée

$h / b = 50 / 35 = 1.42 < 4$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$b \times h = (35 \times 50) \text{ cm}^2$

b). Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Condition de flèche).

L_{\max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$L_{\max} = 290 \text{ cm} \Rightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}.$

On prend: $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}.$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$b \geq 20$ cm

$h \geq 30$ cm

$h / b \leq 4.00$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 35$ cm et $b = 30$ cm.

$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$(2) \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4$$

II.6. Les voiles :

II.6.1. Définition :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA suivantes :

1. $a \geq h_e/20$ pour les voiles simples ;

h_e : hauteur libre d'étage ;

Dans notre cas :

– RDC niveau 1 $h_e = 405 - 25 = 380 \text{ cm}$.

– autres niveaux $h_e = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$.

$a \geq 380/20 \Rightarrow a \geq 19 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour RDC $a = 20 \text{ cm}$.

$a \geq 320/20 \Rightarrow a \geq 16 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour les autres niveaux $a = 20 \text{ cm}$.

II. 7. Acrotère

II. 7.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien.

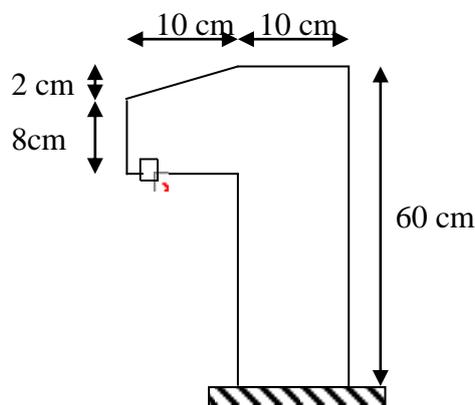


Figure N°II. 4 : Schémas de l'acrotère

❖ Charge vertical

Tableau N°II.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	$0,6 * 0,1 + 0,1 * 0,08$ $+ 0,1 * 0,02 / 2 = 0,069$	$0,069 * 25 = 1,725$	$0,015 * 18 * 0,6 = 0,16$	1,88

- La charge totale estimée est : $G = 1,88$ KN/ml.
- La charge d'exploitation est : $Q = 1,0$ KN/ml..... DTR B.C.2.2.

❖ Charge horizontale (*Charge sismique*)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \dots\dots\dots\text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le..... RPA99 (Tableau 4 .1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8..... RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 1B et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,20. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1,88\text{KN/ml.} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 * 0.2 * 0.8 * 1,88 \Rightarrow F_p = 1.20\text{KN}$

II.8. Les escaliers :

II. 8.1. Terminologie :

- La **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La **contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- La **paillasse** supporte les marches et contremarches.

- α est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.
- Un ensemble de marches de palier à palier est une **volée**.

II. 8.2. Dimensionnement :

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant ;
pratiquement :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m \quad \text{avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm} \quad (1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec : $-h = H/n$

$$-g = L/(n-1)$$

n : est le nombre de marches sur la volée

Épaisseur de la paillasse : l'épaisseur de la paillasse est donnée par les deux conditions :

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

a. RDC :

Dans ce niveau on a la volée AB égale à la volée GH.

La hauteur d'étage égale 405 cm

Tableau N°II.2 : La géométrie de la Volée AB (R.D.C)

L(m)	H(m)	n	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	e (cm)
1.4	0.8	5	16	35	29.74	11

Tableau N°II.3 : La géométrie de la Volée DE (R.D.C)

L(m)	H(m)	n	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	e (cm)
3.50	1.55	10	15.5	35	23.89	15

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)
- H : Hauteur d'étage
- ✓ **Partie BCD :**



Figure .II.5. : Schéma de l'escalier

$$\beta = \frac{90}{4} = 22,5 \quad \Rightarrow x = 1,5 \cdot \tan\beta = 0,62 \text{ m} \quad \Rightarrow y = 1,5 - 0,62 = 1,08 \text{ m}$$

Soit trois marche avec $h = 15 \text{ cm}$; $e = 11 \text{ cm}$

✓ **Partie EFG:** La même que la précédente

b. Les étages courants :

La hauteur d'étage égale 3.40 cm

Tableau N°II.4 : La géométrie de la Volée AB (Etage courant)

L(m)	H(m)	n	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	e (cm)
1.75	0.75	5	15	35	23.20	11

La volée AB égale à la volée GH

Tableau N°II.5: La géométrie de la Volée DE (Etage courant)

L(m)	H(m)	n	h (cm)	g (cm)	$\alpha(^{\circ})$	e (cm)
350	1.5	10	15	35	23.20	15

Partie BCD :

$$\beta = \frac{90}{2} = 45 \quad \Rightarrow x = 1,5 \cdot \tan\beta = 1,5 \text{ m} \quad \Rightarrow y = 0$$

Soit 2 marche avec $h = 15 \text{ cm}$; $e = 11 \text{ cm}$

Partie EFG: La même que la précédente

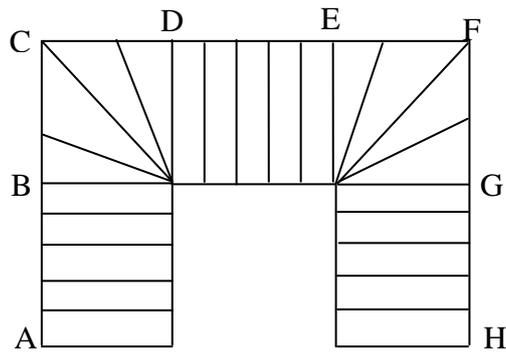


Fig. II.6. Schéma des escaliers

II.9. Poteaux :

II.9.1. Définition :

Ce sont des éléments porteurs du système poutres, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité » transversale et servent aux chaînages vertical.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm. \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

Fig II.7 Hauteur libre d'étage.

tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.40m$ Pour les étages 1 jusqu'au 8^{ème}.

$h_e = 4.05m$ Pour le RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

$$b \times h = (40 \times 50)cm^2.$$

II.9.2. Descente de charge :

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.

II.9.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.9.3.1. Plancher terrasse :

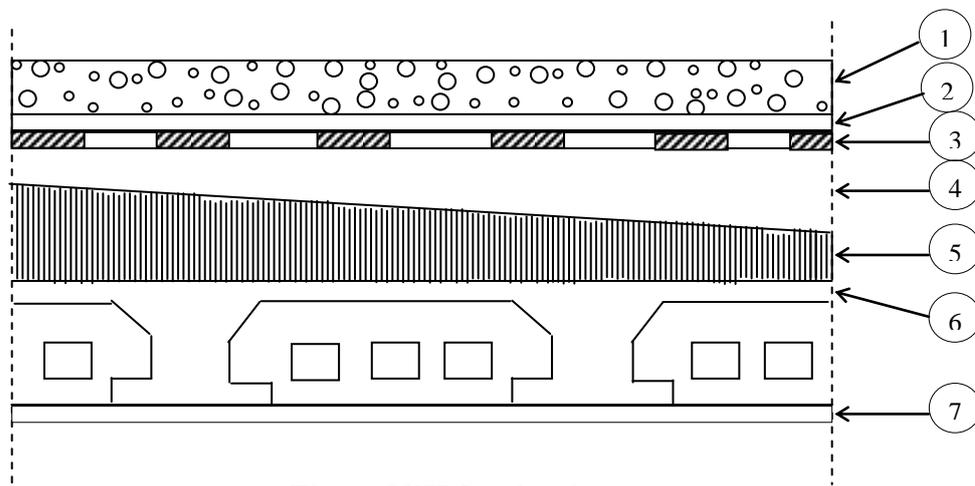


Figure N°II.8: *Plancher terrasse*

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{terr} = 6.24KN/m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à $Q_{terr} = 1.5KN/m^2$.

❖ La terrasse inaccessible :

Tableau N°II.6 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.84
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.065	1.43

La charge permanente totale qu'on a est $G_{terr} = 5.55KN/m^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à $Q_{terr} = 1.0KN/m^2$.

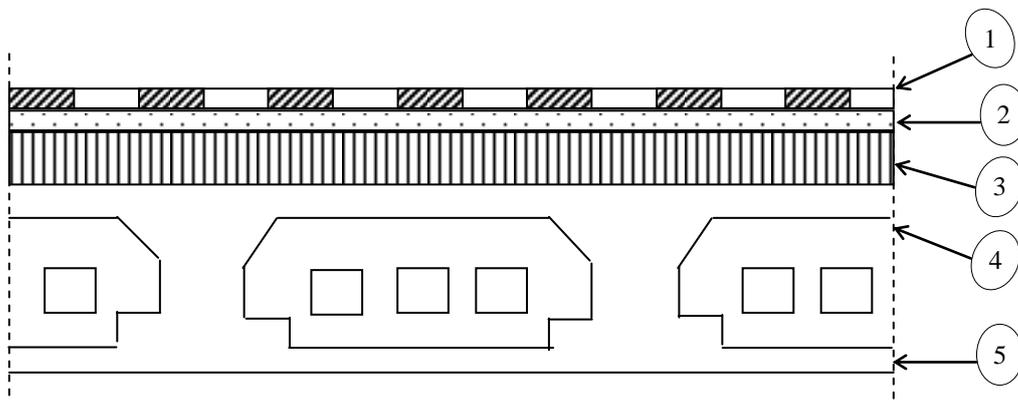


Figure N°II. 9 : Plancher étage courant

II. 9.3.2. Plancher de l'étage courant :

Tableau N°II.7: Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	0.75
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{étage} = 4.95KN/m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5KN/m^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q' = 5KN/m^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage à usage de bureau est estimée à $Q' = 2.5KN/m^2$

Tableau N°II.8: Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.160	4
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.21

La charge permanente totale qu'on a est $G_{dalle} = 5.41 \text{KN/m}^2$.

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage à usage de bureau est estimée à $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$.

II.10. Balcon :

II.10.1.Définition :

C'est une plaque en béton armé pourtant sur un, deux ou trois appuis, c'est un élément considéré secondaire dans le contreventement de la structure, il joue un rôle de confort pour l'utilisateur et d'esthétique dans l'aspect architectural.

II.10.2.Evaluations des charges :

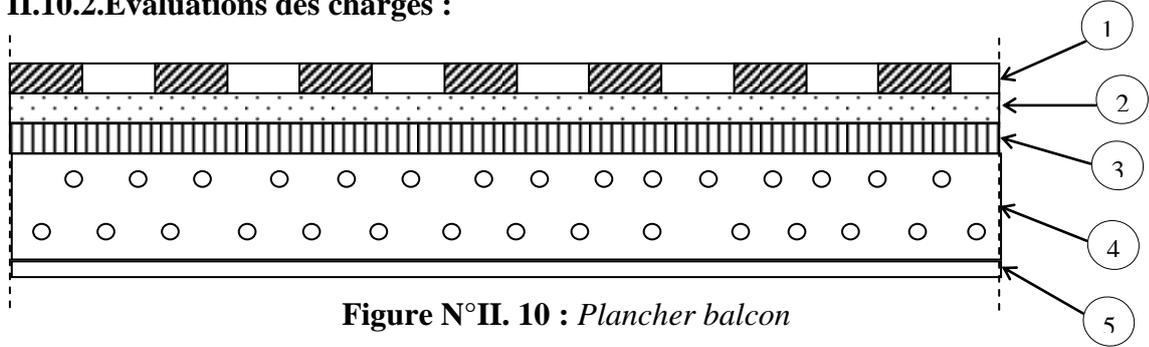


Figure N°II. 10 : Plancher balcon

Tableau N°II.9: Evaluation des charges dans les balcons

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.150	3,75
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.21

- La charge totale estimée est : $G = 5,16 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation est : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

Tableau N°II.10: Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids KN/m ²
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.15

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.55KN/m^2$.

1 : Enduit de ciment.

2et4 : Briques creuses.

3 : Lame d'air.

5 : Enduit de plâtre.

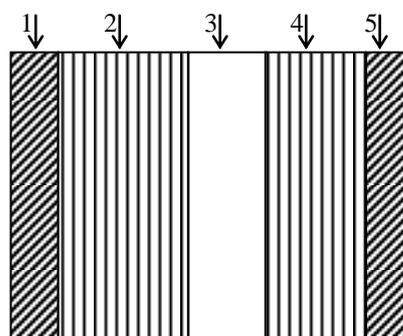


Figure N°II.11 : Mur extérieur

D'après le plan de la disposition des poutrelles, le poteau le plus sollicité est : **P (B ,2)** qui occupe la plus grande surface afférente.

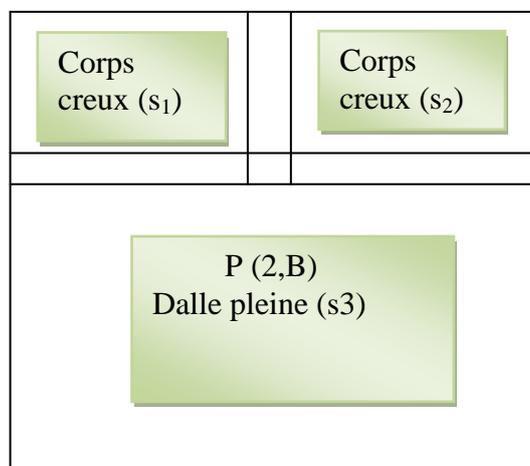


Figure N°II.12 : Surface revenante au poteau de milieu

Calcul des surfaces :

$$S1 = 136.25 * 267.5 = 36380 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow S1 \approx 3.638 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 142.5 * 267.5 = 38118.75 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow S2 \approx 3.81 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 298.75 * 235 = 70206.25 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow S2 \approx 7.02 \text{ m}^2.$$

$$\text{Poutre secondaire } (35*30) \text{ cm}^2 = 0.105 \text{ m}^2.$$

$$\text{Poutre principale } (50*35) \text{ cm}^2 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$\text{Poteau : R .D.C ,1}^{\text{er}} \text{ et 2}^{\text{eme}} \text{ étage } (55*45) \text{ cm}^2 = 0.2475 \text{ m}^2.$$

$$\text{Poteau : 3}^{\text{eme}} , 4^{\text{eme}} , 5^{\text{eme}} \text{ étage } (50*40) \text{ cm}^2 = 0.2 \text{ m}^2.$$

$$\text{Poteau : 6}^{\text{eme}} , 7^{\text{eme}} , 8^{\text{eme}} \text{ étage } (45*35) \text{ cm}^2 = 0.1575 \text{ m}^2.$$

II. 11. Calcule des charges et surcharges revenant au poteau central :

II.11.1.Surcharges différentes selon la loi de dégression :

- Sous la terrasse: $Q_0.$
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : $Q_0+Q_1.$
- . Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2).$
- . Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3).$
- . Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4).$
- . Pour n étage (n ≥ 5) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n).$

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, cette loi revient à prendre :

- . sous la terrasse : $Q_0.$
- . sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : $Q_0+Q_1.$
- . Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+1.9*Q.$
- . Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+2.70*Q.$
- . Sous le troisième étage (i=4) : $Q_0+3.40*Q$

$$\text{Pour n étage (n} \geq 5) \Rightarrow Q_0 + \frac{3+n}{2} * Q.$$

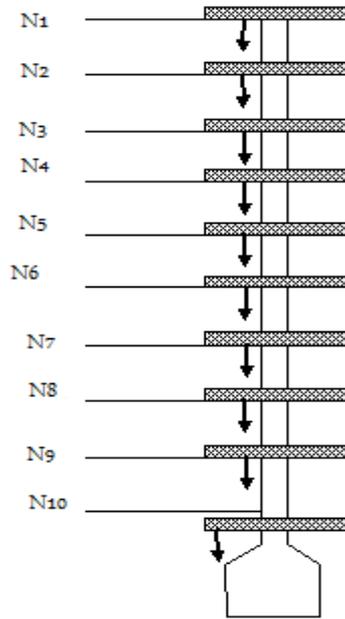


Figure N°II.13 : schéma de la descente de charges

Tableau N°II.11: Descente de charge revient au Poteau (B,2)

Niveau	éléments	Charges permanentes N_G (kn)	Surcharges N_Q (kn)
N1	Plancher terrasse $7.45*5.55+7.02*6.71$ Poutre principale $(0.5*0.35*2.675)*25$ Poutre secondaire $(0.35*0.3*2.785)*25$	$\Sigma=112.82$	23.06
N2	N ₁ Poteau $(0.45*0.35*3.4)*25$ Plancher courant $(7.45*4.95+7.02*5.41)$ Mur de séparation	112.82 13.38 80.14 21.58	80.71

	p-p et p-s	19.01 $\Sigma=246.93$	
N3	N ₂ Poteau (0.45*0.35*3.4)*25 Plancher courant Mur de séparation p-p et p-s	246.93 13.38 80.14 21.58 19.01 $\Sigma=381.04$	132.537
N4	N ₃ Poteau Plancher courant Mur de séparation p-p et p-s	381.04 13.38 80.14 21.58 19.01 $\Sigma=515.15$	178.715
N5	N ₄ Poteau (0.5*0.4*3.4)25 Plancher courant Mur de séparation p-p et p-s	515.15 17 80.14 21.58 19.01 $\Sigma=652.88$	219.07
N6	N ₅ Poteau Plancher courant Mur de séparation p-p et p-s	652.88 17 80.14 21.58 19.01 $\Sigma=790.61$	253.66
N7	N ₆ Poteau Plancher courant Mur de séparation	790.61 17 80.14 21.58	282.485

	p-p et p-s	19.01 $\Sigma=928.34$	
N8	N ₇ Poteau (0.55*0.45*3.4)*25 Plancher courant Mur de séparation p-p et p-s	928.34 21.03 80.14 21.58 19.01 $\Sigma=1070.1$	311.31
N9	N ₈ Poteau Plancher courant Mur de séparation p-p et p-s	1070.1 21.03 80.14 21.58 19.01 $\Sigma=1211.86$	340.135
N10	N ₉ Poteau (0.55*0.45*4.05)*25 Plancher courant Mur de séparation p-p et p-s	1211.86 25.06 80.14 21.58 19.01 $\Sigma=1357.65$	368.96
Totale		1357.65	368.96

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \Rightarrow N_U = 2386.267 \text{ KN.}$$

II. 12. Vérification de Critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2386.267}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.16 m^2$$

À la base $B = 0.55 * 0.45 = 0.25 \text{ m}^2 \rightarrow$ la Condition vérifiée.

II. 13. Critère de stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots 0 \quad (\text{BAEL91 art B.8.4,1})$$

Avec :

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2)*(b-2)$).

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b * h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b * h^3}{12}$ (section rectangulaire)

l_f : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_f = 0.7 * 4.05 = 2.835$ m .

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.835 * \frac{\sqrt{12}}{0.55} \Rightarrow \lambda = 17.85$$

$$\lambda = 17.85 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.8$$

D'après le BAEL91 : $A_s = 1\% B_r$.

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

$$\text{De (I)} \Rightarrow B_r \geq \frac{1.1 * Nu}{\alpha \left[\frac{fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N : } B_r \geq \frac{1.1 * 1826.63 * 10^{-3}}{0.8 \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]} = 0.114 m^2$$

$$B_r = (a-0.02)(b-0.02) = (0.55-0.02)(0.45-0.02) \Rightarrow B_r = 0.228 m^2 > 0.114 m^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau. Condition vérifiée.

Calcul des éléments secondaire

III.1. Les planchers

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capables de supporter les charges d'utilisation.

Le choix d'un plancher, parmi toutes les variantes existantes, se fera par rapport aux Différentes fonctions auxquelles il devra répondre, et qui sont :

- Fonction porteuses : stabilité, résistance et durabilité.
- Fonction d'isolation : acoustique et thermique.
- Fonction de protection : feu.
- Fonction techniques : facilite de mise en œuvre.
- Fonction esthétiques : aspect décoratif en sous faces.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage de services, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5Kn/m^2)$) on a opté pour deux types de planchers : à corps creux et dalle pleines.

III.1.2. disposition et pré dimensionnement des poutrelles

❖ Disposition :

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

- le critère de la petite portée.
- le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

❖ Pré dimensionnement :

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté à deux types de planchers :

- plancher à corps creux telle que : $h = (16 + 4)cm$.

-dalle pleine en béton armé d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

* Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 55cm de largeur.

* Table de compression de 4 cm.

Une dalle pleine pour les balcons de 15 cm d'épaisseur.

• **Détermination de la largeur de la table de compression :**

h : Hauteur du plancher = 20 cm.

b : Largeur de la table de compression.

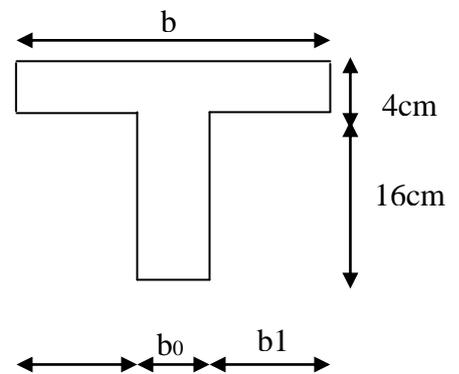
l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

$$b_0 = (0.4; 0.6) \times h = (10; 15) \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$



$$\text{Soit : } b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

Dans le cas de notre projet on a trios types de poutrelles a étudiées :

➤ **Calcul des sollicitations :**

· à L'ELU : $Q_U = 1.35G + 1.5Q$ et $P_U = bQ_U$

· à L'ELS : $Q_S = G + Q$ et $P_S = bQ_S$

Avec : $b = 0,65 \text{ m}$.

Tableau N°III. 1 : Les différentes charges.

Nature	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L'ELU		L'ELS	
			Q _U	P _U	Q _S	P _S
Terrasse inaccessible	5.55	1	9	5.85	6.55	4.26
Etage courant	4.95	2.5	10.432	6.78	7.45	4.84

➤ **Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

Vu la simplicité et la rapidité, la méthode forfaitaire est préférable pour les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, ...etc.

• **Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (art. b6. 2. 2. 1. 0. CBA.)**

Cette méthode est applicable si :

- Des charges tel que $Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travée successive (l_i / l_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

Principe de la méthode :

Définition des grandeurs :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la "travée de comparaison" c'est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g et M_d Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

• **Exposé de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des moments :**

Les valeurs de M_t , M_g , et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$$

$$2) \begin{cases} M_i \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M_i \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

3) La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire :

- 0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M_0 dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

• Remarque

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

-Evaluation des efforts tranchants :

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

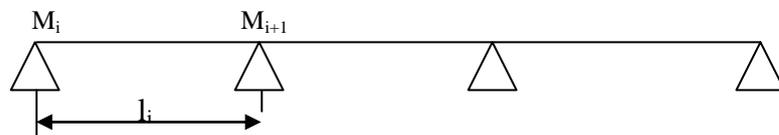
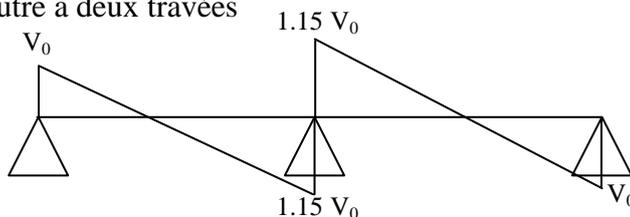


Figure III. 2. Schémas statique d'une poutrelle à trois travées

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées



2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

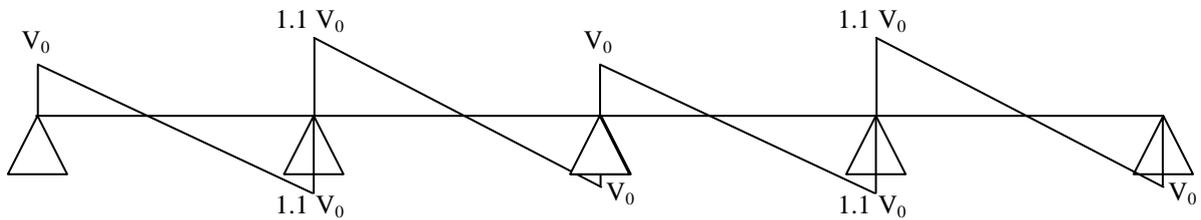


Figure III. 4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

• **Condition d'application de la Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Les différents types des poutrelles :

Tableau N° III.2. Les différents types des poutrelles

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	

3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	

Toutes les conditions pour l'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types de poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq \min \left(2 * .5.56, \frac{5KN}{m^2} \right) \text{ vérifiée.} \\ I \text{ constant} \text{ vérifiée} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} \text{ est comprise entre } 0.8 \text{ et } 1.25. \\ F.P.N \end{array} \right.$$

Pour notre calcul on exposera un exemple de calcul, soit le type 3 du plancher a usage de service, et les autres types seront illustrés dans les tableaux ci-dessous :

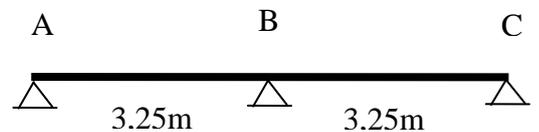
Exemple de calcul de la poutrelle du type 3 du plancher appartenant à l'étage bureau :

1. calcul à l'ÉLU

- $G = 4.95 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.
- $P_U = 6.78 \text{ KN/m}^2$.

a/Calcul des moments isostatiques à l'ÉLU :

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 8.95 \text{ KN.m.}$$



a.1/Calcul les moments sur appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = 0,6 \times M_0 = 5,37 \text{ KN.m.}$$

Les Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,335$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$M_g = 0, \quad M_d = 0.6 M_0 = 5,37 \text{ KNm}$$

$$\text{d'où :} \quad -M_t \geq 1.1M_0 - 0.3M_0 = 7.16 \text{ KNm}$$

$$-M_t \geq 0.65 M_0 = 5.81 \text{ KNm} \quad \Rightarrow M_t = 7.16 \text{ KN.m.}$$

TravéeBC:

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$M_g = 0,6M_0 = 5,37 \text{ KN.m} \quad M_d = 0$$

$$\text{d'où :} \quad -M_t \geq 1.1M_0 - 0.3M_0 = 7.16 \text{ KN.m}$$

$$-M_t \geq 0.65 M_0 = 5.81 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow M_t = 7.16 \text{ KN.m}$$

a-2/ Effort tranchant :

$$V_{\max} = 1.15 \frac{q_u l}{2} = 12.67 \text{ KN}$$

b/ Ferrailage : (flexion simple)**✚ En travée :**

Les poutrelles ont des sections en T, alors il faut calculer le moment équilibré par la table de compression M_{TU} .

$$M_{TU} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si $M_t \leq M_{TU}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_t > M_{TU}$ On calcule une section en T.

$$M_{TU} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 5.9 \times 10^{-2} \text{ MN.m.}$$

$$\text{On a :} \quad M_t = 7.16 \times 10^{-3} \text{ MN.m} < M_{TU} = 5.9 \times 10^{-2} \text{ MN.m.}$$

\Rightarrow On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.16 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0110}) = 0.0138$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0138) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \cdot f_{st}} = \frac{7.16 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$

✚ **En appui intermédiaire :**

La section à ferrailer est $b_0 \times h$.

$$\mu_{bu} = 0.012$$

$$\alpha = 0.0151 \quad z = 0.216 \text{ m}$$

$$A_a = 0.78 \text{ cm}^2$$

✚ **En appui de rive :**

$$M_A = M_C = 0.15 \times M_0 = 1.46 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0030$$

$$\alpha = 0.0375$$

$$z = 0.229 \text{ m}$$

$$A_a = 0.184 \text{ cm}^2$$

c/ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée :

$$A_t = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

en travée.

$$A_a^{riv} = 1\text{HA}6 = 0.28 \text{ cm}^2$$

en appui de rive.

$$A_a^{int} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

en appui intermédiaire.

d/ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 12.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.27 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.681 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N } \bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ pas de risque de cisaillement.}$$

e/ Armature transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \text{ mm}\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On opte pour :

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2 \square_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

f/ Espacement :

$$- S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = 57 \text{ cm} .$$

$$- S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} .$$

$$- S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{t28})} = 38.8 \text{ cm}$$

Avec: $K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

On opte pour $S_t = 16 \text{ cm}$

g/ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Appui de rive :

(a) vérification de la bielle :

$$\color{red}{\oplus} V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a \leq 0.9 \cdot d = 0.162 \text{ m} \quad \text{soit : } a = 0.16 \text{ m}$$

$$V_u = 12.27 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 106.8 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

(b) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \cdot v_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 13.83 \times 10^{-3}}{400} = 3.97 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}6 = 1,85 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$\color{red}{\oplus}$ Appui intermédiaire :

(a) vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$V_u = 12.27 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 106.8 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

h/ Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u b_1}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \leq \overline{\tau}_u \quad \text{avec: } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0,275 \text{ m} \square \square$$

$$\tau_u = \frac{12,27 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,80 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification à l'ELS :

$$P_s = (4,84 + 2,5) \times 0,65 = 4,77 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_0^{ser} = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t \geq (1,437 - 0,25) M_0^{ser} = 8,31 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser}^t = 8,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{app} = -0,6 M_0^{ser} = -3,84 \text{ KN.m}$$

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✚ En travée : $M_t = 5,54 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + 15A'(h_0 - d) - 15A(d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,65 \cdot 0,05^2}{2} - 15 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} (0,23 - 0,05)$$

$$\Rightarrow H = 3,8 \cdot 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre dans la table de compression.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\frac{65y^2}{2} + 15 \cdot 1,57y - 15 \cdot 1,57 \cdot 23 = 0 \Rightarrow y = 3,171 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 3,171^3}{3} + 15 \cdot 1,57 \cdot (23 - 3,171)^2 \Rightarrow I = 9950,45 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{5,54 \cdot 3,171 \cdot 10^3}{9950,45} = 1,76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✚ En appuis : $M_a = 4,202 \text{ KNm}$

Calcul de y : $\frac{b_0 \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$

$$\frac{10 \cdot y^2}{2} + 15 \cdot 0,79 \cdot y - 15 \cdot 0,79 \cdot 23 = 0 \Rightarrow y = 6,1 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$

$$I = \frac{10 \cdot 6,10^3}{3} + 15 \cdot 0,79 \cdot (23 - 6,10)^2 \Rightarrow I = 4141,96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{4,202 \cdot 6,1 \cdot 10^3}{4141,96} = 6,188 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

3. État limite de déformation : D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dons notre cas : $\frac{1}{16} = 0,0625 < \frac{h}{L} = \frac{25}{325} = 0,0769$ condition

vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0,0769 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{5,545}{10,9,77} = 0,0567$$
condition

vérifiée.

⇒ La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5,2 des règles BAEL91.

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

avec :

– f_{gv} et f_{gi} les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

– f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

– f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 0,0373m$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 3,2271.10^{-4} m$$

$$I = 9,8692.10^{-5}$$

$$A_s = 1,57 cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{10 \times 23} = 0,0068$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32456,596 Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,86 Mpa$$

$$\text{Contraintes } (\sigma_s) : \quad \sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$M_{jser} = W \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3,073 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = W \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 5,978 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = W \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 8,619 \text{KN.m}$$

$$\lambda_i = 6,249$$

$$\lambda_v = 0,4 \times 6,249 = 2,499$$

$$\sigma_{sj} = 89,99 \text{Mpa} \quad \mu_j = 0,1935$$

$$\sigma_{sg} = 175,037 \text{Mpa} \quad \mu_g = 0,4657$$

$$\sigma_{sp} = 252,351 \text{Mpa} \quad \mu_p = 0,5912$$

$$If_{ij} = 0,00016 \text{m} \quad If_{ig} = 0,000907 \text{m}$$

$$f_{ip} = 0,000756 \text{m} \quad f_{vg} = 0,001640$$

$$f_{ji} = 0,622 \text{mm} \quad f_{gi} = 2,143 \text{mm}$$

$$f_{pi} = 3,709 \text{mm} \quad f_{vg} = 3,558 \text{mm}$$

Valeur limite de la flèche :

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \quad \text{si la portée } l \leq 5 \text{m}$$

$$0,005 + \frac{l}{1000} \quad \text{sinon.}$$

$$\text{Dans notre cas : } l = 3,25 \text{m} < 5 \text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = 6,5 \text{mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3,558 - 0,662 + 3,709 - 2,143 = 4,462 \text{mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 4,462 \text{mm} \leq f_{adm} = 6,5 \text{mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

TAB. – Tableau récapitulatif des moments en travées et en appuis et d'efforts tranchants des différents types de poutrelles existants :

Plancher terrasse inaccessible :

$$q_u = 6,476 \text{KN/m} ; q_s = 4,72 \text{KN/m}$$

Tableau N°.III.3 : Sollicitation du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelles	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{\text{appui (max)}}$ (KNm)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KNm)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KNm)
Type 1					
	4,409	6,163	11,756	3,217	4,497
Type 2					
	5,131	6,414	12,104	3,744	4,68
Type 3					
	5,131	6,414	12,104	3,744	4,68
Type 4					
	5,29	6,613	12,29	3,86	4,825

Plancher rez-de-chaussée et étages courants :

$$q_u = 7,4 \text{ KN/m} ; q_s = 5,304 \text{ KN/m}$$

Tableau N°.III.4 : Sollicitation du plancher rez-de-chaussée et étages courants :

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{\text{appui (max)}}$ (KNm)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KNm)	V_{max} (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KNm)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KNm)
Type 1					
	5,04	7,424	13,438	3,61	5,318
Type 2					
	5,866	7,74	13,836	4,202	5,545
Type 3					
	5,866	7,74	13,836	4,202	5,545
Type 4					
	6,047	7,891	14,049	4,332	5,717

Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux :

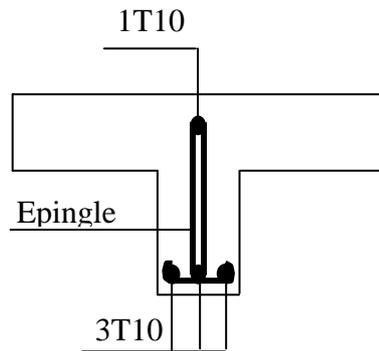
Tableau N° .III.5 : Ferrailage du plancher étage courant

		Localisation Sens Longitudinale			Sens Transversale
Type de poutrelle	Localisation	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	A transversale (cm ²)
Type 1	Appuis	0,632	0,277	1T10= 0,79	2T6= 0,57
	Travées	0,934	1,80	3T10 = 2,36	2T6= 0,57
Type 2 et 3	Appuis	0,74	0,277	1T10= 0,79	2T6= 0,57
	Travées	0,97	1,80	3T10 = 2,36	2T6= 0,57
Type 4	Appuis	0,76	0,277	1T10=0,79	2T6=0,57
	Travées	1,00	1,80	3T10=2,36	2T6=0,57

Tableau N° . III.6 : Ferrailage du plancher terrasse inaccessible

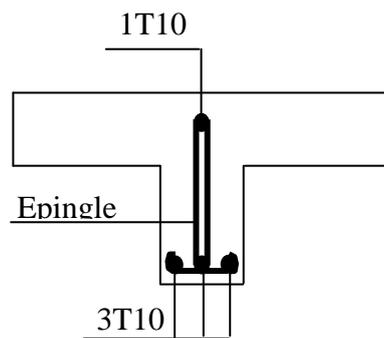
		Localisation Sens Longitudinale			Sens Transversale
Type de poutrelle	Localisation	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	A transversale (cm ²)
Type 1	Appuis	0,552	0,277	1T10= 0,79	2T6= 0,57
	Travées	0,78	1,80	3T10 = 2,36	2T6= 0,57
Type 2 et 3	Appuis	0,644	0,277	1T10= 0,79	2T6= 0,57
	Travées	0.806	1,80	3T10 = 2,36	2T6= 0,57
Type 4	Appuis	0,664		1T10=0,79	2T6=0,57
	Travées	0,83		3T10=2,36	2T6=057

III. 1. 3 Schéma de ferrailage des poutrelles :



« Travée et appuis »

Figure III.5 : Schéma de ferrailage de poutrelles de plancher terrasse inaccessible



« Travée et appuis »

Figure III.6 : Schémas de ferrailage des différents types de poutrelles de plancher

Rez-de-chaussée et étage courant.

Remarque :

Vue la similitude entre les longueurs des différentes travées de chaque type de poutrelles nous avons adoptée à le même ferrailage.

III.1.4 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est hauteur (5 cm) dans notre cas. Est armée généralement en treillis soudé sous forme de maillage des barres de $\Phi 6$.

○ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (porteuses) :**

Selon le BAEL 91 (B.6.8.423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ selon le CBA93.}$$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

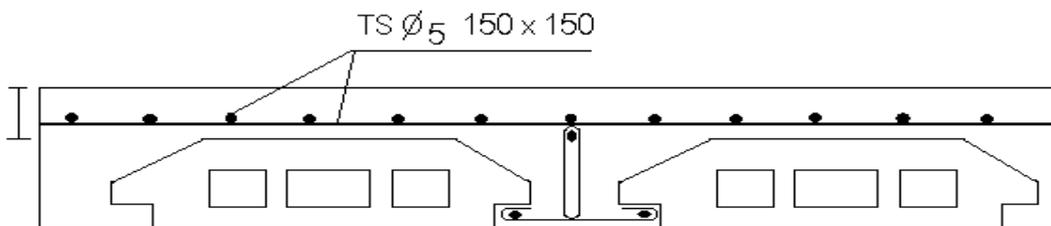
D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'où on opte : un treillis soudé TS Ø₅ 150×150

Soit $A^{\perp} = 5 \Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm (< 33 cm).

III. 1. 5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression :



III.2. calcul des escaliers :

On a l'escalier du RDC et d'étages courants sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui du RDC.

III.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.7 : évaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	12	25	3
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 4,6
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau III.8 : évaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	12/(cosα)	25	3,28
Gardes corps	//	//	0,1
Marches	16·(1/2)	24	1,92
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 6,9
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- 1^{er}) partie AC = FH

$$G_v = 6,9 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 4,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$\text{ELS} : q = G + Q$$

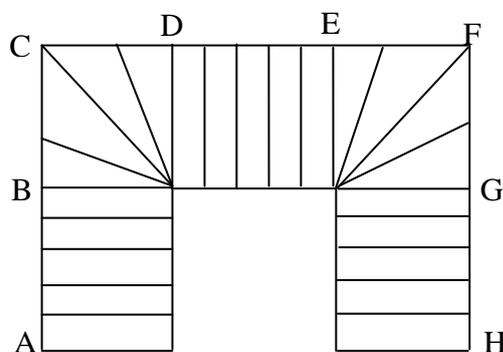
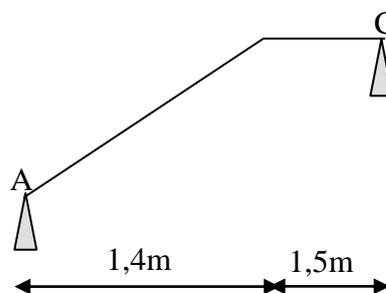


Fig. III.8. Schéma des escaliers



Schéma

Tableau III.9 : Calcul des charges de l'escalier

	q volée (KN/m)	q palier (KN/m)
l'ELU	13,06	9,96
l'ELS	9,4	7,1

III.2.2.Calcul à l'ELU :

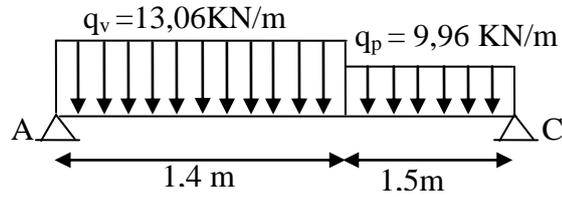


Fig.III.9 : Schéma de chargement

III.2.2.1.Les sollicitations :

$$\sum M/C=0 \Rightarrow R_A = \frac{q_v \cdot 1,4 \left(\frac{1,4}{2} + 1,5 \right) + q_p \cdot 1,5 \cdot 1,5/2}{2,9} = 17,74 \text{ KN}$$

$$\sum F_V=0 \Rightarrow R_C = 15,48 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1,4 :$$

$$M_Z = R_A \cdot x - q_v \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; & M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,4; & M_Z = 12,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$1,4 \leq x \leq 2,9 :$$

$$M_Z = R_A \cdot X - q_v(x-0,7) \times 1,4 - q_p \times \frac{(x-1,4)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 1,4; & M_Z = 12,03 \text{ KN.m} \\ x = 2,9; & M_Z = -0,0128 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max est dans le premier tronçon :

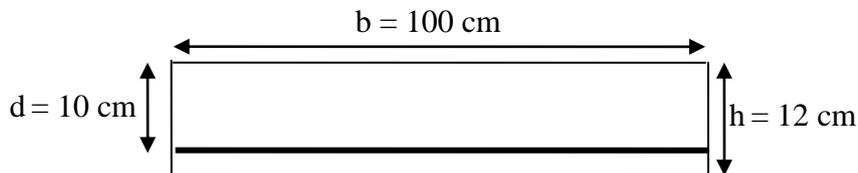
$$\Rightarrow \frac{dM_Z}{dx} = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_v} = 1,35 \text{ m} \Rightarrow M_0^{max} = 12,05 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0,5M_0 = -6,03 \text{ KN.m} & \text{En appui;} \\ M_t = 0,75M_0 = 9,04 \text{ KN.m} & \text{En travée.} \end{cases}$$

III.2.2.2.Ferraillage de l'escalier : RDC

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire

$$(b \cdot e) = (100 \cdot 12) \text{ cm}^2.$$



Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III N° 10 : Résultat de ferrailage de l'escalier RDC

Localisation	M(KNm)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	9,04	0,0636	0,082	0,096	2,70	1,207	4T10 = 3,14
En appui	6,03	0,0424	0,0542	0,0978	1,77	1,207	4T8 = 2,01

III.2.2.3. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4T6/ml = 1,13 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25\text{cm}$

III.2.3. Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

a . Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,10 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

En appuis : $A_u = 1,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

b . Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{\max}(x = 0) = 17,74 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,74 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,10} = 1,77 \text{ MPa.}$$

c. Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 1,177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

d. Espacement des armatures :

- Armatures longitudinales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée.

- Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée.

III.2.4. Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$q_v = 9,96 \text{ KN/ml} . \quad q_p = 7,1 \text{ KN/ml}.$$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière que à l'ELU, on aura :

$$R_A = 12,73 \text{ KN}.$$

$$R_B = 11,08 \text{ KN}.$$

$$M^{\max} (x = 1,35 \text{ m}) = 8,51 \text{ KNm}.$$

$$V^{\max} (x = 0) = 12,73 \text{ KN}.$$

$$M_t = 0,75 \times 8,51 = 6,39 \text{ KNm}.$$

$$M_a = 0,5 \times 21,72 = 4,25 \text{ KNm}.$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Tableau III N° .11 : Vérification des contraintes.

Localisation	M _{ser} (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis	4,25	2189,10	2,172	3,651	15
Travées	6,39	4560,30	3,19	5,478	15

On constate que toutes les conditions sont vérifiées.

III.2.5. Etat limite de déformation :

III.2.5.1 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{290} = 0,0413 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

⇒ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit

selon la méthode exposée à l'article B.6.5,2 des règles BAEL91

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{290}{500} = 0,58 \text{ cm}$$

Exemple de calcul : $I = 4560,3 \text{ cm}^4$ $Y = 3,19 \text{ cm}$
 $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$ $E_v = 10721,4 \text{ MPa}$
 $L = 2,9 \text{ m}$ $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

Tableau III N°12 : les charges qui provoquent la flèche.

	J (charge permanent sans revêtements)	g (charge Permanente avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	3,28	6,9	9,4
Palier	3,00	5,114	7,335
$M_{ser}(\text{KNm})$	2,798	5,114	7,335

$$\rho = 0.00314$$

$$\lambda_i = 6,68$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.67$$

a. Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times (h/2 - d')^2$$

$$I_0 = (1 \times 0,12^3) / 12 + 15 \times 3,14 \times 10^{-4} \times (0,12/2 - 0,02)^2 = 1,5153 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

b. Calcul des contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y/2)} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times \rho \times \sigma_s + F_{t28}}$$

$$\sigma_{sg} = 178.57 \text{ MPa} \quad \mu_j = 0$$

$$\sigma_{sj} = 97.70 \text{ MPa} \quad \mu_g = 0,1537$$

$$\sigma_{sp} = 256.11 \text{ MPa} \quad \mu_p = 0,3087$$

c. Les moments d'inertie fictifs :

$$I_{fg}^i = 6,548 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fg}^v = 9,411 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fj}^i = 1,328 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{fp}^i = 4,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

d. Les flèches :

$$f_g^i = 0,2024 \text{ mm} \quad f_j^i = 0,05459 \text{ mm}$$

$$f_g^v = 0,4224 \text{ mm} \quad f_p^i = 0,4386 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_g^v - f_g^i + f_p^i - f_j^i \Rightarrow \Delta f = 0,4224 - 0,2024 + 0,4386 - 0,05459 = 0,6041 \text{ mm}$$

Comme on a $l = 2,9 < 5 \text{ m}$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 5,8 \text{ mm} \quad \Delta f = 0,6041 < f_{adm} = 5,8 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.6. Schéma de ferrailage :

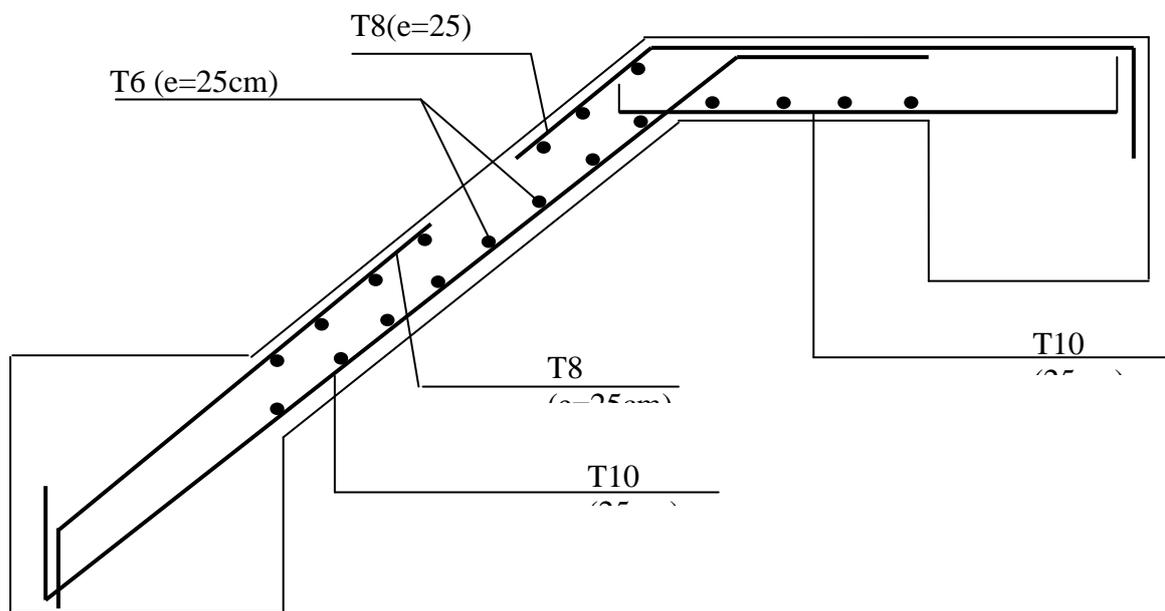


Fig.III.10 : Schéma de ferrailage de la volée AC

III.2.7.Ferrailage de la partie (DE):

III.2.7.1.calcul des charges et surcharges revenant a la volée (DE) :

L'étude de cette partie se fera en considérant la volée comme une console encastrée à l'un de ces extrémités comme indique la figure ci-dessous:

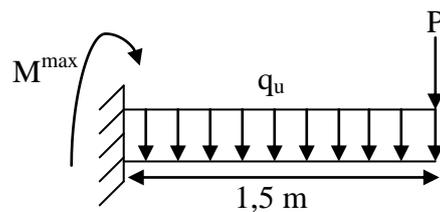


Fig III.11 : Schéma statique de la console.

$$G_v = 6,70 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 0,1 \text{ KN/ml.}$$

$$M^{\max} = \frac{(1,35G_v + 1,5Q)l^2}{2} + 1,35Pl$$

$$\Rightarrow M^{\max} = \frac{(1,35 \cdot 6,70 + 1,5 \cdot 2,5)1,5^2}{2} + 1,35 \cdot 0,1 \cdot 1,5 = 14,59 \text{ KNm.}$$

$$V_u = (1,35G_v + 1,5Q)l + P = 19,32 \text{ KN.}$$

III.2.7.2. Armatures longitudinales :

Tableau III N°.13 : résultat de ferrailage de la console.

	M^{\max} (KNm)	μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En appui	14,59	0,103	0,1362	0,0945	4,438	6HA10=4,71

III.2.7.3. Armatures de répartitions

$$A^{\text{rep}} = \frac{A^l}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,177 \text{ cm}^2$$

on choisit 4HA8 Soit $A^{\text{rep}} = 2,01 \text{ cm}^2$.

III.2.7.4. Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,10 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19,32 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,10} = 0,19 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu} = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \cdot 19,32 \cdot 10^{-3}}{400} = 0,555 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Espacement des armatures :

sens principale : $St < \min(2e; 22\text{cm}) = 22\text{cm} > 16.5$ vérifiée

sens secondaire : $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25$ vérifiée.

III.2.7.5. Vérification à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III N°14 : Vérification des contraintes

Localisation	M_{ser} (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	10,5	4356,55	3,11	5,515	15

Les conditions sont vérifiées

b. Etat limite de déformation :

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = \frac{12}{350} = 0,034 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\text{condition non vérifiée.}$$

Calcul de la flèche :

Tableau III N°15 : Les charges qui provoquent la flèche

	J (charge permanente sans revêtements)	g (charge Permanente avec revêtements)	P (charges combinées)
Volée	3,38	6,70	9,20
Palier	3,00	5,114	7,335
M_{ser} (KNm)	4,399	8,72	8,72

$$\rho = 0.00471$$

$$\lambda_i = 4,458$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 1,783$$

✓ **Calcul du moment d'inertie I_0 :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times (h/2 - d')^2$$

$$I_0 = (1 \times 0,12^3) / 12 + 15 \times 4,71 \times 10^{-4} \times (0,12/2 - 0,02)^2 = 0,0012113 \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y/2)}$$

$$\sigma_{sg} = 206,62 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sj} = 104,2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 206,62 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times \rho \times \sigma_s + F_{t28}}$$

$$\mu_j = 0,0956$$

$$\mu_g = 0,3867$$

$$\mu_p = 0,3867$$

✓ **Les moments d'inertie fictifs :**

$$I_{fg}^i = 4,89 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fg}^v = 7,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fj}^i = 9,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{fp}^i = 4,89 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Les flèches :**

$$f_g^i = 0,6729 \text{ mm}$$

$$f_j^i = 0,1777 \text{ mm}$$

$$f_g^v = 1,2522 \text{ mm}$$

$$f_p^i = 0,6729 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_g^v - f_g^i + f_p^i - f_j^i \Rightarrow \Delta f = 1,2522 - 0,6729 + 0,6729 - 0,1777 = 1,0744 \text{ mm}$$

Comme on a $l = 2,9 < 5 \text{ m}$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 7 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 1,0744 < f_{adm} = 7 \text{ mm} \text{ condition vérifiée.}$$

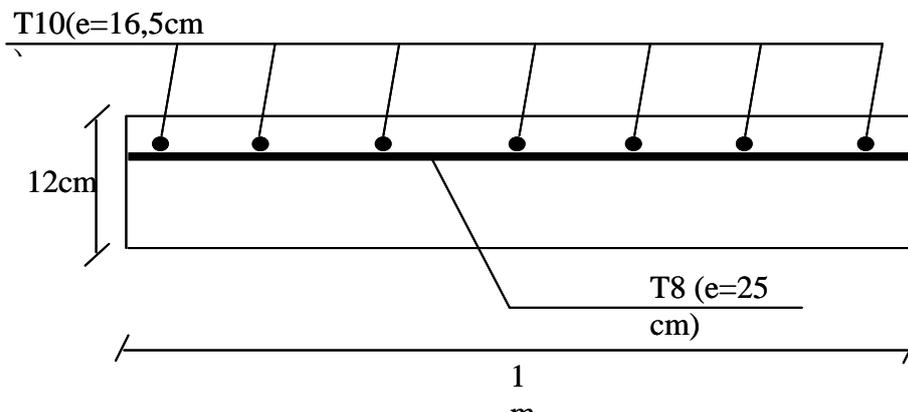
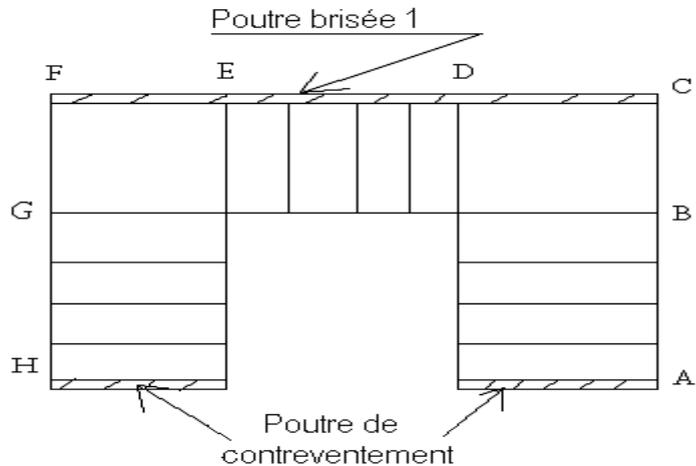


Fig.III.12. Schéma de ferrailage de la volée DE

III.3. Etude des poutres brisées :

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcule sa poutre brisée et se sera le même ferrailage pour celle de l'escalier d'étage courant.



Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21,60 \leq h \leq 34,5$$

Soit : $h=30\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

Selon le RPA99/ version 2003 :

- $h \geq 30$: vérifier, $h = 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20$: vérifier $b = 30 \text{ cm}$
- $h/b = 40/30 = 1 < 4$, condition vérifier

Donc on choisit une section de la poutre palière $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Elle est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

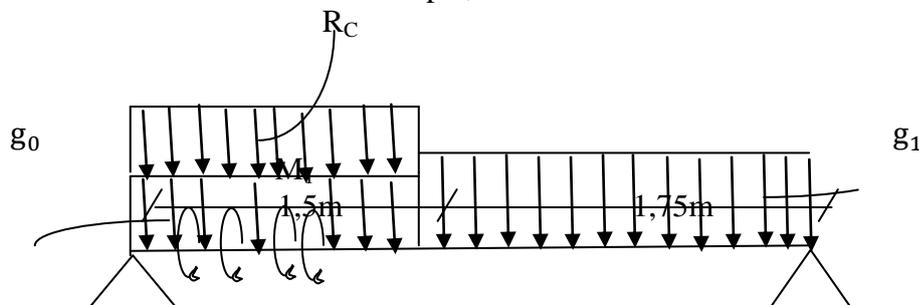


Fig.III.14 : Schéma statique de la poutre brisée

III.3.1. Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml (poids propre de la partie horizontale).}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.3 / \cos 23,89 = 2,46 \text{ KN/ml (poids propre de la partie inclinée).}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier ;

$$R_C = 15,58 \text{ KN et}$$

Avec :

– R_c : charge ramenée par la partie AC et FH.

Calcul des sollicitations :

$$R_A = \frac{(1,35 \cdot g_0 + R_c) \times 1,5 \times 2,5 + (1,35 \cdot g_1) \times 0,875}{3,25} = 22,37 \text{ KN}$$

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_B = 11,34 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1,5$$

$$M_Z = R_A \cdot x - (R_c + 1,35 \cdot g_0) \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; & M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,5; & M_Z = 12,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$1,5 \leq x \leq 3,25$$

$$M_Z = R_A \cdot x - (R_c + 1,35 \cdot g_0) \frac{x^2}{2} - (R_p + g_1) 1,35 \frac{(x-1,5)}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 1,5; & M_Z = 12,61 \text{ KN.m} \\ x = 2,25; & M_Z = -0,011 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max est dans le premier tronçon

$$\Rightarrow \frac{dM_Z}{dx} = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{R_c + 1,35 g_0} = 1,2 \text{ m} \Rightarrow M_0^{max} = 13,43 \text{ KN.m}$$

$$V_u = R_A = 22,37 \text{ KN}$$

Tableau III N° 16 : Ferrailage de la poutre brisée

	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	τ_{FS}
En travée	$0,85M_0 = 11,41$	1,00	1,37	0,226
En appui	$0,4M_0 = -5,37$	0,49	1,37	0,226

On ferraille avec $A_{min} = 1,37 \text{ cm}^2$

III.3.2. Calcul à la Torsion :

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément réparties dus au l'escalier.

– $M = 6,03 \text{ KN.m}$ par mètre, du à la partie AC et FH.

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_T^{max} = M \times 1,5 = 9,45 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h-e) (b-e) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{9,45 \cdot 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{tor} + \tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

$$\tau_{tor} + \tau_u = 1,26 + 0,226 = 1,48 \leq 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

a. Armatures longitudinales

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 110\text{cm} ; \gamma_s = 1,15$$

$$A_l = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_{st} \cdot \omega} = \frac{9,45 \cdot 10^{-3} \times 1,1 \times 1,15}{2 \times 348 \times 750 \cdot 10^{-4}} = 2,29 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_s = A^t + A_l = 2,29 + 1,37 = 3,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc on opte pour : } A_s^t = 3\text{HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$A_s = A^a + A_l = 1,37 + 2,29 = 3,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc on opte pour : } A_s^a = 3\text{HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

b. Armatures transversales :

$$A^T = \frac{A_s^a}{4} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On choisit (1 cadres + 1 epingle) de $\Phi 8$ soit : $A^T = 1,51 \text{ cm}^2$

c. Armatures minimales :

$A_{\min} = 0,4 \cdot e \cdot U / f_e = 0,4 \times 5 \times 110 / 400 = 0,55 \text{ cm}^2 < A^T = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

d. Calcul de l'espacement des armatures transversales :

A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

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

$$S_t \leq \min (36; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq A^T / (0,4b) = 59,16\text{cm}$$

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 17,5\text{cm}$

- Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4; 12 \Phi_l) = 8,75\text{cm}$

On adopte les espacements suivants

- Zone courante : $S_t = 18\text{cm}$

- Zone nodale : $S_t = 9\text{cm}$

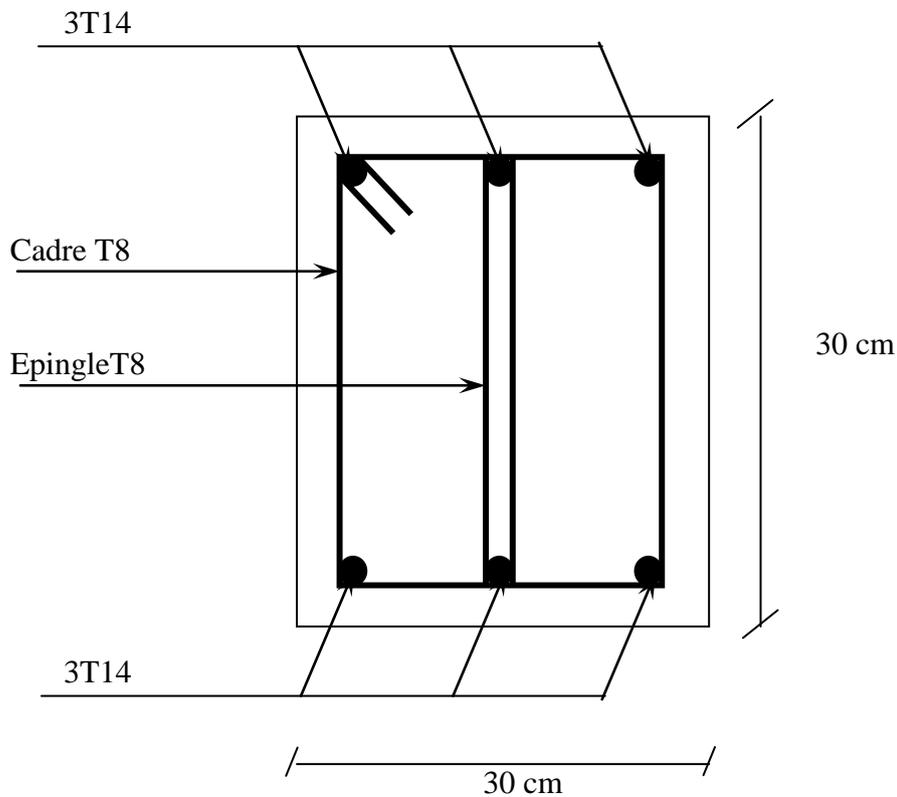


Fig.III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre de brisée

III.4. calcul des poutres de chaînages :

III.4.1. Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

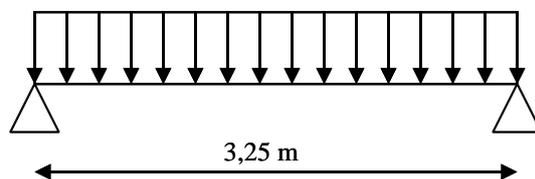


Fig.III.16 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

III.4.2. Dimensionnement :

Selon le RPA 99 (Art : 9.3.3) : $h \geq 15 \text{ cm}$ et $b \geq \frac{2}{3} \times h$

D'où $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

III.4.3. Sollicitation :

-poids propre de la poutre

$$p_p = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

-poids des murs :

On a : $G = 2.55 \text{ KN/m}^2$ (Double murette)

$$P_{mur} = 2.55 \cdot 2.85 = 7,27 \text{ KN/m}^2$$

III.4.4. Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot (p_p + p_{mur}) = 1,35 \times (2,25 + 7,27) = 12,85 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{12,85(3,25)^2}{8} = 16,96 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

a. Armature longitudinale :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III N° .17: Calcul de ferraillage de l'escalier

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
16,96	0,05	0,064	0,27	1,79	3T10 = 2,36

• **Vérification à l'état limite ultime :**

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,28 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{q_l}{2} = \frac{12,85 \cdot 3,25}{2} = 20,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,88 \cdot 10^{-3}}{0,23 \cdot 0,28} = 0,324 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu} = 0,324 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

b. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \dots\dots$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq (8,57; 30; 10) \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

$$A_t = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm.}$$

-Espaceement :

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \times K \cdot f_{t28})}$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'ou

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot 400 \cdot 1,13}{30 \times (0,258 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1)} \Rightarrow S_t < 0 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1,51 \times 400}{0,4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 50,33 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25,2 \text{ cm} \dots\dots\dots(3).$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.4.5. Vérification à l'ELS :

a- Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\frac{30 \cdot y^2}{2} + 15 \cdot 2,36 \cdot y - 15 \cdot 2,36 \cdot 28 = 0 \Rightarrow y = 7,03 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \cdot (7,03)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (28 - 7,03)^2 \Rightarrow I = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = \frac{(9,52) \cdot 3,25^2}{8} = 12,56 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{12,56 \cdot 10^{-3}}{6,75 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,0703 = 1,3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b.État limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0,096 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\text{condition vérifié}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche. La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{500} = 0,65 \text{ cm}$

Le calcul par SOCOTEC nous a donné $\Delta f_t = 1,58 \text{ mm} < f_{adm} = 6,5 \text{ mm}$

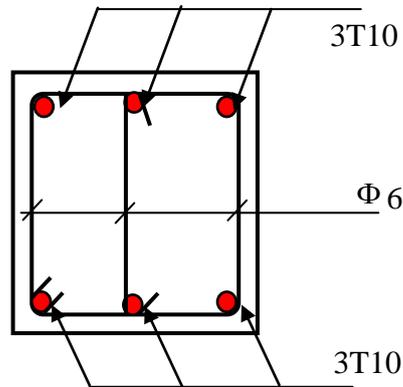


Fig. III.17: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. Dalles pleines :

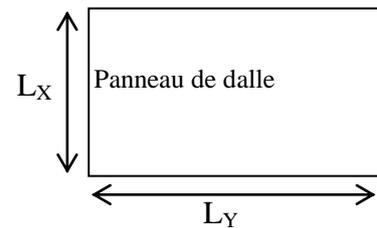
Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Les dimensions des dalles sont :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Dans notre projet on a deux panneaux de dalle qui repose sur quatre appuis. Qui ayant les dimensions suivantes :



II.5.1. Dalle sur 04 appuis :

-1^{er} panneau ($L_x = 5.25\text{m}$, $L_y = 6.375\text{m}$)

-2^{eme} panneau ($L_x = 5.25\text{m}$, $L_y = 6.425\text{m}$)

Les deux panneaux sont posés sur quatre appuis du R.D.C au 8^{eme} étage.

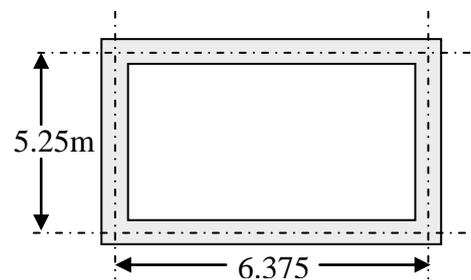


Figure N°III.18 : Dalle sur 4 appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\rho = \frac{5.25}{6.425} = 0.817 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

II.5.1.1. Calcul des sollicitations :

✚ Calcul à l'ÉLU: $\nu = 0$ et $\rho = 0.817$;

$$G = 5.41 \text{KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{KN/m}^2.$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 11.05 \text{KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) * 1 = 11.05 \text{KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \dots\dots\dots \text{annexe 1}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * p_u * l_x^2 = 0.0550 * 11.05 * 5.25^2 = 16,756 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y * M_x = 0.6135 * 16,756 = 10,28 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur sur toute la portée.

• Panneau de rive :

$$\text{-Moment en travée} \quad \begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{0x} = 0.85 * (16,756) = 14,24 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 * (10,28) = 8,74 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{-moment en appui} \quad \begin{cases} M_x^a = 0.3 * M_{0x} = 0.3(16,756) = 5.03 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 M_{0y} = 0.3(10,28) = 3.08 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.5.1.2. Ferrillages :

Se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 * e) \text{m}^2$.

Selon L_x :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{14,24 * 10^{-3}}{1 * (0.14)^2 * 14.2} = 0.051 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.065 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d_x} = \frac{14,24 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.07) * 0.14} = 3,01 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 3,01 \text{cm}^2 \end{array} \right. \quad \Sigma$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{5,03 * 10^{-3}}{1 * (0.14)^2 * 14.2} = 0.018 \\ \alpha = 0.022 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.051 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

III.5.1.3. Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3 * e; 33 \text{cm}) = \min(3 * 16; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{cm}$$

III.5.1.4. Vérifications :

- Vérification des valeurs minimales :

$$e = 16 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 10 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e 400$$

$$A_x \geq \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0,79) * 1 * 0.16}{2}$$

$$A_x \geq 1.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$$

$$\text{En travée on ferraille avec : } A_x^t = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis on ferraille avec : } A_x^a = 1.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le choix de diamètre des barres Φ_x :

$$\phi_x \leq \frac{l}{10} \text{ Soit : } \phi_x \leq 18 \text{ mm}$$

$$\text{En travée on prend } 4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_x^t = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En total on aura : **21T12** sur **525cm**. Espacées de **25cm**.

$$\text{Aux appuis on prend } 4\text{T}8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Selon L_y :

En travée :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0314 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0, \alpha = 0.0398 \\ \Rightarrow A_y^t = 1.82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.011 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0, \alpha = 0.0138 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

Sens X :

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3} = 19,34 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_{\max} = \frac{q_U * L_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11,05 * 6,375}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,79}{2}} = 25,20 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 25,20 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{25,20 * 10^{-3}}{1 * 0,14}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0,175 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0,175 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow pas d'armature transversales.

Vérification des valeurs minimales :

$$A_y^t \geq \frac{A^t}{4} \Leftrightarrow A_y^t \geq \frac{3,01}{4} = 0,752 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_y^t \geq A_{\min} \quad \text{et} \quad A_{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors on prend : } A_y^t = 2,21 \text{ cm}^2$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour HA fe400

Ecartement (S_t) :

$$S_t \leq \min(4 * e; 45 \text{ cm}) = \min(4 * 15; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{On choisit : } 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^t$$

En total on aura : 21T10 sur 525cm espacées de 25cm

$$\text{Aux appuis on prend } 4\text{T}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification à l'ELS : $\nu = 0,2$**

$$\begin{cases} \mu_x(1, 0,2) = 0,0671 \\ \mu_y(1, 0,2) = 0,7246 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0,0671 * 7,91 * (5,25)^2 = 14,63 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0,7246 * 14,63 = 10,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 12,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 9,01 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite de compression du béton :**

▪ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries) \rightarrow fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0, \quad \frac{b}{2} * y^5 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

En travée :

Selon L_x :

$$Y = 3.73 \text{cm}$$

$$I = 8880,9 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,22 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y :

$$Y = 3.19 \text{cm}$$

$$I = 6586 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.36 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$M_{ax} = 4,38 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 3,18 \text{KN.m}$$

Selon L_x :

$$Y = 2,619 \text{cm}$$

$$I = 4504 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.55 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon L_y :

$$Y = 2,619 \text{cm}$$

$$I = 4504 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.85 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0}; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.030 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Sens x-x :

$$l \geq 5m \Rightarrow f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{525}{1000} = 1,025cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.22cm , \quad f_{gi} = 0.298cm, \quad f_{gv} = 0.895cm, \quad f_{pi} = 0.436cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.812cm < f_{adm} = 1,25cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$l > 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{637,5}{1000} + 0.5 = 1.137cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.236cm , \quad f_{gi} = 0.319cm, \quad f_{gv} = 0.959cm, \quad f_{pi} = 0.467cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.87cm < f_{adm} = 1.137cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.5.1.5. Schéma de ferrailage :

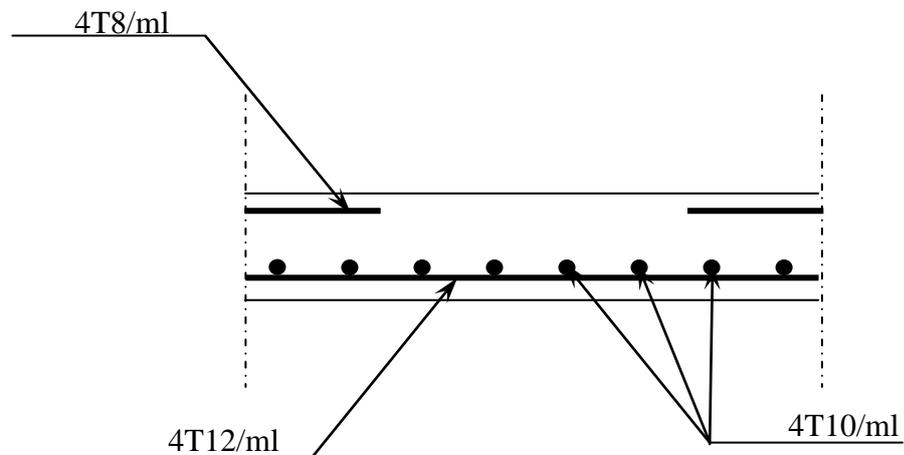


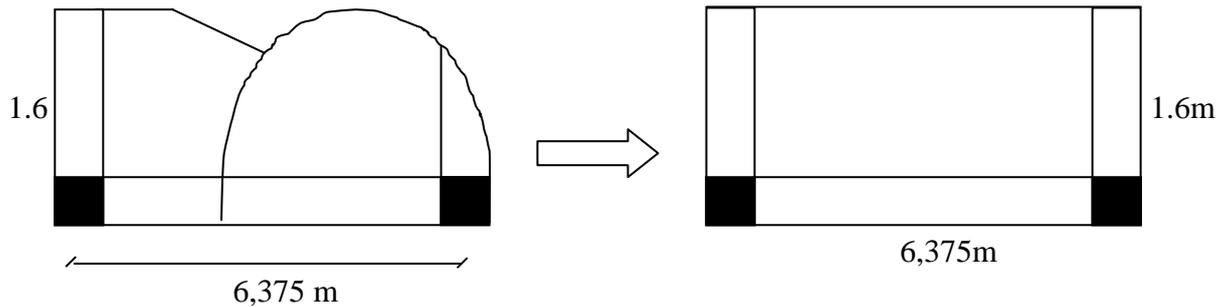
Figure N°III.19 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

III.5.2. Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a deux types de dalles à savoir :

1. dalle en console.
2. Dalle sur trois appuis.

III.5. 2.1. Dalles pleines sur trois appuis :



a). Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (**BAEL91**) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_y > \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P * l_x^2}{8} \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + \frac{P * l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P * l_x}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_y < \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P * l_y^2}{8} \\ M_y = \frac{P * l_y^2 * l_x}{2} - \frac{2 * P * l_y^3}{3} \end{cases}$$

a. 1) Calcul des sollicitations :

➤ Surcharges d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

➤ Charges permanentes : $G = 5.16 \text{KN/m}^2$ (voir Chap. II)

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.23 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = 8.66 \text{KN/m}^2$$

On a : $l_y = 1.6 < \frac{l_x}{2} = 3,18m$

Donc :
$$\begin{cases} M_x = \frac{P \cdot l_y^2}{8} = 8,33KN.m \\ M_y = \frac{P \cdot l_y^2 \cdot l_x}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot l_y^3}{3} = 66,32KN.m \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85M_x = 7,08KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 56,88KN.m$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_y^a = 0.3M_y = 19,89KN.m$$

$$M_x^a = 2,49 KN.m$$

a. 2) Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple de 1m (b = 1m).

• Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.5cm \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.4cm \text{ alors :}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + 3\right) = 15 - (0.7 + 3) = 11.3cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3\right) = 15 - (0.7 + 1.4 + 3) = 9.9cm$$

√ **En travées :**

Tableau N°III.18. : Calcul des armatures en travées.

Sens	M(KN.m)	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
X-X	7,08	0,037	0,128	1,59	5 HA10 = 3,93
Y-Y	56,88	0,340	0,112	14,43	8HA16 = 16,08

√ **En appui :**

Tableau N°III.19 : Calcul des armatures en appui.

M^a	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A calculé (cm ²)
19,89	0,108	0,124	4,6	6HA10 = 4,71

a. 3) Les vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

▪ **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.8 * 10^{-3} * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

En appuis :

$$A_y^a = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 8.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 5.91 \text{ KN.m} \\ M_y = 47.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 5,02 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 39,96 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 M_y = 14,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries).

➔ Fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0, \quad \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

Tableau N°III.20 : Vérification des contraintes

Sens	M_{ser}	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
X-X	5,02	3,93	5,8	19003,9	1,55	15	vérifié
Y-Y	47,01	16,08	6,72	32195,91	10,98	15	vérifié

Vérification des espacements :

$$S_t \leq \min(4 * e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Espacement des armatures // X-X : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Espacement des armatures // Y-Y : $S_t = 12,5\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{14}{315} > \frac{4,6}{20 \cdot 5,42} \\ \frac{3,93}{100 \cdot 12} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,044 > 0,042 \\ 0,03275 \leq 0,005 \end{array} \right.$$

La 2^{ième} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Tableau N° III.21 : Vérification de la flèche

sens	f_{jt}	f_{gt}	f_{gv}	f_{pt}	Δf	f_{adm}	vérification
X-X	0,125	0,211	0,552	0,458	0,670	3,2	Vérifiée
y-y	0,207	0,284	0,854	0,478	0,840	11,37	Vérifiée

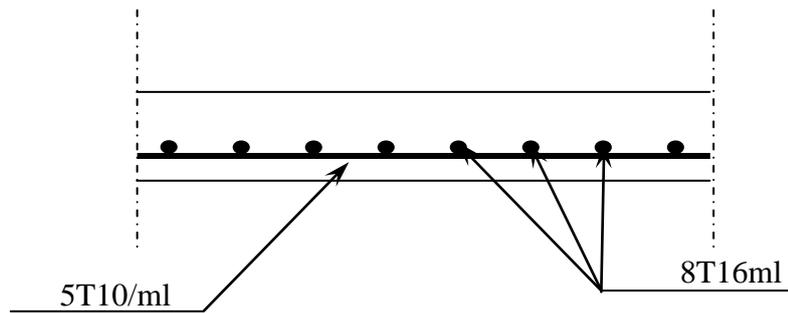


Figure N°III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine
Sur trois appuis

III.5.3. Dalle en console :

Charge permanente : $G = 5,41 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

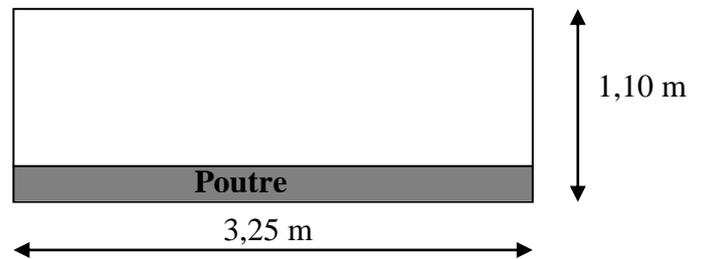


Figure III.21 : Schéma de la dalle en console

a). A l'ELU :

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 5,41 + 1,5 \cdot 3,5 = 12,55 \text{ KN/m}.$$

$$q_s = G + Q = 8,91 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} = 12,55 \cdot \frac{1,1^2}{2} = 7,59 \text{ KN.m} ; \quad M_{Ser} = q_s \cdot \frac{l^2}{2} = 5,39 \text{ KN.m} ;$$

$$V_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 6,90 \text{ KN}.$$

➤ **Ferrailage :**

Tableau III.22 : Ferrailage de la dalle en console

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	7,59	0,031	0,040	0,127	1,70	5HA10 = 3,93

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ **Calcul des espacements :**

$$S_{rx} = \min(33 \text{ cm}, 3 \cdot e) = \min(33 \text{ cm}, 3 \cdot 15 \text{ cm}) ; \text{ Soit : } S_{rx} = 20 \text{ cm}.$$

$$S_{ry} = \min(45 \text{ cm}, 4 \cdot e) = \min(45 \text{ cm}, 4 \cdot 11,25 \text{ cm}) ; \text{ Soit: } S_{ry} = 25 \text{ cm}.$$

➤ **Vérifications :**

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_s \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b. L'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2,83 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,1} = 0,0283 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b). A l'ELS :

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$M_{ser} = 5,39 \text{ kN.m} , A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} , y = 3,369 \text{ cm} , I = 6742,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{5,3910^{-3}}{6742,6 \cdot 10^{-8}} \cdot 3,369 \cdot 10^{-2} = 2,69 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{5,39 \cdot 10^{-3}}{6742,6 \cdot 10^{-8}} \cdot (0,13 - 0,0369) = 115,48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

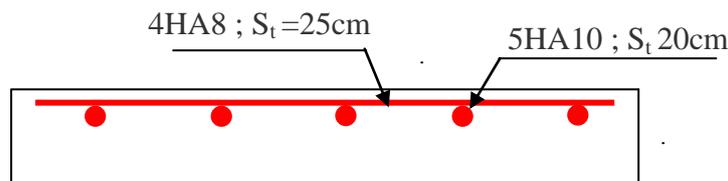


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de la dalle en console.

III.6.Définition :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III. 6. 1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

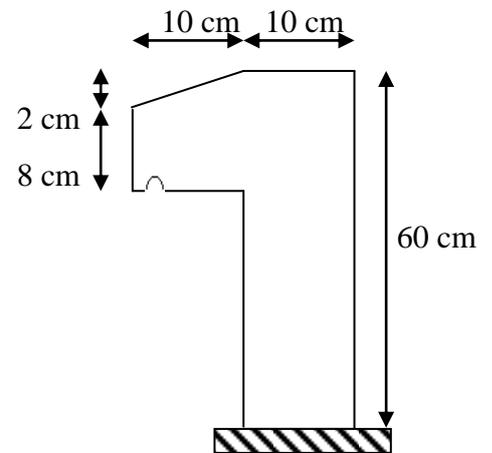


Fig. N°III. 23 : Acrotère

III. 6. 2 Evaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

Tableau N°III.23 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.02 * 20 = 0.4	2.125	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

W_P : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.
 - Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,125 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

Donc :

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III. 6. 3. Calcul des sollicitations :

a) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S$

$$x_c = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1 / 2) + 0,08 * 0,1 * (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 * 0,1 * 0,02 * (0,1 + 0,1 / 3)}{0,069} = 0,0628 \text{ m}$$

$$y_c = 0,3320 \text{ m}$$

a) Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2,125 \text{ KN} / \text{ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,02 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1,02 * 0,3320 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3386 \text{ KN.m.}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

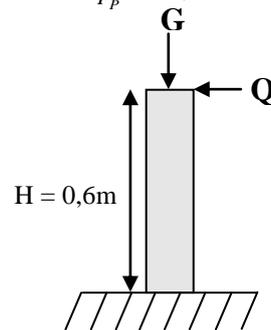


Tableau N°III. 24 : Différentes combinaisons à utiliser.

Figure N°III. 24 : Les Sollicitations sur l'acrotère

III. 6. 4 Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.868} = 0.3138m \\ \frac{H}{66} &= 0.6 = 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$; **Tel que** e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.3138 + 0.02 = 0.3338m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots \text{BAEL91} \quad \text{Tel que :}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 33.38 + 0.864 = 34.244cm.$$

Les sollicitations corrigées

pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,868 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.868 * 0,34244 = 0,98 \text{ KN.}$$

III. 6. 5 Ferrailage :

a) à l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2MPa;$$

$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa.$ L'acrotère, est sollicité en flexion composée;

mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

$$\text{simple sous l'effet d'un moment fictif : } M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.6868 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{1.066 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.01173 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu^{bu}}}{0.8} = 0.0168$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0794$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * \sigma_s} = \frac{1.066 * 10^{-3}}{0.0794 * 348} = 0.3858 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3858 * 10^{-4} - \frac{A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2}{348} = 0.3034 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5 \text{ } \emptyset 6 (1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3Mpa)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3Mpa)$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5Mpa$$

$$V_u = 1,5 * G = 1,5 * 2.868 = 4.3KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{4.3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,05375MPa.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54cm$$

$$\tau_{se} = \frac{4.3}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.792MPa$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83MPa$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) à l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.125} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.31235m$$

$$e_A > d \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.31235 = -0.23235m$$

$$y_{sser} = y_c + c$$

$$\text{Tel que } p * y_c^3 + q = 0$$

$$p = -3 * c^2 - (c - d') * \frac{6 * n * A'_s}{b} + (d - c) * \frac{6 * n * A_s}{b}.$$

$$q = -2 * c^3 - (c - d')^2 * \frac{6 * n * A'_s}{b} - (d - c)^2 * \frac{6 * n * A_s}{b}.$$

$$p = -3 * (-0.23235)^2 - (0.08 + 0.23235) * \frac{6 * 15 * 2.01}{1} = 56.34215m^2$$

$$q = -2 * (-0.23235)^3 - (0.08 + 0.23235)^2 * \frac{6 * 15 * 2.01}{1} = -17.62340m^3$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = (-17.6234)^2 + \frac{4 * (56.34215)^3}{27} = 26807.57m^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 * (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 * (163.73 + 17.6234) = 90.676m^3$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (90.676)^{\frac{1}{3}} = 4.49m$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 * z} = 4.49 - \frac{56.34215}{3 * 4.49} = 0.307m$$

→ (Distance de l'axe neutre au centre de pression C, comptée positivement avec un effort normal N_{ser} de compression, négativement en traction).

→ $y_{ser} = 0,307 - 0.23235 = 0.07465m$ → (distance l'axe neutre et la fibre supérieur de la section).

• **Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{b * y_{ser}^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y_{ser})^2 + A_s' * (y_{ser} - d')^2)$$

→ (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{1 * (0.07465)^3}{3} + 15 * (2.01 * (0.08 - 0.07465)^2) = 1.0016 * 10^{-3} m^4$$

$$K = \frac{N_{ser} * y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{2.125 * 0.307}{1.0016} = 0.6513 MN / m^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K * y_{ser} = 0.6513 * 0.07465 = 0.04862 MPa \rightarrow \text{Béton} \\ \text{et} \\ \sigma_s = n * K * (d - y_{ser}) = 15 * 0.6513 * (0.08 - 0.07465) = 0.05223 MPa \rightarrow \text{Acier} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 150 * n\right)$$

Fissuration nuisible tel que : $n = 1,6$:H.A.

$$\min\left(\frac{2}{3} * 400; 150 * 1.6\right) = \min(266.67; 240)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$$

Condition vérifiée.

III. 6. 6 Schéma de Ferrailage :

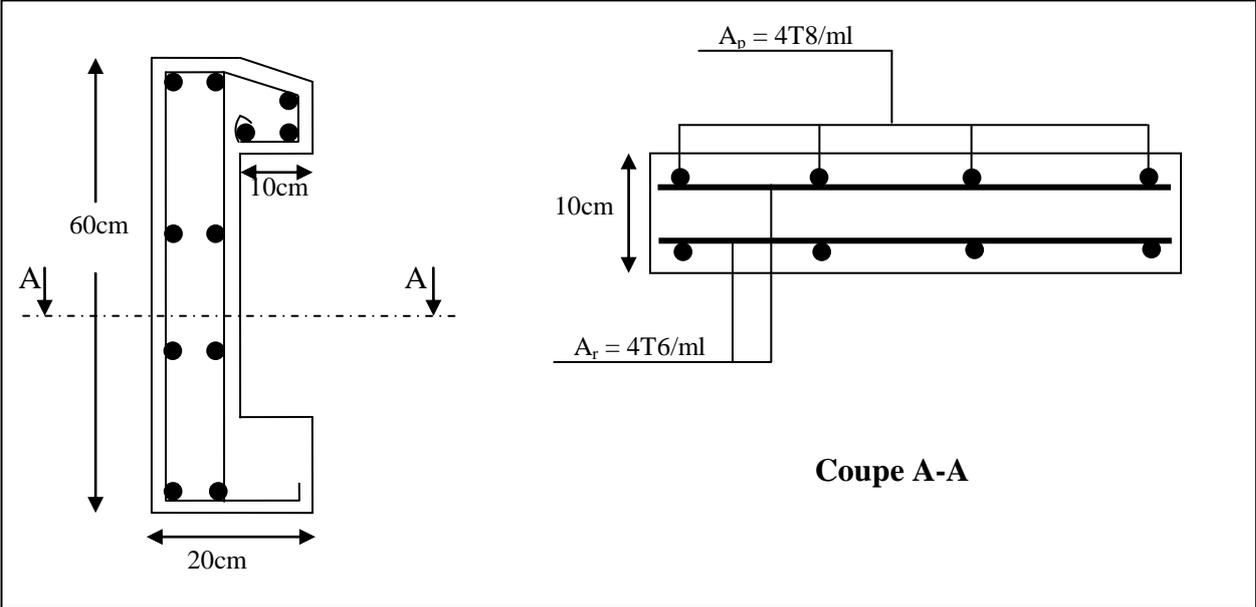


Figure N°III. 25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7 Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples.

III.7.1 Calcul de l'ascenseur :

Pour un ascenseur de 08 personnes on a :

- Vitesse de levage : $V=1.6$ m/s.
- Course maximale : $L=32$ m.

$$\begin{cases} p_M = 1500\text{daN.} \\ D_M = 8200\text{daN.} \dots\dots\dots (\text{Annexe 3}). \\ F_C = 10200\text{daN.} \end{cases}$$

Avec : P_M =charge due à la salle machine.

D_M = charge due à l'ascenseur.

F_C =charge accidentelle due à la rupture du câble d'ascenseur.

Dimensions de la cabine : $BK \cdot TK \cdot HK = 110 \cdot 140 \cdot 220 \text{ cm}^3$

III.7.2 Calcul de la dalle pleine de l'ascenseur :

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq \frac{205}{20} = 10,25\text{cm}$$

La dalle machine supporte une grande charge, donc on prend une épaisseur $e = 20\text{cm}$

➤ Les charges :

✓ Charges réparties

Le poids de la dalle machine (G_1) :

Dalle en béton armé :	$25 \cdot 0,2 = 5,0 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose de 2cm :	$0,4 \text{ KN/m}^2$
Isolation phonique :	$0,1 \text{ KN/m}^2$
Forme de pente méta chape :	$22 \cdot 0,03 = 0,66 \text{ KN/m}^2$
Revêtements dallage colle :	$22 \cdot 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

$$G_1 = \Sigma = 6,6 \text{ KN/m}^2$$

Le poids de la machine (G_2) :

$$G_2 = \frac{D_M + P_M}{L_x + L_y} = \frac{82 + 15}{1,7 + 2,05} = 25,86 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$L_x = 1,7 \text{ m et } L_y = 2,05 \text{ m .}$$

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 32,46 \text{ KN/m}^2.$$

La surcharge (Q) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q = 45,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{2,05} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans le tableau $v = 0$ on tire: $\mu_x = 0,058$ et $\mu_y = 0,6494$ **annexe (2)**

Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 = 7,6 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 4,93 \text{ KNm}$$

En travée :

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \cdot 7,6 = 6,46 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \cdot 4,93 = 4,19 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 7,6 = 2,28 \text{ KNm}$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage de la dalle se fera en flexion simple :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M}{bd^2f_{\text{bu}}} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}}{0,8} ; Z = d(1 - 0,4\alpha) ; A = \frac{M}{Zf_{\text{st}}}$$

Avec :

$$f_{\text{bu}} = 14,2 \text{ MPa} ; b = 1\text{m} ; d = 0,18\text{m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : *ferraillage de dalle machine*

		Mu (MN.m)	U _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
sens x-x	travée	6,46E-03	0,014	0,018	0,179	1,04	5HA8=2,01
	Appui	2,28E-03	0,005	0,006	0,180	0,36	5HA8=2,01
sens y-y	travée	4,19E-03	0,009	0,011	0,179	0,67	5HA8=2,01
	Appui	2,28E-03	0,005	0,006	0,180	0,36	5HA8=2,01

➤ **Vérification :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_x^t = 1,04 < A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$A_y^t = 0,67 < A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$A_x^t = A_y^t = 0,36 < A_{\min} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

On prend $A_x^t = A_y^t = A_x^a = A_y^a = 2,51 \text{ cm}^2$ soit **5HA8/ml**

✓ **Diamètre maximal des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \dots \dots \dots \text{ARTaBAEL}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_c 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration nuisible}$$

$$\alpha = 0,83 > 0,4 \Rightarrow T_y = \frac{P_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 27,23 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{P_u \cdot l_x}{3} = 25,68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{27,23 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,15 < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Calcul a l'ELS :**

$$q_{\text{ser}} = 33,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,83 \\ v = 0,2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0596 \cdot 33,46 \cdot 1,7^2 = 5,76 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7518 \cdot 4,57 = 4,33 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 M_x = 4,9 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 3,68 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$A = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = 0,139 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 0,015 \end{array} \right.$$

$$\beta = 0,94$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \cdot A \cdot d} = \frac{4,9 \cdot 10^{-3}}{0,94 \cdot 2,51 \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 115,83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0,015 \cdot 91,36 = 1,73 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y^t}{\beta \cdot A \cdot d} = \frac{3,68 \cdot 10^{-3}}{0,94 \cdot 2,51 \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 87 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0,015 \cdot 87 = 1,30 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées

Charges concentrées :

La charge (p) qui s'applique sur la dalle du surface (a*b) agit sur une aire de (u*v)

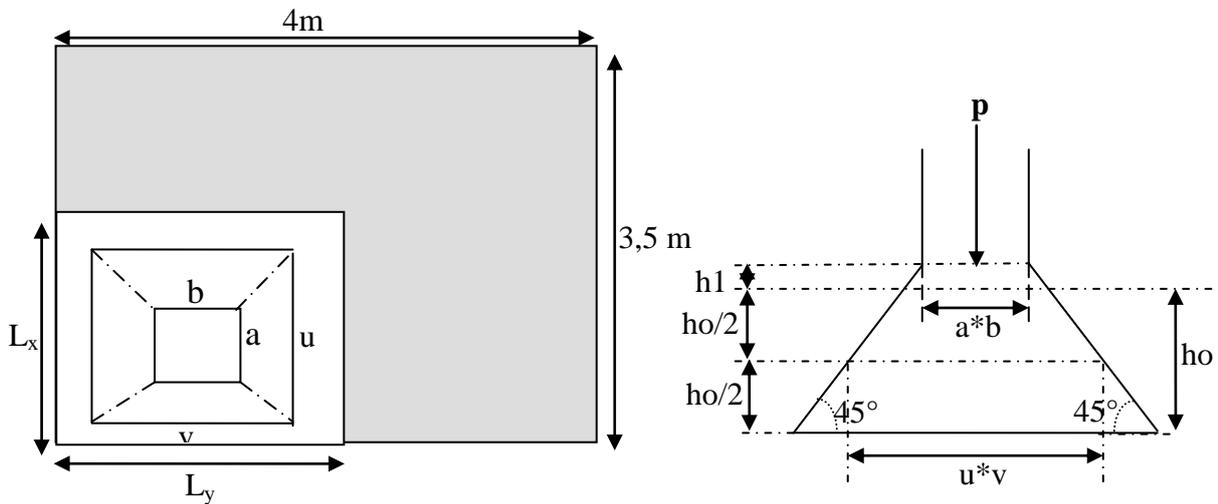


Fig.III.26 : présentation de la zone d'impacte de la concentrée.

a et u : dimensions // au sens (x-x).

b et v : dimensions // au sens (y-y).

$$\left\{ \begin{array}{l} u = a + ho + 2\xi h_1 \quad \text{avec : } -\xi = 1 \text{ (revêtement en béton).} \\ v = b + ho + 2\xi h_1 \quad -V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow (a*b) = (135*140) \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} u = 135 + 20 + 2 \cdot 1 \cdot 6 = 167 \text{ cm.} \\ v = 140 + 20 + 2 \cdot 1 \cdot 6 = 172 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$M_{x1} = p(M_1 + vM_2)$$

$$M_{y2} = p(M_2 + vM_1)$$

tel que :

$$v = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$v = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,83$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{167}{170} = 0,98 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{172}{205} = 0,84 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,05 \\ M_2 = 0,035 \end{array} \right.$$

➤

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P = 1,35G = 1,35 (\Delta M + PM) = 1,35(82 + 15) = 130,95 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 130,95(0,057 + 0) = 7,46 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 130,95(0,035 + 0) = 4,58 \text{ KNm.}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$\alpha = 0,83 \quad ; \quad \mu_x = 0,0596 \text{ et } \mu_y = 0,7518$$

$$q = 1,35(G) + 1,5Q = 1,35(82+15) + 1,5 \cdot 1 = 137,45 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0596 \cdot 137,45 \cdot 1,7^2 = 23,67 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,7518 \cdot 23,67 = 17,8 \text{ KNm}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,46 + 23,67 = 31,13 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,58 + 17,8 = 22,38 \text{ KNm.}$$

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 31,13 = 26,46 \text{ KNm.}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 22,38 = 19,02 \text{ KNm.}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 31,13 = 9,34 \text{ KNm.}$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage de la dalle se fera en flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A = \frac{M}{Zf_{st}}$$

Avec :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,18 \text{ m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Figure III.26: ferrailage de la dalle machine

		Mu (MNm)	U _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
sens x-x	travée	26,46E-03	0,058	0,074	0,175	4,35	6HA10=4,71
	Appui	9,43E-03	0,020	0,026	0,178	1,52	5HA8=2,51
sens y-y	travée	19,02E-03	0,041	0,053	0,176	3,10	4HA10=3,14
	Appui	9,43E-03	0,020	0,025	0,178	1,52	5HA8=2,51

➤ **Vérification :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_x^t = 4,71 > A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_y^t = 3,14 > A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_x^t = A_y^t = 2,51 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Diamètre maximal des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \dots \dots \dots \text{ARTaBAEL}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification des espacements des armatures :**

Selon L_x : $St \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\Rightarrow St = 20 \text{ cm en appuis et } St = 16 \text{ cm en travée}$$

Selon L_y : $St \leq \min (4h_0 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$$\Rightarrow St = 25 \text{ cm en travée } St = 20 \text{ cm en appui.}$$

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

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration nuisible}$$

$$\alpha = 0,83 > 0,4 \Rightarrow T_y = \frac{q \cdot l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 82,56 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{q \cdot l_x}{3} = 77,88 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{82,56 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,45 < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

On considère qu'aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle et si l'on a :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} \cdot \frac{1}{\gamma_b}$$

Avec : μ_c : Périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(167 + 172) = 678 \text{ cm}$$

$$Q_u = 137,45 < 0,045 \cdot 678 \cdot 20 \cdot 25 = 152,55 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

✓ **Moments dus au poids propre de la dalle :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 7,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,83 \\ v = 0,2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{annexe (2)}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{array} \right.$$

$$M_{x1} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0596 \cdot 7,66 \cdot 1,7^2 = 1,31 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = \mu_y \cdot M_x = 0,7518 \cdot 1,31 = 1,0 \text{ KNm}$$

✓ **Moments dus au système de levage :**

$$P_{\text{ser}} = (\Delta M + PM) + Q = 98 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = P_{\text{ser}} (M1 + v M2) = 98(0,057 + 0,2 \cdot 0,035) = 7,38 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = P_{\text{ser}} (M2 + v M1) = 98(0,035 + 0,2 \cdot 0,057) = 4,54 \text{ KNm.}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1,31 + 7,38 = 8,7 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1 + 4,54 = 5,54 \text{ KNm.}$$

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 7,39 \text{ KNm.}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 4,71 \text{ KNm.}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

Sens x-x :

$$A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = 0,26 \xrightarrow{\text{Annexe (1)}} \left\{ \begin{array}{l} k = 0,021 \\ \beta = 0,919 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \cdot A \cdot d} = \frac{7,39 \cdot 10^{-3}}{0,919 \cdot 4,71 \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 94,85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0,021 \cdot 94,85 = 1,99 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = 0,17$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 0,016 \\ \beta = 0,933 \end{array} \right. \text{ Annexe (1)}$$

$$\sigma_s = \frac{M_y^t}{\beta \cdot A \cdot d} = \frac{4,71 \cdot 10^{-3}}{0,933 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 0,18} = 89,32 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0,016 \cdot 89,32 = 1,42 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$Y = 4,38 \text{ cm.}$$

$$I = 15895,32 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,39 \cdot 10^{-3}}{15895,32 \cdot 10^{-8}} 4,38 \cdot 10^{-2} = 2,03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation : [2]**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l_x = 0,117 \geq 1/16 \dots \dots \dots (1). \\ h / l_x = 0,105 \geq M_t / 10M_0 = 0,084 \dots \dots \dots (2). \\ A / b \cdot d = 2,61 \cdot 10^{-3} \leq 4,71 / f_c = 0,011 \dots \dots \dots (3). \end{array} \right.$$

Donc aucune vérification à faire.

III.7.3 Schéma de ferrailage :

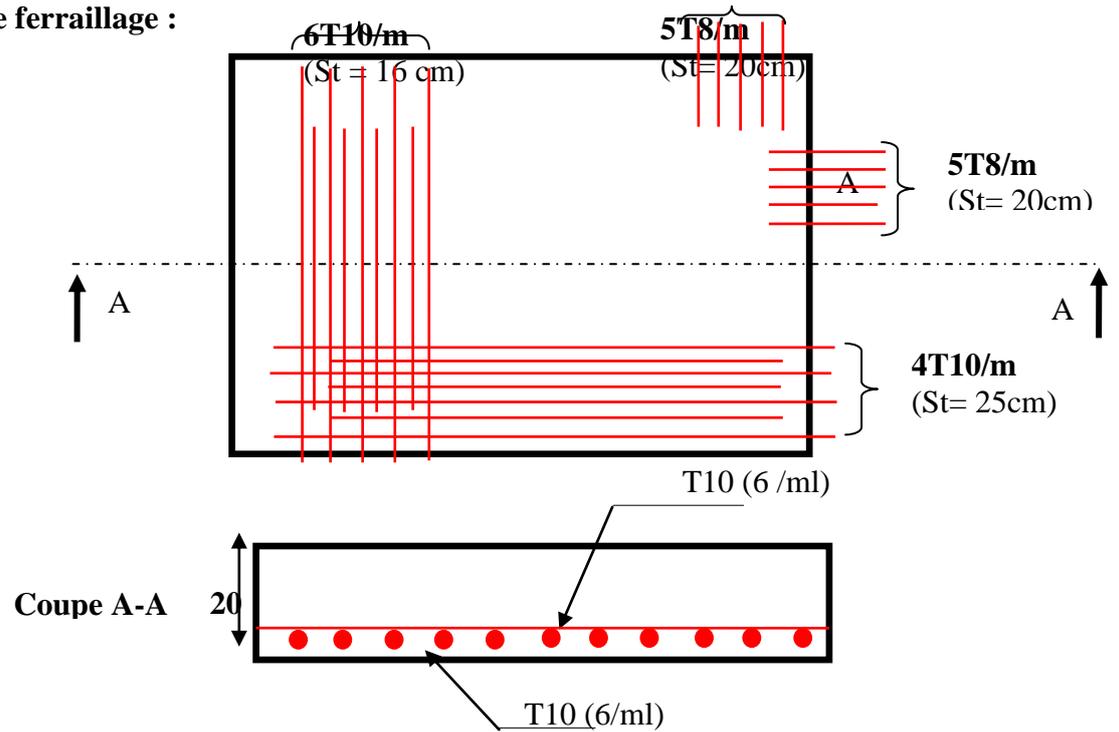


Figure III.27: Schéma de ferrailage de la dalle machine

Modélisation et Etude Dynamique

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.2.1. Calcul de la force sismique totale

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99 (Tableau 4.1)**

- Groupe d'usage : groupe 02.
- Zone sismique : zone IIa.

⇒ A = 0.15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} . \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$D'où : \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

η : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$.

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif. du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$.

Donc $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$.

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases}$$

Avec :

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

$$h_N = 31.25m$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0.050 \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

D'' : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$$D''_x = 19.70m.$$

$$D''_y = 16.40m.$$

Donc :

$$T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 * (31.25)^{\frac{3}{4}} = 0.66 \text{ sec.}$$

$$T_x = 0.09 * \frac{31.25}{\sqrt{19.70}} = 0.633 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.09 * \frac{31.25}{\sqrt{16.40}} = 0.694 \text{ sec.}$$

$$T_x = \min (T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.633s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min (T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.694s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.633} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.73 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.694} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.627 \end{cases}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement, on a un contreventement mixte (portique voile) ; donc $R = 5$.

Q : facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$.

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q "est satisfait ou non".

Tableau V. 1 Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$\Rightarrow Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1,25.$$

W : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{G_i} + \beta * W_{Q_i} .$$

W_{G_i} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

W_{Q_i} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

Après le calcul on trouve que le poids totale de bâtiment est : $W=30134.54$ KN.

La force sismique totale à la base de la structure est : RPA99 .Art (4.2.3)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.73 \times 1.25}{5} \times 30134.54 \Rightarrow V_{st,x} = 1954.97 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.627 \times 1.25}{5} \times 30134.54 \Rightarrow V_{st,y} = 1838.58 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par un logiciel appelé (*spectre*), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

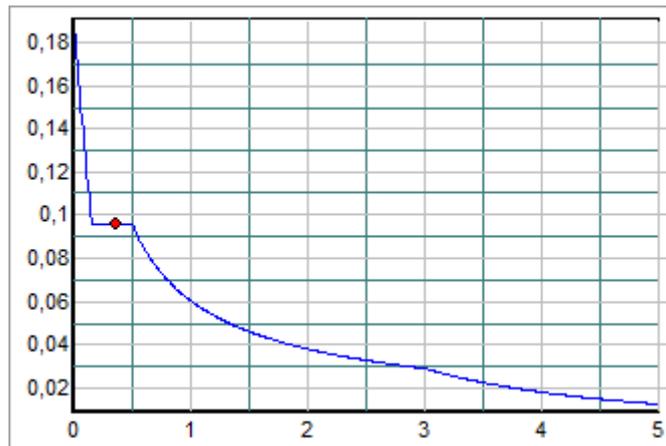
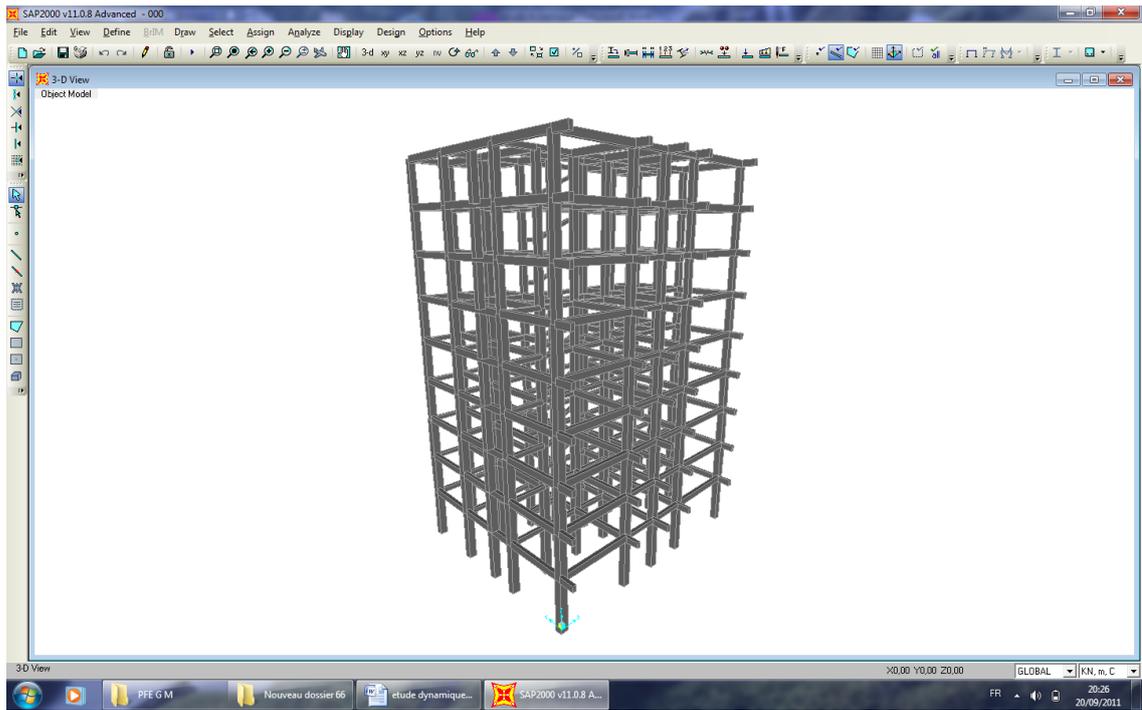


Figure IV.1: *spectre de réponse*

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

IV.3. Description de logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.



La figure suivante montre le modèle d'éléments finis utilisé pour le calcul de notre structure.

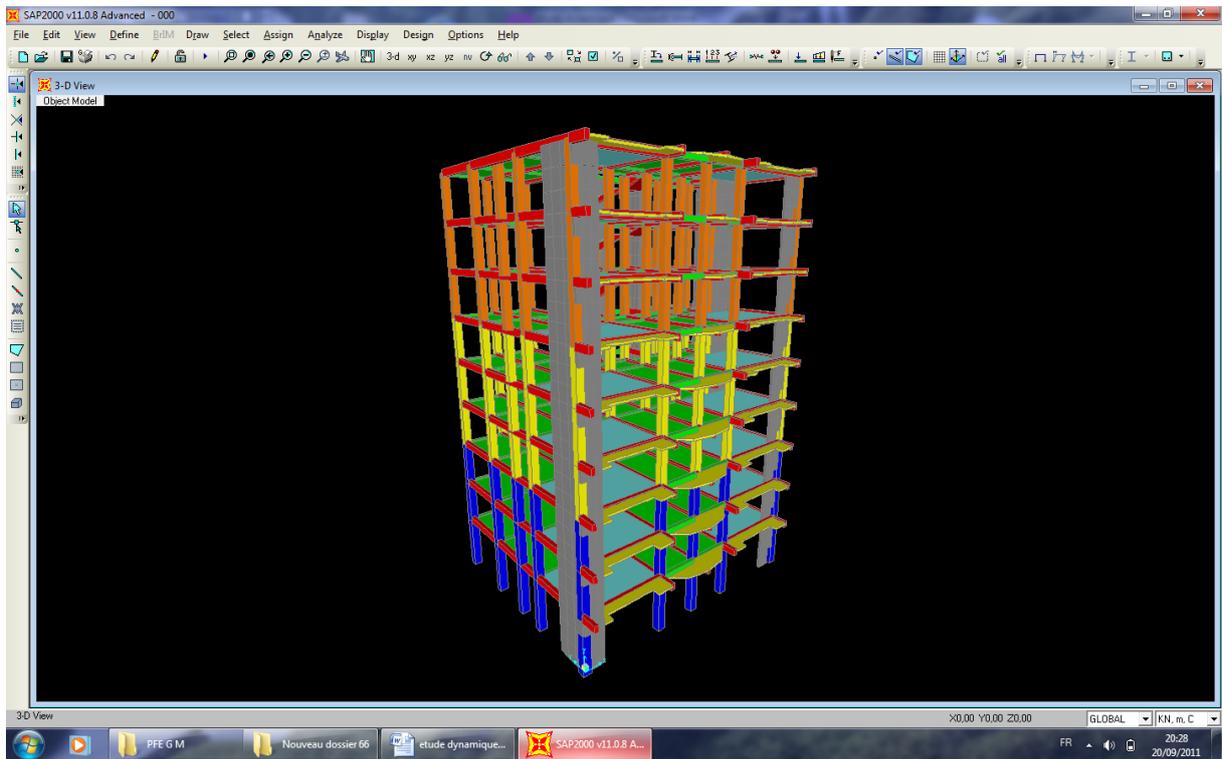


Figure IV.2 *Modèle utilisé pour notre structure*

IV.4. Disposition des voiles :

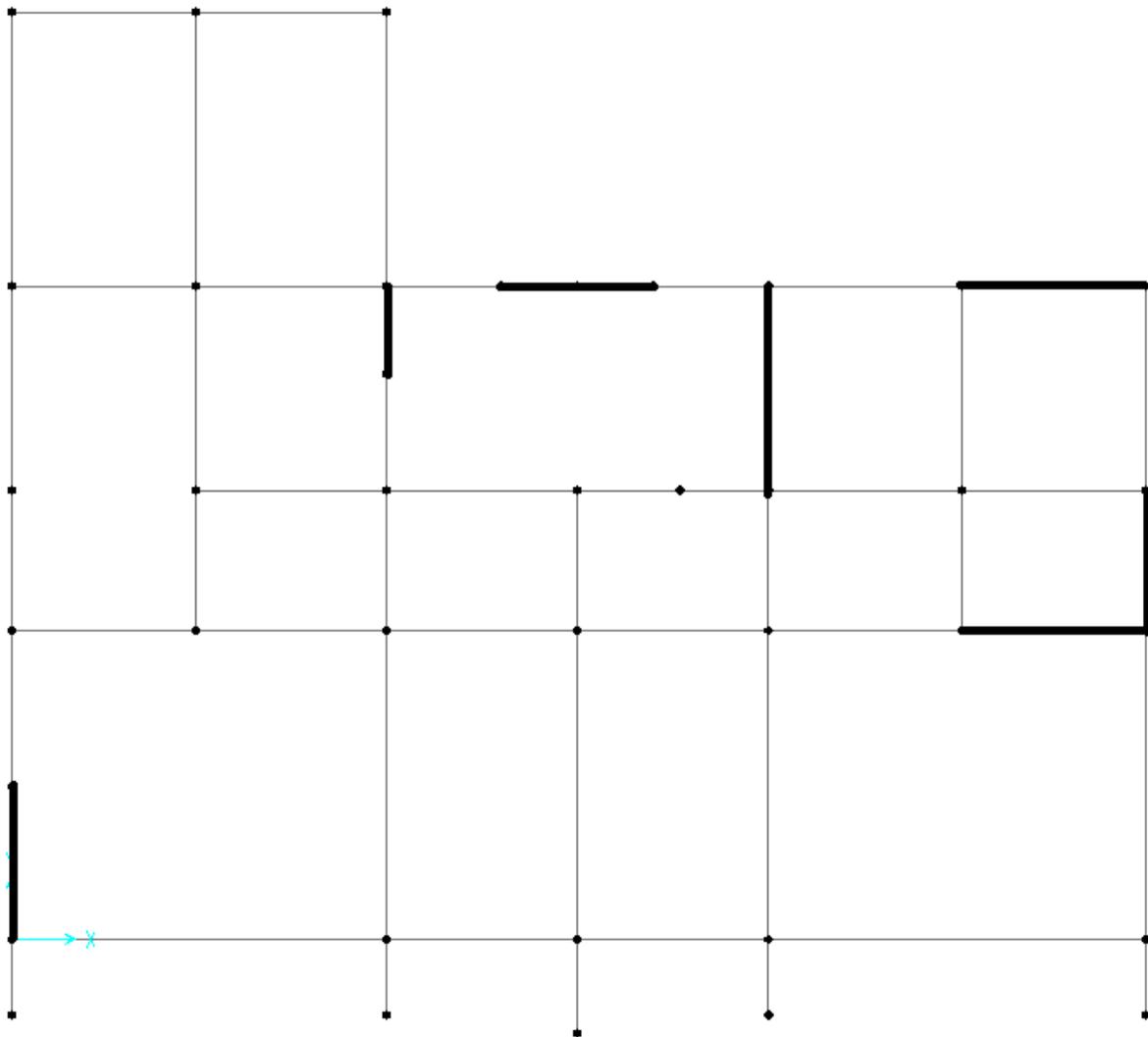


Figure IV.3. Disposition des voiles.

Les résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V11.0.8 :

Dans cette disposition on a un mauvais comportement de la structure représenté

Ci-dessous :

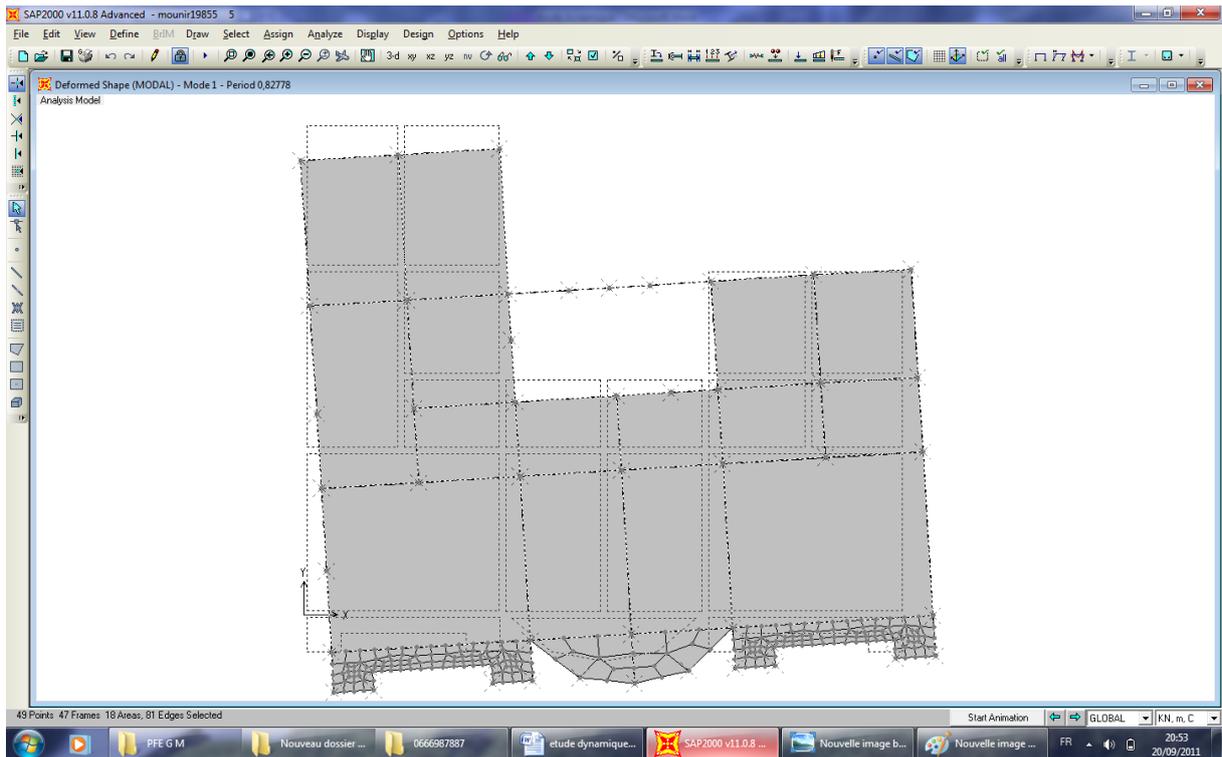


Figure IV.4. *1^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x) t=0.8277s*

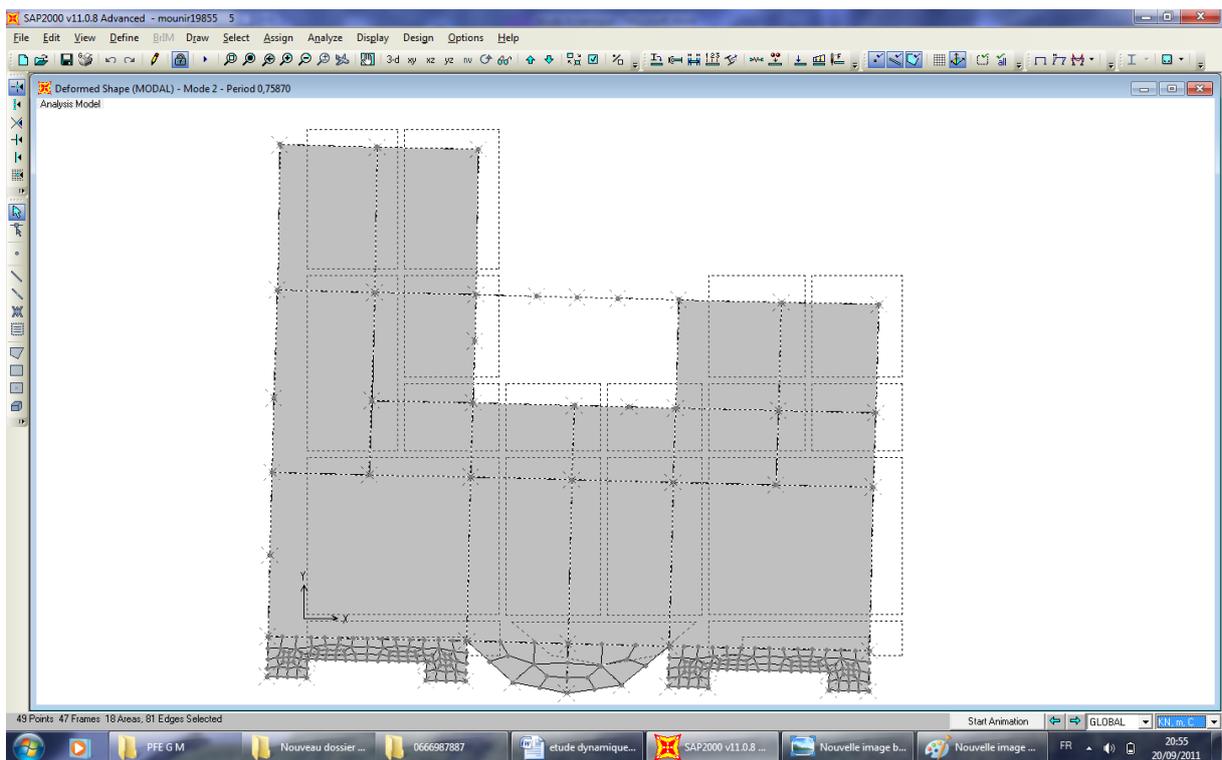


Figure IV.5. *2^{eme} mode de déformation (translation suivant y-y) t=0.758s*

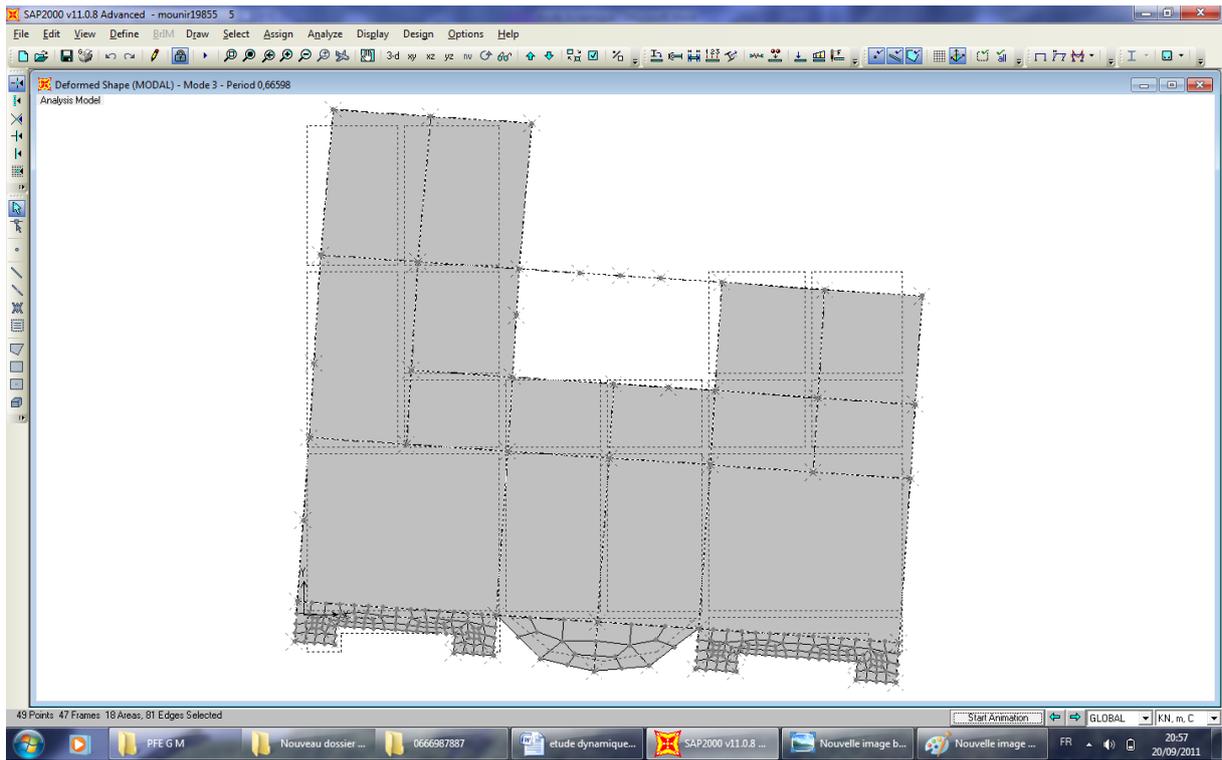


Figure IV.6. 3^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z) $t=0.669s$

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	period (s)	Mode individuel (unites)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,827778	0,17408	0,36797	0,00002243	17,408	36,797	0,002243
2	0,758701	0,41963	0,28629	0,0001	59,372	65,425	0,013
3	0,665978	0,13419	0,07464	0,000004485	72,79	72,89	0,013
4	0,284754	0,00006555	0,00014	0,000001758	72,797	72,903	0,013
5	0,254374	0,00855	0,09119	0,00016	73,652	82,022	0,03
6	0,242202	0,04111	0,00202	0,000002849	77,763	82,224	0,03
7	0,207851	0,09769	0,02741	0,00023	87,532	84,965	0,052
8	0,194816	0,00037	0,000066 21	0,00002339	87,569	84,972	0,055
9	0,184084	0,00534	0,022	0,000007112	88,103	87,172	0,055
10	0,16475	0,00375	0,00032	0,000000963	88,478	87,204	0,056
11	0,152039	1,796E-07	0,01261	0,0000406	88,478	88,465	0,06
12	0,150724	0,00227	0,00026	0,00036	88,705	88,491	0,096

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et a répondu favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

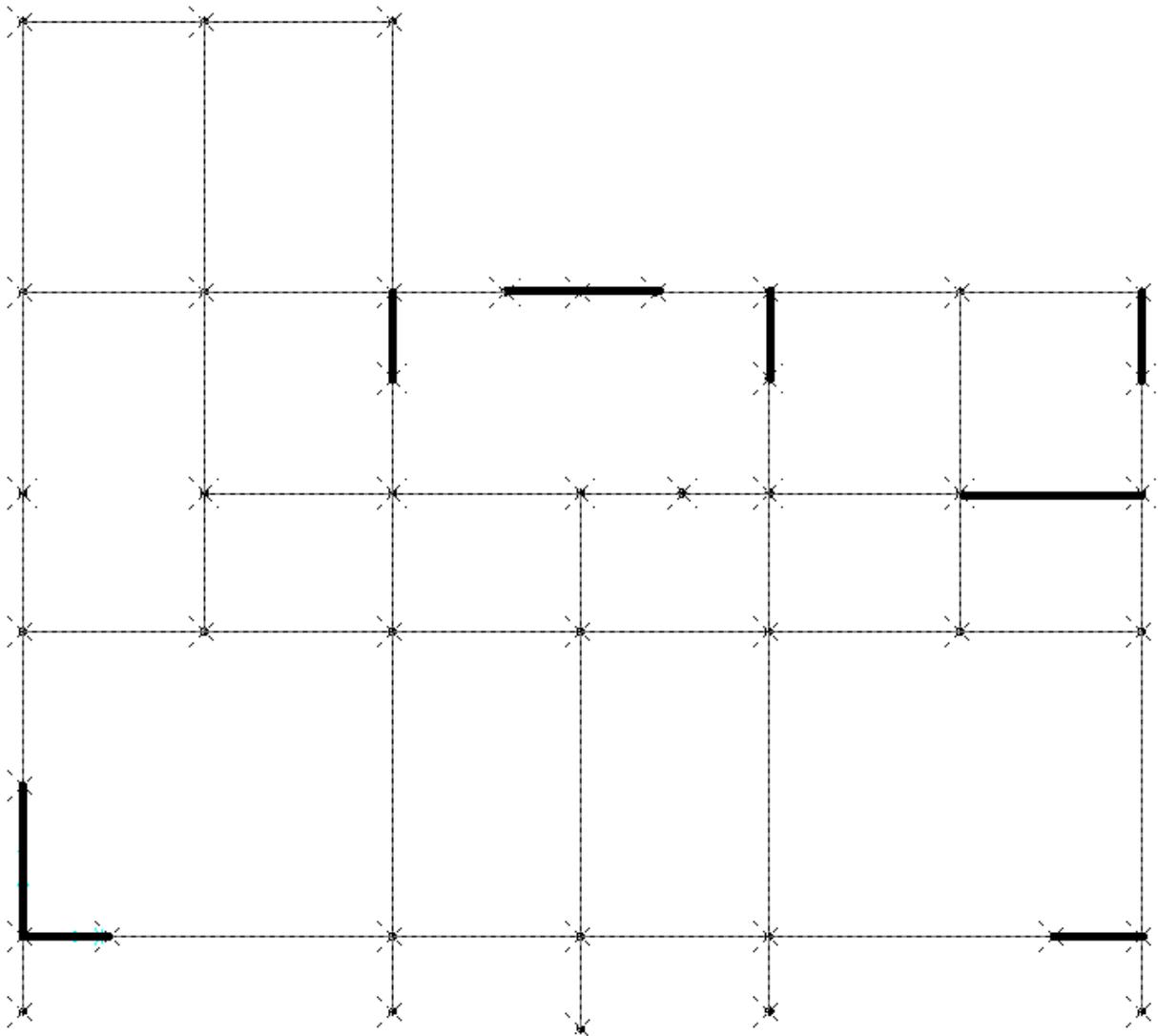


Figure IV.7.: *disposition des voiles*

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V11.0.8

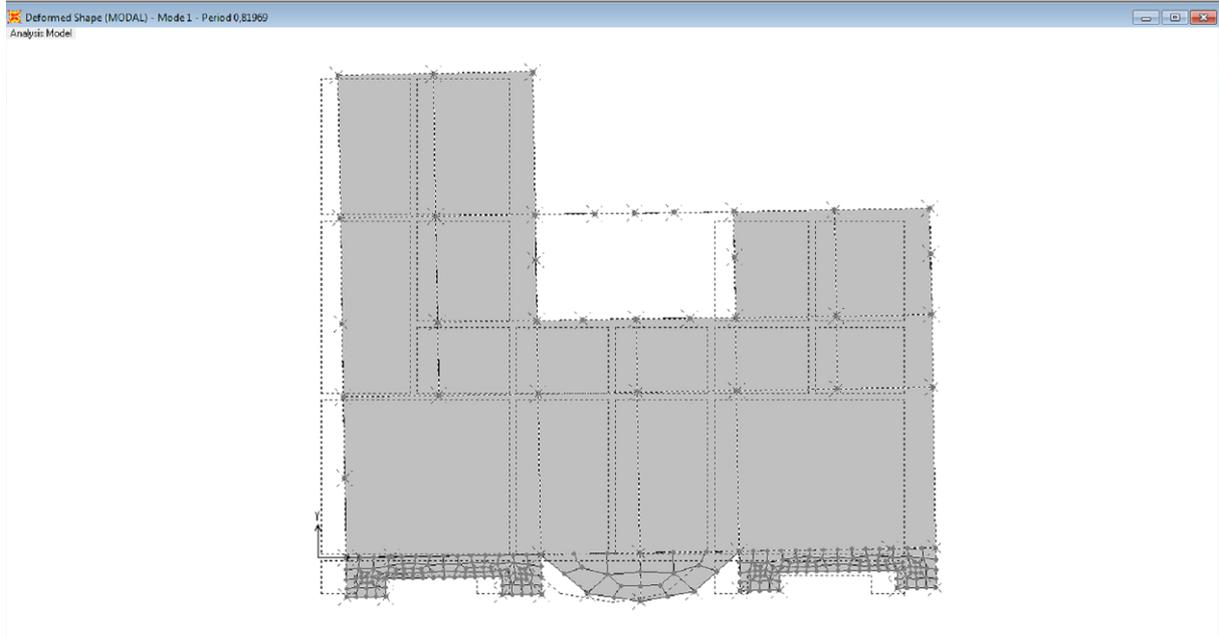


Figure IV.8 : 1^{ere} mode de déformation (translation suivant $x-x$) $t=0.81s$

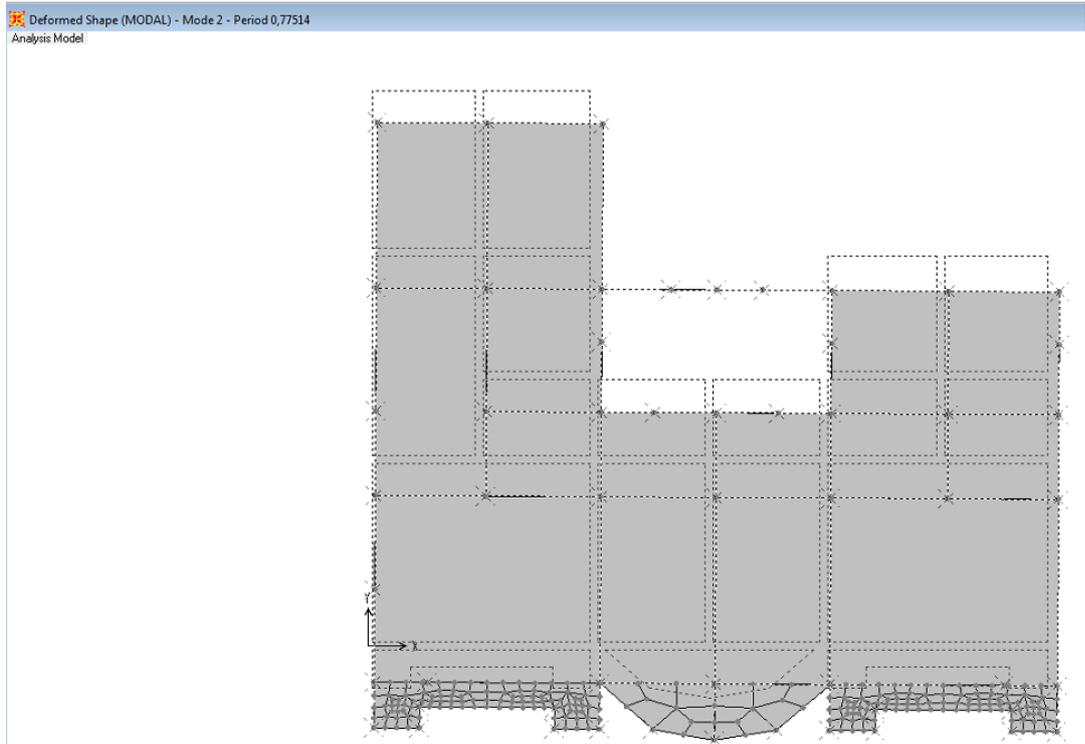


Figure IV.9: 2^{eme} mode de déformation (translation suivant $y-y$) $t=0.77s$

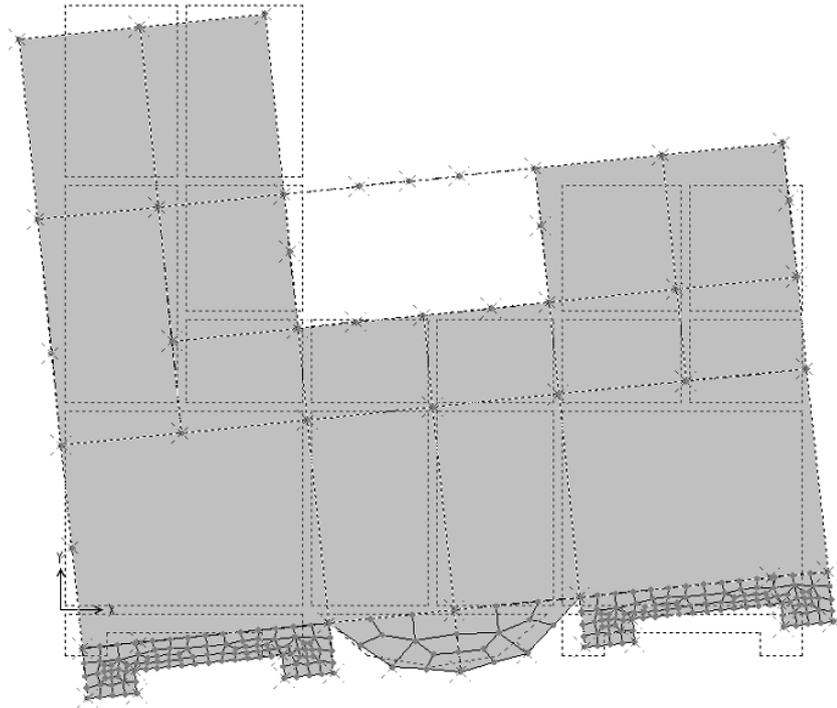


Figure IV.10 : 3^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z)t=0.69s

- **Analyse des résultats**

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30% ($T=0,807369 \leq T_{st} = 0.8229$).

La participation modale du 1^{ere} mode suivant le sens x-x prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2^{eme} est aussi un mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure IV.4).

- **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3: Période de vibration et taux de participation massique

mode	period (s)	Mode individuel (unites)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,807369	0,70082	0,01609	8,751E-07	70,082	1,60	8751E-07
2	0,75796	0,02051	0,71478	0,00001168	72,133	73,08	0,0012
3	0,682143	0,01163	0,01951	4,026E-08	73,296	75,03	0,0012
4	0,233552	0,02305	0,1129	0,00011	75,601	86,32	0,012
5	0,229386	0,1196	0,01883	0,0000043	87,561	88,21	0,013
6	0,202797	0,00233	0,0065	0,00000322	87,793	88,86	0,013
7	0,117715	0,00004071	0,04723	0,00009663	87,797	93,58	0,023
8	0,111497	0,05108	0,00025	0,00001035	92,905	93,60	0,024
9	0,097063	0,00705	0,00415	0,00000970	93,61	94,02	0,025
10	0,080283	9,311E-07	0,00057	0,24014	93,61	94,081	24,039
11	0,073528	0,00001085	0,00542	0,02727	93,611	94,622	26,766
12	0,073128	1,711E-07	0,01672	0,0002	93,611	96,29	26,785

IV.6.Vérification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV. 4 : Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	26468,212	3753,396	87.58	12.42
1 ^{ere} étage	22551,101	3926,935	85.17	14.83
2 ^{eme} étage	19594,509	3476,694	85	15
3 ^{eme} étage	16424,749	3191,489	83.73	16.27
4 ^{eme} étage	13614,473	2733,119	83.28	16.72
5 ^{eme} étage	10879,308	2216,969	83.07	16.93
6 ^{eme} étage	8023,324	1791,882	81.74	18.26
7 ^{eme} étage	5427,177	1262,584	81.13	18.87
8 ^{eme} étage	2588,574	650,56	79.91	20.09

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV. 5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	522.278	816.297	39.02	60.98	596.995	646.277	48.02	51.98
1 ^{ère} étage	525.637	765.54	40.7	59.3	751.893	451.319	62.49	37.51
2 ^{ème} étage	616.107	590.451	51.06	48.94	834.524	340.238	71.03	28.97
3 ^{ème} étage	574.232	524.035	52.28	47.72	713.244	352.518	66.92	33.08
4 ^{ème} étage	575.793	412.811	58.24	41.76	704.577	271.128	72.21	27.79
5 ^{ème} étage	549.379	305.325	64.28	35.72	658.891	201.215	76.60	23.4
6 ^{ème} étage	430.284	263.16	62.05	37.95	466.722	213.337	68.63	31.37
7 ^{ème} étage	375.299	160.099	70.10	29.90	398.024	125.361	76.04	23.96
8 ^{ème} étage	382.168	158.83	70.64	29.36	357.893	62.639	85.10	14.90

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B _c (cm ²)	N _d (KN)	ν	Remarque
RDC.1.2	60×55	2250,06	0,27	Vérifiée
3.4.5	55 × 50	1415,99	0,20	Vérifiée
6.7.8	50 × 45	675,418	0,12	Vérifiée

Analyse des résultats : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes

IV.8.Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st.}, nous avons :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	V _{dyn} / V _{st}	observation
Sens xx	1954.97	1338.57	0.684	Non Vérifie
Sens yy	1838.58	124327	0676	Non Vérifie

On voit bien que V_{dyn} < 0.8V_{st} , alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8V_{st}/V_{dyn} .

➤ Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements de la structure

	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
8 ^{ème} étage	1.73	8.65	7.85	0.8	340	0.23	1.52	7.6	7	0.6	0.18
7 ^{ème} étage	1.57	7.85	6.9	0.95	340	0.28	1.4	7	6.25	0.75	0.22
6 ^{ème} étage	1.38	6.9	5.8	1.1	340	0.32	1.25	6.25	5.4	0.85	0.25
5 ^{ème} étage	1.16	5.8	4.7	1.1	340	0.32	1.08	5.4	4.5	0.9	0.26
4 ^{ème} étage	0.94	4.7	3.5	1.2	340	0.35	0.9	4.5	3.45	1.05	0.3
3 ^{ème} étage	0.7	3.5	2.35	1.15	340	0.34	0.69	3.45	0.25	3.2	0.94
2 ^{ème} étage	0.47	2.35	0.2	2.15	340	0.63	0.05	0.25	0.2	0.05	0.01
1 ^{ère} étage	0.04	0.2	0.1	0.1	340	0.03	0.04	0.2	0.1	0.1	0.03
RDC	0.02	0.1	0	0.1	405	0.02	0.02	0.1	0	0.1	0.02

Donc d'après le **Tableau IV.7**, nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.

IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

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

niveau « k » ; avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».
$$v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

✓ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

✓ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.9 : Vérification a L'effet P-Δ

Niveaux	Hauteur (m)	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)
8 ^{ème} étage	31.25	340	3226.586	0.8	800.576	0.009	0.6	624.714	0.009
7 ^{ème} étage	27.85	340	6644.861	0.95	790.563	0.02	0.75	771.964	0.02
6 ^{ème} étage	24.45	340	9995.526	1.1	1028.708	0.03	0.85	1008.108	0.02
5 ^{ème} étage	21.05	340	13499.738	1.1	1272.931	0.03	0.9	1280.663	0.02
4 ^{ème} étage	17.65	340	16972.494	1.2	1475,612	0.04	1.05	1459.208	0.03
3 ^{ème} étage	14.25	340	20464.22	1.15	1641.332	0.04	3.2	1594.595	0.12
2 ^{ème} étage	10.85	340	24143.403	2.15	1804.944	0.08	0.05	1761.834	0.002
1 ^{ère} étage	7.45	340	27770.357	0.1	1932.914	0.004	0.1	1808.133	0.004
RDC	4.05	405	31734.988	0.1	2001.871	0.004	0.1	1870.718	0.004

• **Analyse des résultats** : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.10. Conclusion :

On n'a pas pu vérifier simultanément toutes les exigences du RPA avec les multiples dispositions qu'on a étudiées. Alors on a décidé d'augmentées les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement, dans les sections suivantes :

- RDC, 1^{ère} et 2^{ème} étages : (b×h) = (60×55) cm²,
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages : (b×h) = (55×50) cm²,
- 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages : (b×h) = (50×45) cm²,

Calcul des éléments structuraux

V-1- Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V-2- Calcul des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux leur rôle dans une construction est la transmission des charges de la superstructure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$.
- ✓ $Q + G$
- ✓ $G + Q + E$ **RPA99 (Article 5.2)**
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0.8G + E$
- ✓ $0.8G - E$

Les armatures sont déterminées par le logiciel **SAP2000** suivant les couples de sollicitation :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.

V-2-1 Recommandations du RPA99/version 2003 : RPA99 (Article 7.4.2.1)

a- Armatures longitudinales :

1. Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
2. leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone IIa.
3. leur pourcentage maximal :
 - $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
4. $\varnothing_{\min} \geq 12$ mm (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
5. la longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing_L$ en zone IIa.
6. l'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
7. les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

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

$(h_1 * b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

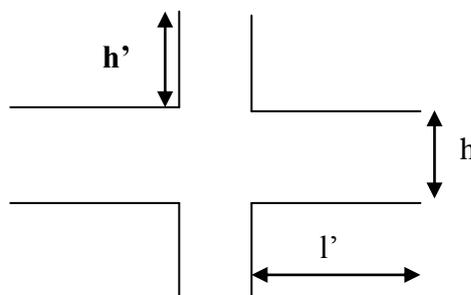


Figure V-1- : Zone nodale

Les valeurs min et max des armatures dans les poteaux sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	60x55	26.4	132	198
3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	55x50	22	110	165
6 ^{eme} 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	50x45	18	90	135

b) Les armatures transversales :**RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

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

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \quad (\text{Zone nodale}).$$

$t \leq 15 \times \phi_l$ (Zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant telle que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique})$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ,

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V.2.2. Ferrailage des poteaux : il peut être tiré directement du logiciel SAP2000.**V.2.2.1. Armatures longitudinales**

Tableau V. 2 : Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	section	Plans	N (KN)	M (KN.m)	$A_{\text{cal}} \text{ cm}^2$ sap2000	A_{min} (cm^2)	$A_{\text{adopte}} (\text{cm}^2)$
RDC	60x55	1-2	-2250.06	43.18	9.9	26.4	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		1-3	-2250.06	19.1			
1 ^{ere} étage	60x55	1-2	-1956.53	60.3	9.9	26.4	4HA20+8HA16= 12.57+16.08=28.65
		1-3	-1956.53	-19.66			

$L_f (cm)$	283.5	238	238	238	238	238	238	238	238
λ_g	4.72	3.96	3.96	4.33	4.33	4.33	4.76	4.76	4.76
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$V_U (KN)$	25.7	38.81	37.5	33.57	36.1	39.14	33.39	33.89	47.84
$L_r (cm)$	80	80	80	80	80	80	64	64	64
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$A^t (cm^2)$	0.6	0.91	0.88	0.85	0.92	1	0.94	0.95	1.34
$A_{min}^t (cm^2)$ z.nodale	2.75	2.75	2.75	2.5	2.5	2.5	2.25	2.25	2.25
$A_{min}^t (cm^2)$ z.courante	4.12	4.12	4.12	3.75	3.75	3.375	3.375	3.375	3.375
$A^t_{adopté} (cm^2)$	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
Nombre de barres	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérification au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de $h=405m$ et un effort normal égal à : 2250.06.KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r :Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 283.5$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173$ (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.835}{0.173} \Rightarrow \lambda = 16.38 \Rightarrow \alpha = 0.81 ; \quad B_r = 3074 \text{cm}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u^{\max} = 0.81 \times \left(\frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 0.0028 \times \frac{400}{1.15} \right) = 5418.18 \text{KN}$$

On à $N_u^{\text{sap}} = 2250.06 < N_u^{\max} = 5418.18 \text{KN}$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.4. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	L ₀ (m)	L _f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nu ^{max} (KN)
RDC	4.05	2.835	0.173	16.38	0.814	28.65	0.307	2250.06	5438.9
1 ^{er} étages	3.40	2.38	0.173	13.75	0.824	28.65	0.307	1956.53	5438.9
2 ^{eme} étages	3.40	2.38	0.173	13.75	0.824	28.65	0.307	1682.73	5438.9
3 ^{eme} étages	3.40	2.38	0.158	15.06	0.78	24.89	0.254	1415.99	4344.1
4 ^{eme} étages	3.40	2.38	0.158	15.06	0.78	24.89	0.254	1162.72	4344.1
5 ^{eme} étages	3.40	2.38	0.158	15.06	0.78	24.89	0.254	917.26	4344.1
6 ^{eme} étages	3.40	2.38	0.144	16.52	0.813	20.36	0.206	675.41	3677.2
7 ^{eme} étages	3.40	2.38	0.144	16.52	0.813	20.36	0.206	458.12	3677.2
8 ^{eme} étages	3.40	2.38	0.144	16.52	0.813	20.36	0.206	220.32	3677.2

On remarque bien que $N_{\max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.2.4 .Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

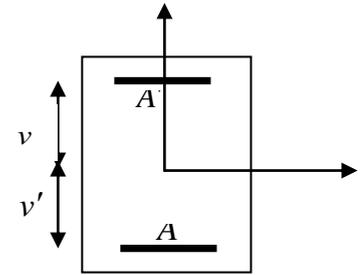


Fig V. 2. Section d'un poteau

$$v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

Tableau V.5. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
RDC	54	28.65	32.76	27.23	0.012	1628.7	31.08	5.78	Vérifier
1 ^{er} étages	54	28.65	32.76	27.23	0.012	1416.4	51.26	5.69	Vérifier
2 ^{eme} étages	54	28.65	32.76	27.23	0.012	1218.5	47.4	4.98	Vérifier
3 ^{eme} étages	49.5	24.89	30.13	24.87	0.0085	1025.6	42.02	5.22	Vérifier
4 ^{eme} étages	49.5	24.89	30.13	24.87	0.0085	842.65	45.33	4.67	Vérifier
5 ^{eme} étages	49.5	24.89	30.13	24.87	0.0085	656.27	49.32	4.13	Vérifier
6 ^{eme} étages	45	20.36	27.4	22.6	0.005	490.51	42.58	4.51	Vérifier
7 ^{eme} étages	45	20.36	27.4	22.6	0.005	332.99	43.50	3.86	Vérifier
8 ^{eme} étages	45	20.36	27.4	22.6	0.005	161.46	67	4.38	Vérifier

Les résultats sont résumés dans le tableau au-dessus du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.5.Vérification aux sollicitations tangentielles :

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	$L_f(m)$	λ_g	ρ_d	d(m)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observations
RDC	60×55	2.835	4.725	0.04	0.54	25.7	0.086	1	vérifier
1 ^{er} étages	60×55	2.38	3.96	0.04	0.54	38.85	0.130	1	vérifier
2 ^{eme} étages	60×55	2.38	3.96	0.04	0.54	37.5	0.126	1	vérifier
3 ^{eme} étages	55×50	2.38	4.32	0.04	0.49	33.57	0.137	1	vérifier
4 ^{eme} étages	55×50	2.38	4.32	0.04	0.49	36.1	0.147	1	vérifier
5 ^{eme} étages	55×50	2.38	4.32	0.04	0.49	39.14	0.16	1	vérifier
6 ^{eme} étages	50×45	2.38	4.76	0.04	0.45	33.39	0.164	1	vérifier
7 ^{eme} étages	50×45	2.38	4.76	0.04	0.45	33.89	0.167	1	vérifier
8 ^{eme} étages	50×45	2.38	4.76	0.04	0.45	47.84	0.236	1	vérifier

VI.2.6. disposition constructive des poteaux :

▪ **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II.

$\phi = 20\text{mm}$ donc $L_r > 80\text{cm}$; on adopte $L_r = 85\text{ cm}$

▪ **Les zones nodales**

La zone nodale est définie par h'

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

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte $h' = 70\text{ cm}$ pour tous les étages.

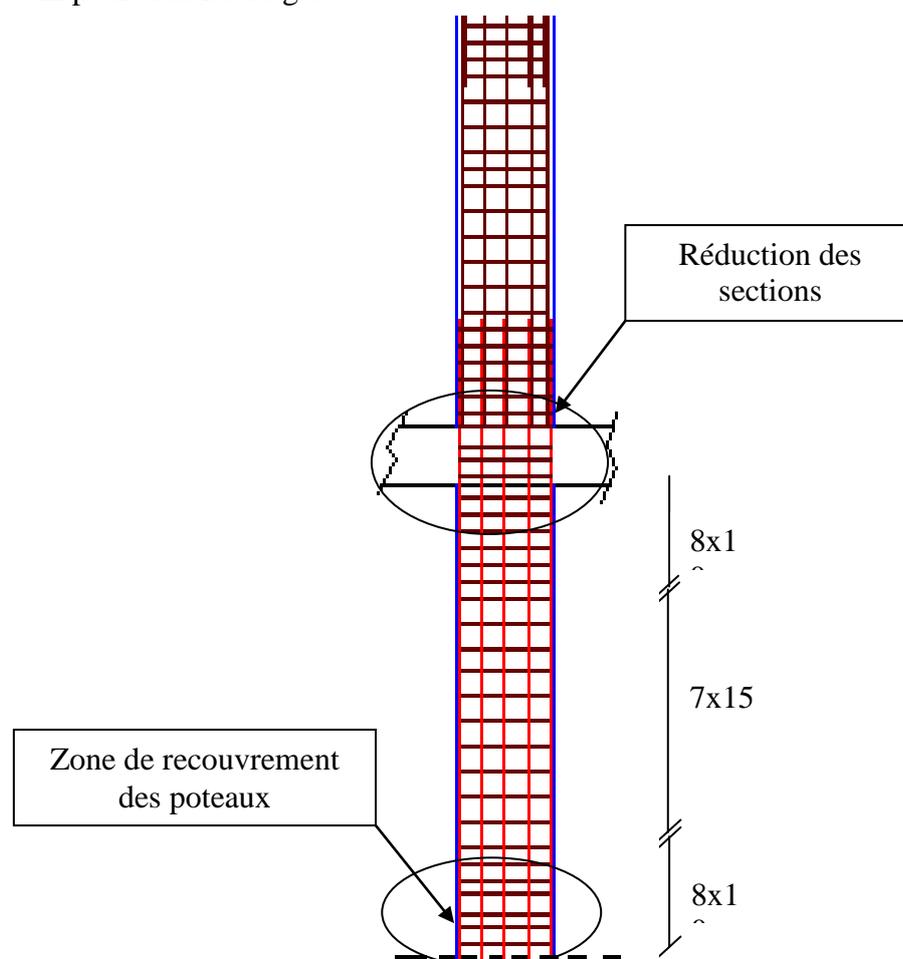


Fig V.3 .Zone de recouvrement

VI.2.7. Schémas de ferrailage des poteaux.

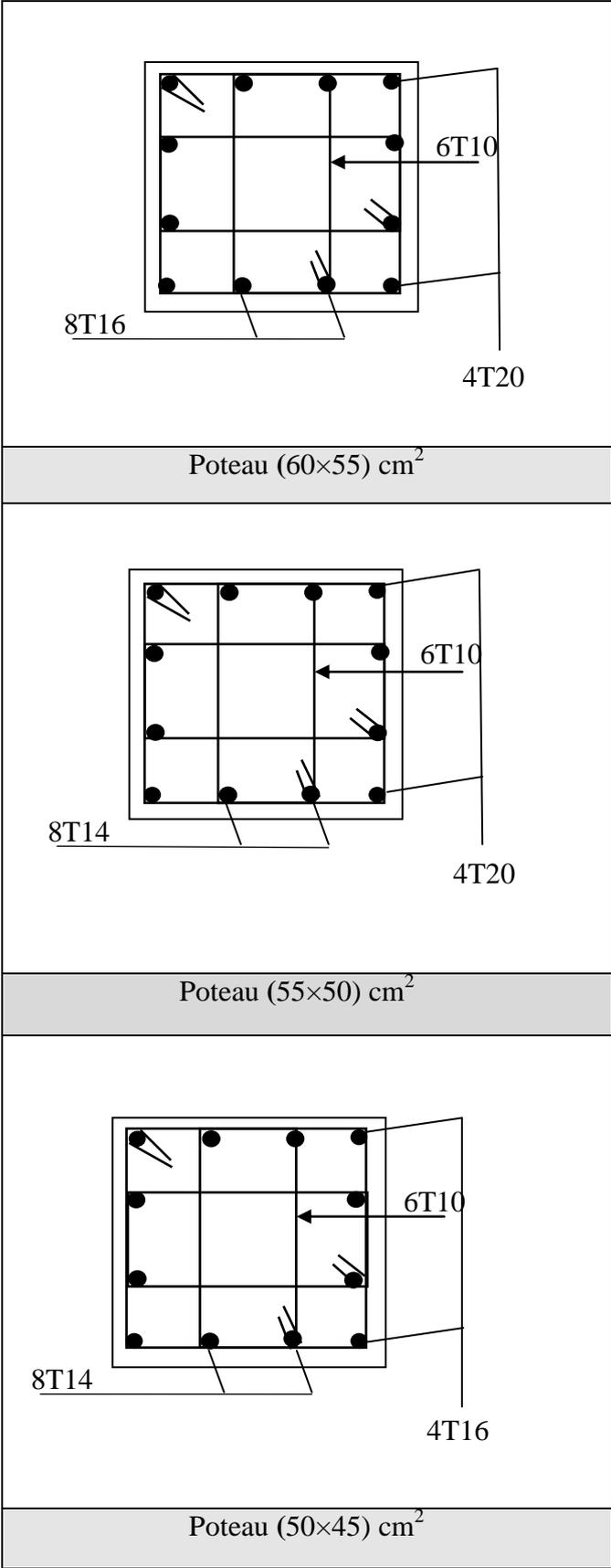


Tableau .V.4 Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3. Calcul des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles). après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

V.3.1. Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

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

V.3.2. Ferrailage des poutres

De même que les poteaux, le ferrailage sera directement déduit du logiciel **SAP2000** (structure modélisée). Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

a) Armatures longitudinales :

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.7: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon leRPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	Zone de recouvrement
Principale	50×30	7.5	60	90
Secondaire	35×30	5.25	42	63

V.3.2. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **SAP2000**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**

Tableau V. 8 : Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
RDC Etages courants	Principales	50×30	Appuis	7.2	7.5	3HA14+3HA12 = 8.01
			travées	4.7		3HA14+3HA12=8.01
	Secondaires	35×30	Appuis	4.2	5.25	3HA12+3HA10=5.75
			travées	3.1		3HA12+3HA10=5.75

- **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement

Telle que : $l_r > 40\phi_l$

$$\begin{cases} \phi_l = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm \\ \phi_l = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm \\ \phi_l = 10cm \Rightarrow l_r > 40cm \end{cases}$$

Soit : $l_r = 60cm$

b) Les armatures transversales

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

BAEL91 (Article H.III.3)

▪ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{500}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 14.2; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 10; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier)

• **Les espacements (S_t) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min [S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}] . \\ S_{t1} \leq \min[0.9d; 40cm] . \\ S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} . \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b_0 * (\tau_u - 0.3 * f_{ij} * k)} . \end{array} \right.$$

Si on prend $A_t = 4\phi 8 = 2.01 cm^2$, on aura les espacements suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = 38.25 cm . \\ S_{t2} = 50.25 cm . \\ S_{t3} = 36.54 cm . \end{array} \right.$$

Donc on prend $S_t = 25 cm$.

✓ **Vérification des exigences de RPA :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 * S_t * b = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Espacement : } \begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12(10)\right) = 12.50 \text{ cm} \dots \text{zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

$$\text{On prend } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

V.3.3 Vérifications [BAEL 91]

Vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Poutre principale $A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire $A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$.

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification des contraintes tangentielles

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	116.68	0.86	Vérifiée
Poutres secondaires	32.63	0.37	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- en appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A ₁ (cm) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	8.01	116.68	100.4	3.35	3.77	Vérifiée
Secondaires	5.75	31.63	42.18	0.9	3.37	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	106.432	17.83	299338	6.33	15	vérifiée
	Travée	95.67	17.83	299338	5.69	15	vérifiée
Secondaires	Appui	53.29	14.14	153135.2	9.82	15	vérifiée
	Travée	40.32	14.14	153135.2	8.82	15	vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Poutres principales

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{460} = 0.1 \geq 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{460} = 0.1 \geq \frac{95.67}{10 \times 106.432} = 0.089. \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.45} = 0.0017 \leq 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{290} = 0.12 \geq 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

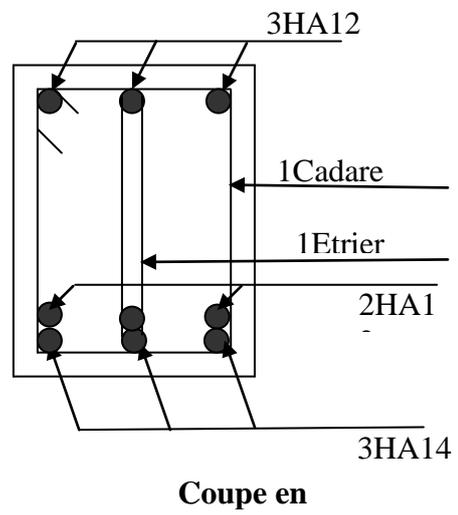
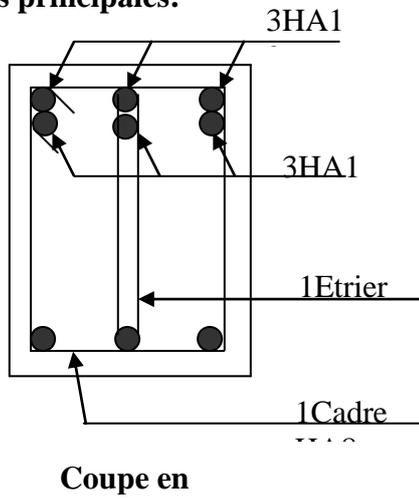
$$\frac{h}{l} = \frac{35}{290} = 0.12 \geq \frac{40.32}{10 \times 53.29} = 0.07 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{5.75 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.45} = 0.0019 \leq 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage des poutres:

a) poutres principales:



b) poutres secondaires:

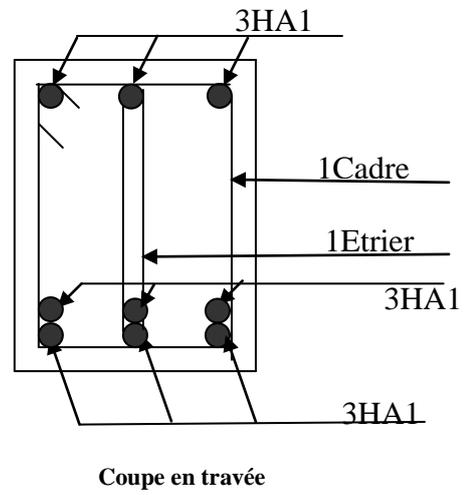
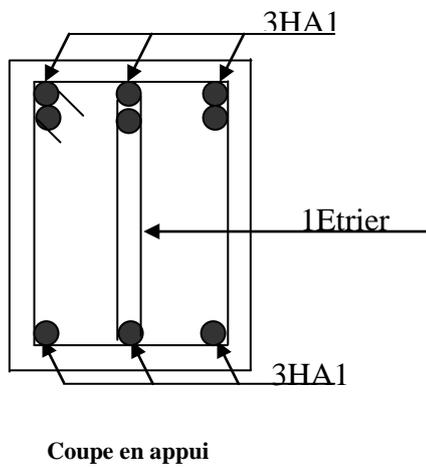


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres

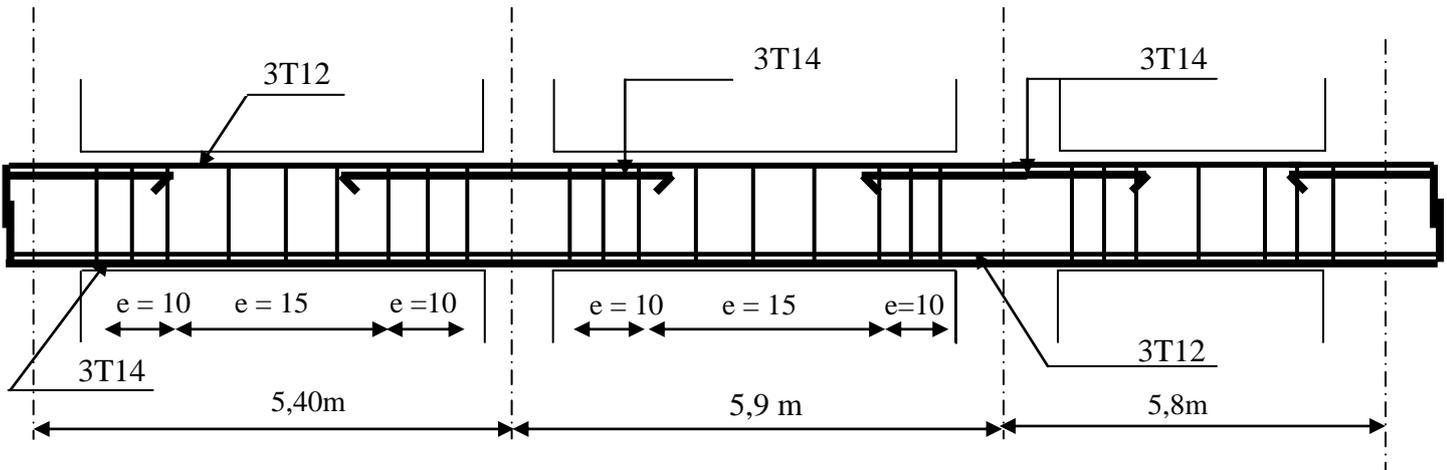


Figure V.6: ferrailage longitudinale de la poutre principale

V.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

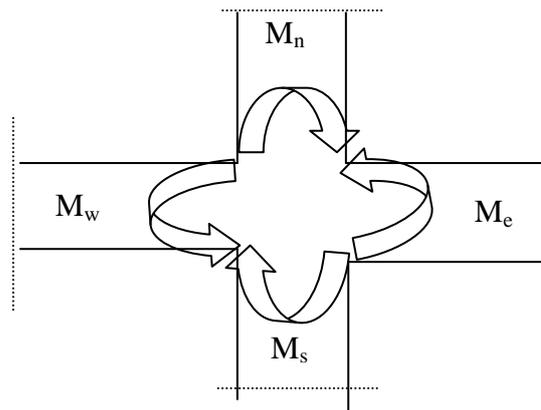


Figure V.7 : Les moments sur la zone nodale

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$ Avec : $Z = 0,85 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12 : Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
60×55	51	28.65	508.48
55×50	46.75	24.89	404.93
50×45	42.5	20.36	301.12

b. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13 : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC Etages courants	P.P (50×30)	42.5	8.01	118.46
	P.S (35×30)	29.75	5.75	59.53

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.14 : Vérification de la zone nodale

Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
R D C	PP	508.48	508.48	118.46	1016.96	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
1 ^{ère} étage	PP	508.48	508.48	118.46	1016.96	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
2 ^{ème} étage	PP	404.93	508.48	118.46	913.41	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
3 ^{ème} étage	PP	404.93	404.93	118.46	809.86	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
4 ^{ème} étage	PP	404.93	404.93	118.46	809.86	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
5 ^{ème} étage	PP	301.12	404.93	118.46	706.05	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
6 ^{ème} étage	PP	301.12	301.12	118.46	602.24	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
7 ^{ème} étage	PP	301.12	301.12	118.46	602.24	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier
Terrasse	PP	301.12	301.12	118.46	602.24	296.15	Vérifier
	PS			59.53		148.82	Vérifier

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.5. Calcul des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

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

V.5.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

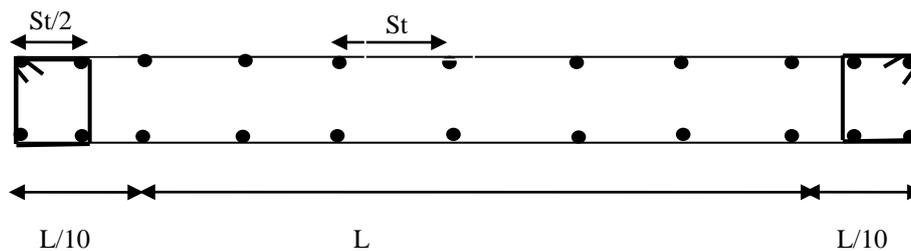


Figure .V.8 : Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

b) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

c) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

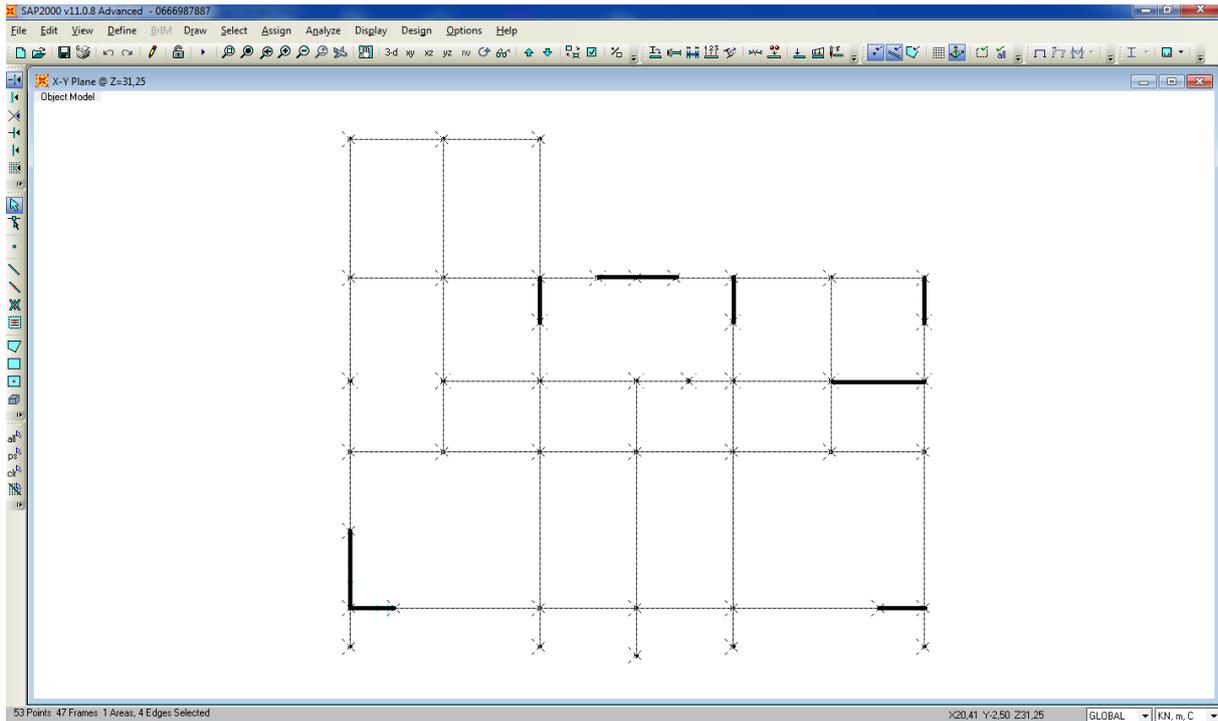
✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V.4.2. Disposition des voiles :



V.5.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

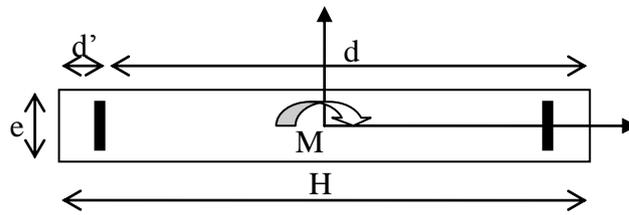


Figure. V.9 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.
($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
($A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$)
- $A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$
- L_c : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = L - 2L_t$$

Voiles selon xx

Tableau.VI. 1 Ferrailage des voiles selon xx'

Niveau	RDC, 1au 8 Etage			
	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{x4}
voile				
l	1.5	1.5	3.1	2
e	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	556.03	556.03	732.	556.03
N (KN)	594.48	594.48	2483.94	594.48
V (KN)	383.39	383.39	385.062	383.39
τ Mpa	1.98	1.98	0.87	1.34
A _{v cal} /face (cm ²)	20.53	20.53	37.04	20.53
A _{v min} /face (cm ²)	4.5	4.5	9.3	6
A _{v adop} /face (cm ²)	20.36	20.36	36.19	23.43
N ^{barre} /face	8T14+4T16	8T14+4T16	18T16	10T14+4T16
S _t (cm)	12.5	12.5	15	15
A _{h cal} /face (cm ²)	5.09	5.09	9.26	5.85
A _{h min} /face (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75
A _{h adop} /face (cm ²)	15.83	15.83	15.83	15.83
N ^{barre} /face	14T12	10T14	14T12	14T12
S _t (cm)	25	25	25	25

Voiles selon yy'

Tableau.VI. 16 Ferrailage des voiles selon yy'

niveau	RDC, Etage 1 au 8 ^{eme} étage			
Voile	V_{y1}	V_{y2}	V_{y3}	V_{y4}
l	2.6	2	1.5	1.5
e	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	511.78	778.93	617.32	617.32
N (KN)	711.97	786.03	627.9	627.9
V (KN)	178.94	179.143	178.94	178.94
τ Mpa	0.48	0.62	0.83	0.83
$A_{v\text{cal}}/\text{face}$ (cm ²)	20.74	27.29	26.77	26.77
$A_{v\text{min}}/\text{face}$ (cm ²)	7.8	6	4.5	4.5
$A_{v\text{adop}}/\text{face}$ (cm ²)	25.32	28.65	24.53	24.53
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8T16+6T14	14T16	8T16+4T20	8T16+4T20
S_t (cm)	20	15	15	15
$A_{h\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	6.33	7.16	6.13	6.7
$A_{h\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	0.75	0.96	1.3	1.3
$A_{h\text{ adop}}/\text{face}$ (cm ²)	15.83	15.83	15.83	15.83
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	14T12	14T12	14T12	14T12
S_t (cm)	25	25	25	25

V.5.4. Exemples de schémas de ferrailage :

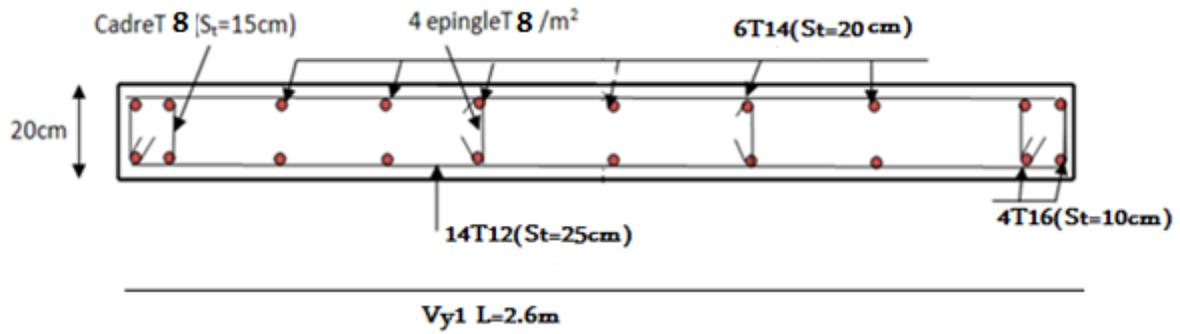


Fig. V. 10. Schéma de ferrailage du voile V_{y1} .

V.5.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Après avoir étudié tous les éléments structuraux, on conclut que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Etude des Fondation

VI. Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1 Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

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

- G + Q
- 0,8G ± E

VI.2 Les vérifications des types de fondations :

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} ,$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

VI.3. Calcul de la contrainte admissible :

a). Calcul de contrainte admissible avec le pénétromètre dynamique (PDL):

- l'exploitation du pénétrogramme n° 2 montre que :

$$R_p = 89 \text{ bars a partir } 6 \text{ m} \Rightarrow q_u = \frac{R_{p \text{ min}}}{K_d} = \frac{13}{7} = 1,86 \text{ bars} \quad (k_d = 5 \text{ à } 7).$$

$$\text{Contrainte admissible } \sigma_{adm} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{1,86}{3} = 0,62 \text{ bars. (} F_s = 3 \text{)}$$

$$\sigma_{adm} = 0,62 \text{ bars}$$

b). Calcul de la contrainte admissible des essais de pénétromètre statique :

Pour une contrainte hollandaise, la contrainte admissible est :

$$\sigma_{adm} = \frac{R_p - \sigma'_0}{12}$$

Avec :

σ'_0 : contrainte verticale du sol.

R_p : résistance à la pointe

Pour le pénétromètre statique N° 1 : $R_{p \text{ moy}} = 8,5$

$$\sigma'_0 = 1/2 \cdot \gamma' \cdot D = 1/2 \cdot 11,9 \cdot 3 = 0,178 \text{ bars}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{8,5 - 0,178}{12} = 0,69 \text{ bars}$$

Pour le pénétromètre statique N° 1 : $R_{p \text{ moy}} = 6$

$$\sigma_{adm} = \frac{6-0,178}{12} = 0,48 \text{ bars}$$

$$\sigma_{adm} = \min (0,62 ; 0,69 ; 0,48) \Rightarrow \sigma_{adm} = 0,48 \text{ bars}$$

VI.4. Vérification des Fondations superficielles :

VI.4.1. Semelles isolées :

Les poteaux ont des sections rectangulaires (a x b) donc, on opte pour des semelles rectangulaires (A x B).

Soit : N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = N_{cal} + P_s + Pa$$

N_{cal} : Effort normal à la base de poteau.

P_s = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

Pa = poids de l'avant poteau ; $Pa=0.60*0.55*1.5*25= 12,37\text{KN}$.

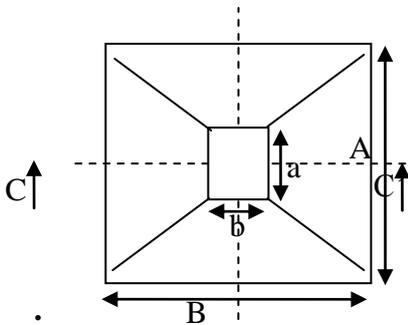


Fig.VI.1 : Vue en plan de la semelle.

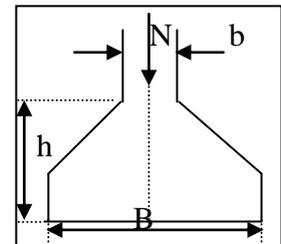


Fig.VI.2 : Coupe C-C'.

Choisissant deux poteaux dans la structure où la distance entre eux est de 2.875m.

- **Poteau :**

$$N = 2250,06 \text{ KN}$$

$$\text{On a } N/S \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \left(\frac{N}{\sigma_{sol}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$S \geq \sqrt{\frac{2250,06}{48}} = 6,85 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } S=A \times B = 6,85 \text{ m}^2$$

On voit qu'il y a un chevauchement de deux semelles voisines donc, on ne peut pas utiliser des semelles isolées. Ce qui nous conduisons à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

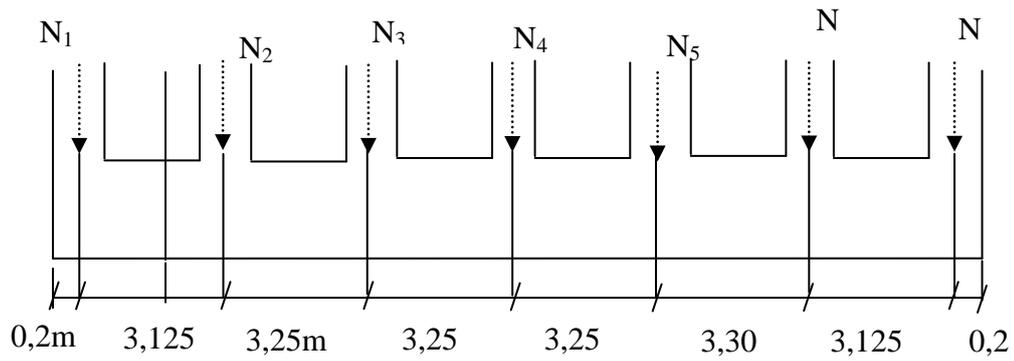


Fig. VI.3 : Longueur des semelles filantes.

Tableau : VI.1. Les efforts revenant à la semelle :

$N_i(\text{KN})$	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7
Σ	829,28	1346,24	1466,63	1366,20	1403,23	1387,67	1328,47
	9127,72						

On doit vérifier :

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = \sum N_i + 5 \times N_s$.

$L = 19,70 \text{ m}$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Effort normal provenant de la semelle estimé à 20KN.

$\sum N_i = 9127,72 \text{ KN}$.

$B \geq \frac{9127,72}{19,7 * 48} = 9,65m$.

Nous constatons qu'il y a chevauchement entre les semelles et cela est dû à la distance qui existe entre les axes des deux portiques parallèles. Par conséquent, nous optons pour un radier général.

VI.4.3. Radier général :

✚ Pré dimensionnement du radier :

$N=45393,266$ KN (effort normal total transmet par la structure).

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{45393,266}{48} = 945,69m^2. \quad S_{bat} = 266,33 m^2$$

On remarque que la surface du radier est très grande par rapport à la surface de la structure. Il est indispensable de recourir à un autre type de fondation qui permet de réduire l'ampleur des tassements et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

A cet effet, l'utilisation des pieux s'est avérée nécessaire pour transmettre directement les charges et efforts de l'ouvrage sur le substratum sans trop remanier le sol en place.

VI.5. Calcul des fondations profondes :

VI. 5.1. Le type de pieu choisi:

Sachant que :

- L'assiette d'assise se trouve dans une agglomération (zone urbaine) ;
- Elle est entourée de constructions (prés de murs mitoyens) ;
- Existence d'eaux souterraines a $-1,80m$ de la surface du sol (éventuelle instabilité des parois).

Les pieux forés tubés sont les plus adaptés a ce projet, en plus du fait, qu'ils sont les plus économiques et nécessitent un matériel peu encombrant.

VI.5.2. Diamètre du pieu (B) :

Le choix du diamètre du pieu est lié essentiellement à l'importance des charges à reprendre.

Selon le DTR BC 2.33.2 :

On prendra des pieux de diamètre 1.00m et 0.8m

VI.5.3. Longueur du pieu H :

A partir des diagrammes pénétrométriques, la coupe lithologique ainsi que les résultats du laboratoire, on a localisé une couche de consistance et résistance satisfaisante situé à partir de 7 m de profondeur.

D'après le DTR BC 2.33.2, la longueur critique d'un pieu doit être supérieure à $5*B$ avec un minimum de 2.5m dans la couche porteuse. Ce qui nous amènera alors, à prendre une longueur minimale du pieu égale à 9 m.

- Les fondations est dite profonde si :

$L/B \geq 6$ et $L \geq 3m$.

$9/1 = 9$ mVérifiée.

- **Vérification de la liquéfaction au niveau de substratum:**

D'après le RPA99, les sols peuvent se liquéfier si :

$$\begin{cases} Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15 \\ 0.05mm \leq D_{50} \leq 1.5mm \end{cases}$$

Cu : coefficient d'uniformité.

D_{60} , D_{10} et D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants de 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés.

D'après les courbes granulométriques :

Tableau : VI.2 : les diamètres des tamis

Couche (m)	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	Cu	D_{50} (mm)
Ech 1	2,444	0,002	1118,310	1,1

Commentaire :

La première condition n'est pas vérifiée donc il y a un risque de liquéfaction du sol.

VI.5.4. Détermination de la capacité portante:

Il s'agit principalement, de la détermination de la charge limite Q_u du pieu, qui est obtenue en additionnant la charge limite Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par frottement entre le fut du pieu et le sol.

Avec : $Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$ et $Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_{su} \cdot h_i$

A et P : respectivement l'aire de la section droite du pieu, et le périmètre de la section droite du pieu.

q_{pu} : La résistance de la contrainte limite de pointe ;

q_{su} : Les frottements latéraux unitaires limites dans la couche i.

ρ_p : Le coefficient réducteur de l'effort de pointe ;

ρ_s : Le coefficient réducteur du frottement latérale ;

h_i : l'épaisseur de la couche i ;

✓ **Calcul de la contrainte limite de pointe q_{pu} :**

$$q_{pu} = K_c \cdot q_{ce}$$

Avec, K_c coefficient de portance solen le fascicule 62, prit égale à 0.4, et q_{ce} la résistance de pointe équivalente. Cette dernière est déduite des diagrammes pénétrométriques, le long de cette couche après avoir effectuer les différents écrêtements et lissage des courbes.

✓ **Calcul de la contrainte latérale unitaire limite q_{su} :**

En utilisant la formule ci après reprise du D.T.U 13.2,

$$q_{su} = \min\left(\frac{q_{ce}}{\beta}, q_{s\max}\right)$$

A partir du DTU 13.2, on tire les valeurs de β et de $q_{s\max}$ pour chaque couche, d'où on déduit les valeurs de la charge limite de frottement pour les deux cas étudiés.

✓ **Calcul de la charge limite du pieu en compression :**

Après calcul, on aura les valeurs des charges admissibles sous les différents états limites en compression sous les pieux.

a) Pour un pieu de diamètre 0,8 m et de longueur 10m, on aura :

Tableau.VI.3 : les valeurs des charges admissibles pour $D=0,8m$

	Essai PSL le plus défavorable PSL N°2
Résistance en pointe équivalente q_{ce}	173,2 bars
Contrainte limite de pointe q_{pu}	69,3 t /m ²
Charge de pointe limite Q_{pu}	354,8 tonnes
Charge limite de frottement Q_{su}	63,5 tonnes

b) Pour un pieu de diamètre 1,00 m et de longueur 9,00 m, on aura :

Tableau.VI.4 : les valeurs des charges admissibles pour $D=1,00m$

	Essai PSL le plus défavorable PSL N°2
Résistance en pointe équivalente q_{ce}	164 t/m ²
Contrainte limite de pointe q_{pu}	65,6 t /m ²
Charge de pointe limite Q_{pu}	525 tonnes
Charge limite de frottement Q_{su}	53,8 tonnes

Ce qui nous donne en fin de compte :

I). cas de pieu foré de diamètre 0,8m et de longueur de 10,00m :

$$\begin{cases} Q_{a\ ELU} \leq 0,5Q_{pu} + 0,75 \cdot Q_{su} \\ Q_{a\ ELS} \leq 0,33Q_{pu} + 0,5 \cdot Q_{su} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_{a\ ELU} = 225\ t \\ Q_{a\ ELS} = 148,8\ t \end{cases}$$

II). cas de pieu foré de diamètre 1,00 m et de longueur de 9,00 m :

$$\begin{cases} Q_{a\ ELU} \leq 0,5Q_{pu} + 0,75 \cdot Q_{su} \\ Q_{a\ ELS} \leq 0,33Q_{pu} + 0,5 \cdot Q_{su} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_{a\ ELU} = 302\ t \\ Q_{a\ ELS} = 200\ t \end{cases}$$

VI.5.5 : ferrailage du pieu :

a). La disposition constructive :

Les pieux couramment adaptés dans les projets sont :

- Verticaux
- Calculés en flexion composée
- Ferrailés sur toute leurs longueur

Les pieux inclinés ne sont pas admis en zone sismique.

En zone sismique, si les sont de petits diamètres ($B < 80\text{ cm}$) et soumis uniquement à des compressions concentrées, ces derniers peuvent pas être armés ; sauf, en tête du pieu, ou il faut prévoir un minimum de barres d'attente. (4HA12, $l=2\text{m}$ dont 75 cm au moins ancrés dans la semelle de liaison).

b). Cage d'armature :

Les cages d'armature des pieux sont constituées par :

- Les armatures longitudinales.
- Les armatures transversales formées de cerces ou de spires.

Les armatures longitudinales sont des barres en acier à haute adhérence, leur nombre minimal sera :

- 6 pour les pieux de diamètre $B < 80\text{cm}$.
- 10 pour les pieux de diamètre $B > 80\text{cm}$.

La section totale d'armature doit être égale :

- au moins à 0.5 % de la section nominale du pieu sur toute sa longueur.
- au plus à 3 %

Le diamètre minimal des barres à utiliser est de 12 mm, les diamètres les plus courant utilisés varient de 16 à 32 mm.

La distance nu à nu des barres varie entre un minimum de 10 cm et un maximum de l'ordre de 30 cm.

Le choix de diamètre des armatures transversales Φ_t est en fonction de diamètre des armatures longitudinales Φ_l .

- Pour des armatures longitudinales dont Φ_l est supérieur ou égal à 20 mm, il faut choisir Φ_t compris entre 10 et 12mm.

- L'écartement maximal de nu à nu des cerces est de 8Φ , en partit courante et de 10 cm en tête de pieu sur une longueur de 2.5 B.
- Lorsque la cage d'armature d'un pieu est constituée de plusieurs tronçons, leur assemblage peut être effectué avant ou pendant la descente de la cage dans le forage.
- La longueur de recouvrement des barres longitudinales doit être égale au maximum (40Φ , 80cm).
- L'assemblage des barres longitudinales est assuré par points de soudure à l'arc électrique ou par ligature.
- L'épaisseur du béton enrobes armatures doit être au moins de 7 cm.

c). Béton :

- le dosage minimal en ciment est de 350 kg/m^3 .
- Le diamètre maximal des granulats est de 25 mm.
- Le rapport E/C est inférieur à 0.6.
- Le rajout d'eau en cours de transport doit être évité.

d). Ferrailage : le ferrailage des pieux sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau.VI.5 : Ferrailage des différents pieux.

B(m)	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	$S_L (\text{cm})$	$A_r (\text{cm}^2)$	$S_r (\text{cm})$	
						En tête (2,5B)	Zone courante
1,00	39,25	235,5	14HA20=43,96	22,5	HA10	10	16
0,80	25,12	150,72	10HA20=31,4	25,2	HA10	10	16

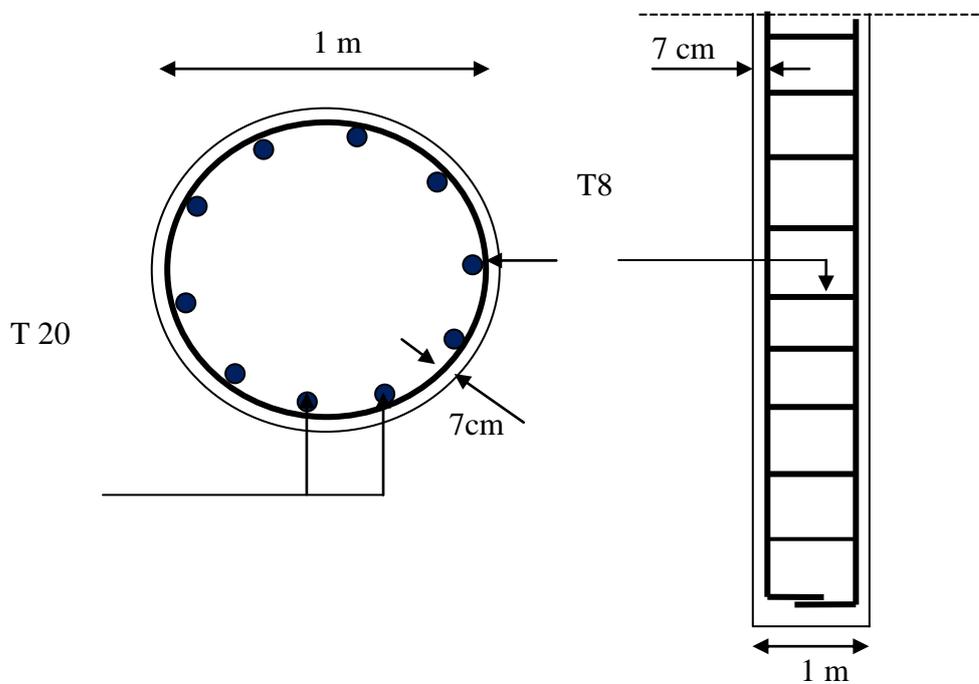
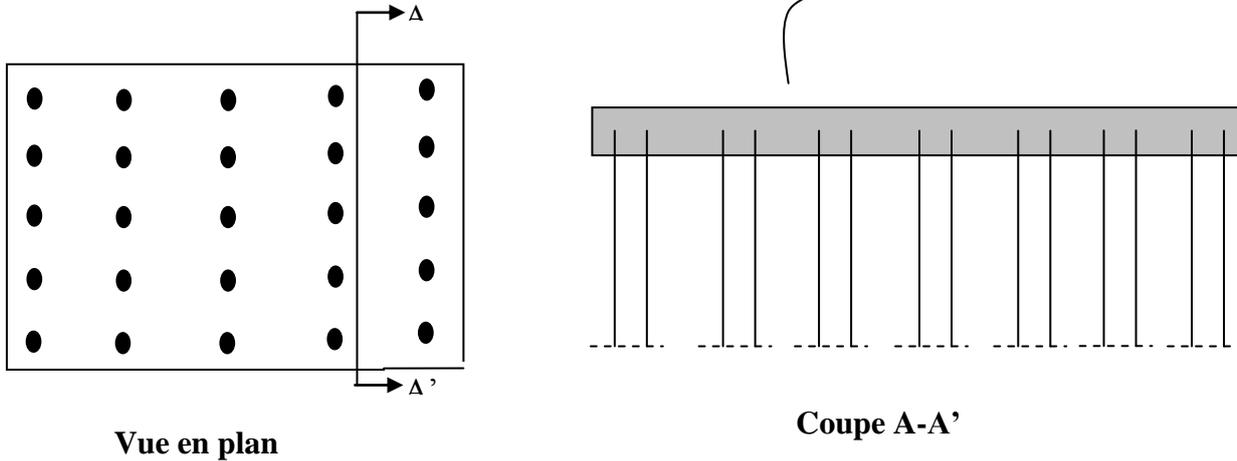


Fig. VI.4 : Schéma de ferrailage des pieux

VI.6 : Mise en place des pieux :

VI.6.1: choix du nombre de pieux :

- Des pieux régulièrement dispersés supportant un véritable radier de répartition uniforme des charges.



L'écartement entre les axes de deux pieux doit être ≥ 2 à $3 \cdot B$ (diamètre des pieux $B=1\text{m}$).

N : le nombre de pieux.

m : le nombre de colonnes.

n : le nombre de lignes.

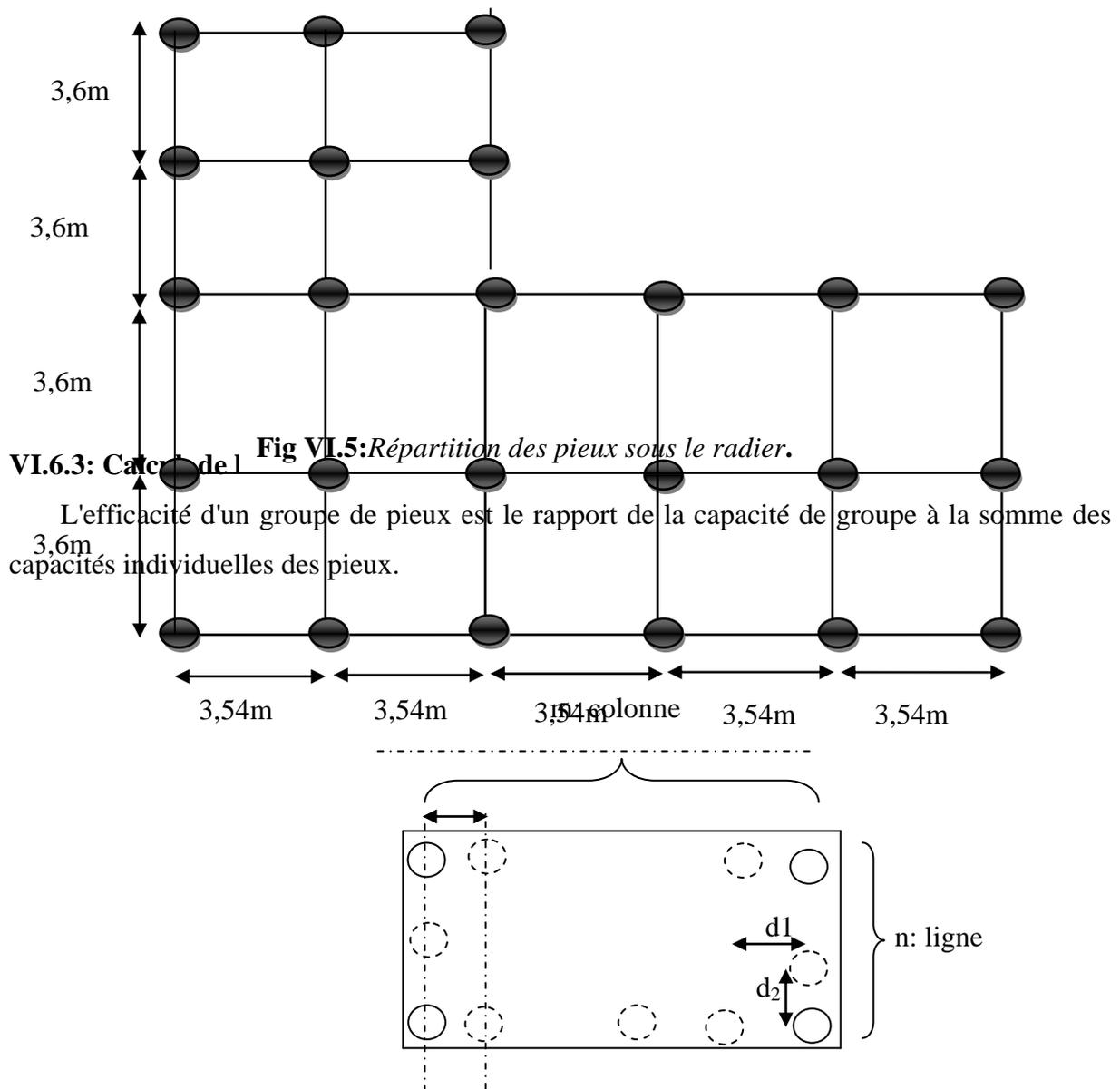
$$N \geq \frac{\text{charge de la structure}}{\text{charge portante d'un pieu isolé}}$$

$$N \geq \frac{4539,26}{225} = 20,17 .$$

$$N \geq \frac{4539,26}{200} = 22,69$$

VI.6.2: disposition des pieux sous le radier :

Pour une répartition homogène des pieux, nous choisissons $N= 24$ pieux, dans ce cas nous prendrons : 5 pieux dans les lignes et 6 pieux dans les colonnes



Le périmètre de groupe:

$$P = 2 [(n-1) d_1 + (m-1) d_2] + 8 \cdot d/2 = 68,2 \text{ m}$$

L'efficacité (η) est donnée par le rapport de résistance sur le périmètre du groupe, à la somme des résistances des pieux prise individuellement.

Le périmètre d'un pieu isolé est : $P = \pi \cdot D = 3,14 \text{ m}$.

Périmètre du groupe: $P_g = 3,14 \cdot 24 = 68,2 \text{ m}$

La résistance sur le périmètre de tout le groupe est: $Q_g = P_g \cdot f_u \cdot l_p$

l_p : longueur du pieu (hauteur d'ancrage)

f_u : frottement latéral unitaire

Donc:

$$\eta = \frac{P_g * f_u * l_p}{\sum_{i=1}^n (\pi * D * f_u * l_p)} = \frac{P_g}{m * n * \pi * D} = \frac{68,2}{5 * 6 * \pi * 1} = 90\%.$$

VI.7. Ferrailage de radier :

Un radier est une fondation superficielle offrant une surface continue généralement plane, sous la totalité de l'ouvrage fondé; travaillant comme une dalle.

VI.7.1: Combinaisons de calcul:

Les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'actions suivantes:

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

VI.7.2 : Pré dimensionnement de radier :

$N_1 = 45393,266$ KN. (Effort normal transmis au radier).

Or que la surface totale de notre bâtiment est $S_t = 262,33$ m². donc on prend : $S_t = 262,33$ m².

Le pré dimensionnement des radiers se fait en respectant les conditions suivantes :

• Condition de coffrage :

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{360}{10} = 36\text{cm} \text{ soit : } h=50\text{cm}.$$

$$\text{La dalle : } h_{rad} \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{360}{20} = 18\text{cm} \text{ soit : } h=30\text{cm}.$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

• Calcul du poids total :

$$N_U = N_1 + N_2.$$

N_1 : poids de la structure, $N_1 = 45393,266$ KN.

N_2 : poids de radier, $N_2 = 3282,87$ KN.

$N_U = 48676,14$ KN.

• Condition de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots\dots\dots (1). \end{array} \right.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2).$$

E : Module d'élasticité du béton = 3.216×10^7 KN/m².

I : Inertie de la section du radier = $\frac{b \times h^3}{12}$.

K: Coefficient de raideur des sols moyens = 4×10^4 KN/m³.

b : La largeur de radier, on prend une bande de 1m.

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$\text{de (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.468m$$

- A partir des deux conditions on prend :

b = B_{pieux} = 100cm.

$h_t = 55$ cm. Pour les nervures du radier.

$h_{rad} = 50$ cm. Pour le radier.

VI.7.3: Vérifications :

a). Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

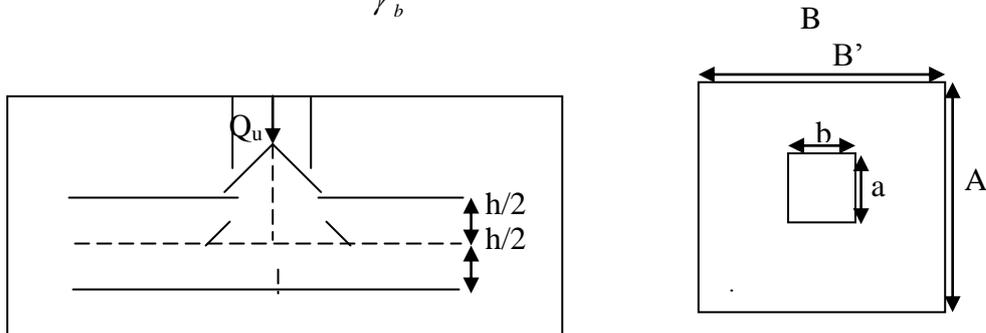


Fig VI.6: Présentation de la zone d'impact de la charge Concentrée O..

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_u = 2250,06KN & (\text{l'effort normal sur le poteau}). \\ \mu_c : \text{périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier}. \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 * (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 2(1.2 + 1.15) = 4,5m$$

Nous avons : $N_U = 2,250MN > 0.045 * 4,5 * 0.5 * \frac{25}{1.5}$
 $\Rightarrow N_U = 2,250MN > 1,687MN.$

Cette condition n'est pas vérifiée ; on doit augmenter l'épaisseur du radier, on aura : **h_r : 70cm**

$$h_t = 70 \text{ cm.}$$

$$N_u = 2250,06 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 0.045 * 4,5 * 0.70 * \frac{25}{1.5} = 2362,5 \text{ KN}$$

$$N_U = 2,250MN < 0.045 * 4,5 * 0.7 * \frac{25}{1.5} = 2,362MN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b). vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau}, \text{ fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5MPa.$$

N_U: effort normal transmet par La structure plus poids de radier.

$$T_{\max} = \frac{N_U * l_{\max}}{2 * S_{\text{tota}}} = \frac{48676,14 * 3.6}{2 * 262,33} = 333,99KN.$$

$$\tau = \frac{333,99 * 10^{-3}}{1 * 0.65} = 0.513 < 2.5MPa. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Il y'aura pas le risque de cisaillement.

c). Vérification au renversement :

On doit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} .$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{39920,12}{48676,14} = 0.82m < \frac{19.7}{4} = 4.925m \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{3090,36}{48676,14} = 0.063m < \frac{16,4}{4} = 4.1m \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VI.7.4 : Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_t} = \frac{48676,14}{262,33} = 185,55KPa .$$

N_u : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier = 48676,14KN).

Les dimensions du panneau le plus sollicité :

$$L_X = 3,54 \text{ m} ; L_Y = 3,60 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = 0,983 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portée sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_X = 0.0384 \\ \mu_Y = 0,9545 \end{cases} [\text{annexe 1}]$$

$$M_X = \mu_X * L_X^2 * Q_U = 91,32 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = \mu_Y * M_X = 87,168 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_X^t = 0.85 * M_X = 77,62 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_X^a = 0.5 M_X = 45,66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_Y^t = 0.85 * M_Y = 74,09 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_Y^a = 0.5 M_Y = 43,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.70) \text{ m}^2$.

- **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\alpha > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h}{2} . \\ A_y = \rho_0 \times b \times h . \end{array} \right.$$

$$\text{HAfe400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \text{ et } \rho = 0.58.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 6,77 \text{ cm}^2 . \\ A_y = 5,6 \text{ cm}^2 . \end{array} \right.$$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

Tableau .VI. 6 : Ferrailage du radier

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{calculé} (cm ² /m.l)	A _{min} (cm ² /m.l)	A _{adopté} (cm ² /m.l)	Choix de barres	S _t (cm)
X-X	Travée	77,62	3.35	6,77	6,79	6HA12	16
	Appuis	45,66	2.17	6,77	6,79	6HA12	16
Y-Y	Travée	74,09	3.28	5,6	5,65	5HA12	20
	Appuis	43,58	2,11	5,6	5,65	5HA12	20

VI.7.5: Ferrailage des nervures : la méthode forfaitaire ne s'applique pas car on a une fissuration préjudiciable, donc on applique la méthode de Caquot.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.54}{3.6} = 0.983 > 0.4 \Rightarrow \text{La transmission des charges sera subdivisée en deux charges}$$

(triangulaires et trapézoïdales).

- charges triangulaires : $p_U = \frac{Nu * L_x}{3}$

- charges trapézoïdales : $p_U = (1 - \frac{\rho^2}{3}) * \frac{Nu * L_y}{2}$

$$N_u = \frac{48676,14}{262,33} = 185,55 \text{ KPa.}$$

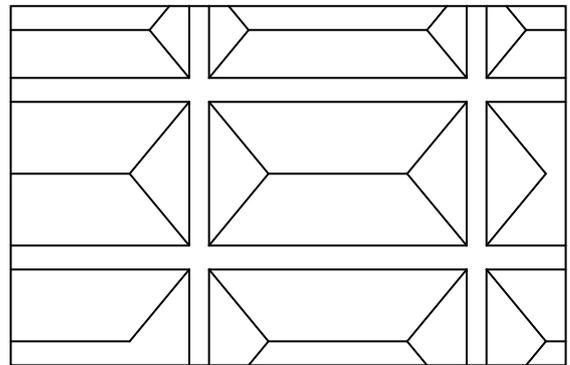


Fig.VI.7 : schéma de la transmission des charges

VI.7.5.1 : Calcul des sollicitations :

▪ **Calcul des moments en appuis :**

$$M_I = \frac{(P_g * l_g^3 + P_d * l_d^3)}{8,5 * (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$l' = 0.8 * l$: Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$: Pour une travée de rive.

▪ **Calcul des moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g * (1 - \frac{x}{l}) + M_d * \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P * x}{2} * (l - x)$$

Avec : $x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P * l_i}$

Pour l'appui de rive : $M_a = 0.15 * M_0$ avec : $M_0 = \frac{Nu * L^2}{8}$

Sens transversal :

Tableau VI.7 : Récapitulation des moments dans le sens transversal.

Travée	L_x (m)	P (KN)	L'_x (m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
AB	3,54	180,54	3,54	46,53	223,58	1,42	230,25
BC	3,54	180,54	2,83	223,58	170,35	1,85	109,35
CD	3,54	180,54	2,83	170,35	170,35	1,77	142,22
DE	3,54	180,54	2,83	170,35	223,58	1,68	109,35
EF	3,54	180,54	3,54	223,58	46,53	2,12	230,256

Sens longitudinal :

Tableau VI.8 : Récapitulation des moments dans le sens longitudinal

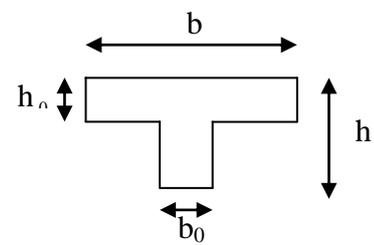
Travée	L_y (m)	P (KN)	L'_y (m)	M_a (KN.m)		Y (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A'B'	3,6	183,6	3,60	48,12	235,146	1,44	191
B'C'	3,6	183,6	2,88	235,146	179,159	1,885	90,93
C'D'	3,6	183,6	2,88	179,159	235,146	1,71	90,93
D'E'	3,6	183,6	2,88	235,146	48,12	2,15	191,48

VI.7.5.2 : Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$h = 70\text{cm}$.

$h_0 = 50\text{cm}$.



$d = 65\text{cm}$.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{360}{10}, \frac{354}{2}\right) = 36\text{cm}.$$

$$\Rightarrow b = 172\text{cm}.$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 * 1,72 * 0,5 * \left(0,70 - \frac{0,5}{2}\right) = 5,49\text{MN.m}.$$

❖ Exemple de calcul :

1-En travée AB :

$$M_t = 0.230\text{MN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b * h) = (172 * 70) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.230}{1,72 * (0.65)^2 * 14,2} = 0.022 < \mu_l \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.027$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.64$$

$$A = \frac{M_t}{z * f_{st}} = 10,28\text{cm}^2.$$

2- En appui B :

$$M_a = 223,58\text{KN.m}.$$

$M_a < M_{tu} \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b_0 * h)$.

$$\mu_{bu} = 0.021, \quad \alpha = 0.027, \quad z = 0.64\text{m}$$

$$A = 9,98\text{cm}^2.$$

🚦 Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$\text{En travée: } A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 15,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

$$\text{En appui: } A_{\min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

- **L'effort tranchant:**

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \tau_u^- = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$.

$$V_u = \frac{p * L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} = 628.92\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{628.92 * 10^{-3}}{1.72 * 0.70} = 0.52 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u^- \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{70}{35}, 1.0, \frac{100}{10}\right) = 10\text{mm}.$$

Donc : on adopte un cadre de $\phi=8\text{mm}$.

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, 10\phi_{\min}\right) \Rightarrow St \leq \min\left(\frac{70}{4}, 12, 10 * 1.0\right) = 10\text{cm}.$$

Soit : $St = 10\text{cm}$.

Le ferrailage des nervures dans les deux sens est récapitulé dans les tableaux suivants :

En travée :

Tableau VI.9: Ferrailage en travée.

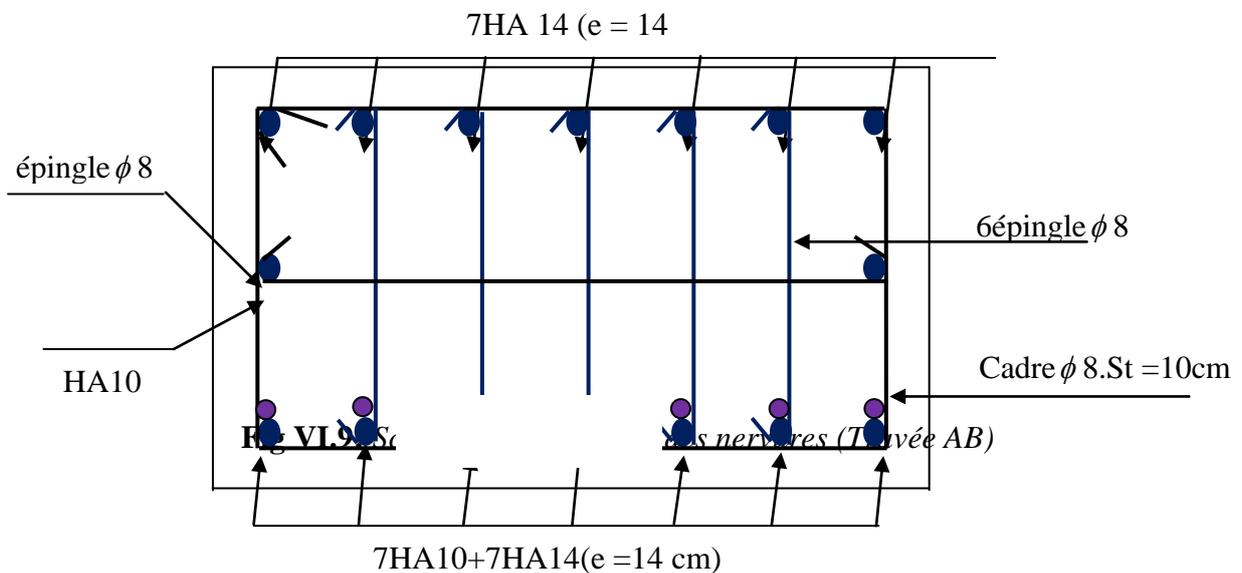
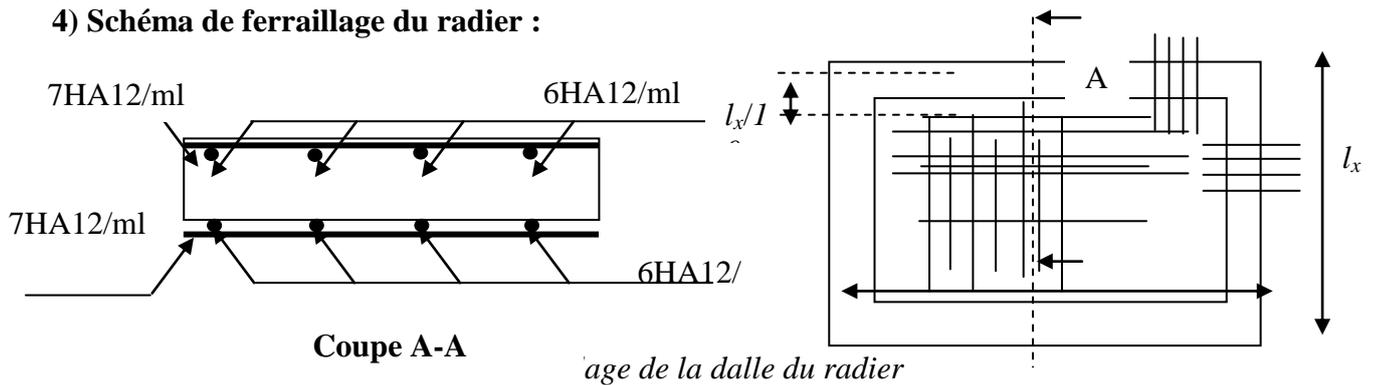
Sens	travée	M_t (KN,m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Transversal	AB	230,25	10,28	15,51	7HA10+7HA14 = 16,28
	BC	109,35	5,02	15,51	7HA10+7HA14= 16,28
	CD	142,22	6,54	15,51	7HA10+7HA14= 16,28
	DE	109,35	5,02	15,51	7HA10+7HA14 = 16,28
	EF	233,35	10,28	15,51	7HA10+7HA14 = 16,28
Longitudinal	A'B'	191	8,81	15,51	7HA10+7HA14= 16,28
	B'C'	90,93	4,17	15,51	7HA10+7HA14= 16,28
	C'D'	90,93	4,17	15,51	7HA10+7HA14= 16,28
	D'E'	191,48	8,83	15,51	7HA10+7HA14= 16,28

En appui :

Tableau VI.10: Ferrailage en appui.

Sens	appui	M_a (KN,m)	A_{CAL} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Transversal	A	46,53	2,13	9,02	7HA14 = 10,78
	B	223,52	10,32	9,02	7HA14 = 10,78
	C	170,35	7,85	9,02	7HA14 = 10,78
	D	170,35	7,85	9,02	7HA14 = 10,78
	E	223,52	10,32	9,02	7HA14 = 10,78
	F	46,53	2,13	9,02	7HA14 = 10,78
Longitudinal	A'	48,12	2,2	9,02	7HA14 = 10,78
	B'	235,14	10,87	9,02	7HA14 = 10,78
	C'	179,159	8,27	9,02	7HA14 = 10,78
	D'	235,14	10,87	9,02	7HA14 = 10,78
	E'	48,12	2,2	8,45	7HA14 = 10,78

4) Schéma de ferrailage du radier :



Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux ;
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général sur des pieux qui peut assurer la stabilité de notre structure ;
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un

comportement idéal souhaité, raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- Respect de réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)

BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris Jean-Pierre Mougine, BETON armé.

C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Calcul des ouvrages en béton armé, (M. Belazougui 4^{ème} édition OPU, 2007)

Méthodes de calcul des fondations profondes [D.T.R.BC 2.33.2].

Autres documents consultés :

Cahier de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

SAP 2000/Version 11.8

SOCOTEC

Autocade 2009.

