

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de TLEMCEN
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
De MASTER en Génie civil
Option : **Ingénierie des structures.**

Thème :

**Etude technique et managériale d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) en
béton armé à AIN TEMOUCHENT**

Présenté en juin 2014 par :

KADA MAHAMMED Nassira

BELMOKHTAR Khadidja

Devant le Jury composé de :

Pr. GHOMARI.F
Mme. GHAZALI.S
Mr. HASSAINE.N
Mr. HOUTI F.B
Mr. BENAMAR.A

Président
Examinatrice
Examineur
Encadreur
Encadreur

Année universitaire : 2013 - 2014

REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de la science et de la connaissance.

Nous adressons notre vif remerciement à nos encadrateurs **M^r HOUTI.F.B** pour sa compréhension ; ses conseils et son aide et **M^r BENAMAR.A** pour sa gentillesse et ses orientations efficaces.

Nous tenons également à remercier **P^r GHOMARI.F** d'avoir accepté de présider le jury de notre projet de fin d'études.

Aussi, nous remercions **M^{me} GHAZALI.S** et **M^r HASSAINE.N** qui ont bien voulu examiné notre travail. Leur présence va valoriser, de manière certaine, le travail que nous avons effectué.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université **ABOUBAKR BELKAID** en particulier ceux du département **GENIE CIVIL**. Votre enseignement a porté ses fruits.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous

DEDICACES

Je dédie ce travail :

-  *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
-  *A toutes personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études.*
-  *A mon mari SAID, pour son esprit compréhensif et son aide matériel et psychologique.*
-  *A ma très chère sœur MERIEM et mes très chers frères MOHAMMED, RADOUANE et ABDELKADER A toute ma famille : SABER, BELMOKHTAR et BENSLIMENE.*
-  *A toutes mes amies : Fatima , Fatima Zohra, Fatima, Zineb et toute la promotion de master2 génie civil.*
-  *A celle qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Nassira.*
-  *Enfin, à tous ceux qui nous sont très chers.*

BELMOKHTAR KHADIDJA

DEDICACES

Je dédie ce travail :

-  *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
-  *A toutes personnes qui m'aider à poursuivre mes études.*
-  *A mes très chers sœurs, frères et mes nièces Israe , Houda et Rachia*
-  *A toute ma famille sans exception.*
-  *A tous mes amies : Amina, Ilham, Saliha, Wafae, Nassima , Karima, Leila , Zahia et tout la promotion de master2 génie civil.*
-  *A celle qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Khadidja.*
-  *En fin, à tous se qui nous sont très chers.*

KADA MAHAMMED Nassira

LISTE DES FIGURES

Fig.1.1: Diagramme de déformation de béton.....	-5-
Fig.1.2 : Diagramme de déformation des aciers.....	-6-
Fig.2.1 : Section de poteau le plus sollicité.....	-8-
Fig.2.2 : La coupe de la poutrelle.....	-12-
Fig.2.3 : Les dimensions de mur de soutènement.....	-14-
Fig.3.1 : Plancher terrasse inaccessible.....	-15-
Fig.3.2 : Plancher Etage Courant.....	-16-
Fig.3.3 : Mur double parois.....	-17-
Fig.3.4 : Dalle pleine.....	-18-
Fig.3.5 : Dalle pleine étage courant.....	-19-
Fig.4.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	-20-
Fig.4.2 : Coupe de l'acrotère.....	-20-
Fig.4.3 : Disposition de ferrailage.....	-23-
Fig.4.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	-25-
Fig.4.5 : Vue en plan de l'escalier.....	-25-
Fig.4.6 : Schéma d'un escalier.....	-25-
Fig.4.7 : Schéma statique des escaliers à l'E.L.U.....	-27-
Fig.4.8 : Section 1-1 à l'ELU.....	-27-
Fig.4.9 : Section 1-1 à l'ELU.....	-28-
Fig.4.10 : Schéma statique des escaliers à l'E.L.S.....	-28-
Fig.4.11 : Section 1-1 à l'ELS.....	-28-
Fig.4.12 : Section 1-1 à l'ELS.....	-29-
Fig.4.13 : Diagramme de M et T à l'ELU.....	-29-
Fig.4.14 : Diagramme de M et T à l'ELS.....	-30-
Fig.4.15 : Schéma de la poutre palière.....	-34-
Fig.4.16 : Vue en plan du balcon.....	-39-
Fig.5.1 : Coupe transversale du plancher.....	-43-
Fig.5.2 : Schémas statiques des différents types des poutrelles.....	-44-
Fig.5.3 : Schéma statique de la poutrelle type 5 à l'ELU.....	-45-
Fig.5.4: Section 1-1 à ELU.....	-45-
Fig.5.5 : Section 2-2 à ELU.....	-46-
Fig.5.6 : Section 1-1 à ELS.....	-47-
Fig.5.7 : Section 2-2 à ELS.....	-48-
Fig.5.8 : Diagramme de M et T étage courant (poutrelle type 5).....	-49-
Fig.5.9 : Dimension de la poutrelle.....	-50-
Fig.5.10 : Ancrage.....	-55-
Fig.5.11 : Ferrailage des poutrelles.....	-62-
Fig.6.1 : Structure sans voiles.....	-62-
Fig.6.2 : Structure avec voiles (1).....	-62-
Fig.6.3 : Structure avec voiles(2).....	-62-
Fig.6.4 : Structure avec voiles(3).....	-62-

Fig.6.5 : Structure avec voiles(4).....	-62-
Fig. 7.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau.....	-65-
Fig 7.2 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	-70-
Fig 7.3 : Dessin de ferrailages des sections des poutres.....	-77-
Fig 7.4 : Dessin de ferrailages des voiles.....	-81-
Fig. 7.5 : géométrie du voile de soutènement.....	-82-
Fig.7.6 : charges appliquées sur le voile sous sols.....	-83-
Fig. 8.1 : les numérations des joints.....	-96-
Fig. 8.2 : chargement de la semelle filante à l'ELS.....	-99-
Fig. 8.3 : Diagramme des efforts internes de la semelle filante étudiée à ELU.....	-100-
Fig.8.4: Les dimensionne de la semelle.....	-101-
Fig. 8.5 : Ferrailage de la longrine.....	-107-
Fig.9.1 : Cycle de vie d'un projet ; PM- BOOK.....	-109-
Fig 9.2 : Le WBS du projet.....	-111-
Fig.9.2 : La courbe en S du projet de réalisation d'un bâtiment R+5	-113-

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Coefficient d'application.....	-5-
Tableau 2.1: Récapitulatif de pré dimensionnement des poteaux.....	-10-
Tableau 2.2: Récapitulatif pré dimensionnement des poutres.....	-11-
Tableau 2.3 : récapitulatif pré dimensionnement des voiles.....	-13-
Tableau 3.1: Descente des charges plancher terrasse inaccessible.....	-14-
Tableau 3.2: Descente des charges plancher étage courant.....	-15-
Tableau 3.3: Descente des charges des murs extérieurs (double paroi).....	-16-
Tableau 3.4: Descente des charges des murs extérieurs (simple paroi).....	-16-
Tableau 3.5: Descente des charges des dalles pleines terrasse inaccessible.....	-17-
Tableau 3.6: Descente des charges des dalles pleines étage courant.....	-18-
Tableau 4.1: Descentes des charges de la pailleasse.....	-26-
Tableau 4.2: Descente des charges du palier de repos.....	-26-
Tableau 4.3: Combinaison d'action	-27-
Tableau 4.4: Récapitulatif de M_{max} et T_{max}	-29-
Tableau 4.5: Récapitulatif des ferraillements des escaliers.....	-33-
Tableau 4.6: Récapitulatif du ferraillement des poutres palière.....	-38-
Tableau 4.7: Les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.....	-40-
Tableau 4.8: Ferraillement du balcon à l'ELU.....	-40-
Tableau 4.9: Récapitulatif du ferraillement des dalles pleines.....	-42-
Tableau 5.1: Récapitulatif des combinaisons de charge.....	-43-
Tableau 5.2: Récapitulatif de M_{max} et T_{max}	-50-
Tableau 5.3: Récapitulatif du ferraillement pour tous les types de poutrelles.....	-56-
Tableau 6.1: Pénalité en fonction de critère de qualité.....	-60-
Tableau 6.2: Masse des différents niveaux.....	-63-
Tableau 6.3: Vérification de L'effort tranchant à la base.....	-64-
Tableau.7.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	-66-
Tableau.7.2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	-67-
Tableau.7.3 : Calcul du ferraillement des poteaux.....	-69-
Tableau 7.4 : Sollicitations de la poutre principale.....	-71-
Tableau 7.5 : Ferraillement total des poutres principales et secondaires.....	-76-
Tableau 7.6 : Les sollicitations des voiles.....	-79-
Tableau 7.7 : vérification des contraintes.....	-79-
Tableau 7.8 : Détermination des sollicitations.....	-84-
Tableau.7.9 : Ferraillement des voiles.....	-88-
Tableau. 8.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux.....	-96-
Tableau. 8.2: Les différentes surfaces des semelles filantes sous mur voile.....	-97-
Tableau. 8.3 : Les sections des différentes semelles filantes.....	-97-
Tableau. 8.4: Le ferraillement des différentes semelles filantes sous voile et poteaux..	-105-
Tableau 9.1 : Récapitulatifs des coûts des ressources.....	-112-

LISTE DES NOTATIONS

- ❖ A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- ❖ A_s : Aire d'une section d'acier.
- ❖ A_t : Section d'armatures transversales.
- ❖ B : Aire d'une section de béton.
- ❖ $\varnothing$: Diamètre des armatures.
- ❖ φ : Angle de frottement.
- ❖ C : Cohésion.
- ❖ $\bar{q}$: Capacité portante admissible.
- ❖ Q : Charge d'exploitation.
- ❖ γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- ❖ γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- ❖ σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- ❖ σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- ❖ $\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- ❖ $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- ❖ τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ❖ τ : Contrainte tangentielle.
- ❖ β : Coefficient de pondération.
- ❖ σ_{sol} : Contrainte du sol.
- ❖ G : Charge permanente.
- ❖ ξ : Déformation relative.
- ❖ V_0 : Effort tranchant a la base.
- ❖ $E.L.U$: Etat limite ultime.
- ❖ $E.L.S$: Etat limite service.
- ❖ N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- ❖ N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- ❖ T_u : Effort tranchant ultime.
- ❖ T : Effort tranchant, Période.
- ❖ S_t : Espacement des cadres.
- ❖ λ : Elancement.

- ❖ e : Epaisseur.
- ❖ F : Force concentrée.
- ❖ f : Flèche.
- ❖ $\bar{f}$: Flèche admissible.
- ❖ L : Longueur ou portée.
- ❖ L_f : Longueur de flambement.
- ❖ W : Poids total de la structure.
- ❖ d : Hauteur utile.
- ❖ f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ❖ M_u : Moment à l'état limite ultime.
- ❖ M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- ❖ M_t : Moment en travée.
- ❖ M_a : Moment sur appuis.
- ❖ M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- ❖ I : Moment d'inertie.
- ❖ f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- ❖ f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- ❖ I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- ❖ I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- ❖ M : Moment, Masse.
- ❖ E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- ❖ E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- ❖ E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- ❖ f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- ❖ f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- ❖ f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- ❖ K : Coefficient de raideur de sol.
- ❖ Y : Position de l'axe neutre.
- ❖ I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

SUMMARY

The work we will deal with in this project is the study, analysis and design of building elements.

It consists of concept (09) chapters, beginning with a general introduction which occupies the first chapter and gives an introduction to the project and describes the structure to be studied.

The pre-design of structural and non-structural elements and details of the descent of the load will be presented in the third chapter.

The chapter four where we will explore the secondary elements (stairs,...) and the study of floors in the fifth chapter.

The following deals with the dynamic study conducted by SAP 2000 version14 software.

In the chapter seven contain the study of structural elements (columns, beams, walls, solid slabs).

The infrastructure will be developed in chapter eight, and finally in the ninth chapter, where we will interpret the results of the (MS-Project version 2003) to explain the steps of planning.

Key words: Build, Concrete, Planning of project.

Etude batiment R+5

N°	Nom de la ressource	Type	Étiquette Matériel	Capacité max.	Tx. standard
1	Maçon	Travail		1 000%	2 000,00 DA/jour
2	Manœuvre	Travail		1 000%	1 200,00 DA/jour
3	Plombier	Travail		500%	3 000,00 DA/jour
4	Electricien	Travail		400%	3 000,00 DA/jour
5	Peintre	Travail		500%	3 000,00 DA/jour
6	Menuisier	Travail		600%	3 000,00 DA/jour
7	Chef D'équipe	Travail		300%	2 500,00 DA/jour
8	Nivleuse	Travail		100%	32 000,00 DA/jour
9	Camion	Travail		300%	16 000,00 DA/jour
10	Pelle	Travail		200%	32 000,00 DA/jour
11	Chargeur	Travail		200%	32 000,00 DA/jour
12	Béton	Matériel	m3		8 500,00 DA
13	Pière seche	Matériel	m3		900,00 DA
14	Remblais	Matériel	m3		950,00 DA
15	Béton armé	Matériel	m3		16 500,00 DA
16	brique	Matériel	m2		500,00 DA
17	Peinture d'huile	Matériel	m2		250,00 DA
18	Porte en bois à une vanta	Matériel	U		8 000,00 DA
19	Porte en bois à 2 vantaux	Matériel	U		15 000,00 DA
20	Porte métallique à 1 vanta	Matériel	U		12 000,00 DA
21	Potre matalique à 2 vanta	Matériel	U		21 000,00 DA
22	fenêtre	Matériel	U		3 000,00 DA
23	Carrelage	Matériel	m2		400,00 DA

1.1 Introduction :

Construire reste l'une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette dernière s'est accrue. Le véritable explosion démographique a obligé les décideurs à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ce qui les a conduit à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes, ont conduit les autorités avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier notre règlement parasismique en publiant le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

La maîtrise du processus de la gestion de projet dans le domaine de la construction de bâtiments constitue l'un des enjeux majeurs pour assurer des gains de qualité et de productivité dans l'avenir.

Le succès du Projet dépend essentiellement de l'atteinte des objectifs techniques pour mener un ensemble de tâches dans un budget autorisé (coût et programme) et le besoin de management dans le contrôle des coûts des projets pour la prise d'actions correctives si nécessaire

Les étapes essentiel de gestion de projet sont : gestion de l'avant projet, mobilisation des ressources, gestion de l'exécution des travaux et gestion de fin des travaux

1.2 Présentation de l'ouvrage:

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussé plus cinq étages, situé à AIN TEMOUCHENT classé en zone IIa selon le RPA99 version2003 c.à.d. de moyenne sismicité

- *Le site d'implantation présente une pente importante.*
- *Le rez- de- chaussée contient 2 appartements type F3.*
- *L'étage courant contient 4 appartements type F3.*
- *La Terrasse est inaccessible.*

1.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ossature:

Les caractéristiques géométriques du bâtimen sont :

- La hauteur totale : 18.36 m.
- La largeur : 14.10 m.
- La longueur : 30.90 m.
- La hauteur de RDC : 3.06 m.
- La hauteur des étages : 3.06m.

Le sol est meuble avec une contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8$ bars

1.2.2 Généralités:

Le plan de bâtiment est un outil qui permet de décoder, analyser, tous type de dessins et de documents qui interviennent dans un projet de construction.

Un projet de construction étant une maison individuelle, un bâtiment administratif, un immeuble, une rénovation, une usine, etc...

Il existe deux types de dossiers (ou documents) :

a. Documents Architecturaux :

- Le plan de rez-de-chaussée.
- Le plan de chacun des étages.
- Les coupes d'ensembles correspondant aux élévation des façades.
- Un plan de situation établi.
- Un plan de masse.
- Les plan de façade.

b. Documents d'exécutions (techniques) :

- Plan de coffrage et de ferrailage des fondations.
- Plan de coffrage et de ferrailage des pancher ;
- Plan de coffrage et de ferrailage des escaliers ;
- Plan de coffrage et de ferrailage des poteaux ;
- Plan de coffrage et de ferrailage des poutres principale et secondaires ;
- Plan de coffrage et de ferrailage des murs voiles ;

1.2.3 La structure:

Le contreventement est assuré par un portique auto stable plus voile dans les deux directions (transversal et longitudinal), cette ossature est constituée par des poutres, des poteaux et des voiles capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Une cage d'escalier va participer pour recevoir une partie de la charge horizontale due aux séisme.

Notre projet comporte les élément suivant :

1.2.3.1 Planchers :

Les planchers sont constitués par des corps creux d'épaisseur 16cm et une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place d'épaisseur 5cm.

1.2.3.2 Les escaliers :

Notre projet comporte un seul type d'escalier (droit à deux volés) réaliser en béton armé avec deux paillasse porteuse.

1.2.3.3 Fondations :

On préconise des fondations superficielles, semelles isolées et semelles filantes.

1.2.3.4 Maçonnerie :

a. *Murs extérieurs* : l'épaisseur des murs extérieurs est de 30 cm.

- Brique creuse de 15 cm.
- Un vide d'air de 5 cm.
- Brique creuse de 10 cm.

b. *Murs intérieurs*

- Les cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.2.3.5 Acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé au niveau du plancher terrasse.

1.2.3.6 Mortier de finition :

On utilise :

- Un enduit de ciment de 2 cm d'épaisseur sur les faces extérieurs.
- Un enduit de plâtre de 2 cm d'épaisseur sur les faces intérieurs et pour les plafonds sauf les salles d'eau.

1.3 Caractéristiques des matériaux:

1.3.1. Béton:

La composition de béton doit assurer :

- Une bonne résistance mécanique.
- Une résistance aux agressions chimiques.
- Une mise en œuvre satisfaisante.

Le béton est un mélange de **granulats**, de **ciment** et d'**eau**. Les méthodes de composition de béton permettant d'obtenir les performances voulues sont très élaborées. Néanmoins pour donner des ordres de grandeur disons que la "recette" pour obtenir **1 m³** de béton "courant" consiste à malaxer environ :

- 800 L de graviers (3/8 jusqu'à 15/25).
- 400 L de sable ($\emptyset \leq 5\text{mm}$).
- 175 L d'eau.
- 350 kg de ciment C.E.M 425.

Cela permet d'espérer, à 28 jours d'âge du béton, une résistance à la compression de l'ordre de 25 MPa.

1.3.1.1 Résistance du béton à la compression :

a. Essai de compression simple

D'après cette essai on définit la résistance de béton à la compression à l'âge de 28 jours, par des éprouvette normalisées ($\emptyset 16\text{cm}$ et d'une hauteur = 32 cm).

La contrainte de la résistance de béton à la compression prend la valeur suivant :

$$\sigma_{bc} = \frac{F_r}{S} = \frac{4 \times f_{c28}}{\pi \times D^2}$$

Avec :

- σ_{bc} : résistance de béton à la compression.
- F_r : la force maximale de rupture de l'éprouvette.
- D : diamètre de l'éprouvette.

1.3.1.2 Evaluation de la résistance avec l'âge de béton :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 \times 0,83^j}$$

Avec :

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à (j) jour.

- Si $j > 28 \text{ jour}$ $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (c'est la résistance maximale de béton avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- Si $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$ $\Rightarrow \frac{j \times f_{c28}}{4,76 \times 0,83^j}$
- Si $40 < f_{cj} < 60 \text{ MPa}$ $\Rightarrow \frac{j \times f_{c28}}{1,4 \times 0,95^j}$

1.3.1.3 La résistance à la traction :

On définit la résistance de béton à la traction à partir de la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (MPa)} \quad \Rightarrow \text{à 28 jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$$

1.3.1.4 Module de déformation du béton :

a. Déformation longitudinale :

➤ Module de déformation instantané (E_{ij}) : (Action courte durée < 24h.)

$$\Leftrightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

➤ Module de déformation différé (E_{vj}) : (Action de longue durée > 24h.)

$$\Leftrightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Rightarrow E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

b. Déformation transversale :

➤ Coefficient de poisson (ν) :

- $\nu = \frac{\partial y}{\partial x}$ = déformation transversale / déformation longitudinale

D'après le CBA 93 :

- $\nu = 0,20$: Pour la justification aux ELS (section non fissurée).
- $\nu = 0$: Dans le cas des ELU.

1.3.1.5 Diagramme de déformation des contraintes de béton :

• ELU

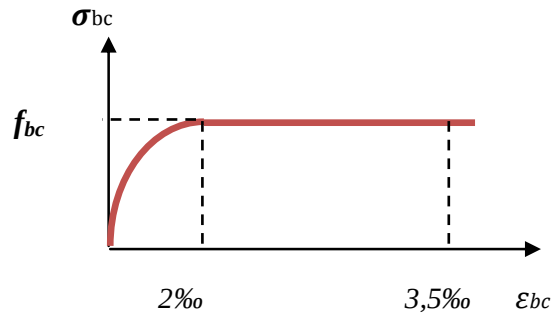


Fig1.1: *diagramme de déformation de béton*

- $0 \leq \xi_{bc} \leq 2\text{‰}$

$$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

- $2\text{‰} \leq \xi_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

- f_{bc} : contrainte de calcul.
- f_{cj} : résistance caractéristique à (j) jours.
- γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,50$: Cas générale.

$\gamma_b = 1,15$: Cas accidentelle.

- θ : coefficient d'application.

Tableau1.1 : *coefficient d'application*

θ	Durée d'application
1	Durée > 24h
0,9	$1 \leq \text{Durée} \leq 24\text{h}$
0,85	Durée < 24h

• ELS

La contrainte de compression du béton à l'ELS est (σ_{bc}) limité à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

1.3.2. Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

1.3.2.1. Diagramme de déformation des contraintes des aciers :

• ELU

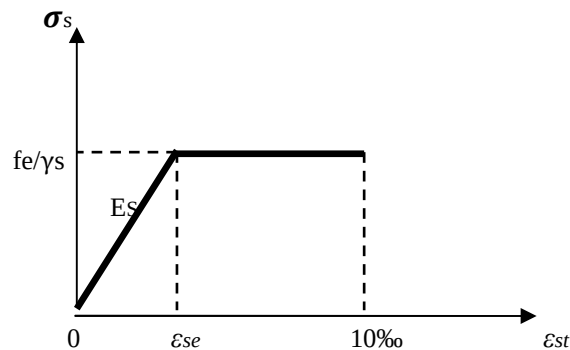


Fig1.2 :diagramme de déformation des aciers

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

- $\gamma_s = 1,15$ (cas générale).
- $\gamma_s = 1$ (cas accidentelle).

E_s : Le module d'élasticité longitudinale $\Rightarrow E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

- $\epsilon_{sl} = f_e / \gamma_s E_s$
- Si $\epsilon_s \leq \epsilon_s \Rightarrow \bar{\sigma}_s = E_s \times \epsilon_s$
- Si $\epsilon_s \leq \epsilon_s < 10 \text{ ‰} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$

L'acier est un mélange de fer et de carbone, généralement on utilise trois types d'aciers :
a- Des barres lisses pour les armatures transversales (cadres, étriers) c'est-à-dire **R.L** de nuance FerE24 tq : **$f_e = 235 \text{ MPa}$** .

b- Des barres de hautes adhérences (**H.A**) FerE40 : **$f_e = 400 \text{ MPa}$** .

c- Les treillis soudées pour les dalles de compression **T_s**.

• ELS

La contrainte sera limitée uniquement pour l'état limite des ouvertures des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ pas de limitation de contrainte
- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$.

Avec :

- $\eta = 1 \Rightarrow \text{R.L}$ (ronds lisses).
- $\eta = 1,6 \Rightarrow \text{H.A}$ (haute adhérence).

➤ La contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est définie par la relation suivant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

- Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right).$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right).$

Notre ouvrage est situé dans un milieu où l'humidité est élevée (AIN TEMOUCHENT) donc la fissuration est supposée préjudiciable

1.4. Combinaison d'action :

- ELU

1,35Q+1,5G $\Rightarrow$ (combinaison fondamentale).

$\left. \begin{array}{l} Q + G \pm E \\ Q + G \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow$ (combinaison accidentelle).

- ELS $\Rightarrow Q+G$

2.1. Pré dimensionnement des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du R.P.A 99 V2003 suivant :

- $\min(a, b) \geq 25$ Zone I et IIa.
- $\min(a, b) \geq h_e/20$ h_e : hauteur d'étage.
- $1/4 < a/b < 4$

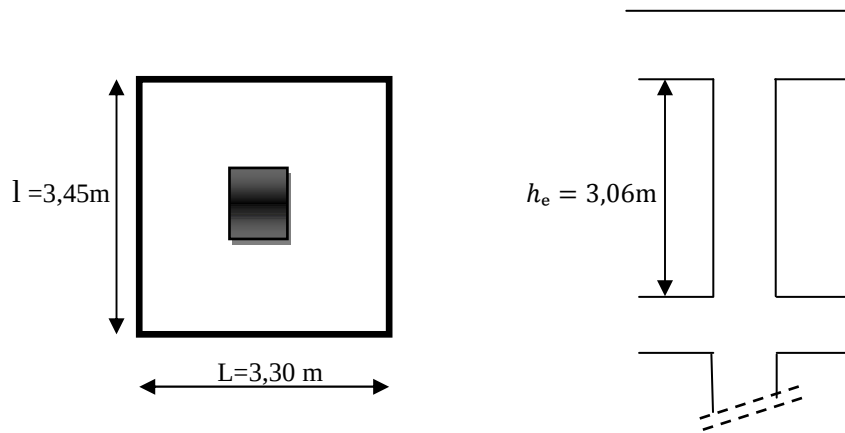


Fig. 2.1 : section du poteau le plus sollicité.

- L : longueur du plancher.
- l : largeur du plancher.
- N_u : la charge verticale à l'ELU.

$$\text{Avec : } N_u = P_u \times S \times n$$

- n : nombre de niveau. $\Rightarrow n=6$
- S : la surface supportée par le poteau le plus sollicité.

$$\Rightarrow S = L \times l = 3.30 \times 3.45 \quad \Rightarrow S = 11,385 \text{ m}^2$$

- P_u : la charge du plancher. Avec : $P_u = 1 \text{ t/m}^2$

$$\Rightarrow N_u = 1 \times 11,385 \times 6 = 68,31 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow N_u = 0.6831 \text{ MN/m}^2$$

2.1.1. Section réduite du béton (B_r):

$$f_c = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (Cas générale).}$$

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_c}{100 \times \gamma_s}}$$

D'après le **B.A.E.L 91** on fixe la valeur de $\lambda = 35$

Avec :

$$\beta = 1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ (Cas générale)} ; \theta = 1 \text{ (la charge est } > 24\text{h).} \end{cases}$

$$\Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \frac{0.6831 \times 1.2}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{1.15 \times 100}}$$

$$B_r \geq 0.0438 \text{ m}^2 \Leftrightarrow B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \Leftrightarrow a \geq \sqrt{0.0438} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.21 \text{ m.}$$

On prend : $a=b=40 \text{ cm}$; donc **B= (40x40) cm²**. (B : section du poteau).

Vérification d'après le R.P.A 99 V2003 :

- $\min (a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = 40 > 25 \quad \text{C.V}$
- $\min (a, b) \geq h_e/20 \quad \Rightarrow a = 40 > (306/20 = 15.30) \quad \text{C.V}$
- $1/4 \leq a/b \leq 4 \quad \Rightarrow 1/4 \leq 40/40 = 1 \leq 4 \quad \text{C.V}$

2.1.2. Critère de stabilité (B.A.E.L 91) : (Vérification du poteau au flambement)

a. Le moment d'inertie (I) :

$$I_x = I_y = a \times b^3 / 12 = a^4 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$$

b. Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x/B} = \sqrt{213333.33/1600}$$

$$\text{Avec : } B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 11.55 \text{ cm}$$

c. Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = l_f / i_x$$

$$\text{Avec : } l_f = 0,7 \times l_o \text{ (cas générale)}$$

$$\Rightarrow l_o = h_e = 3.06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = l_f / i_x = 214.2 / 11.55$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 18.54$$

On a:

$$\lambda_x = \lambda_y = 15.28 < 50 \quad \text{donc le flambement est vérifié.}$$

Tableau 2.1: récapitulatif de pré dimensionnement des poteaux

Niveaux	N	l_0 (m)	a (cm)	b (cm)	N_u (MN)	I_x, I_y (cm ⁴)	i_x, i_y (cm)	λ_x, λ_y (cm)
RDC	1	3.06	40	40	0,7452	$2,13.10^5$	11,55	18,54
1 ^{ere}	2	3.06	40	40	0,6210	$2,13.10^5$	11,55	18,21
2 ^{eme}	3	3.06	35	35	0,4968	$1,25.10^5$	10,10	21,21
3 ^{eme}	4	3.06	35	35	0,3726	$1,25.10^5$	10,10	21,21
4 ^{eme}	5	3.06	30	30	0,2484	$1,67.10^5$	8,66	24,73
5 ^{eme}	6	3.06	30	30	0,1242	$1,67.10^5$	8,66	24,73

2.2.Pré dimensionnement des poutres:

2.2.1. Définition :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui relient les planchers avec les poteaux. Elles supportent les charges qui viennent du plancher.

✓ Les poutres principales:

Se sont les poutres qui portent les poutres secondaires et le plancher.

✓ Les poutres secondaires:

Se sont les poutres qui portent une partie du plancher.

2.2.2. Pré dimensionnement:

a) Critère de rigidité: (d'après les règles de **B.A.E.L 91**)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec:

- L : la distance entre axe des poteaux (on choisie la plus grande portée).
- h : la hauteur de la poutre.

b) Les conditions du (R.P.A 99 V2003):

Les dimensions des poutres doivent satisfaisant aux conditions du R.P.A 99 V2003:

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 20$ cm
- $h/b < 4$

✓ les poutres principales :

$$\text{On a: } L=360 \text{ cm} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Pour une meilleure sécurité on prend: (**h = 35 cm; b = 30 cm**)

La vérification des dimensions d'après les conditions de **R.P.A 99 V2003**:

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h/b = 35/30 = 1,166 < 4$ C.V

✓ Poutre secondaire:

$$\text{On a: } L=360 \text{ cm} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

Pour meilleure sécurité on prend: (**h = 30 cm ; b = 30 cm**)

La vérification des dimensions d'après les conditions de **R.P.A 99 V2003**:

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h/b = 30/30 = 1 < 4$ C.V

Tableau 2.2 : récapitulatif pré dimensionnement des poutres.

	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	30x35	30x30
Etages (1, 2, 3, 4, 5)	30x35	30x30

2.3.Pré dimensionnement du plancher :

L'épaisseur du plancher doit satisfaire aux conditions admissibles citées par le **B.A.E.L91** :

$$h \geq \frac{l}{22.5}$$

l : la plus grande portée entre nue des chaînages. ($l = 330 \text{ cm}$).

$$h \geq l/22.5 = 330/22.5 \Rightarrow h \geq 14,67 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 21 cm**

16 cm : du corps creux.

5 cm : de la dalle de compression

2.4. Pré dimensionnement des poutrelles :

La hauteur des poutrelles est la même que celle du plancher.

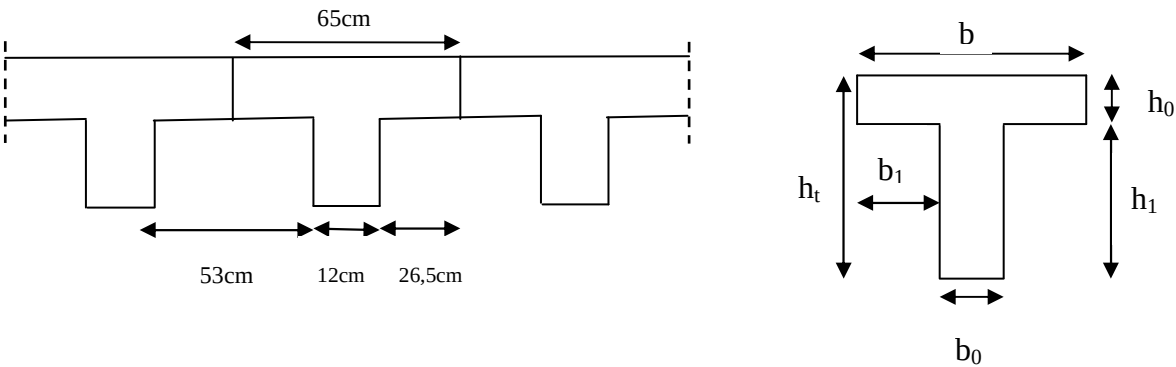


Fig. 2.2 : la coupe de la poutrelle.

- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $b_1 = 26.5 \text{ cm}$
- $b = 65 \text{ cm}$
- $h_0 = 5 \text{ cm}$
- $h_1 = 16 \text{ cm}$
- $h_t = 21 \text{ cm}$

La valeur minimale de b_1 doit satisfaire aux conditions de **R.P.A 99 V2003** :

- $b_1 \leq b - b_0/2 \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq 59 \text{ cm} \quad \text{C.V}$
- $b_1 \leq l/10 \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq 50 \text{ cm} \quad \text{C.V}$
- $b_1 \leq (6h_0, 8h_0) \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq (30, 40) \quad \text{C.V}$

2.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, due au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

- **Voile de contreventement :**

Zone d'AIN TEMOUCHENT $\left\{ \begin{array}{l} \text{—nombre d'étages} \geq 4 \\ \text{—la hauteur} \geq 12 \text{ m} \end{array} \right.$

- **Voile de soutènement :**

Pour soutenir le sol est avoir une bonne sécurité

Le R.P.A 99 (version 2003) considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{array} \right.$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min = 15 cm)

he : hauteur libre d'étage (2,85)

$$a \geq \frac{2,85}{20} = 0,14 \text{ m}$$

Tableau 2.3 : récapitulatif pré dimensionnement des voiles.

TYPE	Niveau	Epaisseur a (cm)
Voile de contreventement	RDC+1 ^{er}5 ^{eme} étages	15
Voile de soutènement	RDC	20

2.6.Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait pour assurer que la structure résiste aux différentes sollicitations (verticales et horizontales). Nous avons choisis les dimensions qui sont satisfaisante aux conditions du **R.P.A 99 V2003**.

3.1.Introduction :

L'objectif de calcul de la descente des charges et de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- G : la charge permanente qui représente le poids mort.
- Q : la charge d'exploitation ou la surcharge.

3.2. Plancher terrasse inaccessible (R+5) :

3.2.1. Charge permanente (G) :

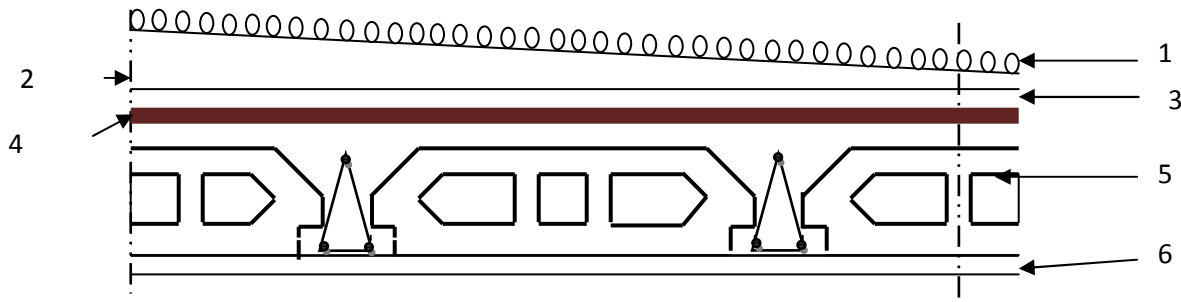


Fig. 3.1 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau 3.1: descente des charges plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation des ouvrages	épaisseur (cm)	Poids Volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Gravier roulé	4	1700	68
2	Forme de pente	7,5	2200	165
3	Etanchéité multicouche	3	1200	36
4	Isolation thermique	4	400	16
5	Dalle à corps creux (16+5)	21	1420	300
6	Enduit de plâtre	2	1000	20
			G totale = 605 kg/m²	

3.2.2. Surcharge d'exploitation (Q) :

Terrasse inaccessible : $\Rightarrow Q = 100 \text{ kg/m}^2$

3.3. Plancher étage courant :

3.3.1. Charge permanentes (G) :

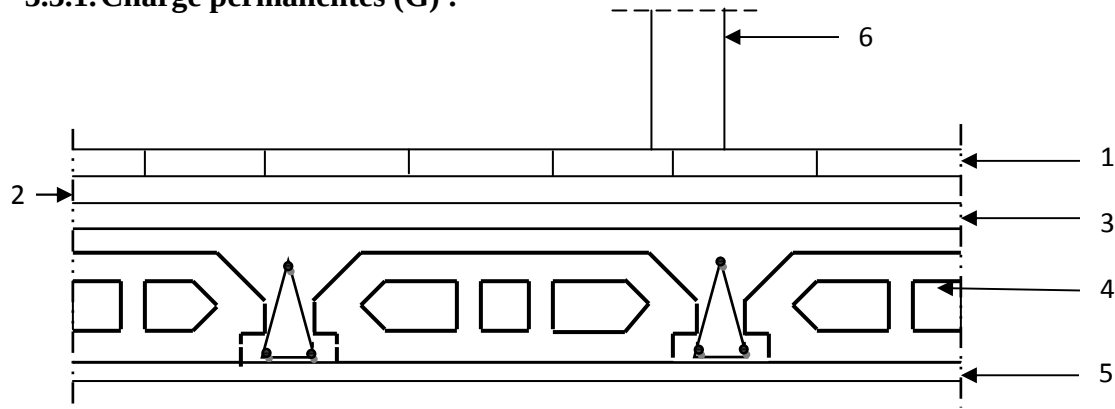


Fig.3.2 : Plancher étage courant

Tableau 3.2: descente des charges plancher étage courant

N°	Désignation des ouvrages	épaisseur (cm)	Poids Volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Sable de pose	2	1800	36
4	Plancher	21	1420	300
5	Enduit de plâtre	2	1000	20
6	Cloison légère	10	/	90
				G totale = 530 kg/m²

3.3.2. Surcharge d'exploitation (Q) :

Plancher étage courant $\Rightarrow Q = 150 \text{ kg/m}^2$

3.4.Maçonnerie :

3.4.1.Murs extérieurs (double paroi) :

Tableau 3.3 : descente des charges des murs extérieurs (double paroi)

N°	Désignation des ouvrages	épaisseur (cm)	Poids Volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Enduit en ciment extérieur	2	2000	40
2	Brique creuse	15	/	130
3	Brique creuse	10	/	90
4	Enduit en ciment	2	2000	40
G totale = 300 kg/m²				

On considérant les 30% d'ouverture = $300 \times 0.7 \approx 210 \text{ kg/m}^2$.

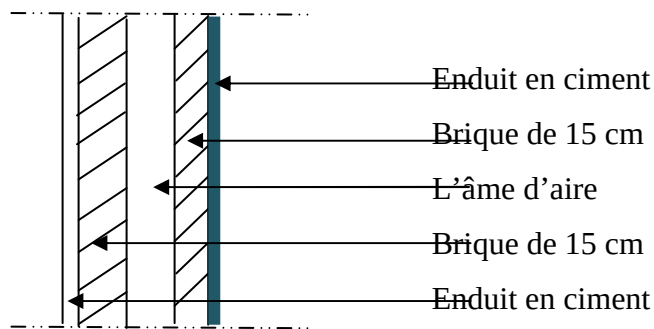


Fig. 3.3 : mur double parois

3.4.2.Murs extérieurs (simple parois) :

Tableau 3.4: descente des charges des murs extérieurs (simple paroi)

N°	Désignation des ouvrages	épaisseur (cm)	Poids Volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Enduit en ciment extérieur	2	2000	40
3	Brique creuse	15	/	130
4	Enduit en plâtre	2	1000	20
G totale = 190 kg/m²				

On considérant les 20% d'ouverture sur le mur = $190 \times 0.8 = 152 \text{ kg/m}^2$.

3.5.Dalle pleine terrasse inaccessible :

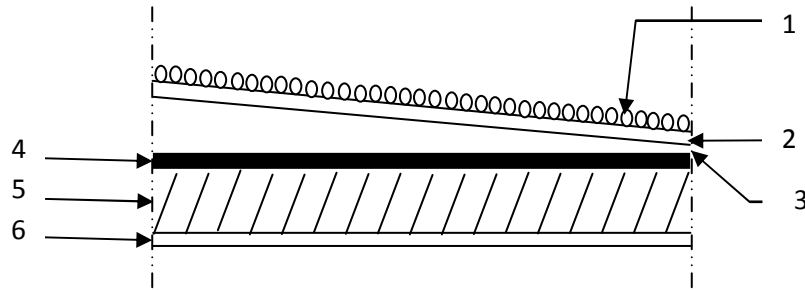


Fig. 3.4 : dalle pleine

3.5.1. Charge permanente (G) :

Tableau 3.5 : descente des charges des dalles pleines terrasse inaccessible

N°	Désignation des ouvrages	épaisseur (cm)	Poids Volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Gravier roulé	4	1700	68
2	Forme de pente	7,5	2200	165
3	Etanchéité multicouche	3	1200	36
4	Isolation thermique	4	400	16
5	Dalle pleine	15	2500	375
6	Enduit en ciment	2	1800	36
G totale = 696 kg/m²				

3.5.2. Surcharge d'exploitation(Q) :

Dalle pleine $\Rightarrow Q = 100 \text{ kg/m}$

3.6.Dalle pleine étage courant :

3.6.1. Charge permanente (G) :

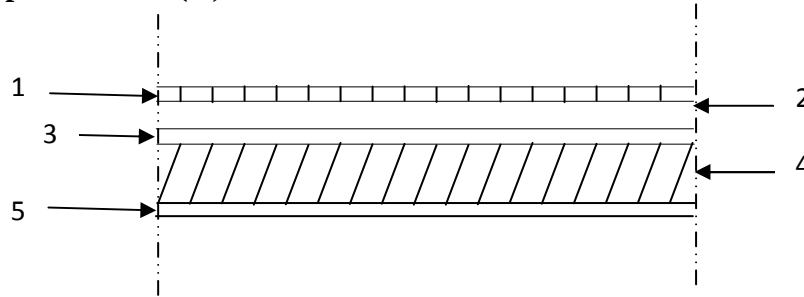


Fig. 3.5 : dalle pleine étage courant

Tableau 3.6 : descente des charges des dalles pleines étage courant

N°	Désignation des ouvrages	épaisseur (cm)	Poids Volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Sable pose	2	1800	36
4	Dalle pleine	15	2500	375
5	Enduit en ciment	2	1800	36
G totale = 5,31 kg/m²				

3.6.2. Surcharge d'exploitation(Q) :

Dalle pleine $\Rightarrow Q = 350 \text{ kg/m}^2$

3.7.Conclusion :

Le calcul de la descente des charges de chaque élément dans la structure est obligatoire pour calculer les sollicitations et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

4.1. Etude de l'acrotère :

4.1.1. Introduction :

L'acrotère est une console encastrée dans le plancher terrasse soumise à son poids propre (**G**) et à une surcharge (**P**) appliquée horizontalement, le calcul se fait en flexion composée sous l'effet d'un effort normal.

4.1.2. Descente des charges verticales :

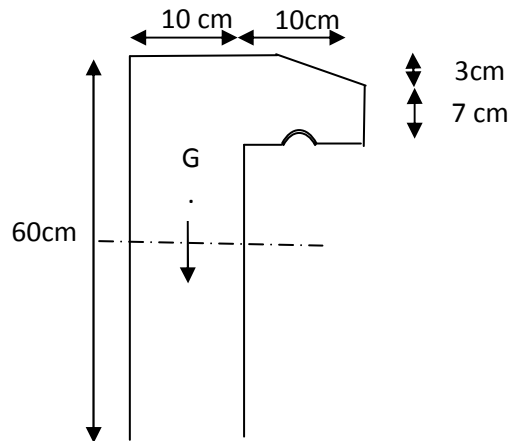


Fig. 4.1 : coupe transversale de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère :

$$G = W_p \times S = [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + 1/2(0,03 \times 0,1)] \times 2500$$

$$G = 171,25 \text{ Kg/ml}$$

4.1.3. Evaluation de la charge horizontale :

D'après le **R.P.A 99 V2003**

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

Avec:

P_H : force horizontale.

A : coefficient d'accélération de zone d'usage : **$A = 0,15$**

C_p : facteur de force horizontale : **$C_p = 0,8$**

W_p : poids propre

$$P_H = F_p = 4 \times (0,15) \times (0,8) \times (171,25) = 82,2 \text{ Kg/ml}$$

$$P_H = F_p = 82,2 \text{ Kg/ml}$$

4.1.4. Calcul des sollicitations :

- E.L.U:

$$M_u = 1,5 \times P_h \times h$$

$$M_u = 1,5 \times (82,2) \times (0,60) = 73,98 \text{ Kg.m}$$

$$N_u = 1,35 \times G$$

$$N_u = 1,35 \times (171,25) = 231,188 \text{ Kg/ml}$$

- E.L.S:

$$M_s = P_h \times h$$

$$M_s = 82,2 \times (0,60) = 49,32 \text{ Kg.m}$$

$$N_s = G$$

$$N_s = 171,25 \text{ Kg/ml}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{73,98}{231,188} \Rightarrow e = 0.32 \text{ m} = 32\text{cm}$$

$$e > h/6 \Rightarrow e > 10/6 \Rightarrow 32 \text{ cm} > 1,66\text{cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

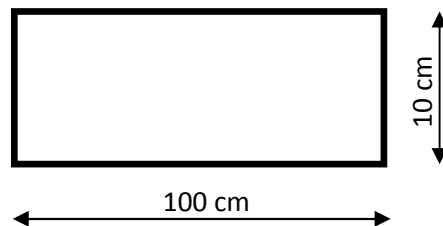


Fig. 4.2 : coupe de l'acrotère

4.1.5. Détermination de ferrailage:



Fig. 4.3 : Disposition du ferrailage

- E.L.U:

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times (0,1) = 0,09 \text{ m} \Rightarrow d = 9 \text{ cm}$$

$$d' = h - d = 0,1 - 0,09 = 0,01\text{m.}$$

➤ **Calcul de moment de flexion fictif :**

$$M_{au} = M_u + N_u (d - h_t/2)$$

$$M_{au} = 73,98 + 231,188(0,09 - 0,10/2)$$

$$M_{au} = 83,22 \text{ Kg.m} = 0,8322 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment réduit (μ_u) :**

$$\mu_u = M_a / b.d^2.f_{bc}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{et } \gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale) ; } \theta = 1 \text{ (Charge > 24h)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1.5 \times 1} \Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = 83,22 \cdot 10^{-5} / 1. (0,09)^2 \cdot 14,17$$

$$\mu_u = 0,0072 < \mu_r = 0,0392 \Rightarrow \text{donc la section a simple armature. C'est-à-dire : } A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = 1/\sigma_{st} [M_{au}/Z - N_u]$$

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0072)}) = 0,0091$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$Z = 0,09(1 - 0,4(0,0091)) = 0,09 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \Rightarrow \sigma_{st} = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left[\frac{83,22 \times 10^{-5}}{0,090} - 231,188 \times 10^{-5} \right] = 0,19 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

On prend la section minimale :

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st} \min \geq 1,08 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition non vérifiée } A_{st} < 1,08 \text{ cm}^2)$$

Donc le ferrailage choisi est $A_{st} = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$; avec $\text{esp} = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : **$A_r = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$** .

- **ELS** (vérification à l'ELS) :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{49,32}{171,25} \Rightarrow e = 0.273 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{e = 27,3 \text{ cm}}$$

$$e = \frac{h}{6} \Rightarrow e = \frac{10}{6} \Rightarrow e = 27,3 \text{ cm} > 1,66 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée car le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3(28,3 - 10/2)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} (28,3 - 10/2 + 9)$$

$$\mathbf{p = -1433,55 \text{ cm}^2 = -0.01433 \text{ m}^2}$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2(27,3 - 10/2)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} (27,3 - 10/2 + 9)^2$$

$$\mathbf{q = 20406,87 \text{ cm}^3 = 0.02040 \text{ m}^3}$$

$$\text{On a : } \Delta = q^2 + \left(4 \frac{p^3}{27}\right) \Rightarrow \Delta = (20406,87)^2 - (4 \times (-1433,55)^3 / 27) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 29204,29$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(29204,29 - 20406,87) \Rightarrow t = 4398,71 \text{ cm}^3$$

$$L = (t)^{1/3} \Rightarrow L = 16,38 \text{ cm} = 0,1638 \text{ m}$$

$$Z = L - p / 3L \Rightarrow Z = 45,55 \text{ cm} = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{On a : } x = Z + h/2 - e = 45,55 + 10/2 - 27,3 \Rightarrow x = 23,25 \text{ cm} = 0,23 \text{ m}$$

$$s = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = (1 \times (0,23)^2 / 2) - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,23) \Rightarrow \mathbf{s = 0,026 \text{ m}^2}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{171,25 \times 10^{-5} \times 0,23}{0,026} = \mathbf{0,015 \text{ MPa}}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{171,25 \times 10^{-5} (0,09 - 0,23)}{0,026} = 0,13 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des contraintes admissibles :

Béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Acier

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ Vérification

$$\sigma_{bc} = 0,015 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

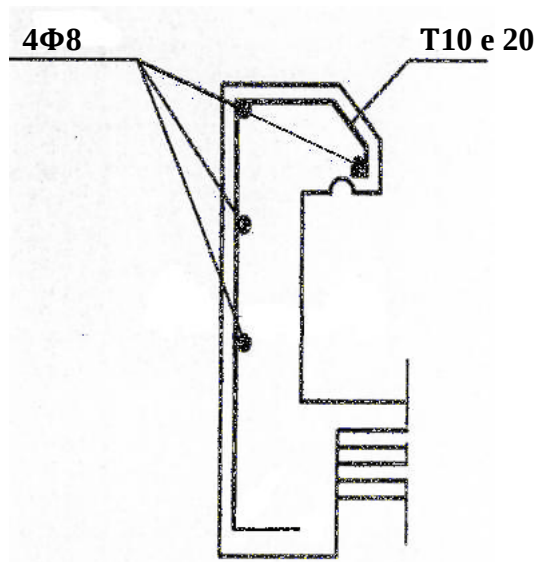


Fig. 4.4: Ferraillage de l'acrotère

4.2. Etude des escaliers :

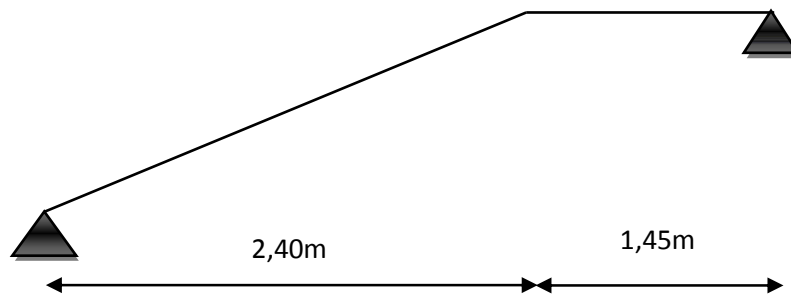
4.2.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipements.....).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine des escaliers). Pour éviter ces risques on doit faire une étude détaillée sur le type et le ferrailage adopté.

• Type des escaliers :

Dans notre structure on a un seul type d'escaliers :



4.2.2. Pré dimensionnement :

4.2.2.1. Calcul de la hauteur de contre marche :

D'après la formule de « **BLONDEL** » : $59 \leq 2h + g \leq 66m$

Avec :

h: Hauteur de la contremarche.

g : Giron ou la longueur de la marche.

D'après le plan Architectural, on pose **g=30cm**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 2h + 30 \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 14,50 \leq h \leq 18$$

Donc, on prend **h=17cm**

4.2.2.2. Calcul du nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

avec : n : nombre de contre marche

H: Hauteur d'étage H = 3.06m

h : Hauteur de contre marche h = 17cm

$$n = 3.06 / 0,17 = 18 \text{ contre marches (pour les deux volées)}$$

4.2.2.3. La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g (n/2 - 1)$$

L : Longueur de la ligne de foulée

g : La largeur de la marche.

$$L = 0.30 (18/2 - 1) = 2.40m$$

$$L = 240cm$$

4.2.2.4. Epaisseur de palier :

$$L/20 \leq e \leq L/15 \Rightarrow 240/20 \leq e \leq 240/15$$

$$\Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

$$\Rightarrow e = 15\text{cm}$$

4.2.2.5. Epaisseur de paillasse :

$$e = \max (L/20 ; L/30) \Rightarrow e = \max (2,40/20 ; 2,40/30) \Rightarrow e = \max (0,12 ; 0,08) \text{ m}$$

On prend : $e=15\text{cm}$.

4.2.2.6. Calcul de l'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = h/l \Rightarrow 1,53 - 0,15 / 2,40 = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 29,89$$

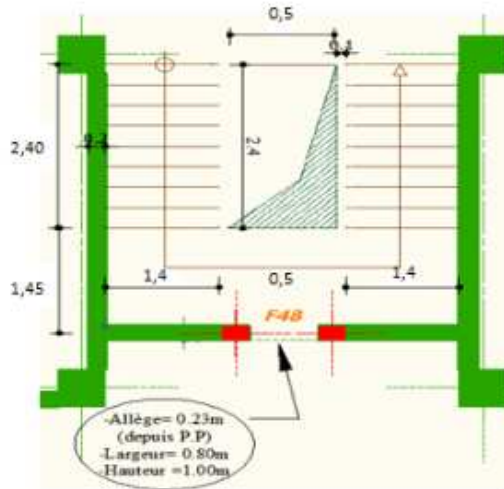


Fig. 4.5 : Vue en plan de l'escalier.

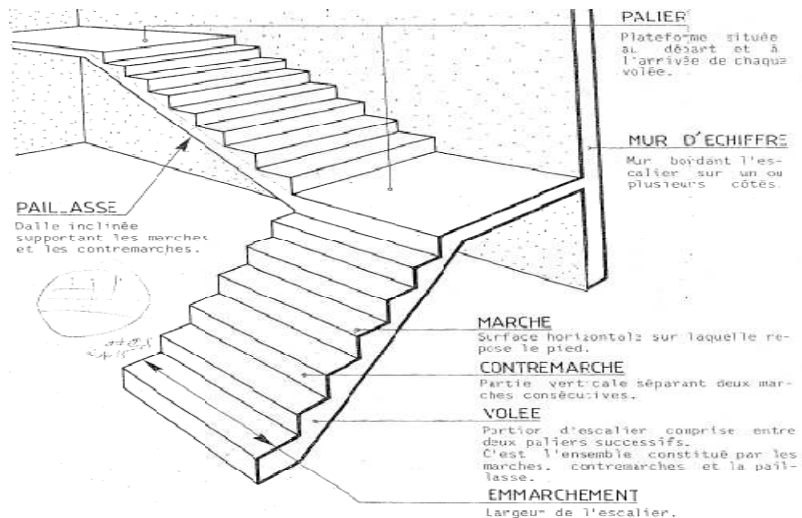


Fig. 4.6 : schéma d'un escalier

4.2.3. Descente des charges :

4.2.3.1. La paillasse :

- Charge permanent (G)

Tableau. 4.1 Descentes des charges de la paillasse

N ⁼⁰	Désignation	Ep (m)	Poids volumique Kg/m ³	Poids surfaccique kg/m ²
1	Poids propre de la paillasse	0,15	2500	432,57
2	Poids propre de la marche	0.17/2	2500	212,5
3	Carrelage horizontal	0,02	2200	44
4	Carrelage vertical	0,02	2200	24.94
5	Mortier de pose horizontal	0,02	2000	40
6	Mortier de pose vertical	0.02	2000	22.66
7	Sable de pose	0.02	1800	36
8	Enduit en plâtre	0.02	1000	23.07
9	Garde- corps	/	/	10
				G = 845.74 Kg/m² = 8.45 KN /m²

- Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

4.2.3.2. Palier de repos :

Tableau. 4-2 Descente des charges du palier de repos

N ⁼⁰	Désignation	Ep (m)	Poids volumique Kg/m ³	Poids surfaccique kg/m ²
1	Poids propre du palier	0.15	2500	347.92
2	Carrelage	0,02	2200	44
3	Mortier de pose	0,02	2000	40
4	Sable de pose	0,02	1800	36
5	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
				G = 488 Kg/m² = 4,88 KN/m²

- Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

4.2.4. Combinaison d'action :

Tableau. 4.3 : combinaison d'action

	Combinaison d'action	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
E.L.U	1.35G + 1.5Q	15,15	10.34
E.L.S	G + Q	10,95	7.38

4.2.5. Calcul à l'E.L.U :

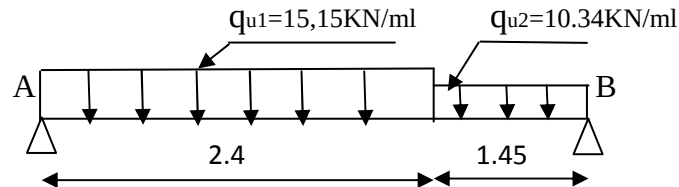


Fig. 4.7 : schéma statique des escaliers à l'E.L.U

4.2.5.1. Les réactions des appuis :

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow R_b (3.85) - 10.34 (1.45) (1.45/2 + 2.4) - 15.15 (2.4)^2/2 = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 23.50 \text{ KN}$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow R_a (3.85) - 15.15 (2.4) (2.4/2 + 1.45) - 10.34 (1.45)^2/2 = 0$$

$$\Rightarrow R_a = 27.85 \text{ KN}$$

• Vérification :

$$\sum F_v = R_a + R_b - (q_{u1} \times 2.4 + q_{u2} \times 1.45) = 0 \quad \text{C.V}$$

4.2.5.2. Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants :

• Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T(x) = R_a - q_1 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 27.85 \text{ KN} \\ T(2.4) = -8.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_a x - q_1 x(x^2/2)$$

$$M(x) = 27.85x - 15.15 \times (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 23.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = M'(x) = 0 \Rightarrow 27.85 - 15.15 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.84) \Rightarrow M_{\max} = 25.60 \text{ KN.m}$$

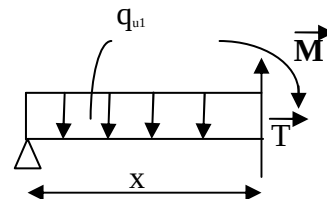


Fig. 4.8 : section 1-1 à l'ELU

• **Section2-2** : $0 \leq x \leq 1.45$ m

$$T(x) = -R_b + q_{u2} x \quad \begin{cases} T(0) = -23.50 \text{ KN} \\ T(1.45) = -8.50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_b x - q_{u2} x (x^2/2)$$

$$M(x) = 23.50 x - 10.34 x (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.45) = 23.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

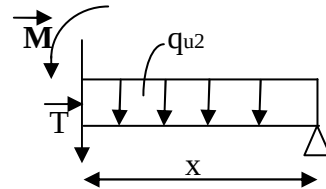


Fig. 4.9 : section 1-1 à l'ELU

4.2.6. Calcul à l'ELS :

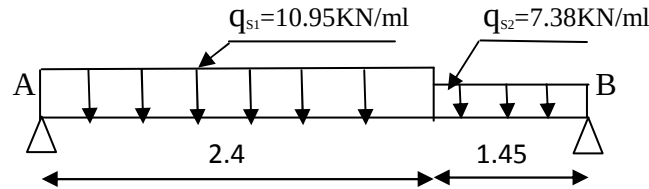


Fig. 4.10 : schéma statique des escaliers à l'E.L.S

4.2.6.1. Les réactions des appuis :

$$\Sigma M/a = 0 \Rightarrow R_b (3.85) - 7.38 (1.45) (1.45/2 + 2.4) - 10.95 (2.4)^2/2 = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 16.87 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow R_a (3.85) - 10.95 (2.4) (2.4/2 + 1.45) - 7.38 (1.45)^2/2 = 0$$

$$\Rightarrow R_a = 20.10 \text{ KN}$$

• **Vérification :**

$$\Sigma F_v = R_a + R_b - (q_{s1} \times 2.4 + q_{s2} \times 1.45) = 0 \quad \text{C.V}$$

• **Section1-1** : $0 \leq x \leq 2,4$ m

$$T(x) = R_a - q_{s1} x \quad \begin{cases} T(0) = 20.10 \text{ KN} \\ T(2.4) = -6.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_a x - q_{s1} x (x^2/2)$$

$$M(x) = 20.10 x - 10.95 x (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 16.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

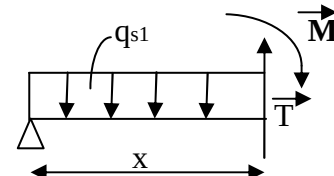


Fig. 4.11 : section 1-1 à l'ELS

$$T(x) = M'(x) = 0 \Rightarrow 20.70 - 10.95 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.84) \Rightarrow M_{\max} = 18.44 \text{ KN.m}$$

- **Section 2-2** : $0 \leq x \leq 1.45$ m

$$T(x) = -R_b + q_{s2} x$$

$$\begin{cases} T(0) = -16.87 \text{ KN} \\ T(1.45) = -6.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_b x - q_{s2} x (x^2/2)$$

$$M(x) = 16.87 x - 7.38 x (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.45) = 16.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

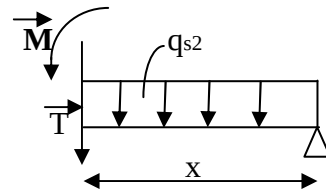


Fig. 4.12 : section 1-1 à l'ELS

Tableau. 4.4 : récapitulatifs de M_{max} et T_{max}

	ELU	ELS
M_{max} (KN.m)	25.60	18.44
T_{max} (KN)	27.85	20.10

4.2.7. Les diagrammes :

Les résultats que nous avons trouvés d'après logiciel de **SAP2000** sont suivants :

- **ELU** :

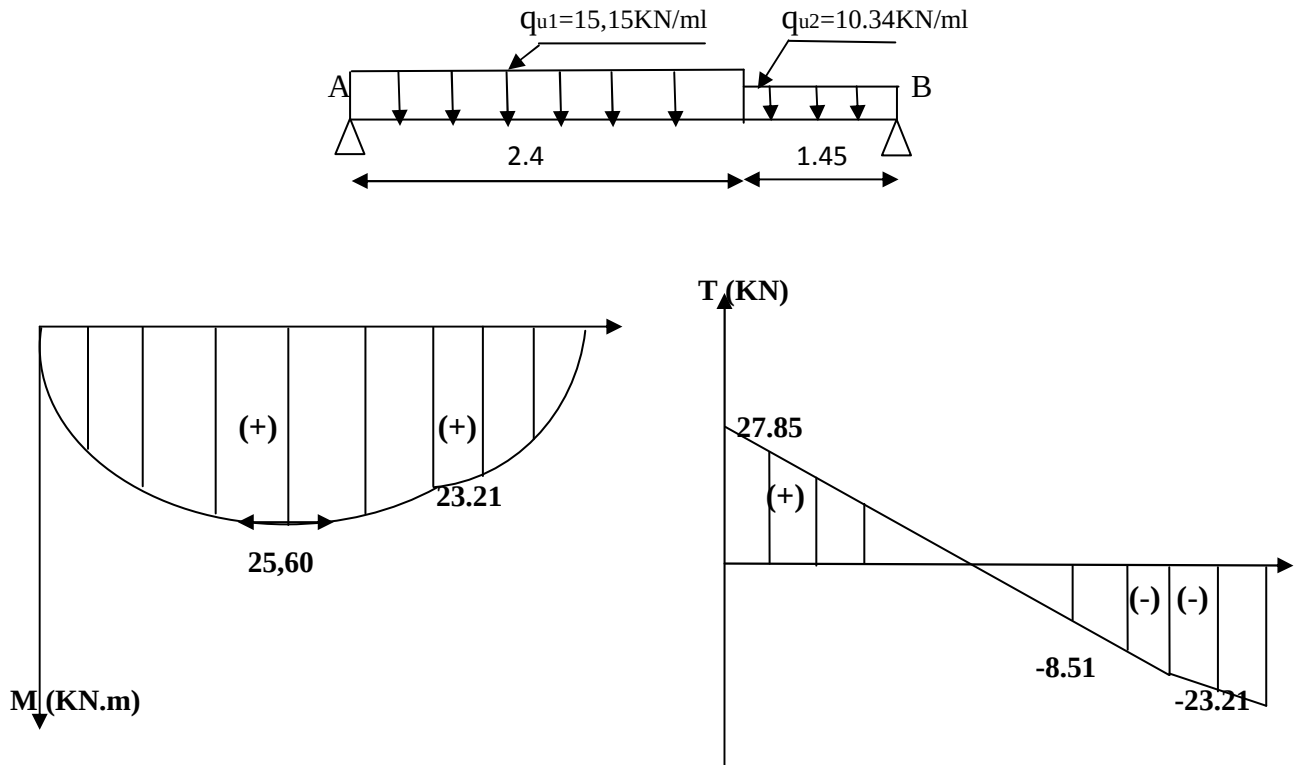


Fig. 4.13 : diagramme de M et T à l'ELU

• ELS :

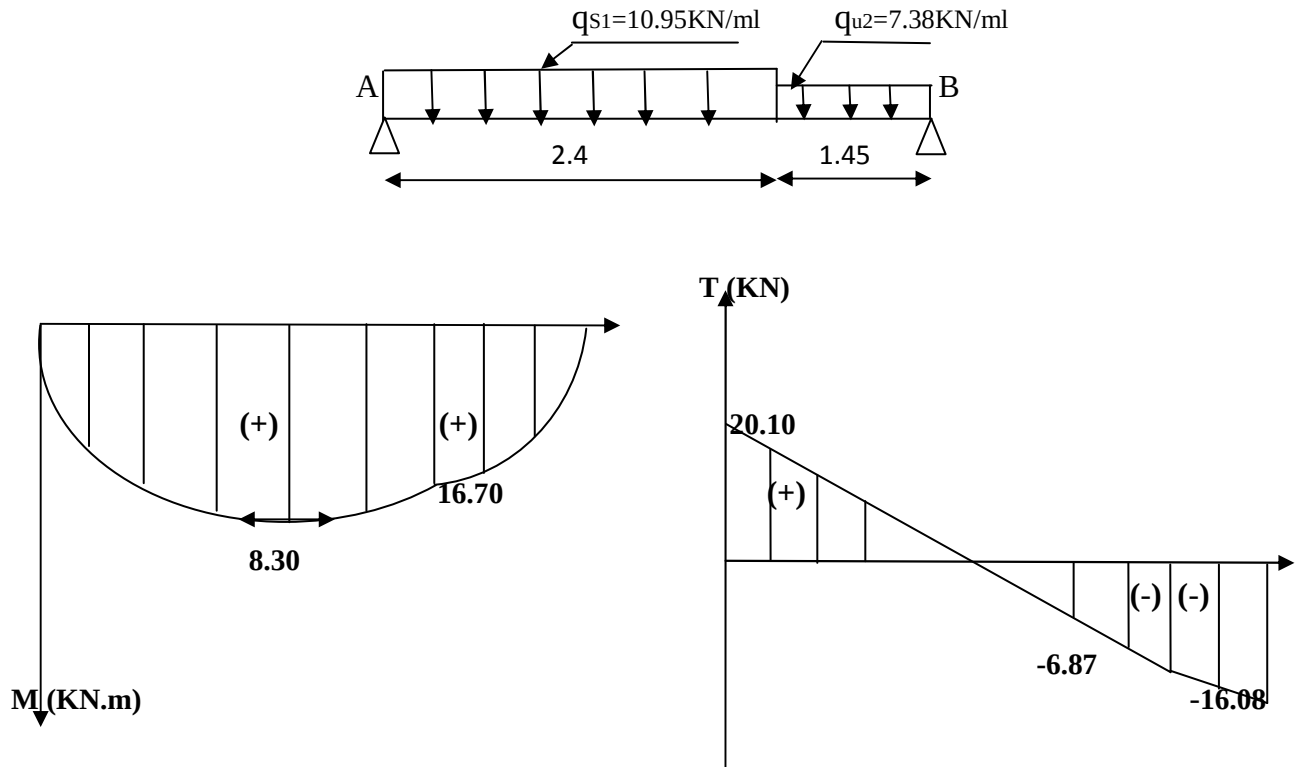


Fig. 4.14 : diagramme de M et T à l'ELS

4.2.8. Détermination de ferrailage :

4.2.8.1. Calcul a l'ELU :

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 \Rightarrow d = 13.5 \text{ cm}$$

Les contraintes : $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$

• Sur travée :

$$M_{ut} = 0,85 \times M \text{ max} \Rightarrow M_{ut} = 0,85 \times 25.60$$

$$\Rightarrow M_{ut} = 21.76 \text{ KN.m}$$

1. Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \times b \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{21.76 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_u = 0.098$$

$\mu_u = 0.098 < 0.18 \Rightarrow$ Pivot A les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.098 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ section a simple armature.

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z}$$

- Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,098)}) = \mathbf{0,129}$$

- Bras de levier Z :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135(1 - 0,4(0,129)) = \mathbf{0,128 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{21,76 \times 10^{-3}}{348 \times 0,128} \quad \Rightarrow A_{st} = \mathbf{4,84 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Min RPA } A_{\min} = 0,5\% b x h = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc le ferrailage choisi est : } A_{st \text{ travée}} = 7\text{T}12/\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } A_r = 7\text{T}8/\text{ml} = 3,52 \text{ cm}^2$$

• **En Appuis :**

$$M_{ua} = 0,5 M_{\max} \quad \Rightarrow M_{ua} = 0,5 \times 25,60$$

$$\Rightarrow M_{ua} = \mathbf{12,80 \text{ KN.m}}$$

1. Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{d^2 x b x f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{12,80 \times 10^{-3}}{(0,135)^2 (1) 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = \mathbf{0,049}$$

$$\mu_u = \mathbf{0,049} < \mathbf{0,186}$$

$\Rightarrow$ Pivot A les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = \mathbf{0,049} < \mu_r = \mathbf{0,392}$$

$\Rightarrow$ section a simple armature.

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z}$$

- Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,049)}) = \mathbf{0,063}$$

- Bras de levier Z :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = \mathbf{0,131 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{12.80 \times 10^{-3}}{348 \times 0,131} = 2.78 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 2.80 \text{ cm}^2$$

Min RPA $A_{\min} = 0,5\% b \times h = 7,5 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage choisi est : $A_{st \text{ appuis}} = 7T12/\text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times (0,135) \times (1) \times (2,1/400) = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ (ap+trav)}} = (7,92 + 7,92) \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 7T8/\text{ml} = 3.52 \text{ cm}^2$$

4.2.8.2. Calcul à l'ELS :

Ce type d'escalier se trouve dans un local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; Le type d'acier utilisé est FeE400.

Donc les conditions la vérification des contraintes se simplifier comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• En travée :

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} \Rightarrow \gamma = \frac{21.76}{15.67} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \quad \Rightarrow \alpha_t = 0,129 \leq 0,440 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en travée.

• En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{12,80}{9,15} \Rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\alpha = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \Rightarrow \alpha_a = 0,063 \leq 0,445 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en appuis.

Vérification du cisaillement :

$$T_{\max} = 27,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{27.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.206 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

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

Donc on a:

$$\tau_u = 0.205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Vérification de la flèche :

h : Hauteur de la cage d'escalier = **3,06m**

L : Distance entre appuis = **3,85m**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3,06}{3,85} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,794 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \Rightarrow \frac{3,06}{3,85} > \frac{1}{18} \times \frac{18.30}{25.60} \Rightarrow 0,794 > 0,0400 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appuie}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- Espacement entre les barres :

$$e = \frac{100}{\text{nombre de barre} - 1} \Rightarrow e = 15$$

Tableau. 4.5 : récapitulatif des ferraillements des escaliers

	Ferraillement calculé (cm ²)	Ferraillement choisi (cm ²)	Armature de répartition calculée (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
En travée	4,81	7T12/ml = 7,92	2,51	7T8/ml = 3,52
En appuis	2,78	7T12/ml = 7,92	2,51	7T8/ml = 3,52

4.3. Etude de la poutre palière :

4.3.1. Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : distance entre axe des poteaux (L=3,60m).

h : hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$\Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

Pour une meilleur sécurité on prend : **h = 35 cm ; b = 30 cm**

$$d = 0,9 \times h \Rightarrow \mathbf{d = 31.5 \text{ cm}}$$

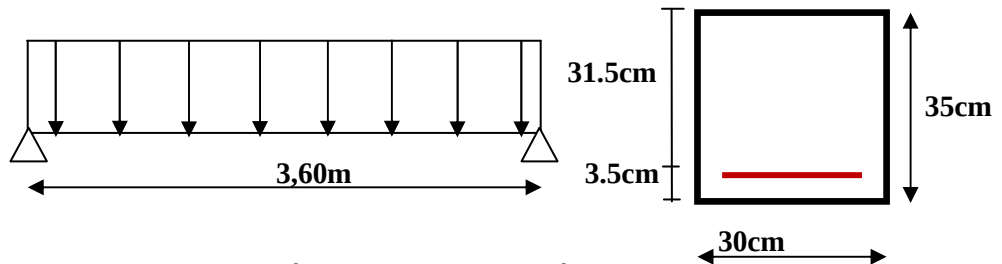


Fig. 4.15 : schéma de la poutre palière

4.3.2. Descente des charges :

- Charge permanente (G) :

Poids propre de la poutre

$$\Rightarrow 0.3 \times 0.35 \times 2500 = 262.25 \text{ Kg/ml}$$

Mur double parois (e=30cm)

$$\Rightarrow (3.06 - 0.35) \times 280 = 758.8 \text{ Kg/ml}$$

$$\mathbf{G = 1021.05 \text{ Kg/ml} \approx 10.22 \text{ KN/ml}}$$

- Charge d'exploitation (Q) :

$$\mathbf{Q = 0 \text{ KN/ml}}$$

- Réaction d'escalier :

On a :
$$T_{\max} = \frac{R_b}{L/2}$$

4.3.3. Combinaisons d'actions :

- ELU

$$Q_u = 1.35G + T_{\max} \quad \text{avec : } T_{\max} = \frac{27.85}{3.60/2} = 15.33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 \times 10.22 + 15.33 \quad \Rightarrow \mathbf{Q_u = 29.13 \text{ KN/ml}}$$

- ELS

$$Q_s = G + T_{\max} \quad \text{avec : } T_{s \max} = \frac{27.85}{4.25/2} = 15.33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 10.22 + 15.33 \quad \Rightarrow \mathbf{Q_s = 25.55 \text{ KN/ml}}$$

4.3.4. Détermination de ferrailage :

4.3.4.1. Calcul a l'ELU :

Les contraintes : $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$

- En travée

$$M_{u \max} = Q_u \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{u \max} = 29.13 \times \frac{(3.60)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{u \max} = 47.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{u \max} \Rightarrow M_{ut} = 0.85 \times (47.20)$$

$$\Rightarrow M_{ut} = 40.11 \text{ KN.m}$$

1. Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \times b \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{40.11 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.095$$

$$\mu_u = 0.095 < 0.186$$

$\Rightarrow$ Pivot A les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.095 < \mu_r = 0.392$$

$\Rightarrow$ section a simple armature.

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.125$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.229\text{m}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{40.11 \times 10^{-3}}{348 \times 0.229} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ travée}} = 3.85 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est : $A_{st \text{ travée}} = 3\text{T}14/\text{ml} = 4.62 \text{ cm}^2$

- En appuis

$$M_{u \max} = q_u \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{u \max} = 29.13 \times \frac{(3.60)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{u \max} = 47.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.50 \times M_{u \max} \Rightarrow M_{ua} = 0.50 \times (47.20)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 23.60 \text{ KN.m}$$

1. Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{d^2 \times b \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{23.60 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.017$$

$\mu_u = 0.017 < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.017 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ section a simple armature.

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\sigma_{st} \times Z}$$

Avec : $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.021$
 $Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.312m$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{23.60 \times 10^{-3}}{348 \times 0.312} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 2.17 \text{ m}^2$$

Donc le ferrailage choisi est : $A_{st \text{ appuis}} = 3T12/ml = 3.39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0, 23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0, 23 \times (0.315) \times (0.3) \times (2.1/400) = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ (ap+tra)}} = (3.39 + 4.62) \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

4.3.4.2. Calcul a l'ELS :(vérification)

• En travée :

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{47.20}{42.24} = 1.12$$

$$\alpha = 0.125$$

$$\frac{\gamma t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.310$$

Donc : $0.125 < 0.310 \quad \text{C.V}$

Alors ; il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Le **R.P.A99 V2003** exige que :

$A_{st \text{ min}} = 0.5\%(b \times h)$ dans toute la section.

$$A_{st \text{ min}} = 0.5 \frac{0.3 \times 0.35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 4.62 + 3.39$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\begin{aligned}\phi_t &\leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) &\Rightarrow \phi_t &\leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) \\ & &\Rightarrow \phi_t &\leq \min (1; 3; 1,2) \\ & &\Rightarrow \phi_t &= \Phi 8 \text{ mm}\end{aligned}$$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **R.P.A99 V2003** on a :

• Zone nodale :

$$\begin{aligned}S_t &\leq \min \left(\frac{h}{4}; 30\text{cm}; 12\phi_l \text{ min} \right) &\Rightarrow S_t &\leq \min \left(\frac{35}{4}; 30\text{cm}; 12 \times 1,2 \right) \\ & &\Rightarrow S_t &= 8\text{cm}\end{aligned}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$

• Zone courante :

$$\begin{aligned}S' &\leq \frac{h}{2} &\Rightarrow S' &\leq \frac{35}{2} \\ & &\Rightarrow S' &= 15\text{cm}\end{aligned}$$

- La distance de la première cadre et de **5cm**.

Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{Q_u \times l}{2} \quad \Rightarrow T_{\max} = \frac{29.13 \times 3.60}{2} = 52.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{52.43 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315} = 0.554 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0.554 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Vérification de la flèche :

h : Hauteur de la poutre palière = **0.35 m**

L : la longueur de la poutre palière = **3.60 m**

$$\begin{aligned}\frac{h}{l} &> \frac{1}{16} &\Rightarrow \frac{0.35}{3.60} &> \frac{1}{16} \\ & &\Rightarrow 0,0972 &> 0,0625\end{aligned} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \Rightarrow \frac{0.35}{4.25} > \frac{1}{18} \times \frac{42.24}{47.20}$$

$$\Rightarrow 0,0823 > 0,050 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appuis}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{3.85 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.315} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,00407 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière :

D'après les résultats de **SAP2000** du la poutre palière on obtient :

Tableau. 4.6 : récapitulatif du ferrailage des poutres palière

TYPE1				
	Ferrailage calculé (cm²)	Ferrailage choisi (cm²)	Armature transversale	Espacement (cm)
En travée	3.85	3T14 = 4,62	Φ8mm	8cm = zone nodale
En appuis	2.17	3T12 = 3.39		15cm = zone courante

4.4. Etude de la dalle pleine :

4.4.1. Introduction :

Il s'agit d'une dalle pleine, leur étude est assimilée à une console encastrée sur deux côtés sollicités par différentes charges G, Q et P .

4.4.2. Evaluation et combinaisons des charges :

$$G = 5,31 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

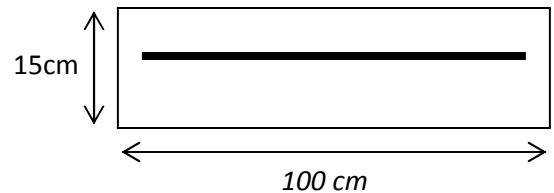
$$\text{A l'état limite ultime : } q_s = G + Q$$

$$M_u = q_u L^2 / 2$$

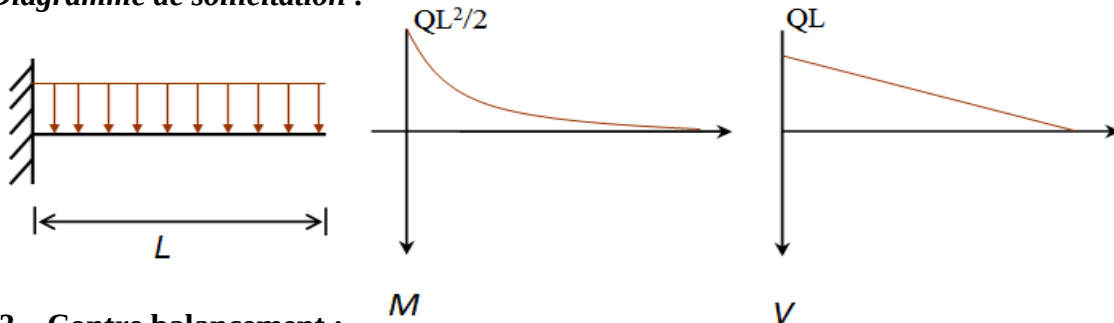
$$M_s = q_s L^2 / 2$$

$$V_u = q_u L$$

$$V_s = q_s L$$



• Diagramme de sollicitation :



4.4.3. Contre balancement :

Le contre balancement est un moyen d'assurer l'équilibre pour la dalle en console, pour cela il faudra que le poids du contre balancement soit égal à celui de la console afin d'éviter la torsion

• Calcul de la largeur :

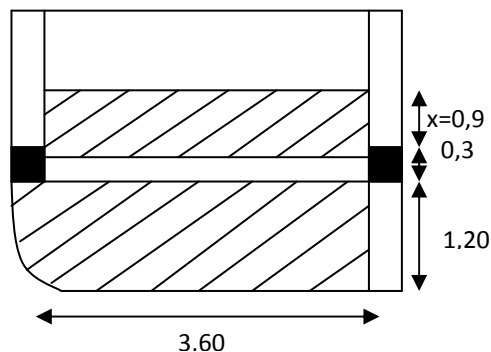


Fig. 4.16 : vue en plan du balcon

$$G_{\text{balcon}} = 0,15 \times 3,60 \times 1,20 \times 2500 = 16,20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{contre poids}} = 0,21 \times 3,60 \times 2500 \cdot x = 18,90 \cdot x \text{ KN}$$

Pour assurer l'équilibre : $G_{\text{balcon}} = G_{\text{contre poids}}$

$$16,20 = 18,90 \cdot x \quad \Rightarrow \quad x = 0,90 \text{ m}$$

Tableau 4.7 : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

	Q (KN/m²)	M_{MAX} (KN.m)	V_{MAX} (KN)
ELU	12,42	6,21	12,42
ELS	8,81	4,40	8,81

4.4.4. Calcul de ferrailage :

- ELU

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, on a :

Tableau 4.8: Ferrailage du balcon à l'ELU.

M_u (KN.m)	μ	α	z (m)	σ_s (MPa)	A_{su} (cm²)
2,80	0,024	0,030	0,133	348	1,34

- ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration est préjudiciable})$$

La position de l'axe neutre : $x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,071 \text{ m}$

$$Z = d \left(1 - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow Z = 0,0945$$

Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \left(d - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 1,11 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés

D'ou $A_{s,ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0,0044}{0,0945 \times 201,63} \Rightarrow A_{s,ser} = 2,41 \text{ cm}^2$.

✎ Vérification :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_{st} = \max (A_u ; A_s ; A_{s \min})$

Le choix des barres est : **5T12 = 5,65 cm²**.

b) Calcul l'espacement :

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

$$S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Pour les armatures de répartition, on a :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,41 ;$$

Nous choisissons **5T12= 5,65**, avec un espacement **S_t=20 cm**.

c) Vérification au cisaillement :

D'après le résultat de **SAP2000** on trouve :

$$T \text{ max} = 12,41 \text{ KN} \quad \text{et} \quad b=1\text{m} \quad \text{et} \quad d=0,135\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{T \text{ max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{12,41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \mathbf{0.092 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable} (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\text{Donc on a : } \tau_u = \mathbf{0.092 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \quad \mathbf{C.V}$$

d) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux contions :

• Position de l'axe neutre :

$$A_{st}=2,51\text{cm}^2 \quad \text{et} \quad n=15$$

$$\frac{b}{2} x^2 + 15 A_{sc} (x - d') - 15 A_{st} (d - x) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{b}{2} x^2 - 15 A_{st} (d - x) = 0$$

$$50 x^2 - 15 \times 2.51 (13,5 - x) = 0 \Rightarrow \mathbf{x = 2,83 \text{ cm}}$$

- Moment d'inertie :

$$I = bx^3/3 + n A_{st} (d - x)^2 \Rightarrow I = 0,50.10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x_1}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,40.10^{-3} \times 0,0283}{0,000050} = 2,49 \text{ MPa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \times (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{4,40.10^{-3} \times (0,135 - 0,0283)}{0,000050} = 140,84 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Acier

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_t \times 28} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec } \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 2,46 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} & \text{C.V} \\ \bar{\sigma}_{st} = 140,84 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} & \text{C.V} \end{cases}$$

e) Condition de non fragilité :

On a :

$$e = 20 \text{ cm}; \quad A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2; \quad x = 2,83 \text{ cm}$$

$$A_s > 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,15 \times (2,1/400) = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Tableau. 4.9 : récapitulatif du ferrailage des dalles pleines

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculée (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
RDC+étage courant	2,31	5T12/ml = 5,65	1,41	5T8/ml = 2,51
TERRASSE	4,17	5T12/ml = 5,65	1,41	5T12/ml = 5,65

5.1. Introduction:

Il s'agit d'un bâtiment d'habitation, on choisira des planchers à corps creux pour leur bonne isolation thermique, phonique et couverture. En plus de leur chargement modéré les poutrelles seront continues et disposées suivant la petite portée pour la réduction de la flèche.

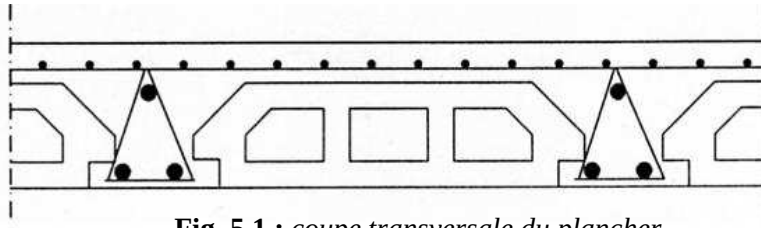


Fig. 5.1 : coupe transversale du plancher

❖ méthode de calcul :

D'après le B.A.E.L91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilisant l'une des trois méthodes :

- a- Méthode forfaitaire.
- b- Méthode des trois moments.
- c- Méthode de Caquot.

Nous avons choisis la méthode des trois moments pour la résolution de ce plancher car cette méthode est générale et vérifié tous les conditions.

5.2.Etude des poutrelles :

Pour l'étude des poutrelles on utilise la méthode des trois moments et le logiciel SAP2000 pour le cas des poutrelles à plusieurs travées.

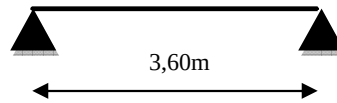
❖ Tableau des combinaisons :

Tableau 5.1 : Récapitulatif des combinaisons des charges

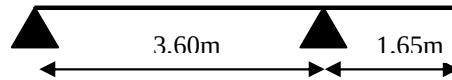
Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
					ELU $q_u = b (1.35G + 1.5Q)$	ELS $q_s = b(G+Q)$
RDC+ étage courant	5,30	1,5	$P_b = 1,52$	0.65	6,11	4,42
			$P_m = 2,1$			
Terrasse inaccessible	6,05	1,00	$P_a = 1,03$	0.65	6,28	4,58

5.2.1. Les types de poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



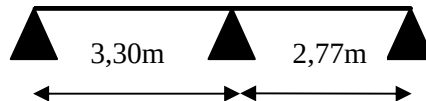
Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



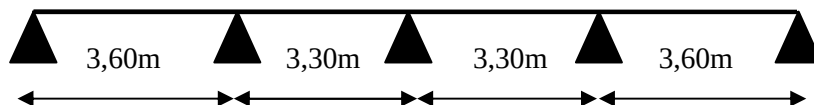
Type 6 :



Type 7 :



Type 8 :



Type 9 :

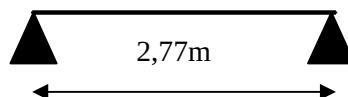


Fig. 5.2 : Schémas statiques des différents types des poutrelles

5.2.2. Calcul des poutrelles :

Calcul du moment en appuis :

➤ Calcul des poutrelles :

a) ELU :

Calcul du moment en appuis :

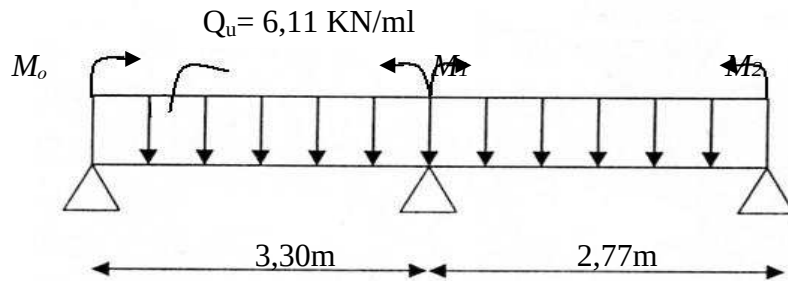


Fig. 5.3 : schéma statique de la poutrelle type 5 à l'ELU

$$M_0.L_1 + 2.M_1 (L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6.EI. (\omega_{g1} + \omega_{d1})$$

Avec:

$$\omega_{g1} = - P_w L_{1w}^3 / 24EI$$

$$\omega_{d1} = P_e L_{1e}^3 / 24EI$$

Et :

$$M_0 = M_2 = 0.$$

$$2M_1 (L_1 + L_2) = -6EI (P_w L_{1w}^3 + P_e L_{1e}^3) / 24EI$$

$$\Rightarrow M_1 = -(P_w L_1^3 + P_e L_2^3) / 8(L_1 + L_2)$$

$$\text{On a : } L_1 = 3,30 \text{ m} \quad L_2 = 2,77 \text{ m}$$

$$P_w = P_e = 6,11 \text{ KN/ml}$$

$$M_1 = \frac{-(P_w L_1^3 + P_e L_2^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} \Rightarrow M_1 = -7,19 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants :

• Travée (0-1) :

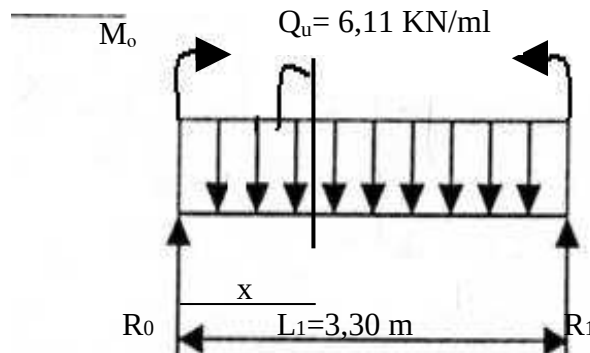


Fig. 5.4: section 1-1 à ELU

$$R_0 + R_1 - q_u \cdot L_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_0 + R_1 = 20,16 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_0 \cdot L - q_u \cdot L^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = q_u \cdot L / 2 + M_1 / L$$

A.N:

$$R_0 = 7,90 \text{ KN}$$

$$R_1 = 12,26 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 3,30 \text{ m}$

$$\bullet M(x) = R_0 x - q_u \cdot (x^2 / 2) \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,30) = -7,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = R_0 - q_u \cdot x \quad \begin{cases} T(0) = 7,90 \text{ KN} \\ T(3,30) = -12,26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = 0 \quad \Rightarrow \quad R_0 - q_u x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,29 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,29) = 5,10 \text{ KN.m}$$

• Travée (1-2) :

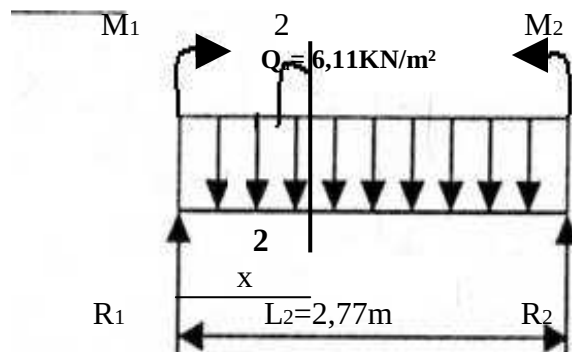


Fig. 5.5 : section 2-2 à ELU

$$R_1 + R_2 - q_u L_2 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_1 + R_2 = 16,92 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_2 L - q_u L^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = q_u L / 2 + M_1 / L$$

A.N:

$$R_2 = 5,52 \text{ KN}$$

$$R_1 = 11,40 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 2,77\text{m}$

$$\bullet M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1$$

$$\begin{cases} M(0) = -7,19 \text{ KN.m} \\ M(2,77) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = R_1 - q_u x$$

$$\begin{cases} T(0) = 11,40 \text{ KN} \\ T(2,77) = -5,52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_u x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,86 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,86) = 2,50 \text{ KN.m}$$

b) ELS:

On a :

$$L_1 = 3,30 \text{ m} \quad L_2 = 2,77 \text{ m}$$

$$P_w = P_e = 4,48 \text{ KN/ml}$$

$$M_1 = \frac{-(P_w L_1^3 + P_e L_2^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} \Rightarrow M_1 = -5,25 \text{ KN/m}$$

• Travée (0-1) :

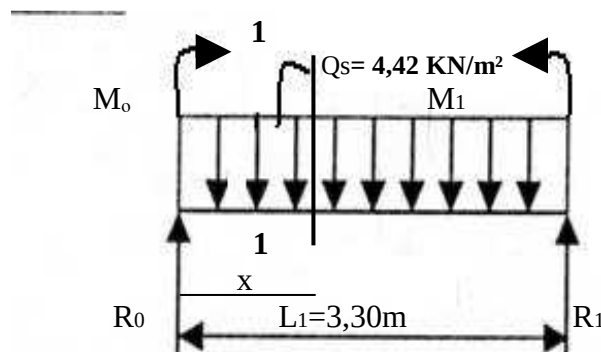


Fig. 5.6: section 1-1 à ELS

$$Q_s = 4,48 \text{ KN/m}$$

$$R_0 = 5,80 \text{ KN}$$

$$R_1 = 8,98 \text{ KN}$$

Section : $0 \leq x \leq 3,30\text{m}$

$$\bullet M(x) = R_0 x - q_s x^2/2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,30) = -5,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = R_0 - q_s x$$

$$\begin{cases} T(0) = 5,80 \text{ KN} \\ T(3,30) = -8,98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_s x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,29 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,29) = 3,75 \text{ KN.m}$$

• Travée (1-2) :

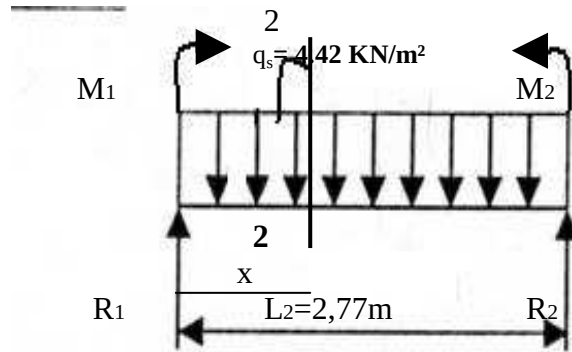


Fig. 5.7 : section 2-2 à ELS

$$q_s = 4,42 \text{ KN/m}$$

$$R_2 = 4,31 \text{ KN}$$

$$R_1 = 7,93 \text{ KN}$$

Section : $0 \leq x \leq 2,77\text{m}$

$$\bullet M(x) = R_1 x - q_s x^2/2 + M_1$$

$$\begin{cases} M(0) = -5,25 \text{ KN.m} \\ M(2,77) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = R_1 - q_s x$$

$$\begin{cases} T(0) = 7,93 \text{ KN} \\ T(2,77) = -4,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_s x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,80 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(1,80) = 2 \text{ KN.m}$$

➤ Les diagrammes :

ELU

ELS

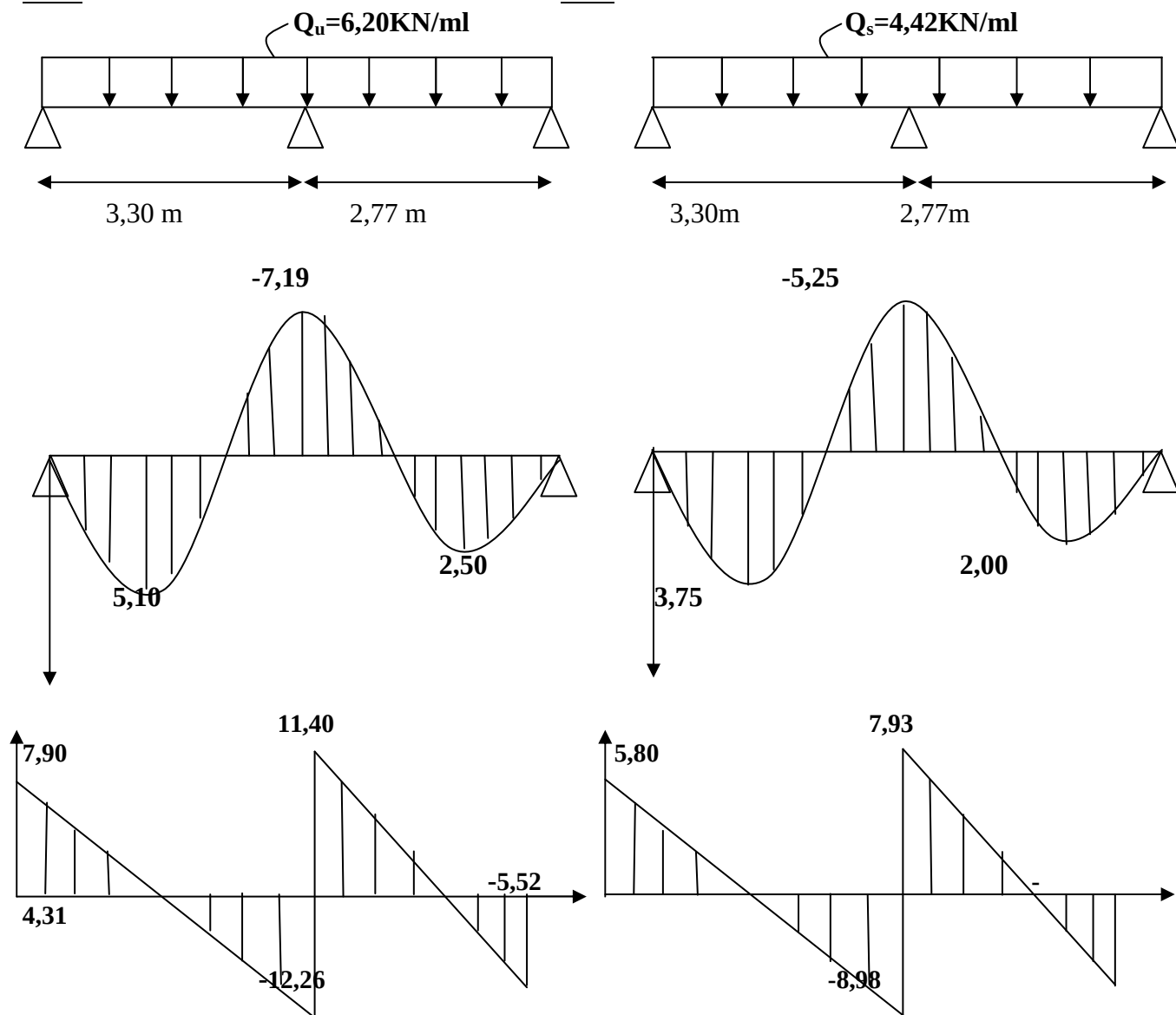


Fig. 5.8 : diagramme de M et T étage courant (poutrelle type 5)

Tableau 5.2 : Récapitulatif de M_{max} et T_{max}

NIVEAUX DES PLANCHERS	TYPE DES POUTRELLES	ELU			ELS		
		$M_{MAX} (KN.m)$		$T_{MAX} (KN)$	$M_{max} (KN.m)$		$T_{MAX} (KN)$
		APPUI	TRAVÉE		APPUI	TRAVÉE	
RDC	TYPE 1	0	9,90	11	0	7,16	7,76
	TYPE 2	11,36	5,02	14,16	8,27	3,61	10,25
	TYPE 3	7,37	6,52	13,05	5,36	4,70	9,45
	TYPE 4	7,70	6,44	13,11	5,49	4,65	9,48
	TYPE 5	7,16	5,08	12,26	5,18	3,68	8,86
Etage courant	TYPE 1	0	9,90	11	0	7,16	7,76
	TYPE 6	11,36	2,88	12,83	8,27	12,09	9,30
	TYPE 7	7,37	3,24	11,40	5,36	2,33	8,21
	TYPE 8	8,09	6,25	13,25	5,85	4,52	9,58
	TYPE 9	0	5,86	8,47	0	4,24	6,12
Terrasse	TYPE 1	0	3,79	4,21	0	2,63	2,93
	TYPE 6	10,05	2,79	12,60	7,34	2,04	9,20
	TYPE 7	6,96	3,56	11,49	5,08	2,59	8,39
	TYPE 8	8,32	6,42	13,62	6,07	4,68	9,93
	TYPE 9	0	6,03	8,70	0	4,40	6,35

5.2.3. Ferrailages des poutrelles :

$$d = 0,9 \times h_t$$

$$d = 0,9 \times 21$$

$$d = 18.9 \text{ cm}$$

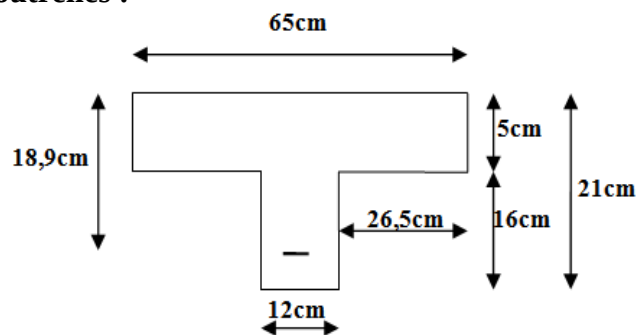


Fig. 5.9 : dimension de la poutrelle

1- ELU :

a) En travée :

$$M_{ut \max} = 5,08 \text{ KN.m} = 0.00508 \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 (0.189 - 0.05/2) \Rightarrow M_t = 0.0755 \text{ MN.m}$$

On a:

$$M_t > M_{U \max}$$

Donc:

L'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,08 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,0154 < 0,186$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow \mu_u = 0,0154 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section a simple armature.

✓ Section d'armature :

$$\bullet \alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2.(0,0154)}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\bullet Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,189.(1 - 0,4.0,019) \Rightarrow Z = 0,187 \text{ m}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5,08 \times 10^{-3}}{0,187 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

b) En appuis :

$$M_{ua \max} = 7,16 \text{ KN.m} = 0.00716 \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 (0.189 - 0.05/2) \Rightarrow M_t = 0.0755 \text{ MN.m}$$

On a:

$$M_t = 0.0755 \text{ MN.m} > M_{UA \text{ MAX}} = 0.00716 \text{ MN.m}$$

Donc:

La table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

⇒ La section en T est calculée comme une section **rectangulaire (b×h)**.

✓ Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,16 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

⇒ $\mu_u = 0,0217 < 0,186$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

⇒ $\mu_u = 0,0217 < \mu_r = 0,392$ ⇒ Section a simple armature.

✓ Section d'armature :

$$\bullet \alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2.(0,0217)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,027$$

$$\bullet Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,189.(1 - 0,4.0,027)$$

$$\Rightarrow Z = 0,186 \text{ m}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{7,16 \times 10^{-3}}{0,186 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st \text{ appuis}} = 1\text{T}12 + 1\text{T}10 = 1.13 \text{ cm}^2 + 0.79 \text{ cm}^2 = 1.92 \text{ cm}^2$

♦ Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,48 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A_{st \text{ appuis}} + A_{st \text{ travées}} \geq 1,48 \text{ cm}^2)$$

2- ELS :

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est préjudiciable ; donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,08}{3,68} = 1,38$$

$$\text{avec : } \alpha = 0.019$$

$$\alpha_{Travée} = 0.019 \leq 1,38$$

C.V

• En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,16}{5,18} = 1,38$$

$$\text{avec : } \alpha = 0.027$$

$$\alpha_{Appuis} = 0.027 \leq 1,38$$

C.V

3- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \times d} = \frac{0.01226}{0.12 \times 0.189}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

C.V

4- Armature transversale :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right)$$
$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0.60; 1.2; 1,2)$$
$$\Rightarrow \phi_t = \Phi 6 \text{ mm}$$

5- Calcul de l'espacement:

D'après le R.P.A99 V2003 on a :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12 \phi_l \min \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{21}{4}; 30 \text{ cm}; 12 \times 1,2 \right)$$
$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

• Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S' \leq \frac{21}{2}$$
$$\Rightarrow S' = 15 \text{ cm}$$

6- Vérification au glissement :

En appui :

$$T_{u \max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{Avec : } \{ M_u = 7,16 \text{ KN.m}; T_{u \max} = 12,26 \text{ KN.m} \}$$

$$-29,83 < 0$$

C.V

7- Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec} \quad f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$$

Pour notre cas : $L = 3,30 \Rightarrow f_{admissible} = 0.0083m$

❖ Calcul de f :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 \cdot 2.26 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 5.25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} \Rightarrow \varphi = 0.0099$$

Donc : $\lambda_i = 4.15$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.127$$

$$\bullet I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad I_{fi} = 3.78 \cdot 10^{-4} \cdot m^4$$

$$\bullet \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{5.08 \cdot 10^{-3}}{32164.2 \times 3.78 \cdot 10^{-4}} = 0.0004$$

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{3.30^2}{10} \cdot 0.0004$$

$$\Rightarrow f = 0.0004 \text{ m} < f_{admissible} = 0.0083 \quad \text{C.V}$$

8- Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression à une épaisseur de 5cm armée par un treillis soudés de diamètre ϕ 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\begin{cases} F_e = 500 \text{ MPa} \\ A_1 \geq \frac{4 \cdot L}{f_e} \end{cases} \quad \text{Avec } L = 65 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } A_1 \geq 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Donc : On adopte un treillis soude de $\phi 5$ et un espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

9- Arrêt des armatures principales :

D'après le **BAEL 91**, les chapeaux sur appuis doivent déborder du nœud de l'appui d'au moins :

- $\frac{L}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine pour les appuis n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{L}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine, si l'appui appartient à une travée de rive.

10- L'ancrage des armatures :

• Contrainte limite d'adhérence (τ_{su}):

La longueur d'ancrage c est la longueur nécessaire pour équilibrer la force axiale exercée sur la barre sur cette longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

Avec : ψ_s Coefficient d'ancrage ($\psi = 1,5$ pour les armatures à haute adhérence).

$$\Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) \Rightarrow \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

• Longueur de scellement droit (l_s):

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \Rightarrow l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835}$$

$$\Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm} \quad \text{On prend : } l_s = 43 \text{ cm}$$

• Ancrage par courbure des barres tendues :

Rayon de courbure :

On adopte un croche à 90° : $\alpha = 1,87$; $\beta = 2,19$ }

$$\bullet r \geq 5,5 \cdot \phi \Rightarrow r \geq 5,5 \cdot 1,2 \Rightarrow r \geq 6,6 \text{ cm} \\ \Rightarrow r = 6,6 \text{ cm (rayon de courbure).}$$

$$\bullet L_1 = 10 \times \phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} \\ \Rightarrow L_1 = 12 \text{ cm.}$$

$$\bullet L_2 = l_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r \Rightarrow L_2 = 43 - 1,87 \times 12 - 2,19 \times 6,6 \\ \Rightarrow L_2 = 6 \text{ cm.}$$

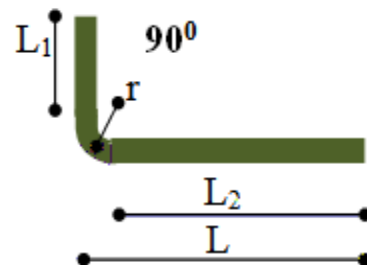


Fig. 5.10 : Ancrage

$$\bullet L = L_2 + r + \phi/2 = 6 + 6,6 + 1,2/2 = 13,2\text{cm}$$

$$\Rightarrow L = 13,2 \text{ cm.}$$

5.2.4. Récapitulatifs des ferraillements des types des poutrelles:

Tableau 5.3 : Récapitulatif du ferraillement pour tous les types de poutrelles.

poutrelle	Type	Ferraillement calculé (cm ²)		Ferraillement choisi (cm ²)		Cadre (mm)	Espacement (cm)
		Travée	appuis	Travée	appuis		
RDC	Type 1	1,52	0	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92	$\Phi 6$	Zone courante = 10 Zone nodale = 15
	Type 2	0,77	1,75	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 2,26		
	Type 3	1,00	1,13	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 4	1,00	1,18	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 5	0,77	1,10	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
Etage courant	Type 1	1,52	0	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92	$\Phi 6$	Zone courante = 10 Zone nodale = 15
	Type 6	0,44	1,75	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 7	0,5	1,13	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 8	0,95	1,24	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 9	0,90	0	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
Terrasse	Type 1	0,58	0	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92	$\Phi 6$	Zone courante = 10 Zone nodale = 15
	Type 6	0,42	1,55	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 7	0,54	1,06	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 8	0,98	1,28	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		
	Type 9	0,92	0	2T12 = 2,26	1T12+1T10 = 1,92		

6.1.Introduction :

Un séisme est une séquence d'une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoqué par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exigence le comportement dynamique de l'ouvrage.

6.2.Choix de la méthode de calcul:

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II.a groupe d'usage 2.

Nous avons utilisée une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**SAP2000**).

6.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

6.3.1.Principe :

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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

6.3.2.Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

6.3.3.Détermination des paramètres du spectre de réponse:

➤ Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2 (C'est la classification sismique de la wilaya de AIN TEMOUCHENT selon le **RPA99 version 2003**) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

➤ **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

$$\begin{cases} D = 2,5 \eta & \text{si } 0 < T < T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \text{si } T_2 < T < 3s \\ D = 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

- La période de coupure du site (site meuble S_3) est $T_1 = 0.15$ s.

- La période de coupure du site (site meuble S_3) est $T_2 = 0.50$ s.

T : la période fondamentale : $T = \min \left(0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} ; C_T h_N^{3/4} \right)$

• C_T : coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage il est donné par (**le tableau 4.6 RPA 99**) ; $C_T = 0,05$.

• h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N
 $h_N = 18,36$ m.

• L : la dimension du bâtiment dans la direction du séisme

Donc :

$$T_x = \min \left(0.09 \frac{18,36}{\sqrt{30,95}} ; 0,05 \times 18,36^{3/4} \right) = 0,29s \dots\dots\dots \text{sens longitudinal}$$

$$T_y = \min \left(0.09 \frac{18,36}{\sqrt{14,15}} ; 0,05 \times 18,36^{3/4} \right) = 0,44s \dots\dots\dots \text{sens transversal}$$

$$\Rightarrow 0 < T < T_2 \rightarrow D = 2,5\eta$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

♦ $\xi = 7$ % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

$$D_x = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \dots\dots \text{Sens transversal}$$

$$D_y = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \dots\dots \text{Sens longitudinal}$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le (tableau 4.3) **R.P.A99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4) du **R.P.A99/2003**.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique avec des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

➤ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum p_q$$

Avec : p_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (est satisfait ou non)

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

✓ **Sens longitudinal : (10 files) :**

$$3,60/3,00 = 1,20 < 1,5$$

$$3,60/3,60 = 1,00 < 1,5$$

$$3,00/3,60 = 0,83 < 1,5$$

critère observé $p_q = 0$

✓ **Sens transversal : (5 files) :**

$$3,60/3,30 = 1,09 < 1,5$$

$$3,60/3,60 = 1,00 < 1,5$$

$$3,30/3,60 = 0,91 < 1,5$$

critère observé $p_q = 0$

b) Redondance en plan :

Chaque étage doit avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

✓ **Sens longitudinal : (10 files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,60/3,00 = 1,20 < 1,5$$

critère observé $p_q = 0$

✓ **Sens transversal (5files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,60/3,30 = 1,09 < 1,5$$

critère observé $p_q = 0$

c) Régularité en plan :

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ❖ La structure à une forme compacte, et le rapport :
$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 30,90 / 14,10 = 2,19 < 4$$
- ❖ La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- ❖ La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

Donc le critère est observé $p_q = 0$

d) Régularité en élévation :

- ❖ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement a la fondation.
- ❖ La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- ❖ La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- ❖ La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension : $30,90 / 14,10 = 2,19 > 1,5$

Donc : La structure est classée irrégulièrement en élévation $p_q = 0,05$

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$P_q = 0,05.$$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0,10$

Tableau 6.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _q	
	Sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
La somme	0,20	0,20

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

$$\text{Sens longitudinal} \Rightarrow Q_x = 1 + 0,20 = 1,20$$

$$\text{Sens transversal} \Rightarrow Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$$

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA 99V2003**, page 45)

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

❖ **Combinaisons d'actions :**

$$\mathbf{ELU = 1,35G + 1,5Q}$$

$$\mathbf{ELS = G + Q}$$

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G + Q + E}$$

$$\mathbf{0.8 G \pm E}$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (6-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$\mathbf{G + Q \pm 1.2 E}$$

❖ **Nombre de mode à considérer (RPA99/v2003 page 45):**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ❖ Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

6.4.Modélisation :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et d'éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

6.4.1. Les Dispositions Des Voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

$T = 0,95s$

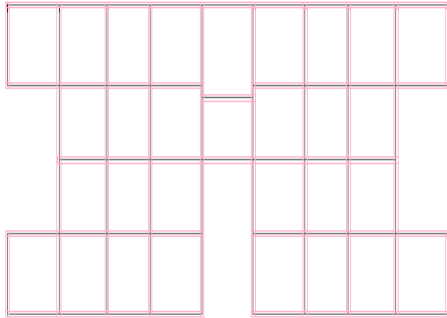


Fig 6.1 : Disposition 1

$T = 0,79 s$

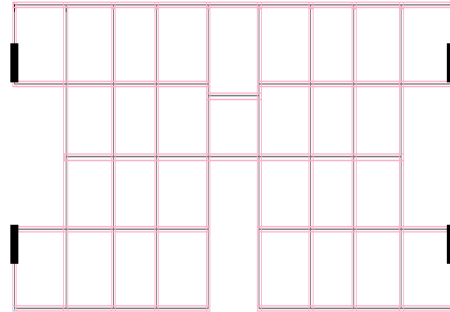


Fig 6.2 : Disposition 2

$T = 0,62 s$

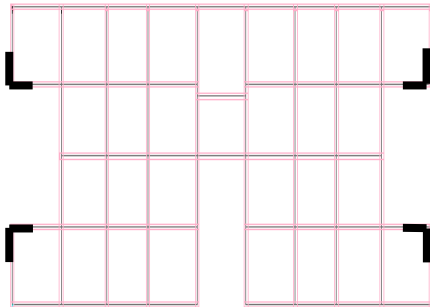


Fig 6.3 : Disposition 3

$T = 0,59s$

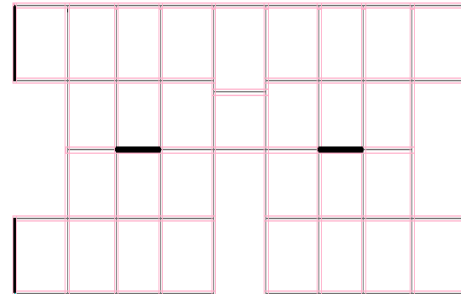


Fig 6.4 : Disposition 4

$T = 0,52 s$

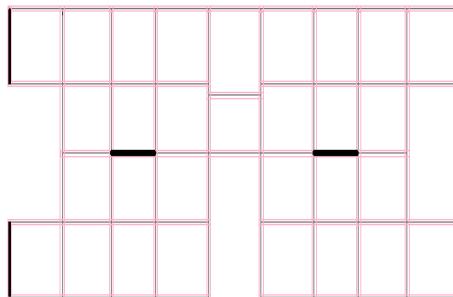


Fig 6.5 : Disposition 5

D'après le **RPA99v2003** la valeur de T calculés ne doit pas dépasser **30%** de celle estimé à partir des formules empiriques.

Période fondamentale de la structure =0,44 s

$$\Rightarrow T=0.44 \times 1,3=0,57s$$

Parmi les 5 variantes précédentes on considère la 5^{ème} qui permet d'avoir une faible période et la plus raisonnable.

6.4.2. Poids totale de la structure :

Selon le **RPA99V2003** il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003 .p41).

W : poids total de la structure

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{et} \quad \beta = 0,2$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présente les masses calculées par le **SAP2000**.

Tableau 6.2 : Masse des différents niveaux

Niveau	Mi(ton)	Wi(KN)
RDC	297,288	2916,395
1	416,545	4086,306
2	409,671	4018,872
3	403,713	3960,424
4	398,105	3905,419
5	353,817	3470,944
Masse total	2279,14	22358,36

6.4.3. Calcul des forces sismiques :

6.4.3.1. Calcul des coefficients de participation modale :

Le logiciel **SAP 2000** peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a) sens longitudinal:

$$U_x = 92,90\% > 90\% \quad C.V$$

b) sens transversal:

$$U_y = 94,12\% > 90\% \quad C.V$$

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,20}{5} \times (22358,36) = 1770,782 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,20}{5} \times (22358,36) = 1770,782 \text{ KN}$$

6.4.3.2. L'effort tranchant à la base :

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6, p46**) la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si **V_t < 0,80 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8 V/V_t**.

Après analyse, on obtient les résultats de **V_{xdyn}** et **V_{ydyn}**

Tableau 6.3 : vérification de L'effort tranchant à la base

Sens	V _{xdyn} (kn)	V _{stat.eq}	80%V _{stat.eq}	0.8V _{stat} ≤ V _{dyn}
X	1496,704	1770,782	1416,62	Oui
Y	1542,693	1770,782	1416,62	Oui

7.1.Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, nous avons utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

7.2. Les poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferraillage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferraillage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

L'étude se fera manuellement sur le poteau central pour le cas suivant :

- Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment qui lui correspond.

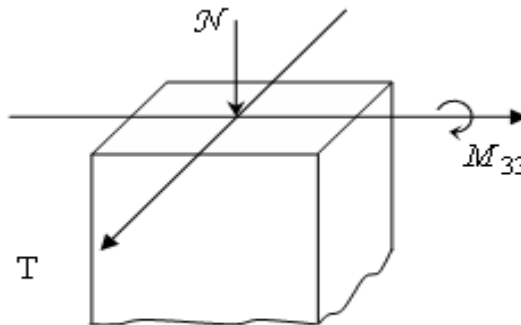


Fig.7.1 :Direction des moments et efforts sur un poteau

7.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

- ♦ *Combinaisons fondamentales* : « 1^{er} genre » BAEI 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ \bullet G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{array} \right.$$

- ♦ *Combinaisons accidentelles* : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\bullet G + Q \pm 1,2 E$$

7.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad C.V$$

♦ Avec :
$$\begin{cases} \bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P63}$$

♦ Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l_f** longueur de flambement du poteau.

♦ **L_f** : longueur de flambement du poteau.

Tableau.7.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
(40x40) cm ²	9,57	0,066	5,35	0.075	1.875	C.V
(40x40) cm ²	19,64	0,136	5,35	0.075	1.875	C.V
(35x35) cm ²	13,63	0,123	6,12	0.075	1.875	C.V
(35x35) cm ²	17,78	0,161	6,12	0.075	1.875	C.V
(30x30) cm ²	12,14	0,149	7,14	0.075	1.875	C.V
(30x30) cm ²	18,06	0,222	7,14	0.075	1.875	C.V

7.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le **RPA 99**, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{CV} \quad \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P71, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : L'air (**section brute**) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à **28** jours.

Tableau.7.2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Poteaux	N_d (KN)	Bc (cm²)	fc28	V=N_d/Bc× fc28	Observation (V < 0,3)
(40x40) cm ²	1073,99	(40x40)	25	0,26	C.V
(40x40) cm ²	901,07	(40x40)	25	0,22	C.V
(35x35) cm ²	713,87	(35x35)	25	0,23	C.V
(35x35) cm ²	531,15	(35x35)	25	0,17	C.V
(30x30) cm ²	348,07	(30x30)	25	0,15	C.V
(30x30) cm ²	167,27	(30x30)	25	0,07	C.V

7.2.4. Calcul du ferrailage longitudinal :

❖ Calcul de ferrailage des poteaux à E.L.U :

Nous allons considéré un seul type de poteau et on le calcule en flexion composé et les autres sont calculés avec **SAP2000**.

♦ Soit le poteau de RDC:

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 1074 \text{ KN} \\ M_u = 7,03 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$\begin{array}{l} b=0,40\text{m} \Rightarrow d=0,36\text{m} \\ h=0,40\text{m} \Rightarrow d'=0,04\text{m} \end{array}$$

♦ l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,0065\text{m} < \frac{h}{6} = 0,066\text{m}$$

Avec : N : Effort de compression

C a l'intérieur entre G et A₂

Conditions des zones

⇒ La section est entièrement comprimée

$$e_a = e + h/2 - d' = 0,166\text{m}$$

$$\Rightarrow M_A = N_u \times e_a = 178,28 \text{ KN.m}$$

$$(d - d')N_u - M_A = 0,165 < (0,5h - d')bh f_{bc} = 0,36$$

$$\Rightarrow \text{Domaine (4) : } A_1 = 0$$

$$\psi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d - d')N_u - M_A}{bh^2 f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = 0,28$$

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \psi)bh f_{bc}}{\sigma_{ST}} = -16,04 \text{ cm}^2$$

🔪 **Selon le B.A.E.L 91:**

⇒ Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

⇒ Donc : on va ferrailer avec $A_{\min}$.

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « **SAP2000** » et on compare avec le minimum du **RPA** ($A_{\min}$).

🔪 **Selon le R.P.A 99:**

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 12,80 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à E.L.S :**

♦ **Soit le poteau de RDC:**

$$N_s = 782,791 \text{ KN}$$

$$M_s = 5,05 \text{ KN.m}$$

♦ **l'excentricité :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,0064 \text{ m}$$

$$x = \frac{- \left[\frac{bh^3}{12} + bhe^2 + nA_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d' \right)^2 + nA_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d \right)^2 \right]}{bhe + nA_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d' \right) + nA_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d \right)} = 0,23 > \frac{h}{2} + e = 0,206 \text{ m} \quad \text{CV}$$

7.2.5. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifié 99, page 196}$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Phi_t \leq \min (1.14; 4; 1.2) \Rightarrow \Phi_t = 1.14 \text{ cm.}$$

On adopte : « **Φ8** »

❖ Calcul des espacements :

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ t' \leq 15\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :

$$\begin{cases} t=10\text{cm} \\ t'=15\text{cm} \end{cases}$$

Tableau.7.3 : Calcul du ferrailage des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Section de SAP (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal(RPA)		
				choix	Section choisie (cm ²)	Zone nodale t (cm)	Zone courante t' (cm)	At
RDC	(40x40)	12,80	4,80	8T16	16,08	10	15	Φ8
1	(40x40)	12,80	4,80	8T16	16,08	10	15	Φ8
2	(35x35)	9,80	3,67	4T14 + 4T12	10,68	10	15	Φ8
3	(35x35)	9,80	3,67	4T14 + 4T12	10,68	10	15	Φ8
4	(30x30)	7,20	2,70	8T12	9,03	10	15	Φ8
5	(30x30)	7,20	2,70	8T12	9,03	10	15	Φ8

❖ Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40Φ en Zone IIa.....RPA99 V2003; page 61

- $\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$

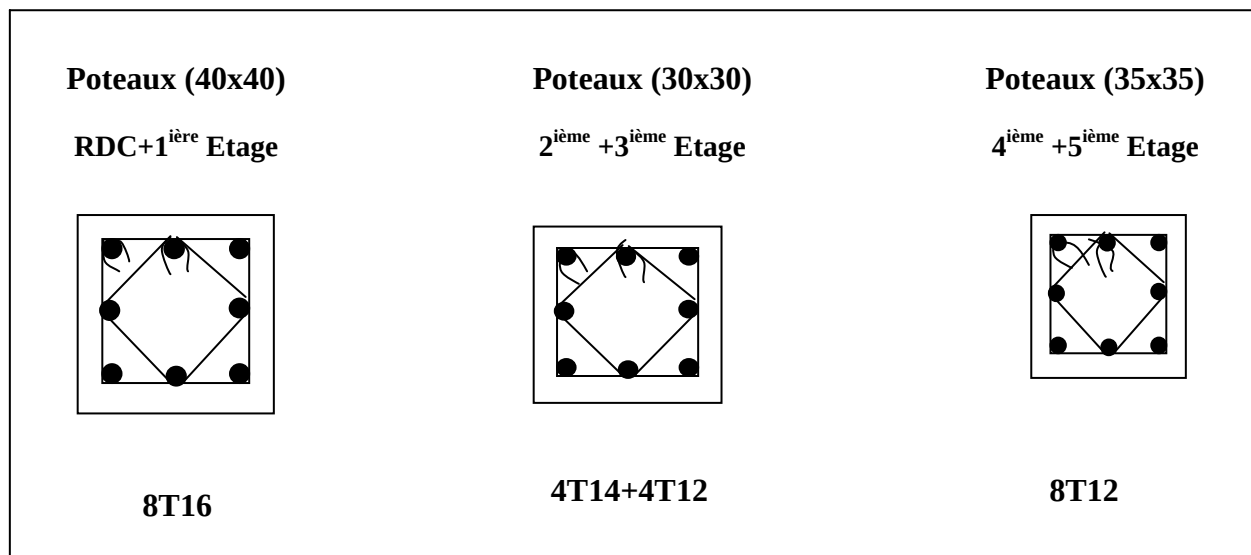


Fig 7.2 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux

7.3.Les poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- **La combinaison fondamentale BAEL 91 :**

$$1,35G + 1,5Q \ll ELU \gg.$$

- **Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :**

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

- On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales $\longrightarrow$ P.P $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $\longrightarrow$ P.S $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

7.3.1.Exemple d'étude d'une « Poutre principale $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ » :

Nous allons prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du RDC ».

 **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau 7.4 : Sollicitations de la poutre principale

SECTION [cm ²]	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _{st} [KN.m]	M _{sa} [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]
(30x35)	27,92	38,54	20,40	28,19	29,38	37,95	23,43	29,76

➤ ELU : (1,35G+1,5Q)

❖ Ferraillage en travée :

$$M_t = 27,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{27,92 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times (0,315)^2} = 0,066 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,085 \rightarrow z = 0,30 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot z} = \frac{27,92 \times 10^{-3}}{348 \times 0,3} = 2,63 \text{ cm}^2$$

❖ Ferraillage en appui :

$$M_a = 38,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{38,54 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times (0,315)^2} = 0,091 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,12 \rightarrow z = 0,30$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot z} = \frac{38,54 \times 10^{-3}}{348 \times 0,30} = 3,70 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales :

$A_{\min} = 0,5\%$ (b×h) Sur toute la section

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st travée}} + A_{\text{s appuis}} = 2,63 + 3,70 = 6,33 \text{ cm}^2 > 3,70 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

➤ ELS: (G+Q)

❖ Ferraillage en travée :

$$M_{st}=20,40\text{KN.m}$$

a. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A_{sc}(y - d') - 15 A_{st}(d - y) = 0$$

$$b=30\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 6.47\text{cm}^2$$

$$15y^2 - 15 \times 6.79 \times (31.5 - y) = 0.$$

$$15y^2 + 101.85y - 3208.27 = 0$$

$$\Rightarrow y = 11.64 \text{ cm.}$$

b. Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} (11.64)^3 + 15 \times 6.79 \times (31.5 - 11.64)^2 \Rightarrow I = 55942.62 \text{ cm}^4$$

c. Calcul des contraintes :

Béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{20.40 \times 10^3 \times 11.64}{55942.62} = 4.24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa C.V}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{20.40 \times 10^3 \times (31.5 - 11.64)}{55942.62} = 108.63 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa C.V}$$

❖ Ferraillage en appui :

$$M_{sa} = 28.19 \text{ KN.m}$$

a. Position de l'axe neutre :

$$\Rightarrow y = 11.64 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie :

$$I = \frac{30}{3} (11.64)^3 + 15 \times 6.79 \times (40.5 - 11.64)^2 \Rightarrow I = 55942.62 \text{ m}^4$$

c. Calcule des contraintes :

Béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{28,19.10^3 \times 11,64}{55942,62} = 5,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa C.V}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \times (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{28,19.10^3 \times (40,5 - 11,64)}{55942,62} = 150,11 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa C.V}$$

d. Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = 70,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{70,13 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,74 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

e. Vérification au glissement:

$$\text{En appui : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec :

$$\begin{cases} T_u = 70,13 \text{ KN} \\ M_u = 38,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -65,81 < 0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

f. Vérification de la flèche :

$$f < f_{\text{admissible}} \quad \text{avec : } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

$$L = 3,60 \text{ m} = 360 \text{ cm} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,0086 \text{ m} \approx 0,01 \text{ m}$$

❖ **Calcul de f :**

$$\bullet I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,30 \times 0,35^3}{12} + 15 \times 2,63 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,35}{2} - 0,035 \right)^2$$

$$I_0 = 11,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} \text{ Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,63 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.315} \Rightarrow \varphi = 0.0027$$

Donc : $\lambda_i = 7,77$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.37$$

$$\bullet I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} I_{fi} = 3,23 \cdot 10^{-4} \cdot m^4$$

$$\bullet \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{20,40 \cdot 10^{-3}}{32164,2 \times 3,23 \cdot 10^{-4}} = 0.0019$$

Avec :

$$Ei = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{3,60^2}{10} \cdot 0,0019 \Rightarrow f = 0.0024 \text{ m} < f_{admissible} = 0.0086 \text{ C.V}$$

✎ Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L_{min}}, \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}, 1,2, \frac{30}{10} \right) = 1 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

g. Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003 page66)

- Dans la zone nodale : $s \leq \min (h/4 ; 12\Phi_{L_{min}} ; 30) \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $s' \leq h/2$

$\Phi_{L_{min}}$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

✓ Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} s \leq \min (35/4 ; 12 \times 1,2 ; 30) \text{ cm} = 8,75 \text{ cm} \\ s' \leq 35/2 = 17,5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} s = 8 \text{ cm} \\ s' = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

h. Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, on peut prendre $L_r = 40\phi$

$L_r = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm}$ $\longrightarrow$ on prend $L_r = 50 \text{ cm}$

$L_r = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm}$ $\longrightarrow$ on prend $L_r = 60 \text{ cm}$

✓ Ancrage des armatures tendues

• Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\psi_s = 1,5$ Barres à H. A courantes.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

• Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

Tableau 7.5 : Ferrailage total des poutres principales et secondaires

			Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			Travée		Appui		St (RPA99)	
Niveau	section (cm ²)	Amin RPA cm ²	A _{st} cal (cm)	A _{st} choisi (cm ²)	A _s cal (cm)	A _s choisi (cm ²)	Zone nodale S (cm)	Zone courante S' (cm)
Poutre principale	(30x35)	5,25	2,63	3T12 = 3,39	3,70	3T14 = 4,62	8	15
Poutre secondaire	(30x30)	4,50	0,36	3T12 = 3,39	1,02	3T12 = 3,39	7	15

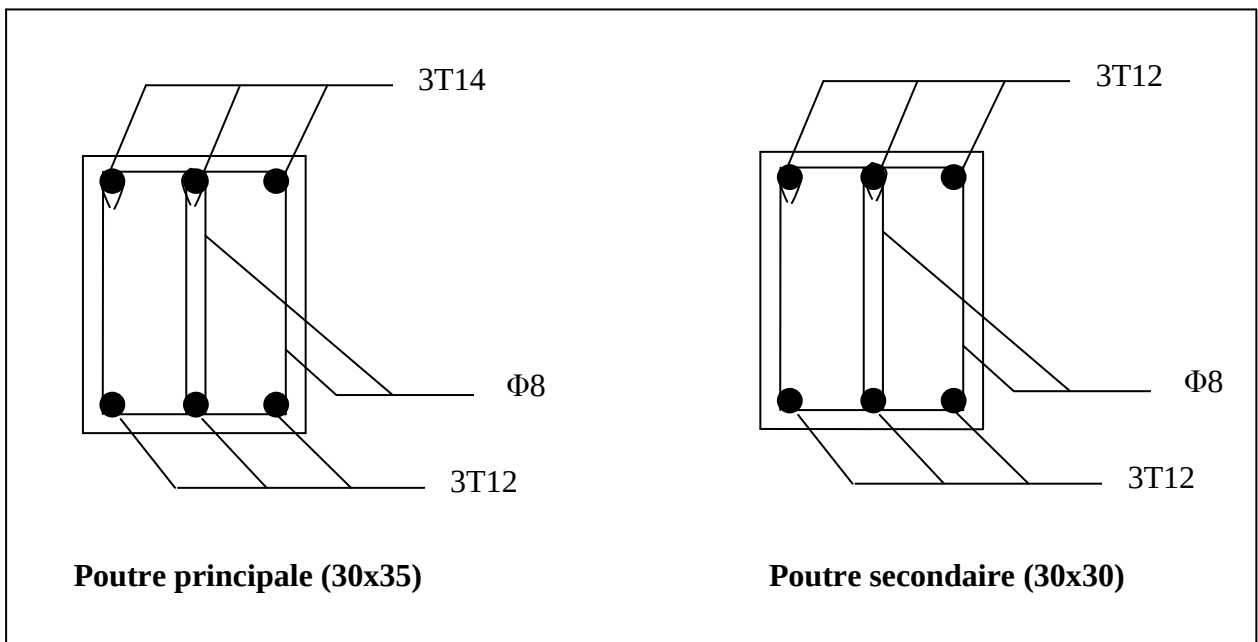


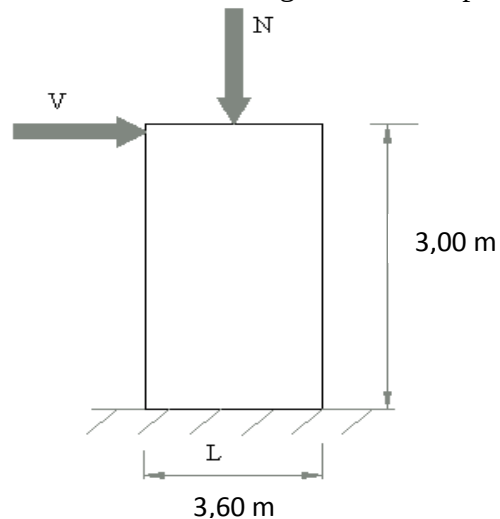
Fig 7.3 : Dessin de ferrailages des sections des poutres

7.4. Etude de voile :

7.4.1. Introduction :

Le modèle le plus simple d'une voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.



Pourquoi on utilise les murs voiles ?

Les murs voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé, compte tenu de leur comportement, considéré comme satisfaisant vis-à-vis de l'action sismique. Leur grande rigidité en plan contribue à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

7.4.2. Calcul des voiles :

Pour le ferraillement des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **R.P.A.99V2003** :

– Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

– L'espacement des barres horizontales et verticales : **$S \leq \min (15 a ; 30 \text{ cm})$**

– Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- **40 Φ** $\Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20 Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du **Sap2000**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5Q & \text{(E.L.U)} \\ G + Q & \text{(E.L.S)} \\ G + Q \pm 1,2 E & \end{cases}$$

7.4.3. Les sollicitations des voiles :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP 2000** :

Tableau 7.6: Les sollicitations des voiles

NIVEAU	Combinaisons	F ₁₁ [KN]	M ₁₁ [KN.m]	F ₂₂ [KN]	M ₂₂ [KN .m]	V ₁₃ [KN]
RDC+..+dernier Niveau	1,35×G+1,5×Q	6,47	1,46	38,94	7,30	4,36
	G+Q±1.2E	5,42	1,88	27,11	9,41	5,55

Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau 7.7: vérification des contraintes

NIVEAU	V(KN)	τ _b (MPa)	τ _b = 0,2 × f _{c28}	τ _b = 0,06 × f _{c28}
	ELU	ELU		
RDC+..+dernier Niveau	4,36	0,0048	5	1,5

$$- \tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2 f_{c28} \dots \dots \dots C.V$$

$$- \tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{les armatures diagonales } A_d = 0.$$

❖ Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0,15m×1ml) pour tous les étages courants.

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

$$\begin{cases} M = 9,54 \text{ KN.m} \\ N = 27,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$h = 0,15 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad d = 0,9 h = 0,135 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ ml} \quad \Rightarrow \quad d' = 0,1 h = 0,015 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,54}{27,14} = 0,35 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,025 \text{ m}$$

e est à l'extérieur, donc la section est partiellement comprimé

$$M_a = N_u \times e_a \quad \text{avec } e_a = e - h/2 - d' = 0,41 \text{ m}$$

$$M_a = 27,14 \times 0,41 = 11,12 \text{ KN.m}$$

$$(d - d')N_u - M_a = -7,86 < (0,337 - 0,81 \frac{d'}{d})bh^2 f_{bc} = 0,087$$

Alors la section est dans le domaine 2.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{11,12 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times (0,135)^2} = 0,043 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A_2 = 0$$

$$\alpha = 0,055 \Rightarrow Z = 0,13 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right]$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{11,12 \times 10^{-3}}{0,13} - 27,14 \times 10^{-3} \right] = 1,67 \text{ cm}^2$$

Minimum de RPA:

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_1 = 1,67 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Alors le ferrailage se fait par le min de RPA

Ferrailage vertical :

$$\text{-Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Ferrailage horizontal :

$$\text{-Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

N.B : le diamètre des armatures doit être inférieur au 1/10 de l'épaisseur du voile.
($E_p = 15 \text{ cm}$)

❖ Espacement exigé par le R.P.A 99 :

- D'après **R.P.A 99** page 64 on a :
- $S \leq (1,5a; 30 \text{ cm})$
- On prend : $S = 7,5 \text{ cm}$ (zone nodale)
- $S = 15 \text{ cm}$ (zone courante)

Soit $S = 15 \text{ cm}$ pour les aciers horizontaux.

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 2T12$ » de section **2,26 cm²/ml.**

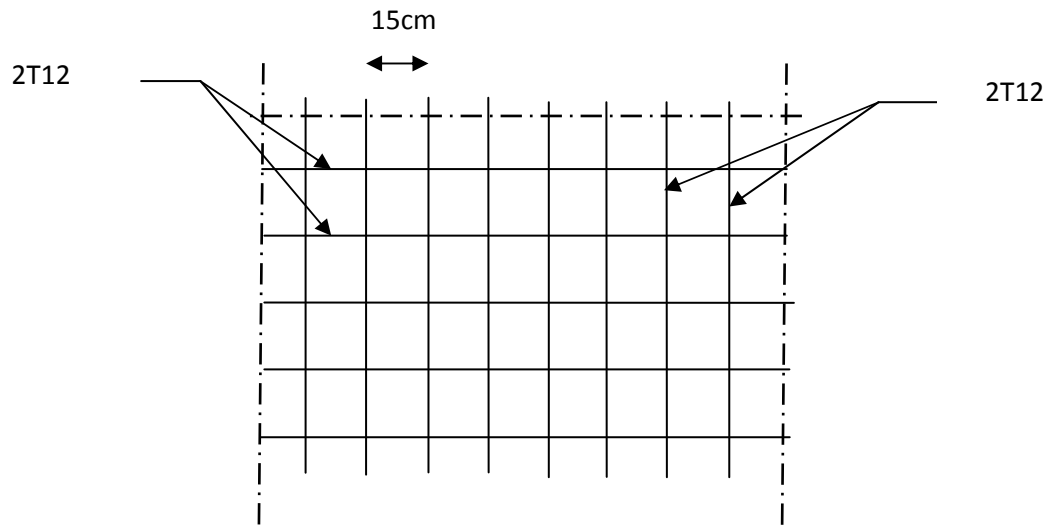


Fig 7.4 : Dessin de ferraillages des voiles

7.5. Voile du RDC « mur de soutènement » :

Les voiles périphériques de sous-sol constituant l'infrastructure sont calculés comme des hourdis continus, sous l'action du terrain, ces hourdis prenant appui sur les planchers de sous-sol et poteaux en saillie de ses murs.

7.5.1. Géométries :

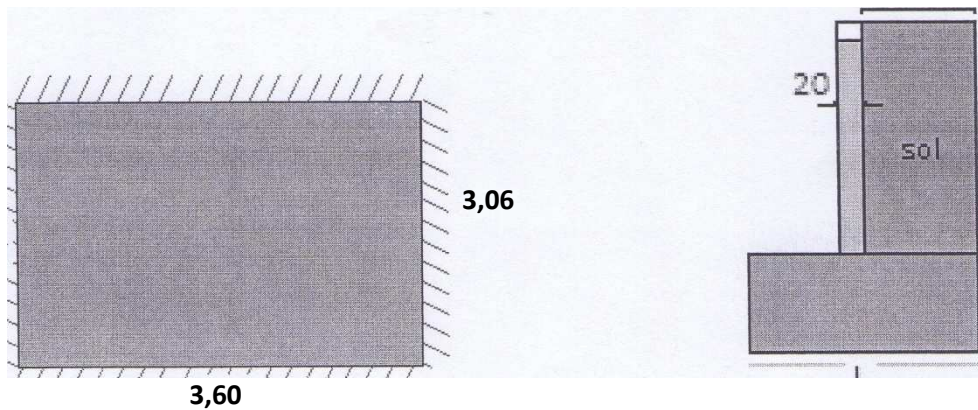


Schéma statique de la dalle

géométrie des voiles de sous sol

Fig 7.4 : géométrie du voile de soutènement

Lx : le sens de grande flexion

Ly : le sens de petite flexion

7.5.2. Paramètre de calcul :

- **béton**

$$F_{c28}=25\text{MPa}$$

$$\gamma = 25 \text{ KN } /\text{m}^3$$

- **acier :**

L'acier utilisé est de classe HA400 ; $f_e=400\text{MPa}$

Un enrobage de 0.05 m

Fissuration préjudiciable

Une surcharge $q=5\text{KN/m}^2$

- **RDC :**

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

Densité : $\gamma_h=18,5\text{KN/m}^3$ (sable. compact)

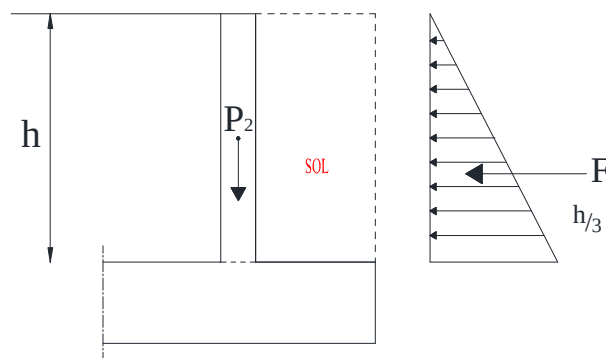
7.5.3. Charges et surcharges :

P1 : poids propre de terres.

P2 : poids propre de la dalle

F : force horizontale due à la poussée de terres.

Q : force horizontale due a la surcharge.



Charges appliquées sur
le voile sous-sols

Fig.7.6 : charges appliquées sur le voile sous-sols

$K_0 = 1 - \sin \varphi'$ [Cours pratique de mécanique des sols]

$\varphi' = 37 \Rightarrow k_0 = 0,4$

$\gamma_h = 18,5 \text{ KN/m}^3$

7.5.4. Détermination des sollicitations :

• Les efforts appliqués sur la dalle :

$$* F = k_0 \cdot \gamma_{\text{sol}} \cdot H$$

$$\Rightarrow 0,4 \times 18,5 \times 3,06 \times 1 \text{ ml}$$

$$\Rightarrow F = 22,64 \text{ KN/ml}$$

$$* Q = k_0 \cdot q = 0,4 \cdot 5$$

$$\Rightarrow Q = 2,00 \text{ KN/ml}$$

• **Moment de flexion :**

Méthode BAEL pour les panneaux rectangulaire isostatique ; et la méthode forfaitaire pour les dalles continue et encastrée sur leur bord (BAEL, P67)

Pour $a=L_x/L_y=3,06/3,6=0,85>0,4$

⇒ Le panneau port dans les 2 sens.

❖ **ELU :**

$$G=22,64+15=37,64 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,00 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u=1,35G+1,5Q=50,81+3=53,81 \text{ KN/ml}$$

On a : $\alpha=0,69$ et d'après le tableau de B.A.E.L (page :66) on aura :

$$\mu_{xu}=0,0697$$

$$\mu_{yu}=0,4181$$

$$\mu_{xs}=0,0755$$

$$\mu_{ys}=0,5704$$

$$M_{xu} = \mu_{xu} \cdot l_x^2 \cdot q_u = 0,0697 \cdot 3,06^2 \cdot 53,81 = 35,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \cdot M_{xu} = 0,4181 \cdot 35,12 = 14,68 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

$$q_s=G+Q=39,64 \text{ KN/ml}$$

$$M_{xs} = \mu_{xs} \cdot l_x^2 \cdot q_s = 0,0755 \cdot 3,06^2 \cdot 39,64 = 28,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \cdot M_{xs} = 0,5704 \cdot 28,02 = 15,98 \text{ KN.m}$$

Tableau 7.8 : Détermination des sollicitations

	-0,3M_x (KN.m)	-0,5M_x (KN.m)	0,85M_x (KN.m)	0,75M_x (KN.m)	0,85M_y (KN.m)	0,75M_y (KN.m)
ELU	-10,536	-17,56	29,852	26,34	12,291	10,845
ELS	-8,406	-14,01	23,817	21,015	13,583	11,985

❖ **Détermination des armatures longitudinale :**

➤ **ELU :**

✓ **En travée :**

• **Sens de grande flexion M_x :**

$$M_{xu}=0,75 M_x = 0,75.35,12=26,34\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u,x}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,34 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,057$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) = 0,073$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,073) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u,x}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{26,34 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 4,33 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **7 T12/ml** de section **7,92cm²**

• **Sens de petite flexion M_x :**

$$M_{yu}=0,75 M_y = 0,75.14,46=10,845\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u,y}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,845 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,024$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,030$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,030) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u,y}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10,845 \times 10^{-3}}{0,178 \times 348} = 1,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{\min} = 0,2\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisit est de **7T12** de section **7,92cm²**

✓ **En appuis :**

• **Sens de grande flexion M_x :**

$$M_{xu}=0,5 M_x = 17,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = 0,038$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,048$$

$$Z = 0,177 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \times}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{17,56 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{min} = 0,2\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **7T12/ml** de section **7,92cm²**

• **Sens de petite flexion M_x :**

$$M_{yu}=0,5 M_y = 0,5.14,46=7,23\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \cdot y}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,23 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,016$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,02$$

$$Z = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \cdot y}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{7,23 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{min} = 0,2\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **7T12/ml** de section **7,92 cm²**

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

• **En travée :**

$$M_{tmax}=0,75.28,02=21,015 \text{ KN.m}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{26,34}{21,015} = 1,25 \Rightarrow \frac{1,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,069 < 0,375 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

• **En appuis :**

$$M_{tmax}=0,5.28,02=14,01 \text{ KN.m}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{17,56}{14,01} = 1,25 \Rightarrow \frac{1,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,069 < 0,375 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS

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

$$V_u = \frac{0,5.M_{xu} + 0,75.M_{xu}}{L_x / 4} = \frac{5M_{xu}}{L_x} = \frac{5.35,12}{3} = 58,53 \text{ KN}$$

$$\tau_{u_{max}} = \frac{V_u}{b \times d} = (58,53/1000)/(1.0,18) = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{limite} = 0,15 f_{c28} / \gamma_b = 2,5 \text{ MPa (fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_{u_{max}} = 0,32 \text{ MPa} < \tau_{limite} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau.7.9 : Ferrailage des voiles

		ferrailage	Min RPA (cm ²)	Armature calculé (cm ²)	Armature choisie (cm ²)		St (cm)
S-Sol (ep=20cm)	verticalement		4	4,33	7,92	7T12	15
			4	1,75	7,92	7T12	
	horizontalement		4	2,85	7,92	7T12	
			4	1,16	7,92	7T12	

8.1.Introduction :

La fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles, ces dernières par définition sont des organes de transmission des charges de la superstructure au sol elles ne peuvent être calculées que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. ($\overline{\sigma_{sol}}=1,8 \text{ bar}$ et un ancrage de **2m**)

✓ **Objectif :**

Les fondations sont les ouvrages de transmission entre les charges appliquées sous mur et sous poteaux et le sol porteur. Les semelles en béton armé sont :

- superficielles : filantes ou isolées
- rigides (non flexibles).

Elles permettent :

- de transmettre les charges au sol,
- de répartir les pressions.

8.2.Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de la réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **1,8 bars** mais un important effort normal, il ya lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées sous poteau.
- Semelles filantes.
- Radier évidé ou général.

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles, mais il faudra quand même vérifier la condition suivante :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment.

8.2.1. Les surfaces nécessaires des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{Semelle} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{Sol}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_s = N_G + N_Q \\ \bar{\sigma}_{Sol} = 0,18 \text{ MPa} \end{cases}$$

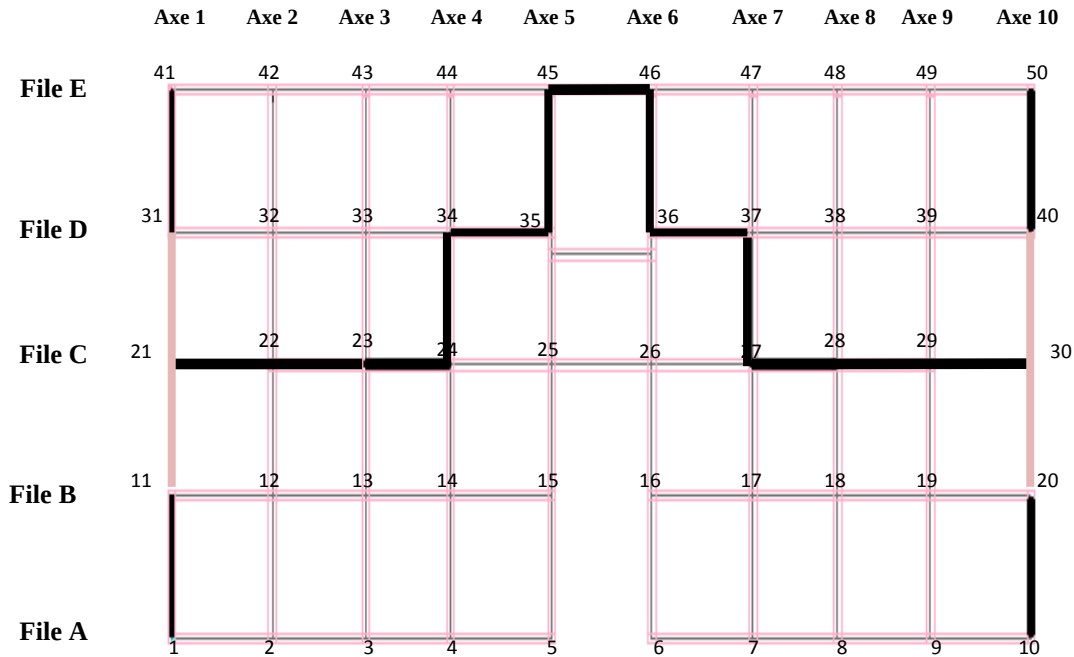


Fig. 8.1 : les numérations des joints

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Tableau. 8.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux.

Semelles	N_s [KN]	S_s [m ²]	Semelle	N_s [KN]	S_s [m ²]
2	686,63	3,81	18	569,37	3,16
3	763,79	4,24	19	581,81	3,23
4	795,36	4,42	25	592,71	3,30
5	519,18	2,88	26	592,71	3,30
6	519,18	2,88	32	491,03	2,72
7	795,26	4,42	33	475,81	2,64
8	763,79	4,24	38	475,81	2,64
9	686,63	3,81	39	491,03	2,72
12	518,81	3,23	42	572,18	3,17
13	569,37	3,16	43	630,40	3,50
14	595,89	3,31	44	677,40	3,76
15	514,58	2,85	46	677,40	3,76
16	514,58	2,85	47	630,40	3,50
17	595,89	3,31	49	572,12	3,17

Les surfaces des semelles filantes revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableau. 8.2: Les différentes surfaces des semelles filantes sous mur voile.

Semelles	N_s [KN]	S_s [m ²]	Semelle	N_s [KN]	S_s [m ²]
1	186,28	1,03	24	156,84	0,87
11	171,29	0,95	34	102,04	0,57
10	186,28	1,03	27	156,84	0,87
20	171,29	0,95	37	102,34	0,57
21	14,59 92,80 150,17 156,84	0,51 0,52 0,83 0,87	31	157,84	0,88
22			41	132,34	0,74
23			40	157,84	0,88
24			50	132,34	0,74
27	156,84	0,87	35	122,46	0,86
28	150,17	0,83	45	159,35	0,88
29	92,80	0,52	36	122,46	0,86
30	14,59	0,51	46	159,35	0,88
34	102,04	0,57	36	122,46	0,86
35	122,46	0,86	37	102,34	0,57

N.B : on a une intersection des semelles filante, on divise la charge commun comme suit : (40%au sens XX et 60%au sens YY).

$$\text{On à : } \frac{S_{\text{Semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{118,82}{435,69} = 27,27\% \leq 50\%$$

Les distances entres semelles sont rapprochée, ceci nous amène à adopter **des semelles filantes**.

8.3.Dispositions générales :

8.3.1. Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résulte de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

8.3.2. Combinaisons d'action à considérer :

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies par les poteaux et les poutres.

La combinaison à considérer est essentiellement : (1,35G+1,5Q).

8.3.3. Sollicitations :

Les calculs de fondation sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique s'effectue à (E.L.U).

8.4. Pré dimensionnement des semelles rigides :

Il s'agit de déterminer les dimensions d'une semelle rigide de fondation sous mur ou sous poteau de section carrée ou rectangulaire. Nous menerons nos calculs à l'état limite de service de résistance.

✓ Données:

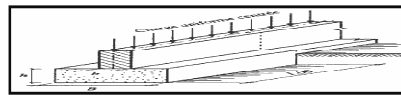
- Contrainte de calcul admise sur le sol : σ_{sol}
- Charges appliquées au niveau supérieur de la semelle : G, Q
- Dimensions :

Cas d'une semelle filante:

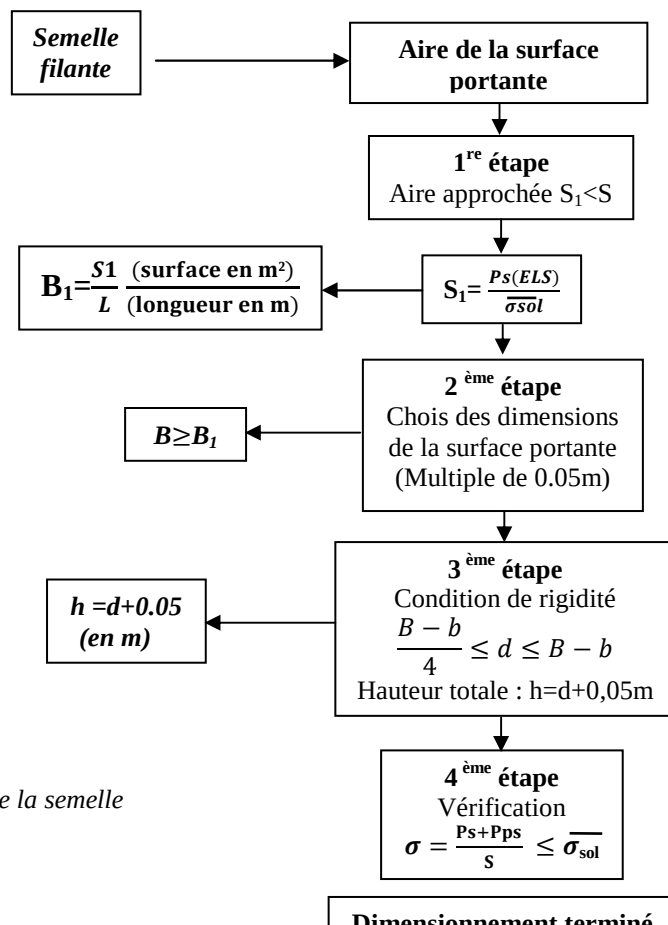
- Épaisseur du mur, symbole b
- longueur prise égale à 1m

✓ Inconnues:

- Poids propre de la semelle : p.p.
- Dimensions de la semelle filante : B, h



Organiagramme de calcul



Pps : poids propre de la semelle

8.5.Ferraillage :

Méthode des bielles comprimées

Semelle filante :



$$A_y = \frac{A_x}{4} \times B$$

ERROR: syntaxerror
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

-mark-
/sfnts

9.1. Introduction :

La gestion de projet est une activité exercée notamment dans les grands projets industriels. Dans chaque projet de bâtiment, il y a une interaction entre la réalisation et la conception de cette construction dans ces deux côtés temporelle et budgétaire, cette dernière détermine le degré d'achèvement des travaux d'exécution et par conséquent la réalisation de ce bâtiment dans l'enveloppe du délai et de coût définies initialement.

9.2. Historique :

L'histoire des théories du management commence à la fin du 19^{ème} siècle avec trois noms qui sont attachés à la recherche et aux évolutions :

- **Max Weber** : penseur de la rationalisation et de la bureaucratie, propose de remettre en question le modèle de l'organisation traditionnelle et charismatique, en s'appuyant sur des procédures explicites de fonctionnement.
- **Frédéric W. Taylor** : inventeur de l'organisation scientifique du travail, propose une différenciation formelle des tâches confiées aux dirigeants et aux exécutants, mais il identifie et structure les différentes fonctions de l'entreprise.
- **Henri Gantt** : l'associé de Taylor, Henri Gantt a étudié l'ordonnancement des opérations, il a pu développer le diagramme de Gantt.
- **Henri Fayol** : pour lui, la division du travail, hiérarchie et centralisation, l'unité de commandement, constituent les bases du management scientifique.
- **Elton Mayo** : il intègre l'approche des ressources humaines dans l'étude managériale.

Au cours de toute siècle, le management a réellement commencé à faire l'objet d'une étude systématique, à constituer un champ de connaissances propre et à s'imposer enfin comme une discipline à part entière.

9.3. Notions et définitions :

9.3.1. Définition d'un projet :

Selon la norme ISO 10006 « Un projet est un processus unique, qui consiste à un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, telles que les contraintes de délais, de coûts et de ressources ». Donc un projet est :

- une séquence d'activités uniques,
- réalisé à l'intérieur d'un cadre temporelle (délai) et dans la limite d'un budget.

Chaque projet a un cycle de vie qui contient un nombre de phases ordonnancé :

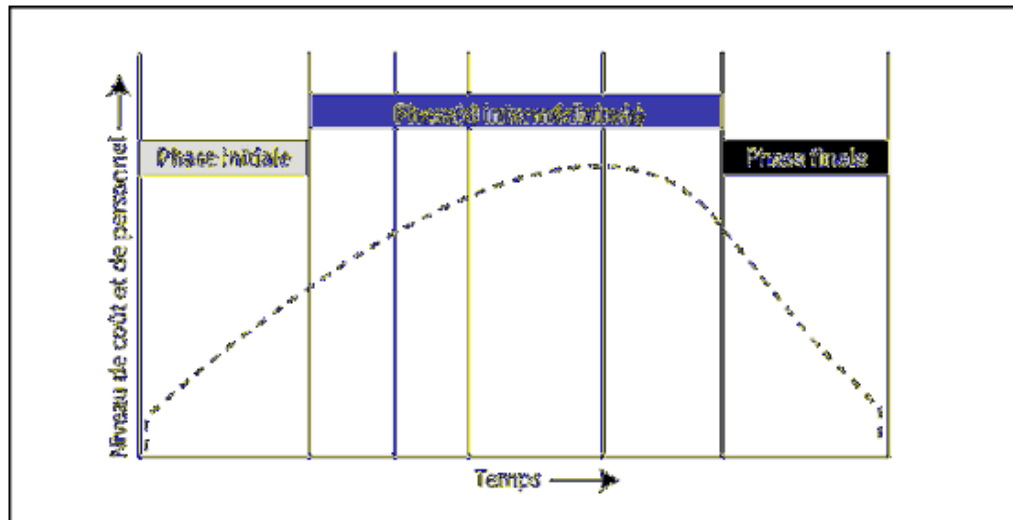


Fig.9.1 : Cycle de vie d'un projet ; PM-BOOK

- ❖ **La conception** : La conception est la phase préliminaire du projet qui commence par une idée jusqu'à la détermination de but de ce projet avec une estimation des ressources, coût, délai, risques et de rentabilité.
- ❖ **La planification** : Cette phase est très importante car elle traduit la mise en place de la structure du projet à partir d'engagement des hommes-clés, la définition des responsabilités, détail du coût et de délai des tâches de ce projet.
- ❖ **Réalisation** : La phase réalisation est la plus coûteuse dans le projet parce qu'elle regroupe les opérations d'exécution des travaux de construction qui consomment une partie importante des ressources (matériaux, matériels et la main d'œuvre).
- ❖ **Clôture** : La clôture est la phase finale du projet, elle rassemble les dernières opérations de ce projet tel que : libérer les ressources, mettre à disposition la documentation et déterminer le niveau de succès du projet.

9.3.2. Définition du management du projet :

La conduite du projet est l'ensemble des opérations qui organisent, coordonnent, pilotent un projet dont la gestion des ressources est un facteur essentiel afin d'atteindre les objectifs et les buts de l'entreprise d'une manière efficace.

L'AFNOR définit le management du projet : « la gestion de projet est l'ensemble des méthodes, outils d'évaluation, de planification et d'organisation permettant d'atteindre les objectifs du projet en respectant les contraintes de performance, de délai et de coût ».

9.3.3. Définition d'un marché :

Le marché est un contrat écrit au sens de la législation en vigueur, passe dans les conditions prévues dans le présent décret (DP 10/236 du 07/10/2010) en vue de la réalisation pour le compte du service contractant des travaux, d'acquisition de fournitures, de services et des études. (DECIT PR2SIDENTIEL 10/236 du 07/10/2010 – ARTICLE 13)

9.3.4. Définition d'un cahier des charges :

Le cahier des charges est un document qui définit les spécifications de base d'un projet à réaliser. Lors d'un appel d'offre, c'est le cahier des charges que les entreprises se basent pour estimer le coût de réalisation du projet.

9.4. Planification du projet :

Chaque projet est initialisé par la planification de ces tâches valable pendant toute sa durée de vie. Cette planification permet de gérer les principales tâches du projet.

Un projet est constitué d'un nombre de tâches qui seront réalisées dans des délais partagés et selon un équipement bien déterminé. L'outil qui aide à faire la bonne planification est le diagramme de GANTT, il simplifie le planning du projet et suivre son avancement dans le temps.

Notre projet est la réalisation d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) situé à la commune de BENI SAF dans la wilaya d'AIN TEMOUCHENT, nous intéressons dans notre mémoire que par la partie planification dans la phase conception.

Nous avons utilisé pour planifier ce projet le logiciel MICROSOFT-PROJECT 2003. Ce dernier est un outil d'aide à la gestion du projet (gestion des délais, gestion des coûts et gestion des ressources) qui fonctionne à la base de diagramme de GANTT.

9.4.1. Le découpage du projet :

Le découpage du projet se fait par le WBS (Work Breakdown Structure) qui permet d'identifier l'ensemble des tâches nécessaires à la réalisation du projet. Il décompose le projet par tâches.

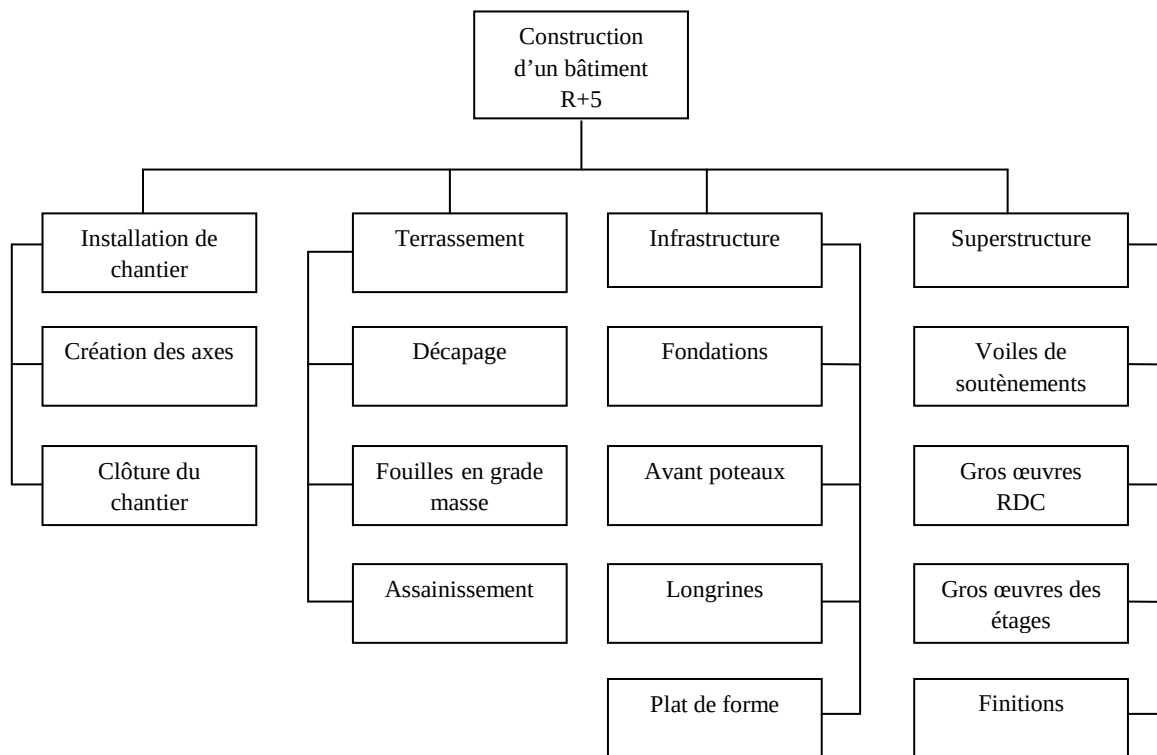


Fig 9.2 : Le WBS du projet

9.4.2. Identification des ressources :

Le projet est caractérisé par un délai, un coût qui est déterminé à partir des coûts de disponibilités et d'utilisation des ressources. Ces dernières sont divisées en trois catégories : matériaux, matériels et ressources humaines.

Les différentes ressources qui rentrent dans la réalisation de ce bâtiment sont :

➤ **Matériels :**

- Niveleuse
- Pelle
- Chargeur
- Grue
- Camion de 10t

➤ **Matériaux :**

- Béton dosé à 350 KG/m³ y compris toutes sujétions de mise en oeuvre.
- Brique
- Ciment
- Sable
- Eau
- Carrelage
- Portes en bois à une ventail

- Porte en bois à 2 vantaux
- Porte métallique à une ventail
- Porte métallique à 2 vantaux
- Fenêtres
- peinture

➤ **Les effectifs :**

- Maçons
- Maneuvres
- Plombiers
- Menuisiers
- Chef d'équipes
- Peintres.

9.4.3. Identification des coûts :

Les coûts des ressources qui rentrent dans la réalisation de ce bâtiment sont données dans le tableau récapitulatif.

Tableau 9.1 : Récapitulatifs des coûts des ressources

Ressources	Unités	Coût	Ressource	Unités	Coût
Matériels					
Niveleuse	/	32000,00 DA/jour	Chargeur	/	32000,00 DA/jour
Pelle	/	32000,00 DA/jour	Camion	/	16000,00 DA/jour
Matériaux					
Béton dosé à 250kg/m ³	m ³	8500,00 DA	Porte en bois à 2 vantaux	U	15000,00 DA
Béton dosé à 350kg/m ³	m ³	16500,00 DA	Porte métallique à un vantail	U	12000,00 DA
Brique	m ²	500,00 DA	Porte métallique à 2 vantaux	U	21000,00 DA
Porte en bois à un vantail	U	8000,00 DA	fenêtre	U	3000,00 DA
Porte en bois à 2 vantaux	U	15000,00 DA	Carrelage	m ²	450,00DA
Porte métallique à un vantail	U	12000,00 DA	Peinture	m ²	250,00 DA
Effectifs					
Maçon	/	2000,00 DA/jour	Menuisier	/	3000,00 DA/jour
Manœuvre	/	1200,00 DA/jour	Electricien	/	3000,00 DA/jour
Plombier	/	3000,00 DA/jour	Chef d'équipe	/	2500,00 DA/jour

Par exemple, les ressources rentrant dans la tâche de terrassement sont :

❖ **Terrassement :**

- *Décappage* : une niveleuse, 2camions, un chargeur.
- *Fouille en grande masse* : une pelle, un chargeur, un camion.

✓ **Assainissement :**

- *Creusement des regards* : une pelle.
- *Pose des canalisations* : 4 manœuvres.
- *Remblais* : un Chargeur.

9.4.4. La courbe en S :

La courbe en S permet de croiser les données liées à l'exécution des tâches, les délais avec les données des coûts. La courbe en S est réalisée à partir de l'ordonnancement des tâches suivant le diagramme de GANTT.

Après l'identification des taches, les durées et des types des différentes ressources, le calcul de la durée totale et de coût global du bâtiment se fait par le MS-Project qui est figuré dans la courbe suivante :

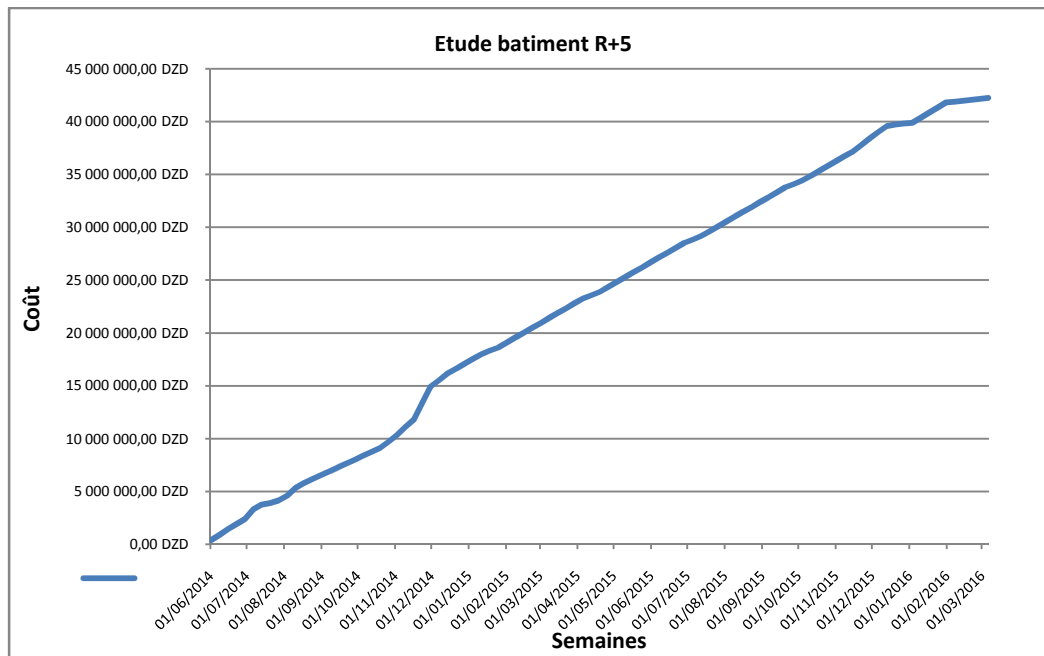


Fig.9.2 : La courbe en S du projet de réalisation d'un bâtiment R+5

Après l'estimation des ressources, nous avons trouvé que la durée totale de la réalisation de ce projet est de 465 jours avec un coût global de 45000000,00 DA.

9.4.5. L'interprétation des résultats :

Cette courbe regroupe deux paramètres importants dans la réalisation du projet : la durée et le coût. Chaque tâche a une date de début, date de fin et un coût spécifique. On peut décomposer la courbe en trois paliers.

1^{ier} Palier : La courbe commence par une faible croissance de début jusqu'à le 01/12/2014 parce que les coûts des ressources rentrant dans les tâches compris dans cette durée ne sont pas importants tel que l'installation de chantier et le terrassement.

2^{ème} palier : de 01/12/2014 à 01/12/2015 : une élévation plus ou moins rapide des coûts commence quand la partie de construction débute car dans cette phase contient les travaux de superstructure et en même temps le départ des travaux de finitions, où le nombre de groupe des effectifs augmente et les quantités des matériaux sont importantes.

3^{ème} palier : du 01/12/2015, la variation des coûts reste stable à raison que le nombre des groupes des travailleurs reste presque le même.

9.5. Conclusion :

La planification du projet permet de gérer les ressources (moyens humains, matériels et matériaux) dans une durée définie pour bien avancer le projet et minimiser leur temps de réalisation.

Le logiciel MS-Project est un outil de planification qui décompose le projet en tâches caractérisées par une date de début et de fin et nombre de ressources humaines, matériel et matériaux.

La courbe en S représente la variation du coût des ressources des tâches durant la durée de réalisation, elle explique l'état d'avancement des travaux par rapport au coût et au délai.

Le présent mémoire de fin d'étude présente un échantillon du domaine de béton armé qui est très vaste, ce dernier nous a été bénéfique sur le plan théorique et pratique pour le calcul des structures en béton armé.

Cette étude a permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites et des techniques de conception des structures dans le R.P.A 99 V 2003. Comme elle nous a permis essentiellement d'apprendre des notions sur l'étude sismique qui complète notre formation.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudié dans ce mémoire, qui en fournit des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature.

Ainsi ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assiste par ordinateur (Auto Cad), de calcul (SAP 2000) pour l'analyse statique de la structure qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable ensuite le ferrailage des éléments résistants, de plus le logiciel de planification (MS PROJECT) pour estimer le cout la durée du projet et tracer la courbe en «S».

Cette courbe a une forme standard «S» qui peut suivre un chemin différent dans la réalité donc il est essentiel pour le manager de comprendre les courbes du cycle de vie de projet qui jouent un rôle critique dans l'élaboration du budget et du programme d'un projet.

Enfin on espère que ce mémoire sera un début pour des études beaucoup plus complexe au future.

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE

- **DTR-B-C2-48** : « Règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003», Ministère de l'habitation, janvier 2004.
- **BAEL 91 Révisées 99** : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites », Ministère de l'habitation.
- **BESTAUOI Wafaa; DEGUI Nihad Djazia:** " Etude et planification d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 avec un sous sol", Département de Génie civil TLEMCEN 2013.
- **GUETTAIA Djazia; GHORZI Djaouida:** "Planification et suivi des galeries technique d'assainissement (BOUJLIDA)". Département de génie civil TLEMCEN, 2011.
- **MORAND Denis** : « Liaison entre la conception et la gestion de projet de bâtiment : PROJECTOR, un prototype pour la planification », Université de Savoie France, 1994.
- **ROBBINS Stephan ; DECONZO David ; CULTER Mary** : « Management 7^{ème} édition, Chapitre 1: Aux sources du management contemporain ». France, 2011

ملخص

هذه المذكرة عبارة عن دراسة، تحليل و حساب مختلف أجزاء بناية سكنية مع وضع مخطط للمشروع.

من بين التسعة اجزاء التي يتكون منها المشروع. نهدف في الجزء الاول المتمثل في مقدمة شاملة الى وصف المبنى مع التعريف بخصائص المواد .

بينما في الجزء الثاني قمنا بتفصيل أبعاد الأجزاء الأساسية والثانوية للبناية. كما تطرقنا الى تفصيل مختلف الاحمال في الفصل الذي يليه.

في الجزء الرابع قمنا بدراسة الاجزاء الثانوية (السلالم، الشرفات،...)، والجزء الخامس هو دراسة للأرضية، اما في الجزء التالي قمنا بدراسة ديناميكية للمبنى بواسطة البرنامج SAP 2000 version 14.

قمنا في الجزء السابع بدراسة الاجزاء الاساسية للمبنى (الاعمدة،الروافد،الجدران)، والجزء الثامن يتمحور حول البنية التحتية للمبنى(الاسس).

اخيرا في الجزء التاسع وضعنا مخطط لمراحل سير المشروع عن طريق البرنامج-MS Project والتعليق على النتائج المتحصل عليها.

الكلمات المفتاحية : بناية، خرسانة مسلحة، تخطيط مشروع.

RESUME

Le travail que nous allons traiter pour notre mémoire concerne l'étude, l'analyse et le dimensionnement des éléments du bâtiment avec la planification du projet.

Il se compose de neuf (09) chapitres en commence par l'introduction générale qui présente le projet et une description de la structure à étudier avec présentation des caractéristiques des matériaux.

Le second chapitre entame le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment, puis la descente des charges dans le chapitre suivant.

L'étude des éléments secondaires (acrotère, escaliers, dalles pleines) vont être présentés dans le quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre à pour objectif d'étudier les planchers. Le suivant traite l'étude dynamique réalisée par le logiciel (SAP 2000 version14).

En suite le septième chapitre traite les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).

L'infrastructure sera élaborée en huitième chapitre et enfin dans le neuvième chapitre où on va interpréter les résultats obtenus par le (MS-Project version 2003) pour bien expliquer la phase planification.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Management de projet.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
السلام عليكم ورحمة الله وبركاته



Université de Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

**Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : Ingénierie des Structures**



THÈME

**Etude technique et managériale d'un bâtiment à usage d'habitation
(R+5) en béton armé à AIN TEMOUCHENT**

KADA MAHAMMED Nassira

Présenté par :

BELMOKHTAR Khadidja

Devant les jury composé de:

**Pr .GHOMARI .F
Mr. HASSAINE.N
Mme .GHAZALI.S
Mr. HOUTI.F.B
Mr .BENAMAR.A**

**Président
Examineur
Examinatrice
Encadreur
Encadreur**

2013-2014

Plan de travail:

Introduction

Présentation du projet

Pré dimensionnement des éléments résistants

Etude des éléments non structuraux

Etude sismique

Etude des éléments structuraux

Etude de l'infrastructure

Management de la construction

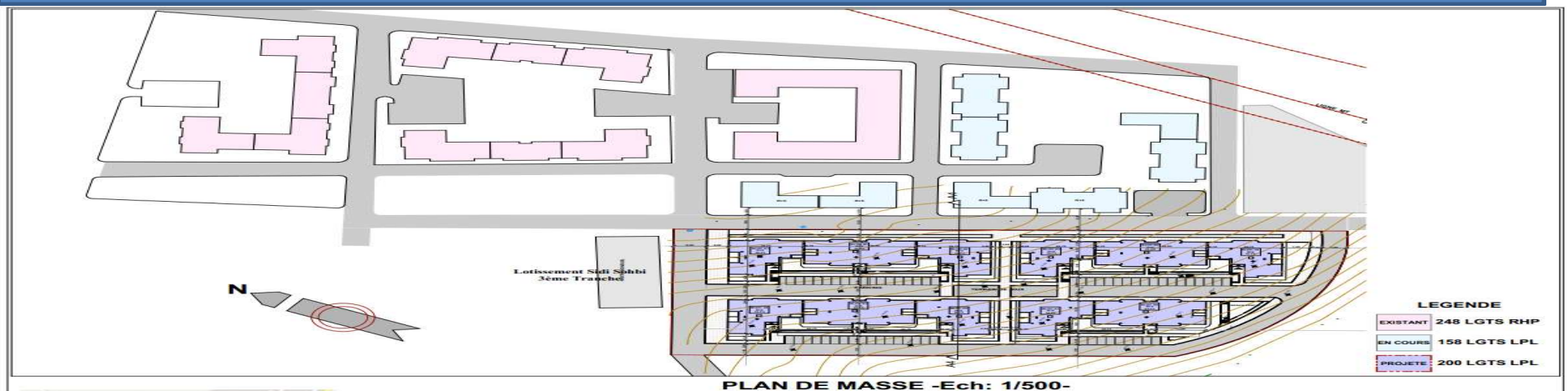
Conclusion

Introduction

Introduction

- Le véritable explosion démographique a obligé les décideurs de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes.
- La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.
- Le management de projet consiste à utiliser des compétences , des outils et des processus managériaux pour réussir un projet.

Présentation de projet

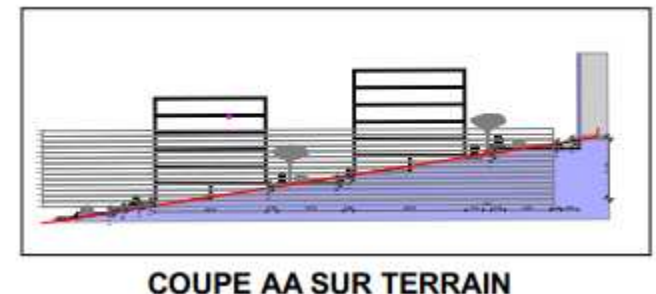


Présentation de projet

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation(R+5), situé à AIN TEMOUCHENT classé en zone IIa selon le RPA99 version2003 c.à.d. de moyenne sismicité.

- Le site d'implantation présente une pente importante.
- Le rez- de- chaussée contient 2 appartements type F3.
- L'étage courant contient 4 appartements type F3.
- La terrasse est inaccessible.

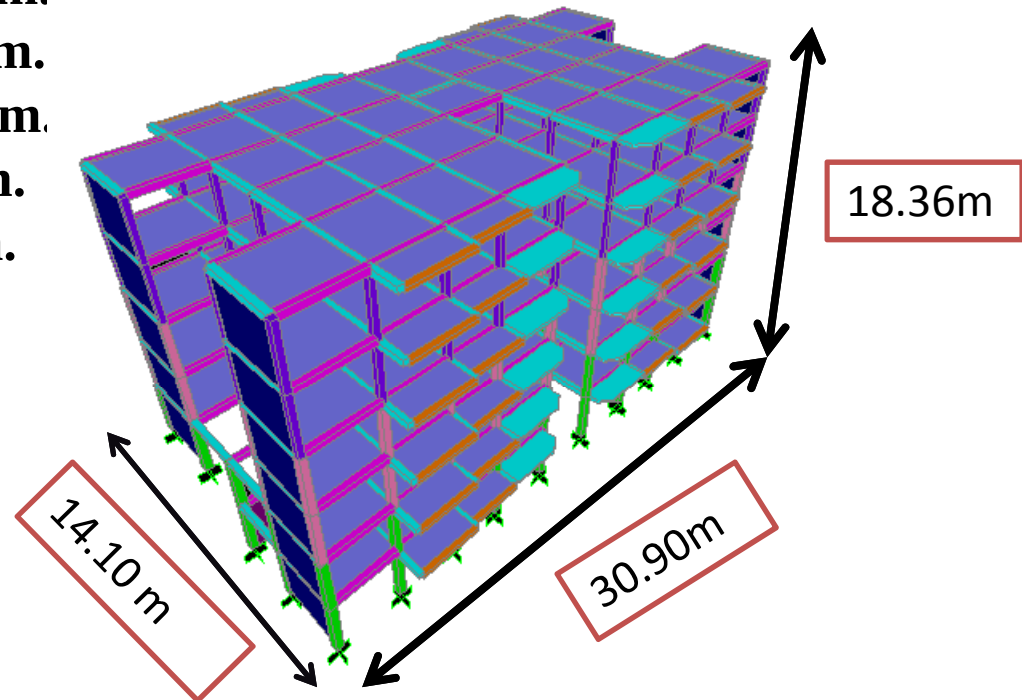
La construction sera fondée sur un sol meuble d'une contrainte admissible de 1.8 bars à une profondeur de 2 m.



Présentation de projet

❖ Caractéristiques géométriques de l'ossature:

- La hauteur totale : 18.36 m.
- La largeur : 14.10 m.
- La longueur : 30.90 m.
- La hauteur de RDC : 3.06 m.
- La hauteur des étages : 3.06m.



❖ Caractéristiques des matériaux:

- Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Acier : Armature longitudinale FeE 400
Armature transversale FeE 235

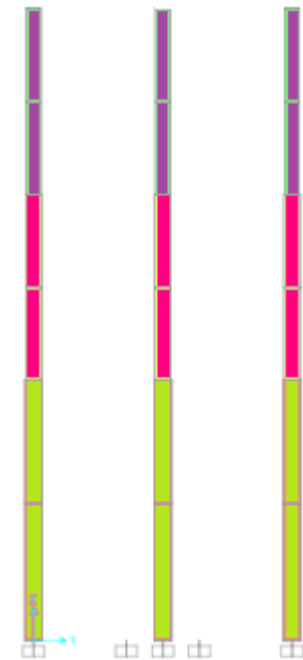
Pré dimensionnement des éléments résistants

Pré dimensionnement des éléments résistants

1. Pré dimensionnement des poteaux :

Selon RPA99/version 2003

- RDC et 1^{er} étage : 40 x 40 cm²
- 2^{ème} et 3^{ème} étage : 35 x 35 cm²
- 4^{ème} et 5^{ème} étage : 30 x 30 cm²



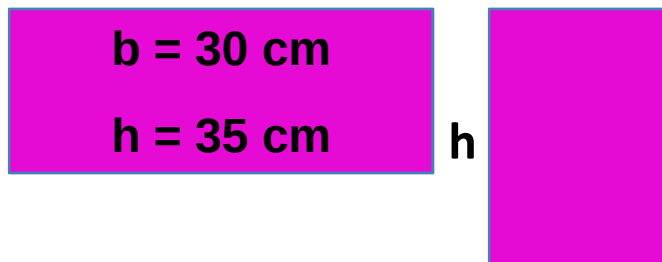
Pré dimensionnement des éléments résistants

2. Pré dimensionnement des poutres :

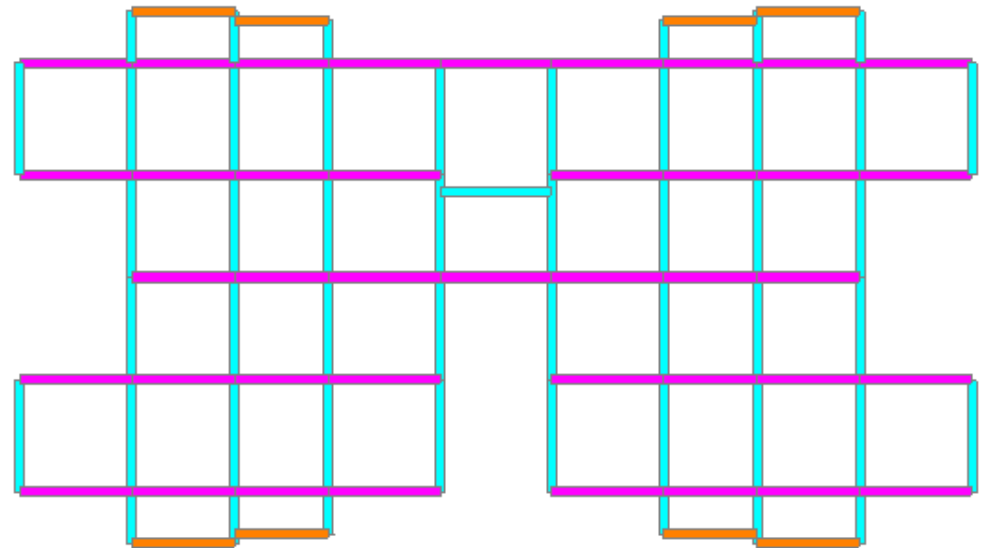
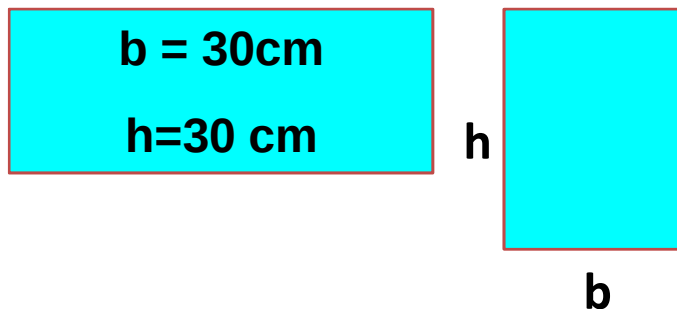
Selon B.A.E.L 91 et RPA99/version 2003:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

➤ Poutres principales :



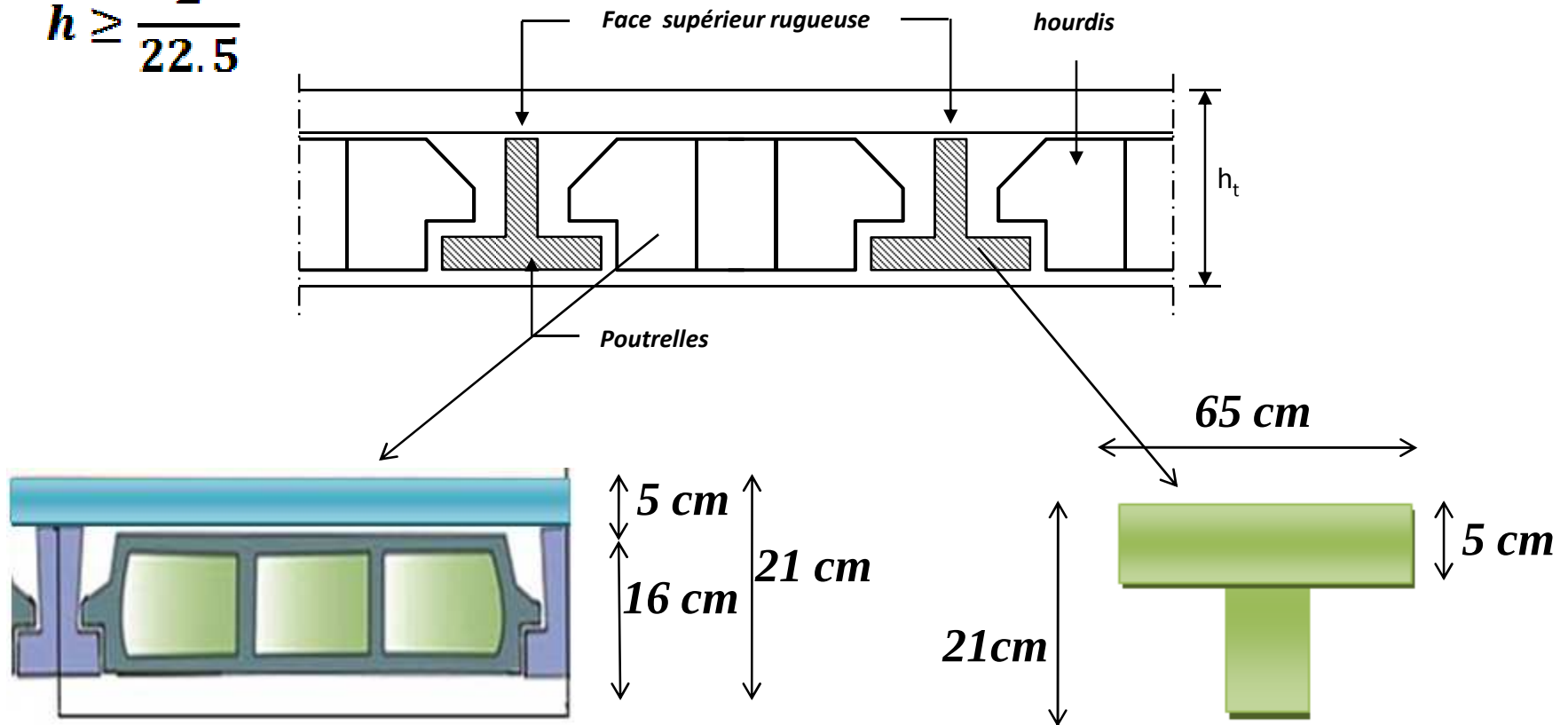
➤ Poutres secondaires :



Pré dimensionnement des éléments résistants

3. Pré dimensionnement du plancher:

$$h \geq \frac{L}{22.5}$$



Pré dimensionnement des éléments résistants

4. Pré dimensionnement des voiles :

On a deux types de voiles:

➤ **Voile de contreventement:**

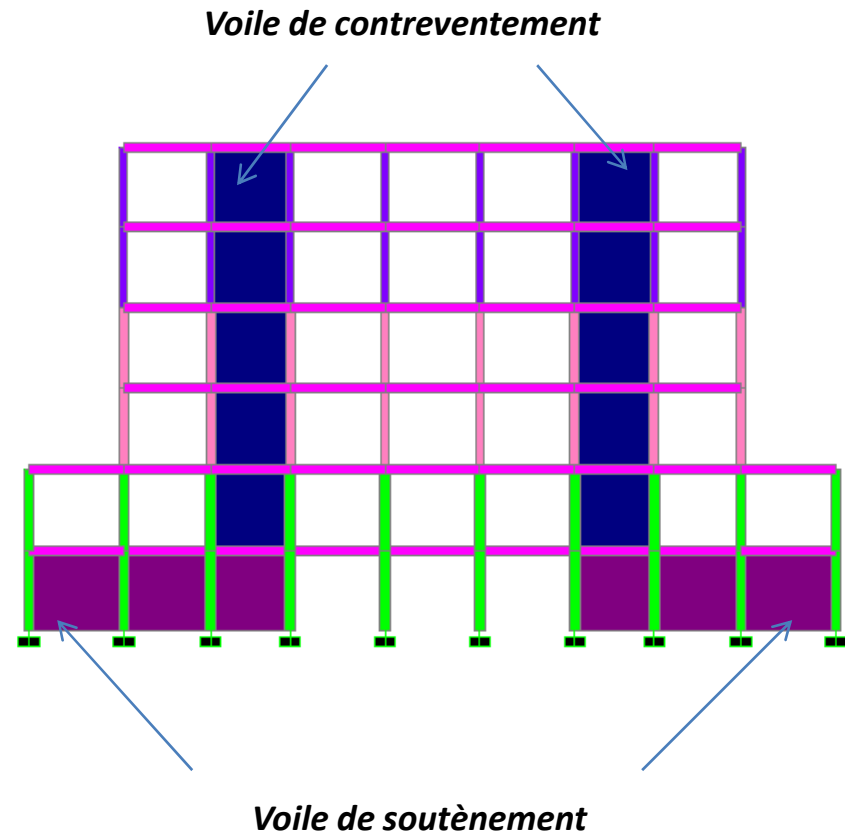
On adopte une épaisseur

$$e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Voile de soutènement:**

On adopte une épaisseur

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



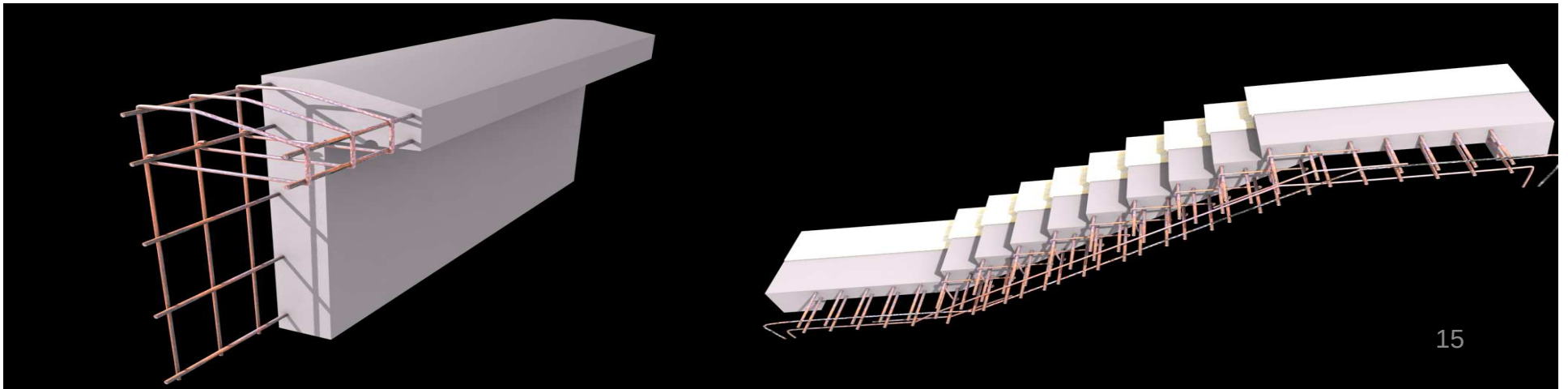
Pré dimensionnement des éléments résistants

5. La descente des charges:

La descente des charges est déterminé à partir du **cahier de charge et surcharge**:

	La charge permanente total (Kg/m²)	La charge d'exploitation (Kg/m²)
<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	605	100
<i>Plancher étage courant</i>	530	150
<i>Mur extérieur double parois</i>	210	/
<i>Mur extérieur simple parois</i>	152	/
<i>Dalle pleine terrasse inaccessible</i>	696	100
<i>Dalle pleine étage courant</i>	531	350

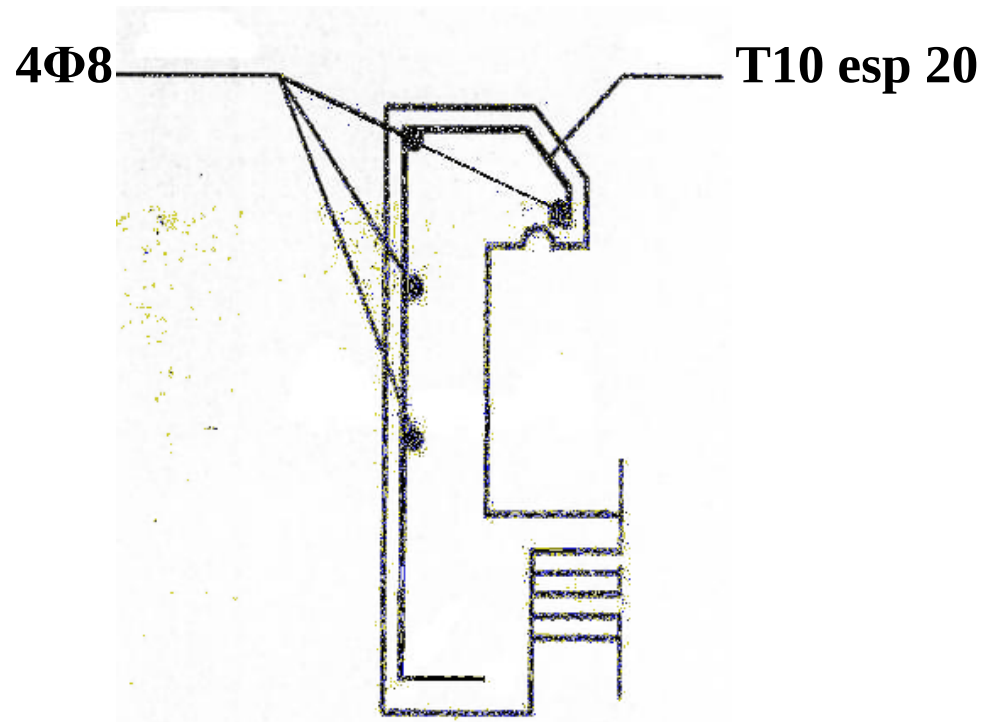
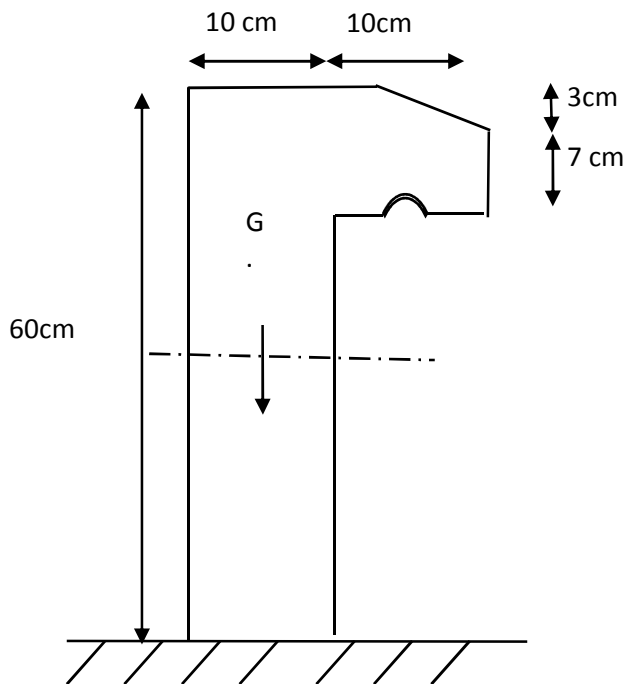
Etude des éléments non structuraux



Etude des éléments non structuraux

1. Etude de l'acrotère:

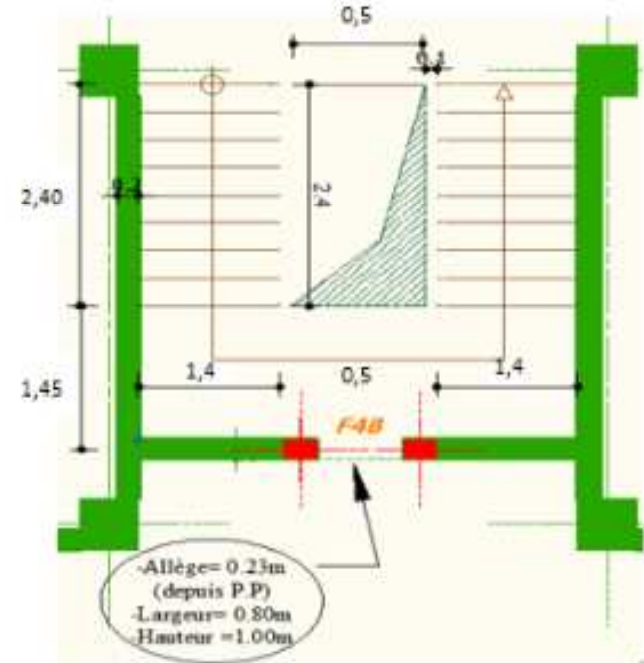
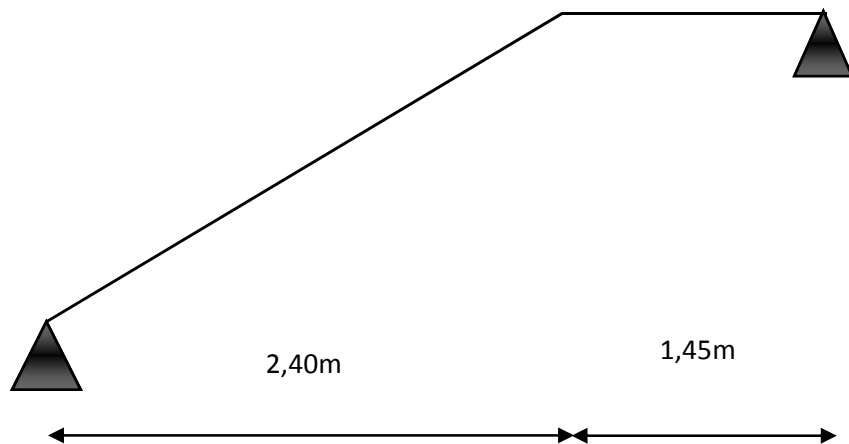
Le calcul des armatures se fait en flexion composée pour une bande de 1 ml.



Etude des éléments non structuraux

2. Etude de l'escalier:

La structure contient un seul type d'escalier :



➤ **Descente des charges:**

[illegible]

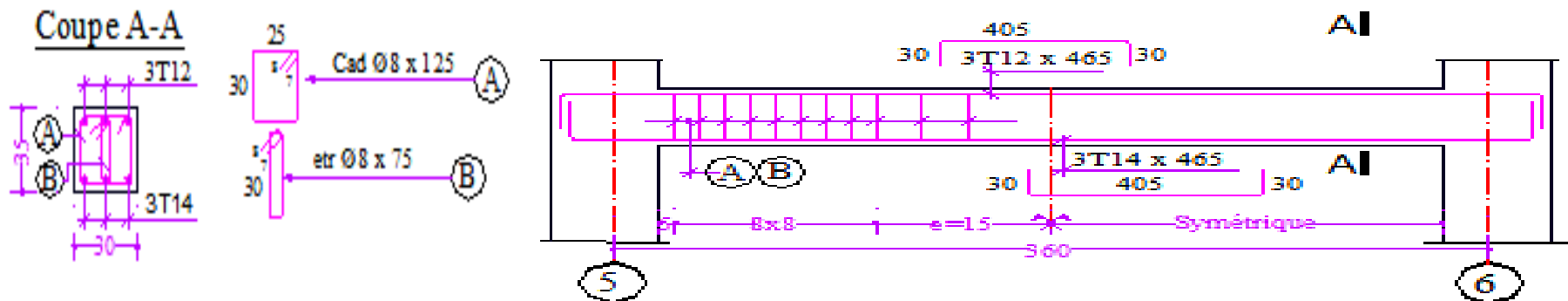
26/06/2014

Etude des éléments non structuraux

3. Etude de la poutre palière:

Poutre palière		Armatures longitudinales				Armatures transversales		
		travée		appui		RPA99		
Section(cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi	A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi	S _t zone nodale (cm)	S _t Zone courante (cm)	A _{st} choisi
30x35	5,25	3,85	3 T14	2,17	3T12	8	15	ø8

FERR Poutre Palière(30x35),File:C,
Niv:+1.53,+4.59,+7.65,+10.71,+13.77

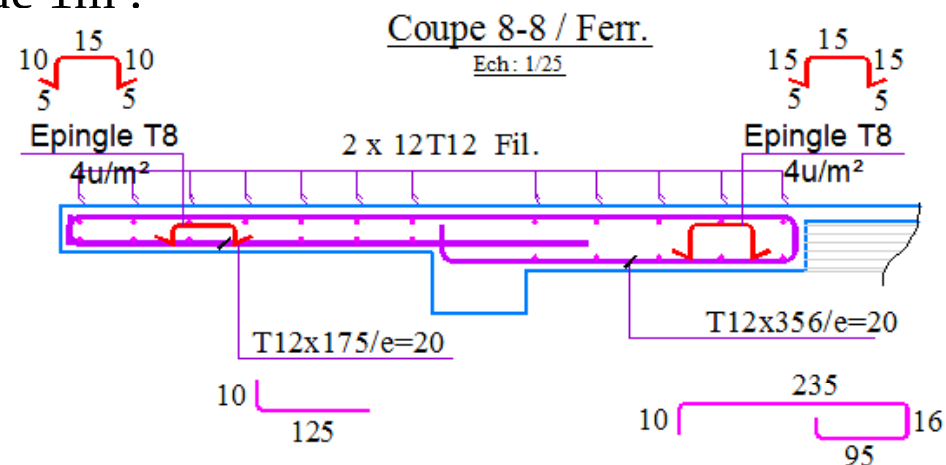
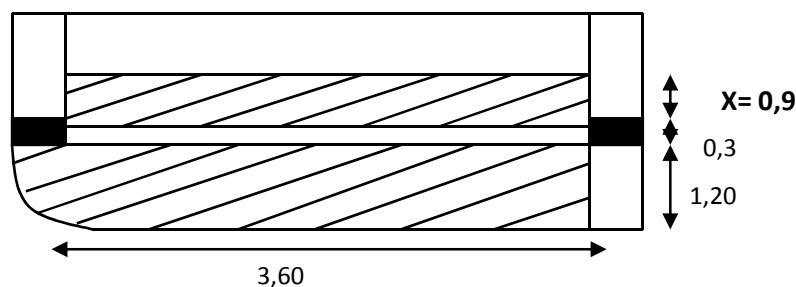


Etude des éléments non structuraux

4. Etude de la dalle pleine:

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

$$G = 5,31 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

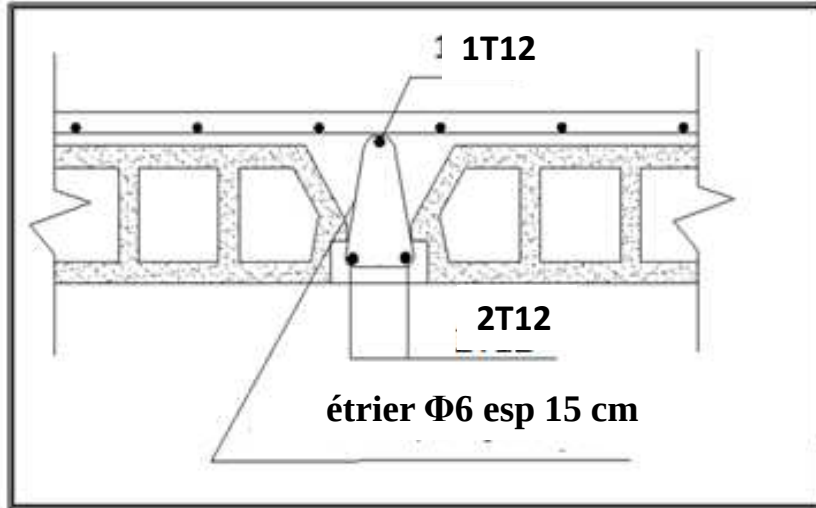


	Ferraillage calculé (cm ²)	Ferraillage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculée (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
RDC+étage courant	2,31	5T12/ml = 5,65	1,41	5T12/ml = 2,51
TERRASSE	4,17	5T12/ml = 5,65	1,41	5T12/ml = 5,65

Etude des éléments non structuraux

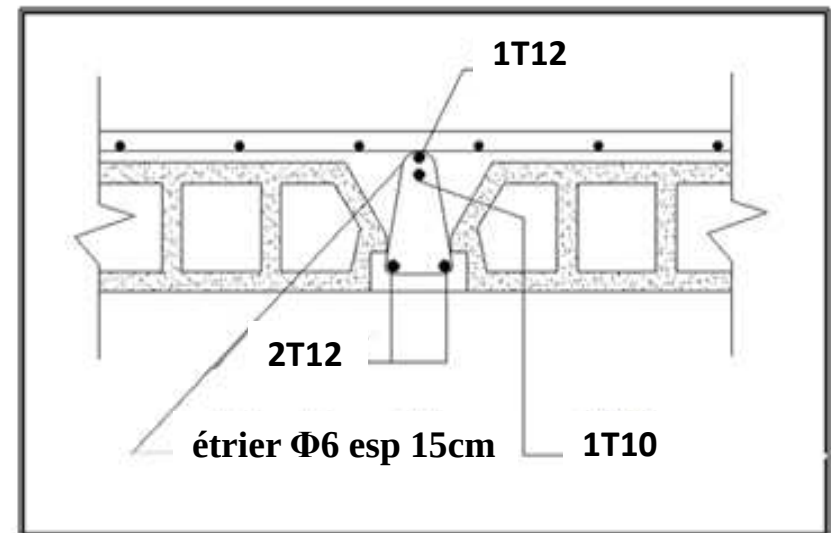
5. Etude du plancher:

Notre bâtiment contient 09 types de poutrelles qui sont calculées en flexion simple.



Ferraillage de poutrelle en travée

26/06/2014



Ferraillage de poutrelle en appuis

21

Etude sismique



Etude sismique

1. Choix de la méthode:

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

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

Parmi ces trois méthodes nous avons choisis la méthode d'analyse modale spectrale, en utilisant le logiciel de calcul des structures SAP2000.



Etude sismique

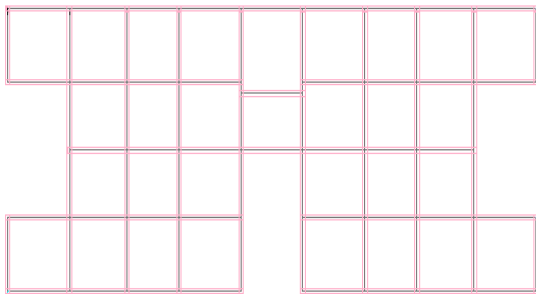
2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Les paramètres du spectre de réponse :

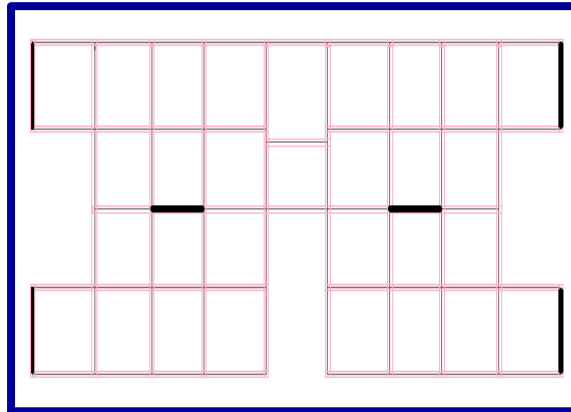
- Coefficient d'accélération de zone : $A=0,15$
- Coefficient de comportement de la structure : $R=5,00$
- Facteur de qualité : $Q=1,20$
- Facteur d'amplification dynamique de la structure : $D=2,2$
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :
 $T_1=0,15 \text{ s}$
 $T_2=0,50 \text{ s}$
- Période fondamentale de la structure :
 $T_1=0,44 \text{ s}$

Etude sismique

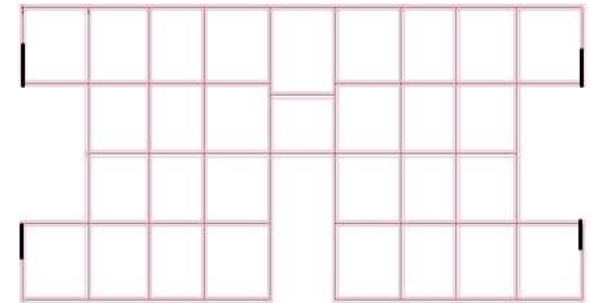
3. Les différents dispositions des voiles:



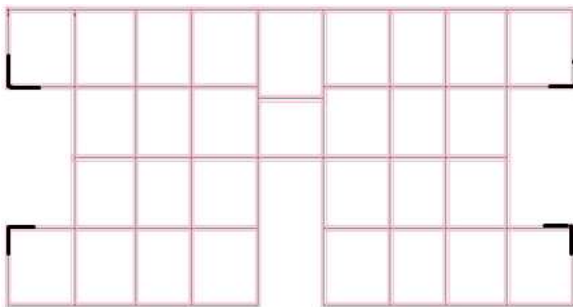
Disposition 1: $T=0,95s$



Disposition 5: $T=0,52s$

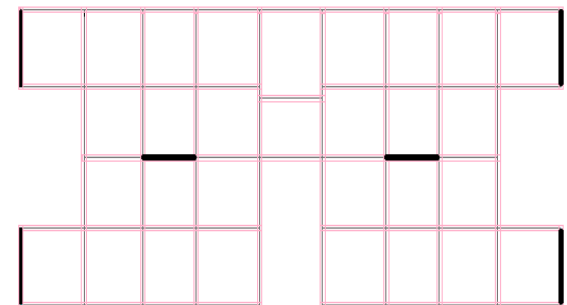


Disposition 2: $T=0,79s$



Disposition 3: $T=0,62s$

$T=0,52\text{ s}$
 $W=22358,36\text{ KN}$

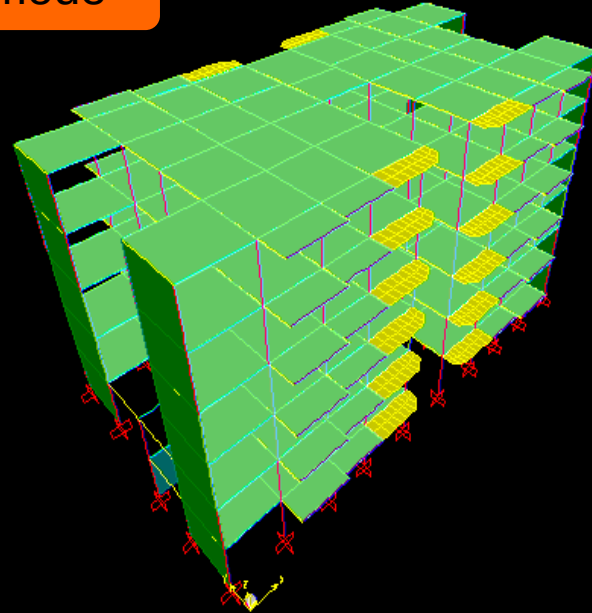


Disposition 4: $T=0,59s$

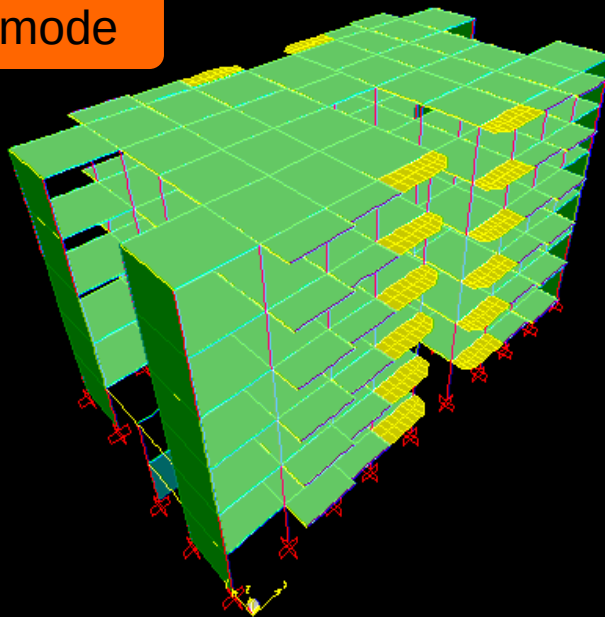
Etude sismique

Mode	Periode(s)	U _x	U _y	Nature
Mode	1	0,64728	2,23E-20	Trans x
Mode	2	0,64728	0,61729	Trans y
Mode	3	0,64728	0,61729	torsion
Mode	4	0,81758	0,61729	-
Mode	5	0,81758	0,62489	-
Mode	6	0,81758	0,62489	-
Mode	7	0,81758	0,62625	-
Mode	8	0,81758	0,62625	-
Mode	9	0,81758	0,632	-
Mode	29	0,91125	0,92218	-

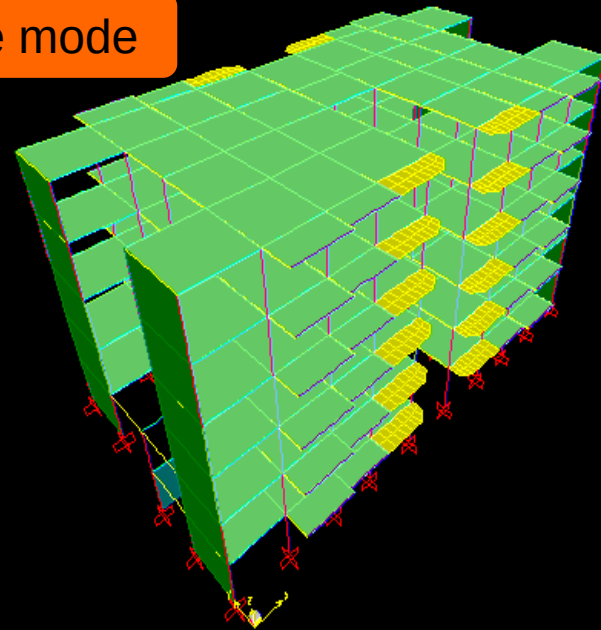
1^{er} mode



2^{ème} mode



3^{ème} mode



4. Interprétation des résultats:

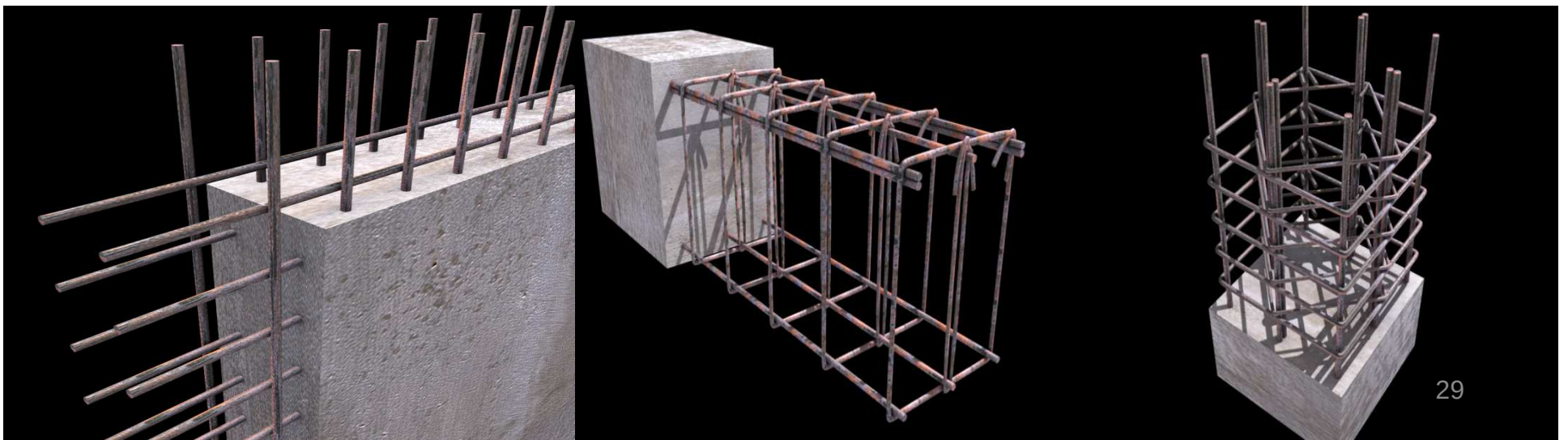
 L'analyse de la structure nous a permis d'observer que cette dernière est très rigide pour un ouvrage de 5 niveaux :

- T dynamique = 0,52 sec.
- T fondamentale = 0,44 sec.
- $1.3 * T \text{ fondamentale} = 0,57 \text{ sec}$
- La période dynamique est inférieure à la période fondamentale donnée par (RPA 99/2003)
- Du fait que le nombre limité de mode dans les 2 sens pour atteindre les 90%.
- la vérification de la résultante des forces sismiques de calcul est vérifiée dans les deux sens:
- Les résultats obtenus par le calcul dynamique donnent :

$$\bullet V_x \text{ dyn} = 1496,704 \text{ KN} \geq 0.8 V_x \text{ sta} = 1416,62 \text{ KN}$$

$$\bullet V_y \text{ dyn} = 1542,693 \text{ KN} \geq 0.8 V_y \text{ sta} = 1416,62 \text{ KN}$$

Etude des éléments structuraux



Etude des éléments structuraux

❖ Combinaisons d'actions

1,35 G + 1,5 Q..... (ELU)

G + Q.....(ELS)

G + Q ± 1,2 E

❖ Ferraillage des poteaux:

➤ Les poteaux sont sollicités par :

✓ Des efforts normaux

✓ Des efforts tranchants

✓ Des moment de flexion

Donc: les poteaux seront calculés en flexion composée.
selon le BAEL91 et le RPA99/version 2003

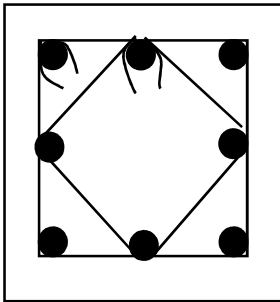
Etude des éléments structuraux

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Section de SAP (cm ²)	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversal(RPA)		
				choix	Section choisie (cm ²)	Zone nodale <i>t</i> (cm)	Zone courante <i>t'</i> (cm)	At
RDC	(40x40)	12,80	4,80	8T16	16,08	10	15	8
1	(40x40)	12,80	4,80	8T16	16,08	10	15	8
2	(35x35)	9,80	3,67	4T14 + 4T12	10,68	10	15	8
3	(35x35)	9,80	3,67	4T14 + 4T12	10,68	10	15	8
4	(30x30)	7,20	2,70	8T12	9,03	10	15	8
5	(30x30)	7,20	2,70	8T12	9,03	10	15	8

Etude des éléments structuraux

Poteaux (40x40)

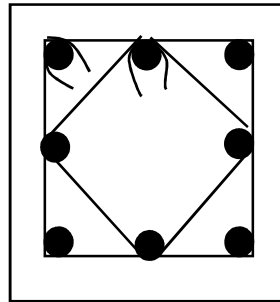
RDC+1^{ère} Etage



8T16

Poteaux (30x30)

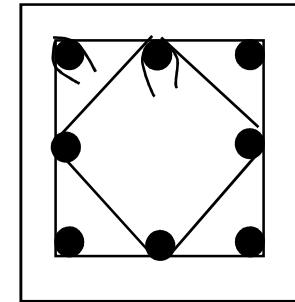
2^{ème} +3^{ème} Etage



4T14+4T12

Poteaux (35x35)

4^{ème} +5^{ème} Etage



8T12

Ferraillage des poteaux

Etude des éléments structuraux

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple , les fissurations sont préjudiciable.

❖ **Combinaisons d'actions :**

$$1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (ELU)$$

$$0,8 G \pm E.$$

$$G + Q \pm E.$$

❖ **Ferrailage Longitudinale**

Ferrailage calculés manuellement.

(vérification) $\Rightarrow$ Le min de RPA.

❖ **Ferrailage Transversale :** Section de $\Phi 8$

❖ **Calcul de l'espacement :**

poutres principales $\Rightarrow$ Zone nodale = 10 cm

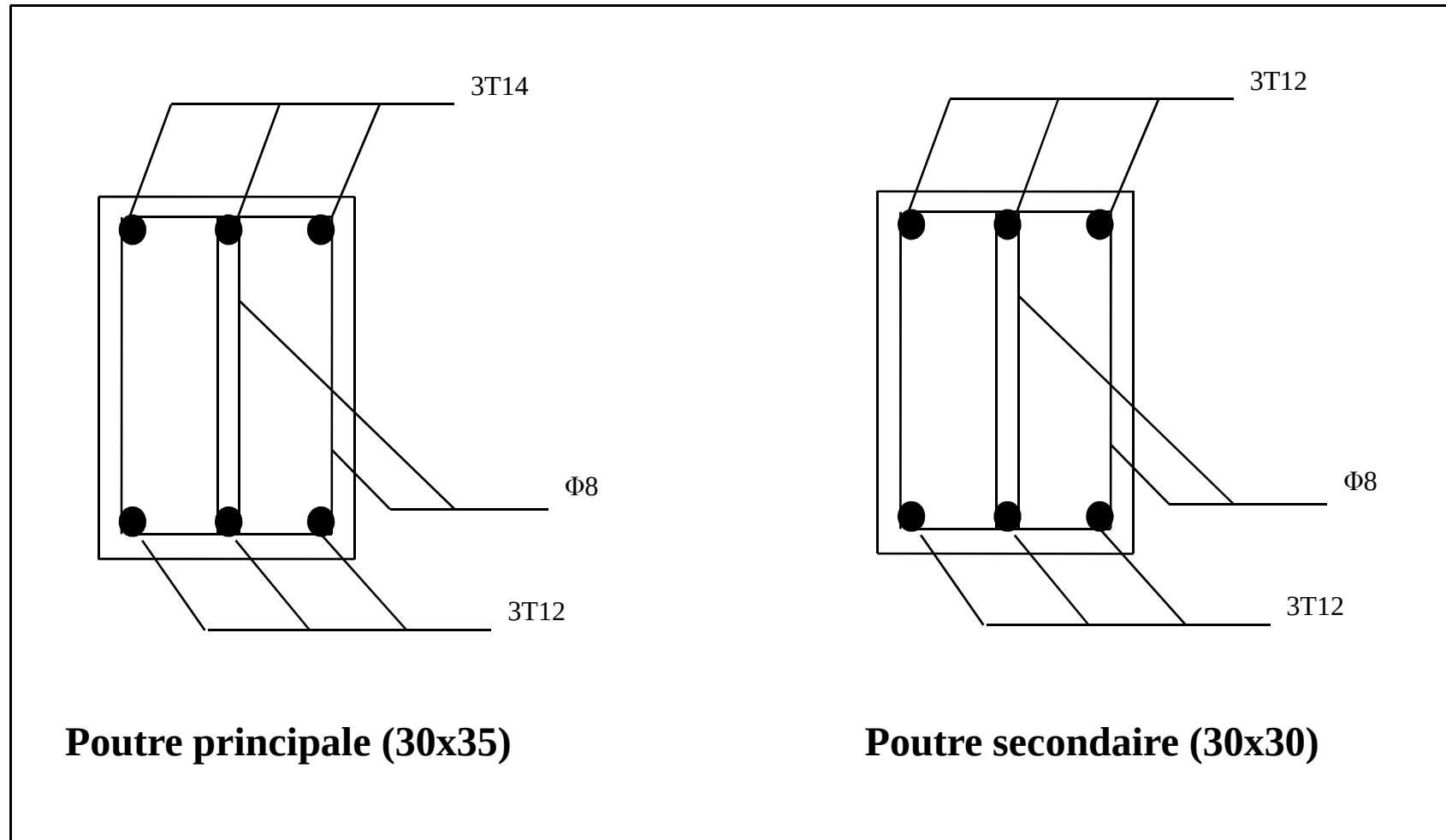
Zone courante = 15 cm

Etude des éléments structuraux

Récapitulatifs des ferrailage des poutres principales et secondaires

			Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			<i>Travée</i>		<i>Appui</i>		<i>St (RPA99)</i>	
Niveau	section (cm ²)	Amin RPA cm ²	A _{st} cal (cm)	A _{st} choisi (cm ²)	A _s cal (cm)	A _s choisi (cm ²)	Zone nodale S (cm)	Zone courante S' (cm)
Poutre principale	(30x35)	5,25	2,63	3T12 = 3,39	3,70	3T14 = 4,62	8	15
Poutre secondaire	(30x30)	4,50	0,36	3T12 = 3,39	1,02	3T12 = 3,39	7	15

Etude des éléments structuraux



Ferraillage des poutres

Etude des éléments structuraux

❖ Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU } (1,35G+1,5Q)$$

$$\text{ELU}_{\text{Acci}} (G+Q+1,2E)$$

❖ Vérification des contraintes tangentielles :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

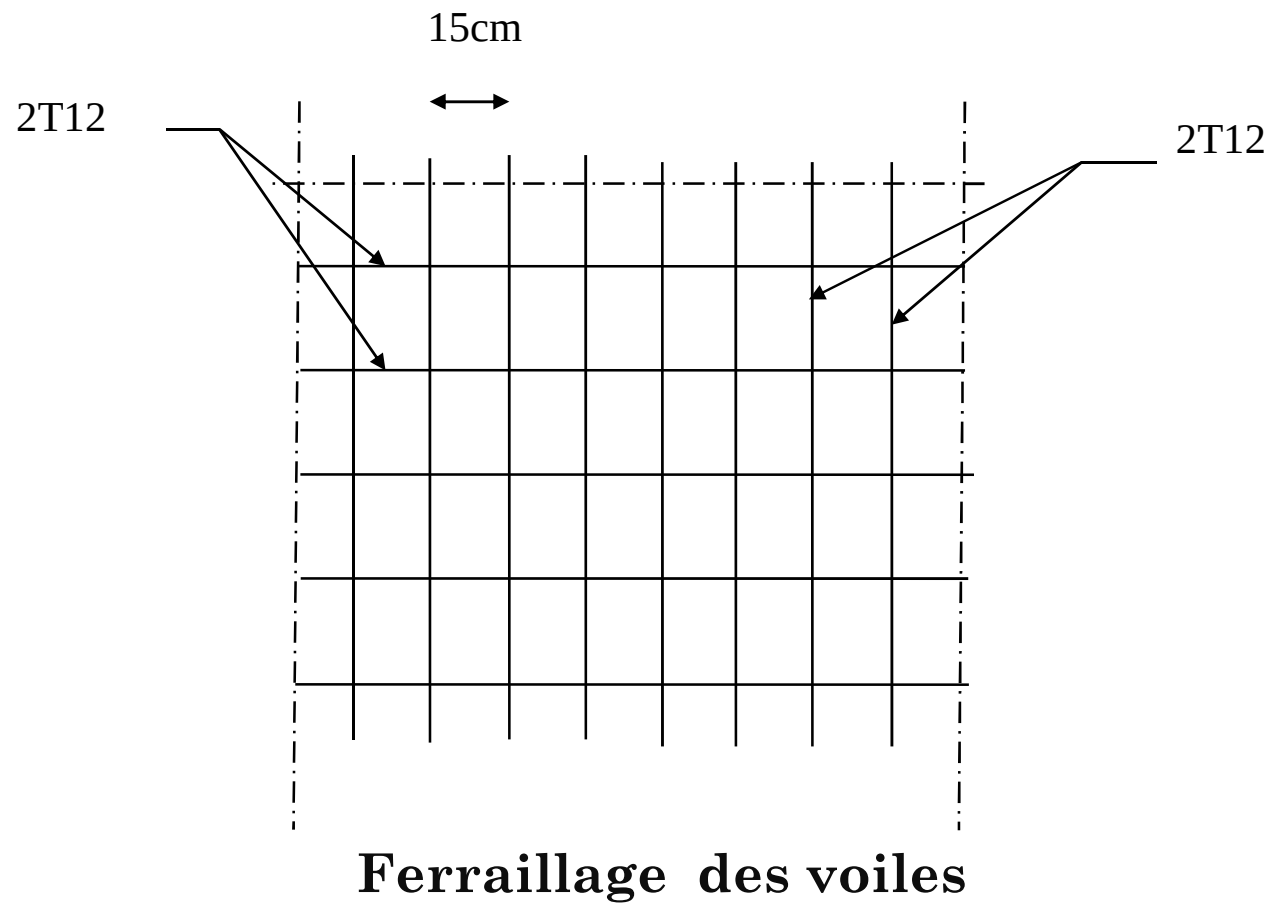
$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}.$$

$$\tau_b \leq 0,06f_{c28} \Rightarrow \text{les armatures diagonale } A_d = 0$$

Avec : $b=1\text{ml}$, $d=0,9$ l'épaisseur du voile

Détermination du ferrailage : $\Rightarrow$ **Min de RPA99/V2003.**

Etude des éléments structuraux



Etude des voiles de soutènements

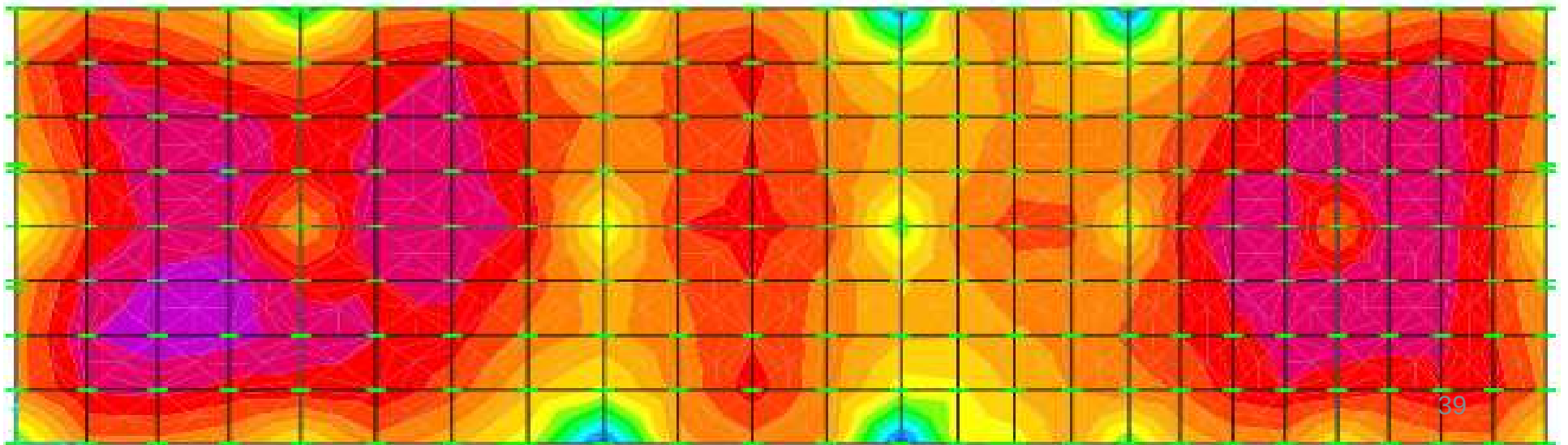
❖ Les efforts appliqués sur le mur de soutènement sont :

$F = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$ Force horizontale due à la poussées des terres

$Q = K_0 \cdot q$ Force horizontale due aux surcharges

		ferraillage	Min RPA (cm ²)	Armature calculé (cm ²)	Armature choisie (cm ²)		St (cm)
S-Sol (ep=20cm)	verticalement		4	4,33	7,92	7T12	15
			4	1,75	7,92	7T12	
	horizontalement		4	2,85	7,92	7T12	
			4	1,16	7,92	7T12	

Etude de l'infrastructure



Etude de l'infrastructure

1. Choix du type de fondation:

Les fondations de notre ouvrage sont choisies en fonction de la :

- Capacité portante du sol
- Les charges transmises par la superstructure
- Economie de coffrage
- Facilité d'exécution .

$$\frac{S_{Semelle}}{S_{batiment}} = \frac{118.82}{493.69} = 27,27\% \leq 50\%$$

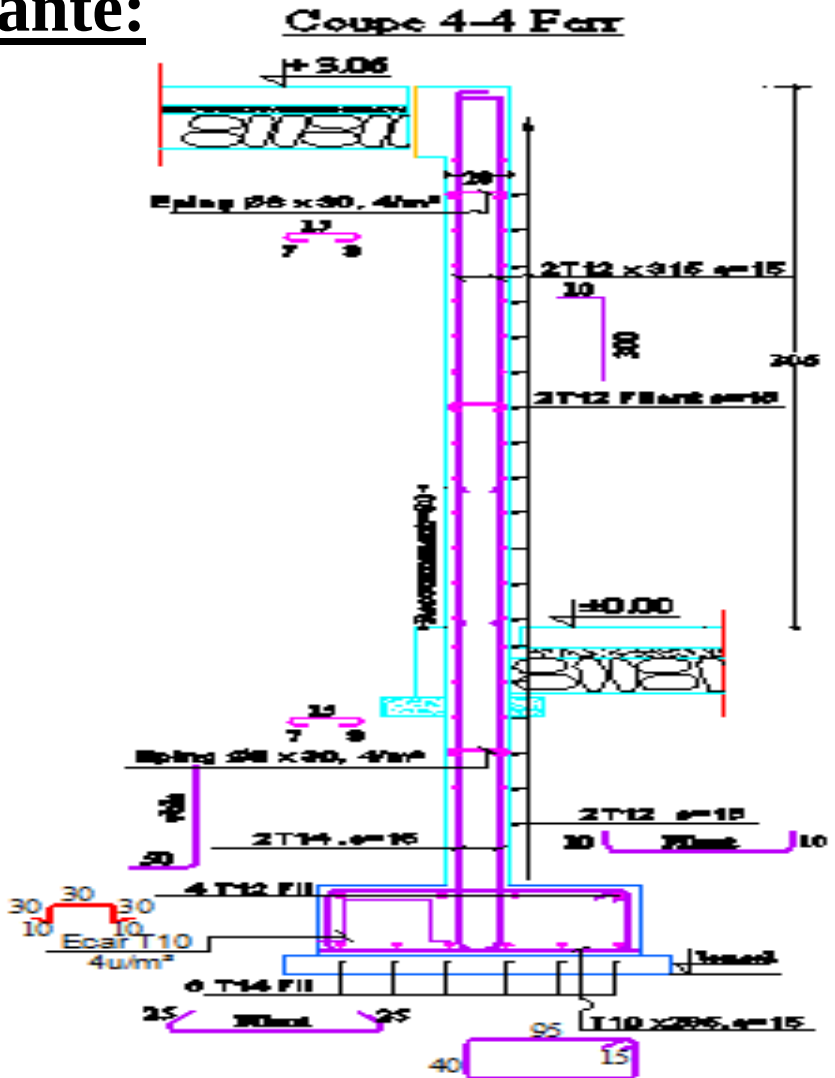
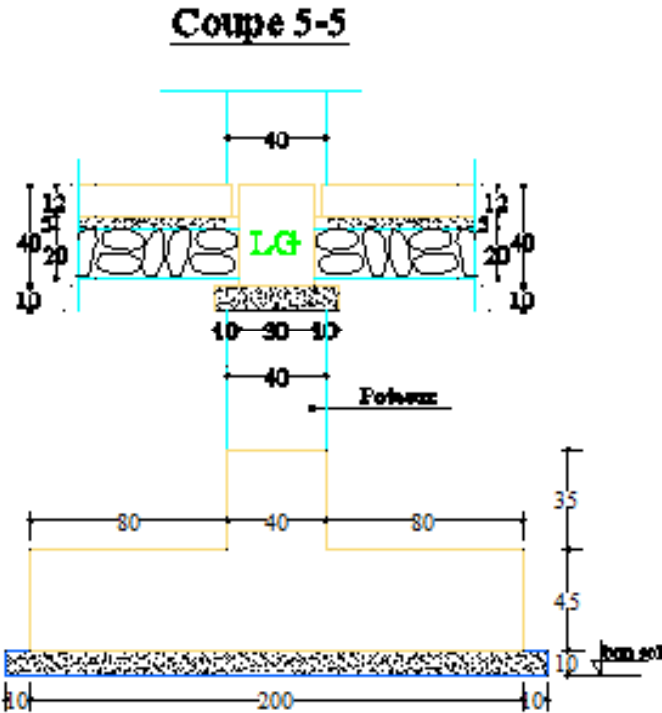
Vu que les distances entre les surfaces des semelles sont très rapprochées, on a opté alors pour des semelles filantes comme type de fondation.

Etude de l'infrastructure

Type	M _u [KN.m]		A _{st} calculé (cm ²)		A _{st} choisit (cm ²)				T _u (KN)	τ _u (MPa)	Obs
	M _{u app}	M _{u t}	App	Trav	APP			Trav			
					Arm Inf	Arm Sup	A _r				
SF1	394,88	203,7 7	15,9 8	8,36	12T14 = 18,48 e=15cm	6T12	8T10 e=15 cm	8T14 e=15 cm	580,06	2,01	CV
SF2	224.13	135.7 5	8.60	5.92	6T14= 9,24 e=15cm	4T12	4T10 e=15 cm	2T14 e=15 cm	610.44	1.54	CV
SF3	208,57	102,4 3	9.13	7.09	6T14= 9,24 e=15cm	4T12	3T10 e=15 cm	2T14 e=15 cm	288	1,27	CV

Etude de l'infrastructure

2. Ferrailage de la semelle filante:



Etude de l'infrastructure

2. Ferrailage de la semelle filante:

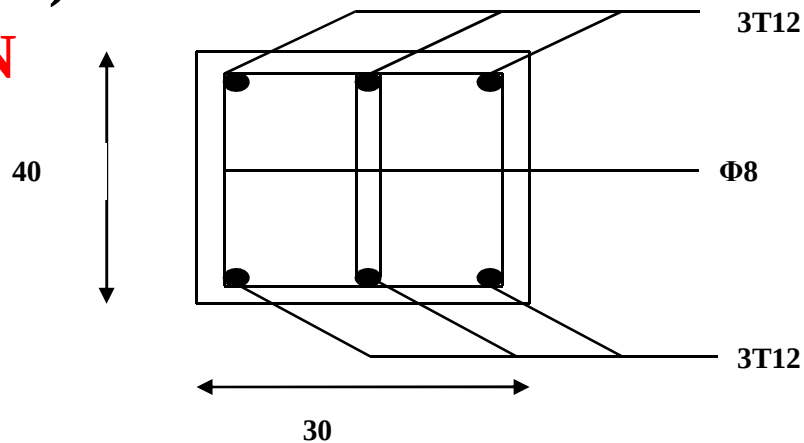
On a adopté une longrine de (30x40) cm²

$$F = N/\alpha > 20 \text{ KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

(Zone II : site3 $\alpha = 12$).

$$F = 89,5 > 20 \text{ KN}$$



Management de la construction



Management de la construction

1. Introduction

La gestion du projet est un processus pour assurer un gains de qualité et de cout et optimiser la durée de réalisation.

Les étapes de la gestion du projet sont :

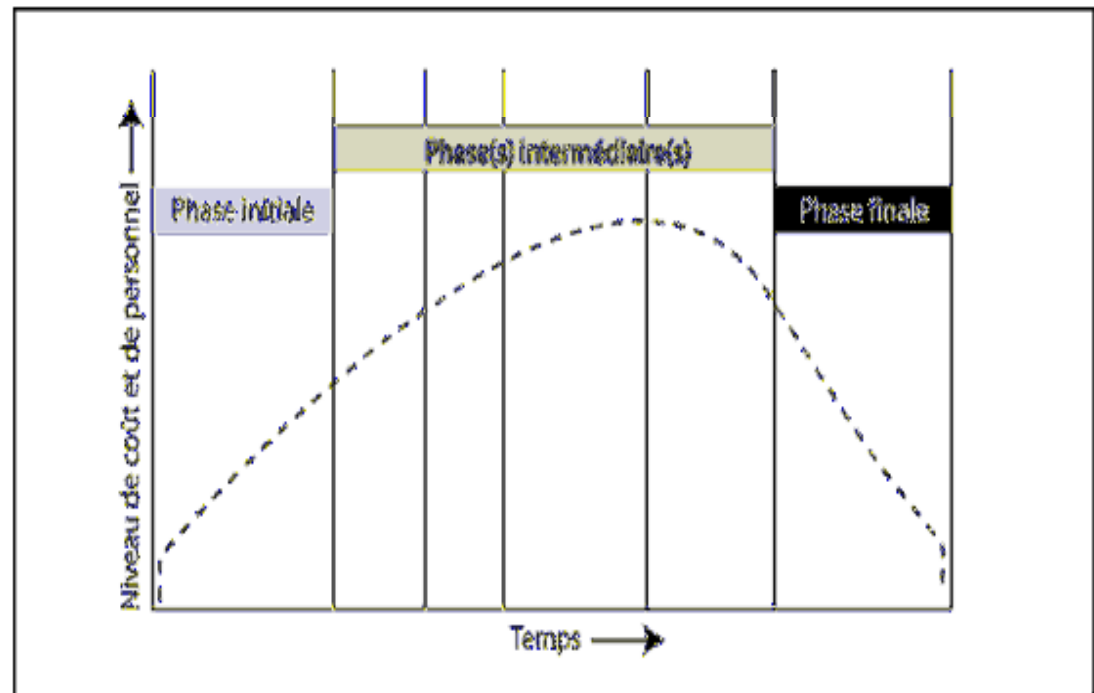
- Gestion de l'avant projet**
- Mobilisation des ressources**
- Gestion de l'exécution des travaux**
- Gestion de fin des travaux**

Management de la construction

2. Définitions:

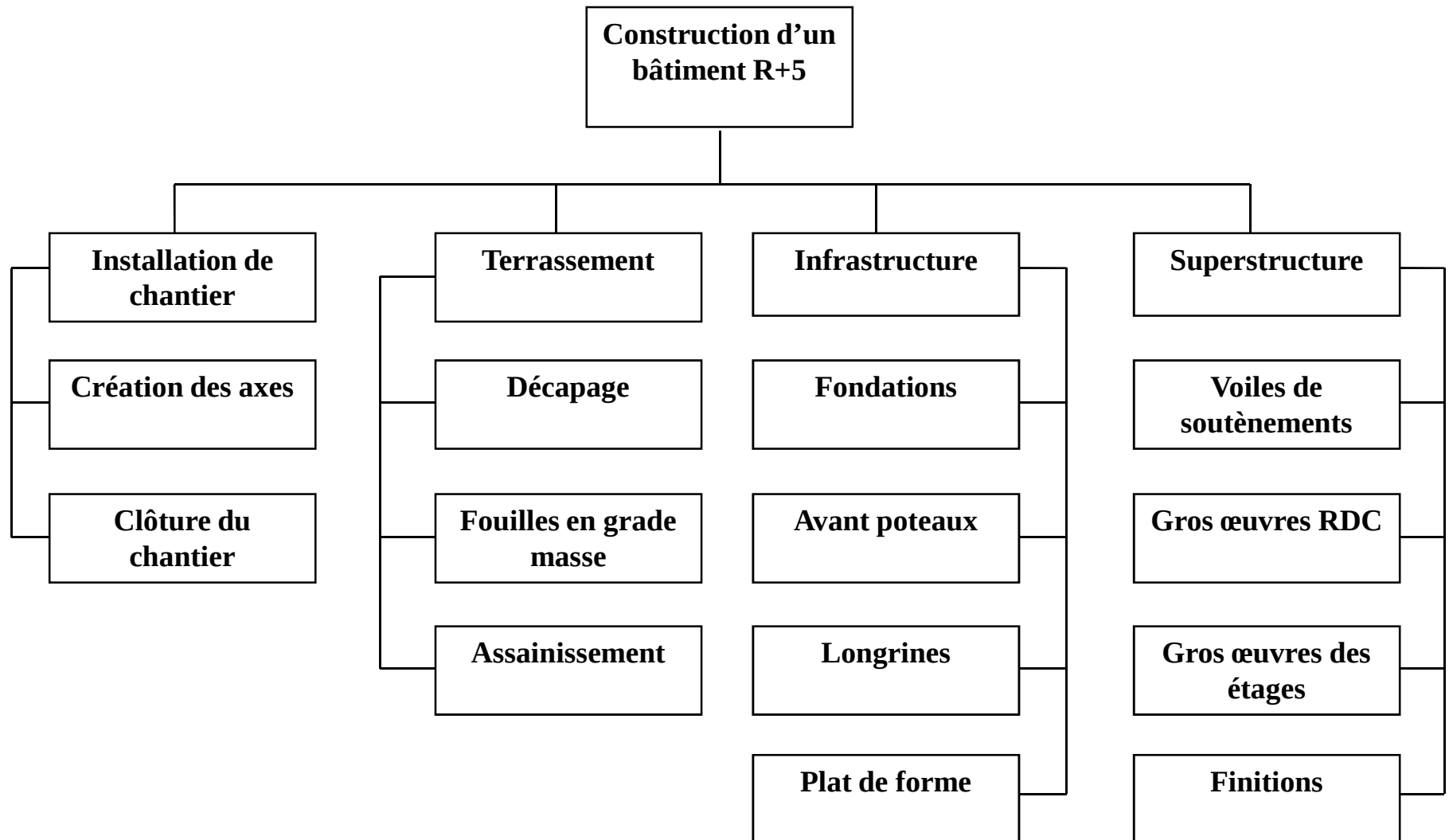
- ❖ Projet est une séquence d'activité unique réalisé à l'intérieur d'un cadre temporelle et dans la limite d'un budget spécifique.
- ❖ Le cycle de vie d'un projet est :

- La conception
- La planification
- La réalisation
- La clôture



Management de la construction

3. Découpage du projet (WBS):



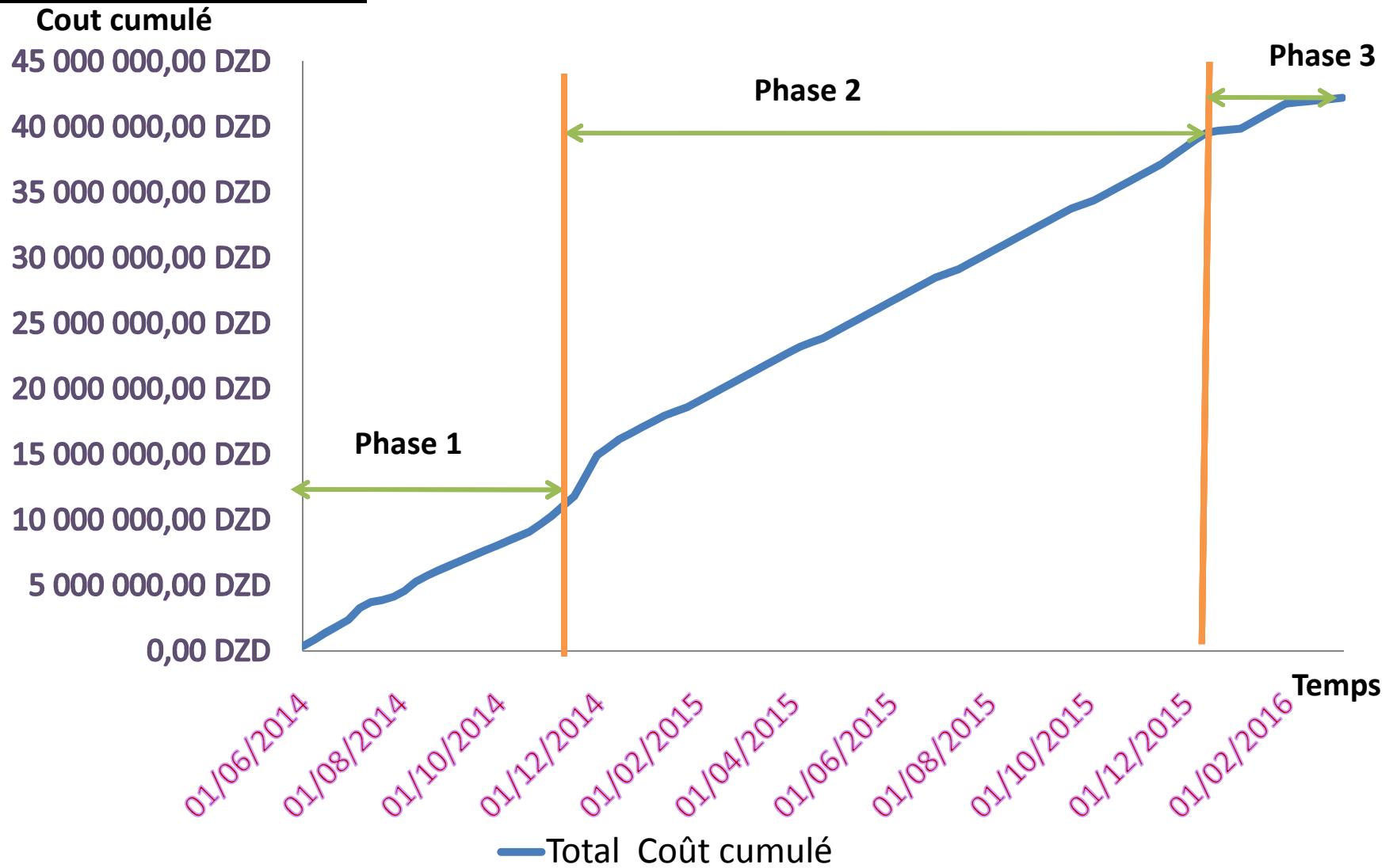
Management de la construction

4. Identification des ressources:

Ressources	Unités	Coût	Ressource	Unités	Coût
Matériels					
Niveleuse	/	32000,00 DA/jour	Chargeur	/	32000,00 DA/jour
Pelle	/	32000,00 DA/jour	Camion	/	16000,00 DA/jour
Matériaux					
Béton dosé à 250kg/m ³	m ³	8500,00 DA	Porte en bois à 2 vantaux	U	15000,00 DA
Béton dosé à 350kg/m ³	m ³	16500,00 DA	Porte métallique à un vantail	U	12000,00 DA
Brique	m ²	500,00 DA	Porte métallique à 2 vantaux	U	21000,00 DA
Porte en bois à un vantail	U	8000,00 DA	fenêtre	U	3000,00 DA
Porte en bois à 2 vantaux	U	15000,00 DA	Carrelage	m ²	450,00DA
Porte métallique à un vantail	U	12000,00 DA	Peinture	m ²	250,00 DA
Effectifs					
Maçon	/	2000,00 DA/jour	Menuisier	/	3000,00 DA/jour
Manœuvre	/	1200,00 DA/jour	Electricien	/	3000,00 DA/jour
Plombier	/	3000,00 DA/jour	Chef d'équipe	/	2500,00 DA/jour

Management de la construction

5 . La courbe en S:



Conclusion

- Cette étude a permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites et des techniques de conception des structures dans le R.P.A 99 V 2003.
- Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure.
- Ainsi ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assiste par ordinateur (Auto Cad), de calcul (SAP 2000) et le logiciel de planification (MS PROJECT) pour estimer le cout la durée du projet et tracer la courbe en «S».
- Cette courbe peut suivre un chemin différent dans la réalité donc il est essentiel pour le manager de comprendre les courbes du cycle de vie de projet qui jouent un rôle critique dans l'élaboration du budget et du programme d'un projet.

**MERCI POUR VOTRE
ATTENTION**