

Université Mohamed Khider-Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et Hydraulique
Référence :.....

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع.....



Mémoire de Master
2ème

Option
Calcul et Contrôle technique de construction

THEME :

**ETUDE D'UN BATIMENTA USAGE
D'HABITATION
CONTREVENTEMENT MIXTE
Portique+voile (R+6)**

Étudiant :

BENNECER Khoudir

Encadreur :

CHADLI Mounira

Promotion Juin: 2014



REMERCIEMENTS

☞ *Au terme de ce précieux travail je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à « Allah » qui ma donné la force et la patience pour terminer ce modeste travail dans de bonnes conditions morales et matérielles.*

☞ *Je tiens à remercier vivement mon encadreur "**Mme. CHADLI Mounira**"*

D'avoir pris en charge la direction scientifique

Pendant le déroulement et la réalisation de mon travail.

A tous les Enseignants du Département de Génie Civil et d'Hydraulique

A tous mes Collègues de la promotion 2014 de Génie Civil.

Je tiens également à remercier les membres du Jury qui ont accepté de juger avec

Sagesse et honnêteté le Présent Travail de Fin d'Études

DEDICACE

En ce jour solennel qui clos le cycle de mes études qu'il me soit permis de dédier ce mémoire

A mon très cher père

A ma très chère mère

Pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour que je puisse atteindre le but que je me suis assigné

Pour l'encouragement et l'aide qu'ils n'ont cessé de me prodiguer tout au long de mes études

Je leur exprime ici toute mon humble reconnaissance et mon affection

A mes frères FEHMI et SALIM, MOHAMED A ma sœur Aussi et leurs enfants LINA, MOHAMED AALI, A ma tante et leur enfants DHAIA, NIZAR.

Comme je n'oublie pas mes frères amis SLIMEN, AIMEN, HAMMA, DIDI, KARIM, HAMID, ZAKI, ISLEM, HICHEM, TIWESS, WALID, YOUNESS, TAHER, IMAD, ANOUAR RIDHA AISSA MOUHSEN SIFOU SALAH

A tous mes amis NABILA, YASSMIN, RIMA, SARA, AHLEM, HANAN, AMEL, SALMA, CHOUKRI et son enfant CHAMSOU et à toutes les étudiants du 2^e année master en Génie Civile (année universitaire 2013/ 2014).

Et tout ceux que j'ai oubliés d'écrire, ils sont toujours dans mon cœur.

A Tous mes professeurs ...

Pour vous je présente ce travail

BENNECER Khoudir

SOMMAIRE

PARTIE 1:partie suivi :

-Introduction	page 1
- CONTROLE DES MATERIAUX	3
- IMPLANTATION DU PROJET	10
- CNTROLE DES FONDATION	11
- ELEMENTS DE STRUCTURE HORIZONTAUX	20
- Les travaux de CES	23
- Contrôle de l'étanchéité	26
- CONCLUSION	30

PARTIE2 : partie calcul :

CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage :

- Présentation l'ouvrage.....	31
- Caractéristiques mécanique des matériaux.....	34

CHAPITRE 2 : Pré-dimensionnement :

-Pré dimensionnement des éléments.....	47
-Descente des charges.....	52

CHAPITRE 3 : Etude dynamique :

-Centre de masse.....	63
-Centre de torsion.....	64
-Etude dynamique et étude sismique.....	66

CHAPITRE 4 : Ferrailage des éléments porteurs :

-Combinaisons d'action.....	83
-Ferrailage des poteaux.....	84
-Ferrailage des poutres.....	98
-Ferrailage des voiles.....	112

CHAPITRE 5 : Etude de l'infrastructure :

-Etude des fondations.....	124
-Les longrines.....	126
-La dalle flottante.....	135

Conclusion

Bibliographie

Introduction Générale

Notre projet fin d'étude 2ème année Master en Génie civil (CTC) consiste d'étudier et suivi sur chantier les étapes de construction d'un bâtiment à usage d'habitation RDC+6 étages

Dans la première partie de notre projet et suivi du chantier de la construction et on va passer dans cette partie pour les étapes suivantes : Contrôle des matériaux, observer la manière de stocker les matériaux et les granulats, les essais que nous avons faits dans cette partie, Implantation de projet, Contrôle des fondations, Contrôle des éléments verticaux, Eléments de structure horizontaux en expliquant (le ferrailage, coffrage) Les travaux de CES, Contrôle de l'étanchéité.

La deuxième partie traite la modélisation des structures en béton armé à l'aide du logiciel ROBOT. Nous avons fait l'étude du comportement statique et dynamique d'un bâtiment à usage d'habitation sous charges verticales et l'action sismique. Le but de ce travail est de déterminer les contraintes, les charges et les forces sismiques et puis mettre les solutions nécessaires.

PARTIE

01

PARTIE SUIVI

Plan de travail:

- I. Introduction.**
- II. Contrôle des matériaux :**
 - a – Sable.**
 - b- Graviers.**
 - c- Ciment.**
 - d- Eau.**
 - e- Acier.**
- III. Implantation de projet (terrain) :**
 - a -Piquetage.**
 - b-Axes et chaises.**

Contrôle des fondations :

- a- Contrôle de la qualité du fond de fouille (nature de sol).**
 - b- Coulage du gros béton.**
 - c- Ferrailage semelles et amorces poteaux.**
 - d- Coffrage et coulage du béton des semelles et amorce poteau et voile.**
 - e- Longrines....**
 - IV. Contrôle des éléments verticaux (ferrailage, coffrage) :**
 - a- Poteaux.**
 - b- Voile.**
- Essai de contrôle de la qualité de béton.**

V. Éléments de structure horizontaux :

Planchers, corps creux, dalle pleine.

VI. Les travaux de CES :

Maçonnerie, enduits, Revêtement (carrelage et faïence).

VII. Contrôle de l'étanchéité :

L'essai de la mise à eau.

-INTRODUCTION-

Mon projet que j'étudie et poursuit sa réalisation étant un bâtiment de 6 étages (R+6)

Qui nous a permis le suivi sur chantier De, ce fait nous s'adressons aux différentes étapes de la construction, d'où commence les premiers travaux à savoir le terrassement du projet, en suite nous passons aux grands travaux (béton de propreté, fondation, les poteaux Ect)

Passons aux parties supérieures qui concernent les planchers corps creux et les dalles pleines ensuite l'étape de finition (maçonnerie revêtement du sol Ect)

Dans toutes ces étapes nous parlerons du matériel utilisé, du ferrailage, coffrage, coulage des éléments du bâtiment

Au cours de mon suivi j'ai inspecté (04) endroits de chantiers de construction différents

2. Présentation de projet :

Ce projet, qui est dans nos mains est un complexe résidentiel composé de 80 logements socio participatif (L.S.P) .Notre projet consiste d'un seul bâtiment (r+6) de ce complexe résidentiel situé dans une zone de faible sismicité (Zone1) est implanté dans la région de Biskra. Situé dans le quartier de (elaalia ,bir zaaboube)



- Position de noter projet-



- Fiche technique de projet-

3.les différents acteur du projet:

Maitre d'ouvrage : promotion immobilière soualhi ammar

Bureau d'études d'architecture : moussi chaoki

- I. **CONTROLE DES MATERIAUX:** Pour la réalisation des travaux de construction on utilise du béton et béton armé réalisé par : sable gravier ciment eau acier.

La grue : facilitée transporter des matériaux comme la bétonnière et le stock d'aciers.



Le camion : importation des matériaux (sables gravier) est autres choses.



Camion d'eau : Pour apporter l'eau nécessaire de chantier Pour les travaux.



Retro chargeur : Facilite de creuser le sol et chargement des matériaux.



Bétonnière : facilité de bétonnage et gagner le temps.



a-SABLE: sable de Lioua bon état propre sans déchets végétaux et sans terre mais son stockage malheureusement et dispersé en a fais sur lui l'essai De L'équivalent de sable et les résultats été bien.



- Equivalent de sable-



- sable -

b-GRAVIER (7/15): notre gravier et de Ain Yagout, Batna son stockage malheureusement et dispersé en a fais sur lui l'essai de los Angeles.



-Los Angeles-



- gravier-

c-CIMENT: CPJ-CEM II/A 42,5 Aïn Touta, Batna est vendu en sac de 50 kg aucun essais fais pour le ciment et son stockage et bien Stocké sur des planches ne touche pas le sol couvert avec une peau plastique pour Protection contre la pluie.



-Le stock du ciment -



d- EAU: Apporte de canaux d'eau potable à boire En vois qui sombre dans la couleur mais Malheureusement En utilise cette eau.



-Le stock d'eau-

e- ACIER: Usine de fer et d'acier situé à Annaba, nous avons deux types d'acier :

1 rond lisse et treillis à soudé : le treillis à soudé et corrosion et le stockage d'acier dans une situation Détérioré.



-Rond lisse-



- très soudé-

2 **Acier (12.14.16)** : le stockage de l'acier et moyen stocké sur le bois exposé à la pluie
Et les intempéries.



-Stockage d'armature-

f- **LE COFFRAGE:** le stockage et dans situation traditionnelle, Utilisé dans toutes les étapes de moulage du béton .



- Le stocke de coffrage –

g-brique et hourdis :

1- brique : pour réaliser les murs intérieurs et les murs extérieurs les Briques creuses, beaucoup plus légères, et de plus grandes dimensions, permettent la réalisation de murs spécialement isolants.

2- hourdis : pour réaliser les planchers Corps creux.



-Brique-



- Hourdis -

II. IMPLANTATION DU PROJET:

a-PIQUETAGE: est une barre de métal en vue d'aider à déterminer les paramètres utilisés.



- Piquetage-

b-AXES ET CHAISES: Chevilles en bois étant plantés dans le sol et les poutres horizontaux contiennent des paramètres.



- Chaises-

- axes-

Remarque : avant de commencer il faut préparer zone pour les engins est leur déplacement est un autre zone de gâchage plane pour installer la bétonnière et facile d'accès pour apporter le sable et le gravier

Installer la bétonnière à proximité des tas de sable et de gravier afin de pouvoir la charger à la pelle.

III. CNTROLE DES FONDATIONS:

a-CONTRÔLE DE LA QAUHITE DU FOND DE FOUILLE: ils sont creuser 2 ,5m de profondeur jusqu'à le bon sol.

Il faut bien étudier le sol et prendre de bonnes dispositions pour avoir une structure durable et une résistance satisfaisante.



- profondeur du bon sol -



-Le bon sol-

b-COULAGE DE GROS BETON:

Ils sont préparer le gros béton avec la bétonnière, verser dans la bétonnière 1,5 brouette de gravier (7/15) et puis 1,5 brouette de sable, et un sac de ciment (HTS), et verser l'eau laisser la bétonnière tourner et après en coule C'est une couche de béton faiblement dosée servant à surfacer le fond de fouille qui peut présenter des irrégularités suite aux travaux de terrassements.



- Collage de gros béton-



c-FERRAILLAGE SEMELLES AMORCES POTEAUX: ils sont ferrailés les semelles et amorces poteaux avec l'acier (14) Les aciers du poteau doivent être solidaires de la semelle. Soit ils sont posés au fond de la fondation avant le coulage du béton.



-FERRAILLAGE SEMELLES-



-AMORCES POTEAUX-

d-COFFRAGE ET COULAGE DU BETON DES SEMELLES: le coffrage et de hauteur entre (20,25) cm les semelles sont isolées.

Le béton mis en place dans des coffrages doit être tassé ou vibré pour le produit soit aussi dense que possible, qu'il soit le moins perméable possible et qu'il soit exempt de poches d'air et la durabilité de béton on s'assure qu'il adhère bien à l'acier d'armature



-Coffrage et ferrailage des semelles -



-coulage du béton-



-Semelles-

f-LONGRINE: la longrine est une poutre armée enterrée qui sert à répartir des charges à la base d'un mur à les reporter sur des points d'appui de fondation isolées. Ils sont ferrailés longrine avec 12 et le coffrage de hauteur de 30cm.



- Coffrage LONGRINE-



-FERRAILAGE LONGRINE-

IV. CONTRÔLE DES ELEMENTES VERTICAUX:

a- FERRAILLAGE DU POTEAUX: Les armatures longitudinales sont maintenues par des armatures transversales. Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres façonnés à partir d'armatures lisses.



-Cadres lisses-



- Ferrailage poteaux-



- Coffrage poteaux-

b- COFFRAGE DES VOILES: pour effectuer un bon coffrage, il faut veiller à utiliser de planches très stables le plus rigide possibles, et aussi le planches le plus propre possible , plus nous attendons , plus le béton sera sec, plus le décoffrage sera aisé et propre .La bonne disposition des voiles nous a permis d'avoir d'une manière économique une structure rigide et résistante au séisme.



- Ferrailage voile-



- coffrage voile-



- Voile-

c- ESSAI DE CONTROLE DE LA QUALITE DE BETON :

c-1 essai de compressions de béton : Il s'agit de déterminer la contrainte de compression f_c conduisant à l'écrasement d'une éprouvette de béton. Les faces de l'éprouvette en contact avec la presse doivent être parfaitement planes et perpendiculaires à l'axe de l'éprouvette

- * Il faut centrer l'éprouvette avec précision.
- * Mettre la presse sous tension. Effectuer les réglages du cadran (mise à l'heure et jour, réglage de la vitesse en fonction de l'éprouvette ...)
- * Fermer le robinet de charge et décharge et mettre la presse en marche.
- * La force appliquée doit croître régulièrement, de manière continue et sans choc.



-Moule éprouvette-



-éprouvette de béton-



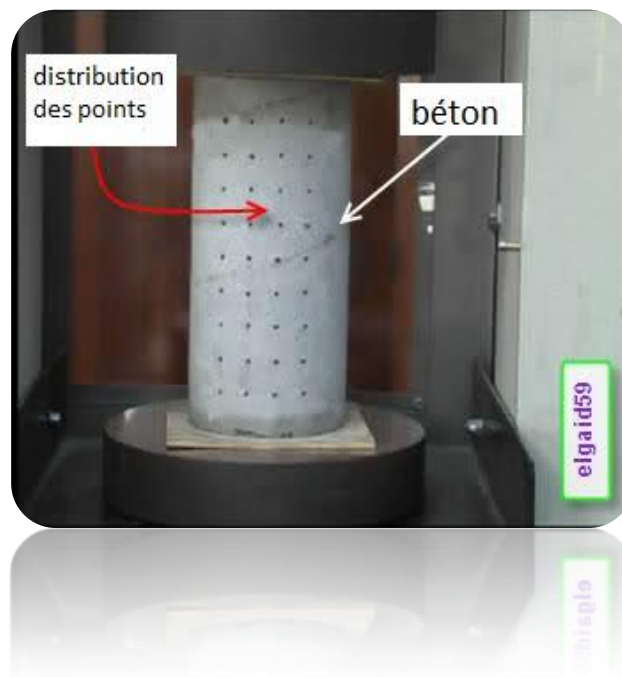
- Ecrasement des éprouvettes-

c.2 essai de scléromètre : Le scléromètre est un appareil simple qui mesure la " dureté au choc " du béton au voisinage de la surface (Indice sclérométrique)

L'utilisation d'un scléromètre ne permet qu'une estimation de la résistance du béton ou de sa régularité. Néanmoins, dans le cadre d'un suivi de production en usine, la mesure de l'indice de rebondissement reste un bon indicateur, lorsqu'elle fait l'objet d'une Corrélation satisfaisante.



- Essai de scléromètre-



V. **ELEMENTS DE STRUCTURE HORIZONTAUX :** Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges

a-plancher Corps creux : Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.



- Coffrage du plancher-



- ferrailage du plancher -





- Coulage du plancher -

b- dalle pleine : Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.



-Coffrage dalle pleine-



- ferrailage dalle pleine-





- Coulage du béton-

Remarque : Au cours de mon suivi j'ai remarqué qu'ils ont mis le carton de ciment dans le hourdis pour profiter dans la quantité de béton.



-Carton dans le hourdis-

VI. Les travaux de CES :

a-maçonnerie : La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées Brique creuse de 15 cm d'épaisseur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués d'un cloison de 10cm d'épaisseur.



-Réalisation des murs-



-Les murs en brique creuse-

b-enduits : Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs L'enduit doit avoir une consistance adéquate pour permettre une mise en œuvre aisée. L'eau utilisée pour le gâchage doit provenir du réseau de distribution ou être propre

L'épaisseur moyenne des enduits les plus courants du marché (à projeter ou manuels) doit être de 10 mm.



-Stock de Platter-



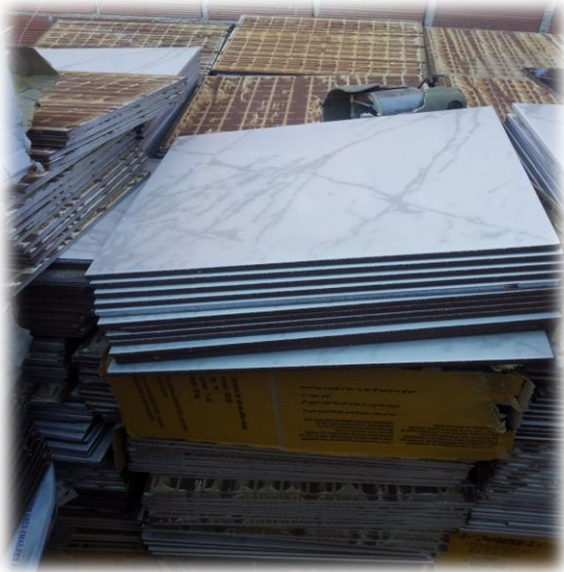
- les murs avec une coche de Platter-



-Travaille d'enduits-



c-revêtement de sol : pour la réalisation du revêtement du sol nous utilisons des carreaux de granito dimension (30x30cm) nous commençons en premier lieu par le bon nettoyage du sol, nous préparons un mélange de sable ciment et eau et débutons par la couverture du sol avec ce mélange puis déposons le granito carreau par carreau des que le sol se sèche nous précédons ou jointée avec du ciment blanc du vide entre les carreaux granito.



-Stockage des carreaux du granito-



-Revêtement de sol avec les carreaux du granito –

VII. **Contrôle de l'étanchéité** : c'est l'ensemble des procédés qui rendent un ouvrage imperméable à l'eau provenant de l'extérieur et séjournant à son contact. Par extension, le terme désigne le revêtement d'étanchéité.



- La réalisation du l'étanchéité-



- Terrasse -

a- l'essai de la mise en eau :



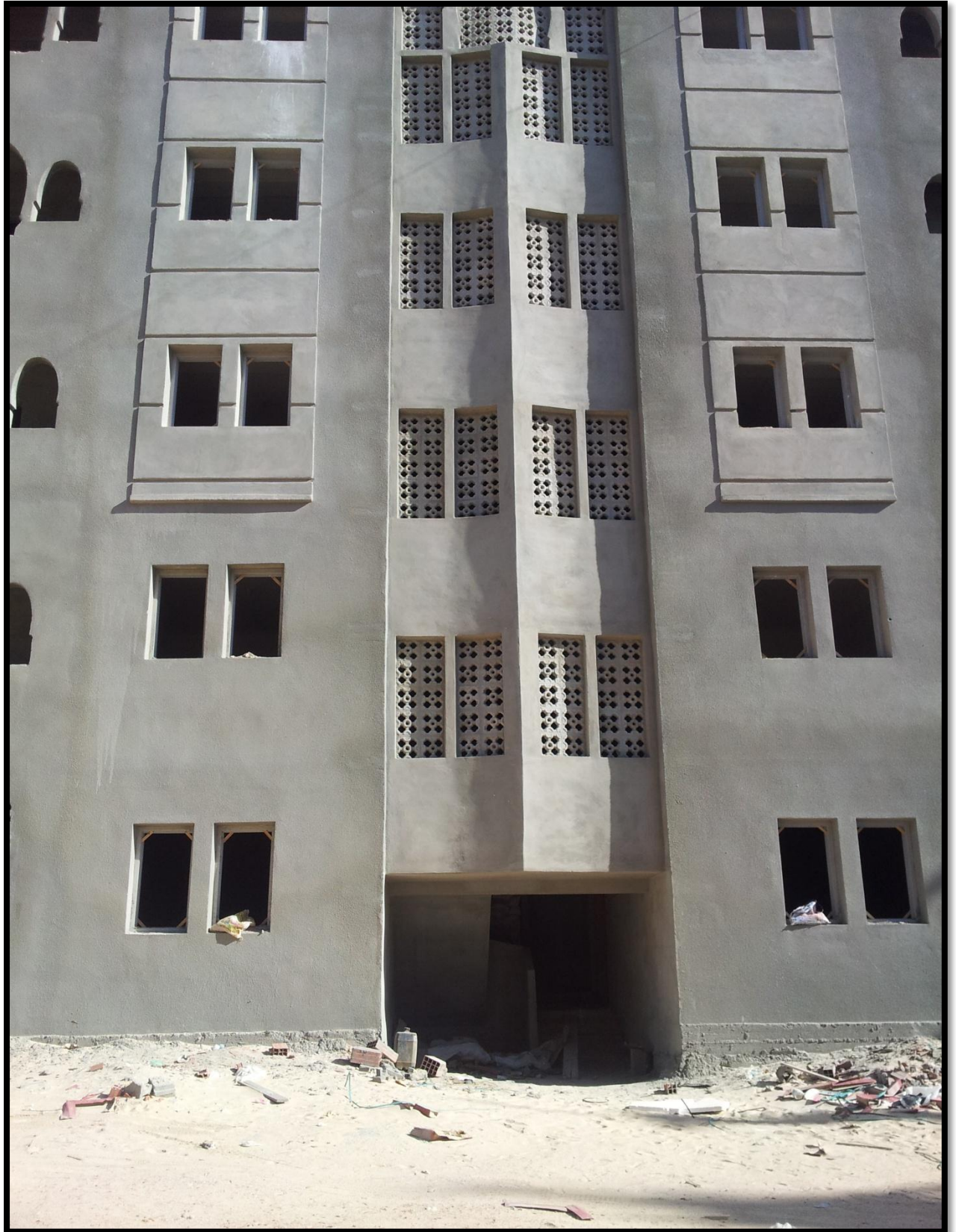
-La mise en eau-





Façade postérieure





Façade principale



-CONCLUSION-

Au cours du suivi du chantier de ces travaux, on a pu reconnaître les différentes étapes de réalisation et les techniques de travail utilisées sur site, ce qui nous a permis l'élargissement de nos connaissances et vision sur les entreprises de réalisation

Le résultat obtenu dans ce rapport, étant que la partie théorie devra être poursuivie d'une application pratique qui transforme ces théories en une réalité qui se concrétise sur les chantiers.

PARTIE

02

PARTIE CALCUL

1.1 Introduction générale :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

L'ouvrage étudié est un bâtiment en R+6, présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles - portiques).

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les Dispositions constructives exigées par le CBA 93 et le RPA 99/version 2003.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- ✓ Stabilité d'ensemble.
- ✓ Effet P- Δ
- ✓ Etat limite des déplacements inter étage.
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de compression de service dans le béton.

1.2. Présentation l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment à usage d habitations (R+6). Cette étude s'insère dans le cadre de notre projet de fin d'études.

Le bâtiment situé dans une zone de faible sismicité (Zone1) est implanté dans la région de Biskra.

La stabilité de notre construction est assurée par un système de portique (poteaux-poutres) capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

1.3. Caractéristique de la structure : les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Largeur en plan **11,45m**.
- ✓ Longueur en plan **18,20m**.
- ✓ Hauteur du bâtiment (sans acrotère) **22,22m**.
- ✓ Tous les étages ont la même hauteur **h=3,06m**
- ✓ La circulation en élévation est assurée par des escaliers et des ascenseurs.
- ✓ Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses.
- ✓ Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 50cm de hauteur.

1.4. But de travail: Le but de cette étude est la conception et le calcul des éléments résistants de cette construction pour garantir la structure en matière de résistance et stabilité en tenant compte de l'aspect économique dans le dimensionnement des éléments structuraux.

1.5. Règles de calcul: On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- **R.P.A 99 / v 2003** : Règlement parasismique algérien 99 version 2003. L'objet de RPA présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et dimensionnement appropriés.
- **B.A.E.L 91** : Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé, suivant la méthode des états limites. (Règles B.A.E.L.91).
- **(DTR-BC.2.2)** : Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)

1.6. Élément de l'ouvrage : La bâtisse est composée de « 0 » étages identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée à usage d'habitation aussi.

➤ **Plancher :**

-Le type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

-La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

➤ **Escaliers :**

-Les escaliers sont à paillasse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

➤ **Revêtement** :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau***** ?

➤ **Acrotère** :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 50 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur

1.7. Structurelle Conception:

a-Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de **l'article 1-b du RPA 99/version 2003**, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique - voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b -Plancher :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ❖ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- ❖ Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

2.1 Caractéristiques des matériaux :

Notre projet est un bâtiment a usages d'habitation, qu'il construire en béton armé c'est-à-dire le béton armée est le matériau principale utilise pour à la réalisation de la structure. Il est composé a deux matériaux de type défèrent sont (LE BETON + L'ACIER), qu'il nous obtenons en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal (efforts des tractions).

LE BETON ARME = BETON + ACIERS

2.A. Le béton :

a) **Définition** : Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre, au dessous de 300Kg/m³

Les règles BAEL91 ne Sont plus applicables.

b) **Composition du béton** : Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée :

Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 Mpa**, on utilisera pour **1 m³** de béton :

❖ **Ciment Portland : 350 kg**

-On choisit un ciment type **CPJ 42.5**

❖ **Sable : 400 litre/m³** (dimension : $\Phi \leq 5$ mm).

Poids: $G_s = \gamma_s \cdot V_s = 1,6 \times 400 = 640 \text{ kg /m}^3$

γ_s : La masse volumique de sable.

❖ **Gravier : 800 litre/ m³** (dimension : $\Phi \leq 25$ mm).

Poids: $G_G = \gamma_G \cdot V_G = 1,5 \times 800 = 1200 \text{ Kg/ m}^3$

γ_G : la masse volumique de gravier

❖ **Eau : 175 litre /m³**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2400 Kg/m³**.et **2500 Kg/m³**.

c) **Résistance du béton à la compression** : Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

Pour un dosage de 350Kg/m³, f_{c28} est prise égal 25Mpa, la résistance caractéristique à la

Compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \text{ Log } (j+1)$$

d) **Résistance du béton à la traction**: La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40Mpa est défini par :

$$f_{tj} = 0,6+0,06 f_{cj} \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

c) **déformation longitudinale du béton** :

❖ Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h

On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

❖ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

❖ Module d'élasticité E

C'est le rapport entre les contraintes appliquées σ et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité

des contraintes et des déformations.

❖ Module de déformation transversale

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

d) **Coefficient de dilatation thermique** : $\alpha = 10^{-5} \cdot 1/i$ (béton armé). Ce coefficient peut varier de 0,8 à $1,2 \cdot 10^{-5}$ selon la composition du béton et la nature du granulat.

e) **Coefficient de Poisson** : La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec: ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

$\nu = 0,0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0,2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est:

$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2} \Rightarrow \begin{cases} G_{ELU} = 15411,21 MPa \\ G_{ELS} = 18493,45 MPa \end{cases}$$

Remarque : La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage).

f) **Contraintes limites**: Selon le **B.A.E.L** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

L'état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cessait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

♦ États limites ultimes E.L.U :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondant à la limite sont

- L'équilibre stable
- La résistance de l'un de ses éléments
- La stabilité de forme

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentales} \end{array} \right\}$$

0,85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u \text{ Avec}$$

Avec : V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

♦ Etat limite de service E.L.S

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \text{ Pour } f_{c28}=25\text{MPa} \quad \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

g) Diagramme contrainte déformation:

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre

l'évaluation de la déformation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'augmente la contrainte $\sigma = \frac{F}{S}$

Diagramme Parabole rectangle

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle". Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig.1) est constitué comme suit:

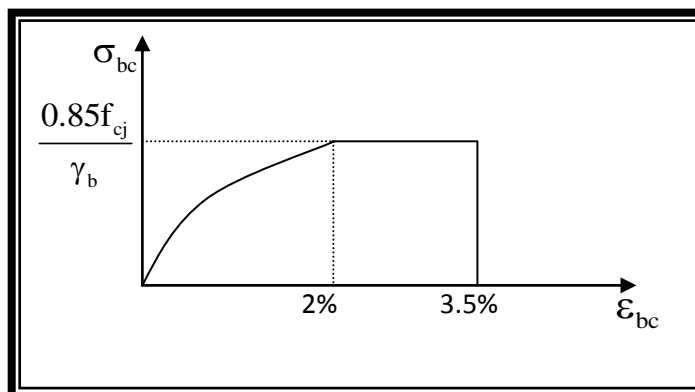


Fig.1 diagramme parabolique rectangle

On a entre 0 et 2‰ un arc de parabole passant par l'origine $\left(\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}, \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \right)$

en pratique $f_{cj} = f_{c28}$: entre 2‰ et 3,5‰ par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole

- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰
- Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique. (fig.1).
- La contrainte de béton est limitée à $\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$
- Le coefficient de sécurité, γ_b a pour valeur

$$\diamond \begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

h) Déformation différée:

Retrait : c'est le phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus lentement que la pièce est très grande (dimensions importantes) et que l'humidité ambiante est plus élevée.

Fluage : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:

- Composition du béton
- Géométrie de la pièce
- Conditions atmosphériques
- L'âge du béton lors de l'application de la charge

B- L'acier:

a) **Définition:** Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Acier rond lisse RL:

Acier naturel feE24 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 235 MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 410 à 490 MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1,175%

Acier naturel feE22 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 215MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1,075%

➤ Acier de haute adhérence HA:

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE40 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 400MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 480MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1%

➤ Treillis soudés: on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250,300

b) **Caractère mécanique:** Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par $< f_e >$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

c) **Déformations et contraintes de l'acier:**

Notion d'état limite:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite.

Au-delà du ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçue.

Etat limite ultime (E.L.U): Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, permis ceux-ci, on compte :

- ❖ La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- ❖ La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- ❖ La transformation de la structure en un mécanique déformable.
- ❖ L'instabilité de la forme au flambement.
- ❖ La détérioration par effet de fatigue.

d) Etat limite d'ouverture des fissures:

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce.

- **Cas où la fissuration est peu nuisible:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où: $\sigma_{st} \leq f_e$

- **Cas où la fissuration est préjudiciable:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause est exposés en intempéries comprises ou à des condensations où peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

-La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \end{cases} \quad (\text{MPa}).$$

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lissés y compris les treillis soudés est 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)

f_{ij} : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$$

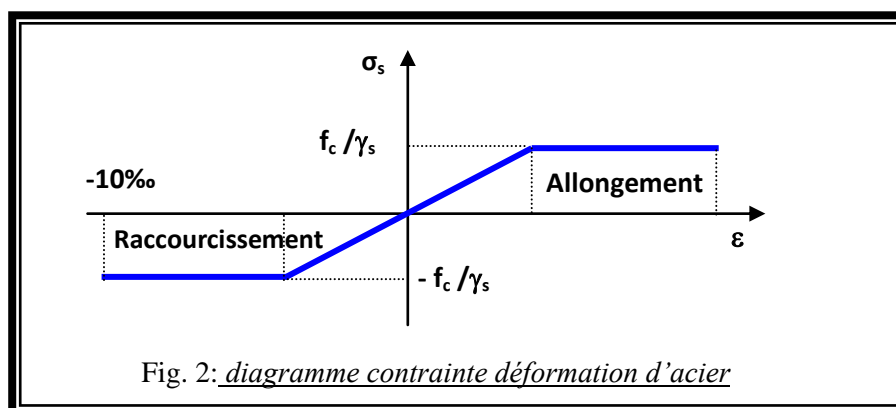
- **Cas où la fissuration est très préjudiciable:**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposées à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée

à:
$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \end{cases} \quad (\text{MPa})$$

d) Diagramme déformation contrainte:

E.L.U : les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ε_s de l'acier par le diagramme ci-dessous :



Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur mode d'élaboration.

- À l'origine A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

f_e = limite élastique de l'acier

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1: \text{situation accidentelles} \\ 1.15: \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

E_s = module d'élasticité de l'acier - L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %

$E_s = 2,105 \text{ MPa}$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (comp).

E.L.S.: afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

f) Actions et Sollicitations:

Les Actions: Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

Les actions permanentes, notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable

Clans le tems .au varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite

❖ Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;

❖ Les actions accidentelles, notées F A, provenant de phénomène rares, tels que séisme ou chocs.

- Les sollicitations : Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et

Efforts tranchants- résultat des actions

- Principes et Justifications : Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, à leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considérés

- Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (art A.3.B.A.E.L91) :

Les sollicitations a considérés résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

❖ Combinaison fondamentale : lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérés :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \alpha_{Qi} \cdot Q_i + \sum 1,3 \Psi_{oi} \cdot Q_i$$

$\alpha_{Qi} = 1,5$ dans le cas général

$\alpha_{Qi} = 1,35$ dans les cas particuliers (température ... et)

❖ Combinaisons accidentelle : Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques Les combinaisons a considérés sont les suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{21} \cdot Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_i$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{21} \cdot Q_i$ = valeur quasi permanente d'une autre action variable

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3.3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

G_{\max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} = l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 = une action variable dite de base

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$)

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E.L91 article A 3,31)

Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3.4-B.A.E.L91) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justification à présenter sont

Précisées à l'article A.4.4 du règlement B.A.E.L9

g) Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

a / Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($n = \frac{E_s}{E_b}$), n : est appelé coefficient d'équivalence.

b /Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1- Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

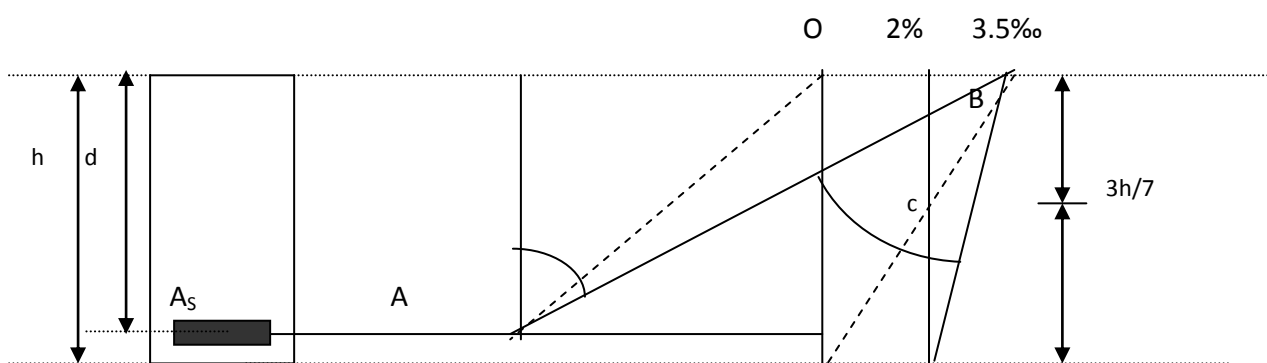


Fig. 3 : Règle de trois pivots

CHAPITRE

02

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

3.1. Introduction:

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA99/version 2003 et CBA93.

3.2. Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm), selon le BAEL91 (art B.6.8 ,423).

❖ **Condition de flèche :** BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à 1/22,5.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 480 cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = 21.33\text{cm.}$$

En adopte $h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$.

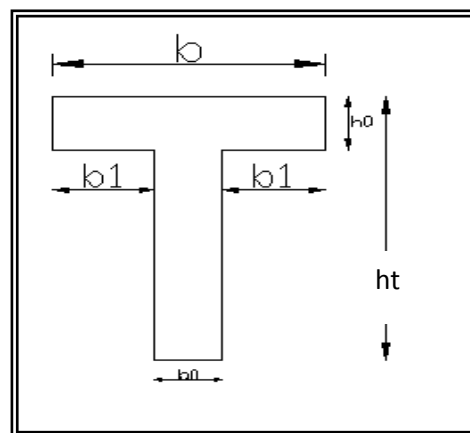


fig. 1

❖ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

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

-Le hourdis choisie est normalisé de hauteur 16 cm et de

Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min (L_n / 2 ; L/10)$$

$$\triangleright b_1 = \min \{ 55/2 ; 480/10 \}$$

$$\triangleright b_1 = \min \{ 27,5 \text{ cm} ; 48\text{cm} \}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure

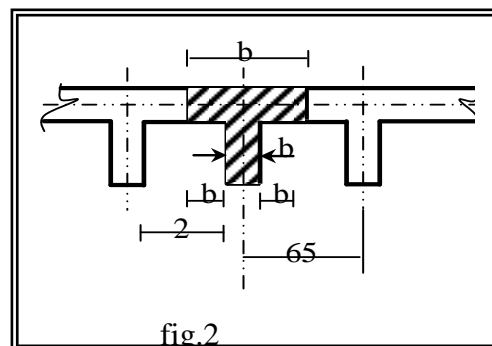


fig.2

Donc on prend $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

Soit $b = 65 \text{ cm}$

3.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre à la fondation

On dimensionne la section du poteau comme suit :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \Rightarrow$$

$$i = \sqrt{\frac{b_i \cdot 2}{12}}$$

i : Rayon de giration
 B : Section du béton
 I_{\min} : Moment d'inertie
 l_f : Longueur de flambement
 λ : Coefficient d'élanement

Selon les règles (BAEL) on a

$$L_f = 0,7 \times h_e \dots \dots h_e : \text{la hauteur d'étage.}$$

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

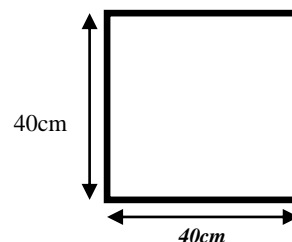
$$\lambda_x = 3,46 \times \frac{l_f}{b_i} \dots \dots \dots \lambda_y = 3,46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i : parallèle a l'axe x ; h_i : parallèle a l'axe y

$$\lambda_x = 3,46 \times \frac{l_f}{b_i} \Rightarrow b_i \geq \frac{3,46 \times 214,2}{50} = 14,82 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 14,82 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de (40×40)



Vérification :

Selon les règles (RPA) art (7.4.1) dans la zone I

- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 40\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{C V}$
- ❖ $\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15,3 \leq 25 \dots\dots\dots \text{C V}$
- ❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C V}$

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux.

3.4. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction

- ❖ Les poutres longitudinales (principales) :

Condition de portée (BAEL 91) :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad ; \quad L_{\max} = 480\text{cm.}$$

$$h = (1/15; 1/10)480 = (32 ; 48)$$

- ❖ On prend : $h = 40\text{ cm}$

$$b = (0,3; 0,4) h = (0,3; 0,4)40$$

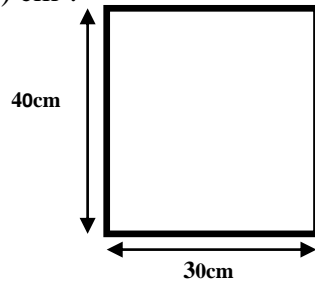
$$b = (12; 16)$$

- ❖ On prend : $b = 30\text{ cm}$

- Condition de RPA :

- $b \geq 20\text{ cm} \Rightarrow 30 \geq 20 \longrightarrow \text{C.V}$
- $h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 30 \longrightarrow \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4 \longrightarrow \text{C.V}$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend la section de la poutre longitudinale $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.



❖ Les poutres transversales (secondaire) :

Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad ; \quad L_{\max} = 380 \text{ cm.}$$

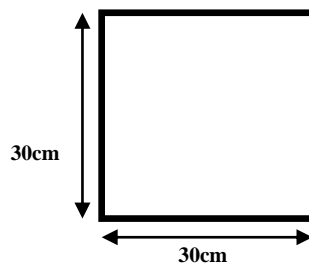
$h = (25.33; 38) \text{ cm}$ on prend: $h = 30 \text{ cm}$.

$b = (0,3 ; 0,4) h = (9 ; 12).$ on prend: $b = 30 \text{ cm}$.

Condition de RPA 99 :

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

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend la section de la poutre transversale $(30 \times 30) \text{ cm}^2$



3.5. Les voiles :**Pré dimensionnement des voiles**

1. **Introduction:** pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA99.

Le contreventement mixte, tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux ;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. **Pré dimensionnement** : L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}$$

$$a \geq h_e / 20 = 286 / 20 = 14,3 \text{ cm.}$$

D'autre part l'épaisseur minimale est de 15 cm. Donc on prend $a = 16 \text{ cm}$ dans les deux sens.

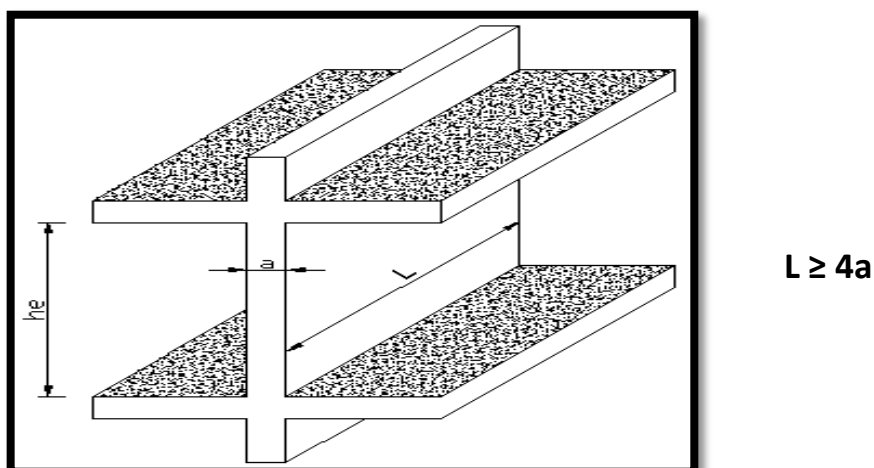


Fig.3- Coupe de voile en élévation

4. Descente des charges:

4.1. introduction:

La descente de charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

4.2. Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

4.3. loi de dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

❖ **Plancher terrasse :**

	ρ	E	G
Protection gravillon	2000	0,04	80
Etanchéité multicouche	200	0,05	10
Forme de pente	2200	0,1	220
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle en corps creux (16+4)	1375	0,20	272
Enduit en plâtre	1400	0,02	28

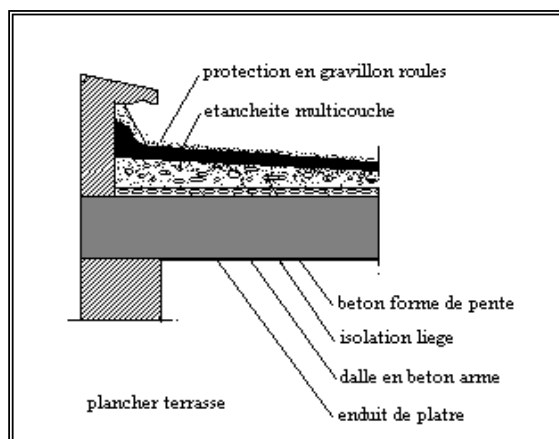


Fig. 1- plancher type terrasse

CHAPITRE 02

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

G =	630	(kg/m ²)
Q =	100	(kg/m ²)

❖ Plancher courant :

	ρ	E	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Dalle en corps creux	1375	0,20	275
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Cloison intérieure	/	/	75

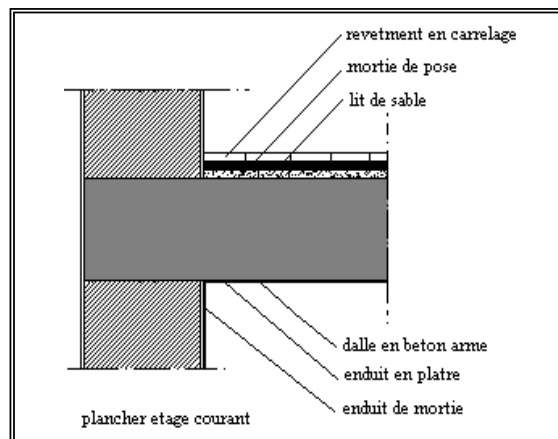


Fig.2- Plancher type courant

G =	530	(kg/m ²)
Q =	150	(kg/m ²)

❖ Murs extérieurs:

	P	E	G
Enduit extérieur	1800	0,02	36
Brique creuse	900	0,15	135
Brique creuse	900	0,10	90
Enduit intérieur	1800	0,015	27

G =	288	(kg/m ²)
(30% d'ouverture) G =	202	(kg/m ²)

On considère 70 % de G

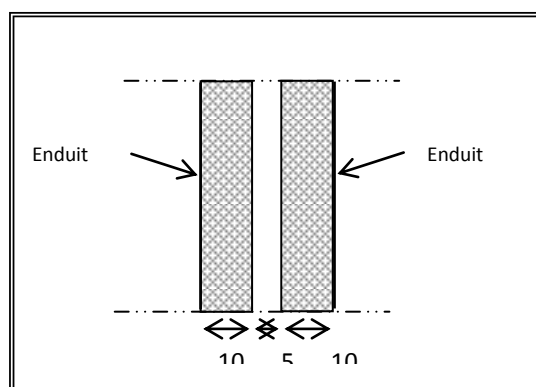


Fig. 3- remplissage en double paroi

❖ Balcon :

	P	E	G
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.05	100
Enduit en ciment	1800	0.02	36
Dalle pleine (16)	2500	0.16	400

G =	580	kg/m ²
Q =	350	kg/m ²

Acrotère :

Surface de l'acrotère:

$$S = (0,02 \times 0,2) / (2) + (0,08 \times 0,2) + (0,1 \times 0,4) = 0,058 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = (0,058 \times 2500) = 145 \text{ Kg/ml}$$

$$Q = 100 \text{ kg/ml}$$

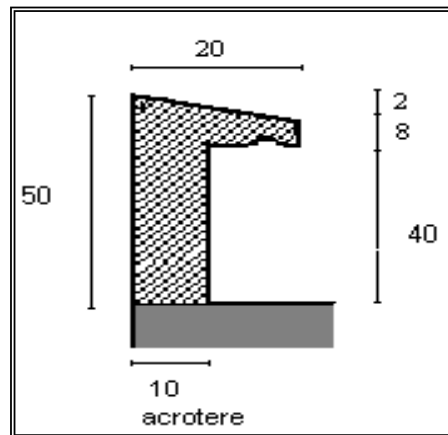


Figure.

• Charges et surcharges des escaliers :

a. Paliers :

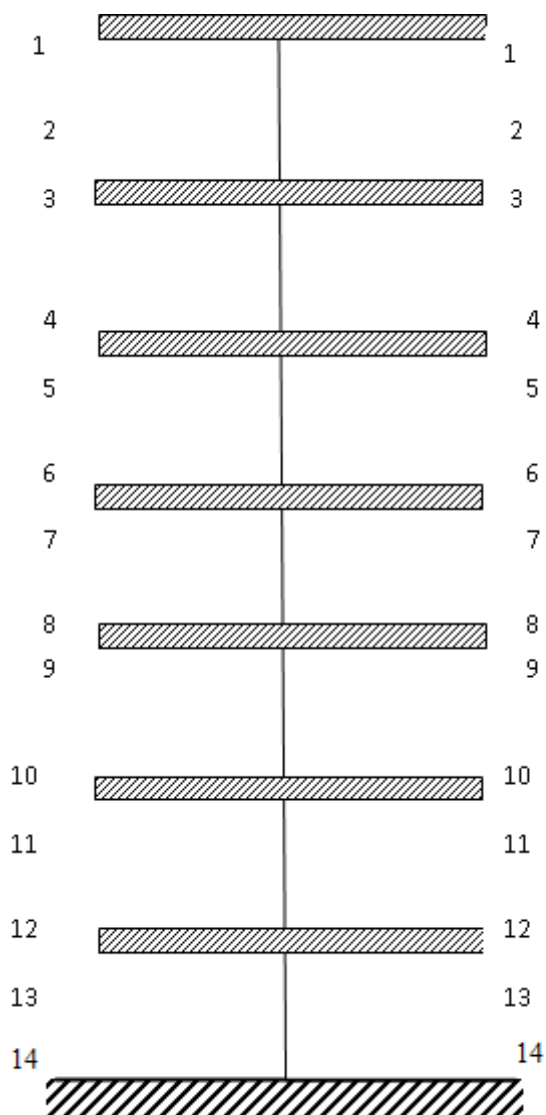
	P	E	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,14	350
Enduit ciment	1800	0,02	20

G =	530	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

b. Volée d'escalier :

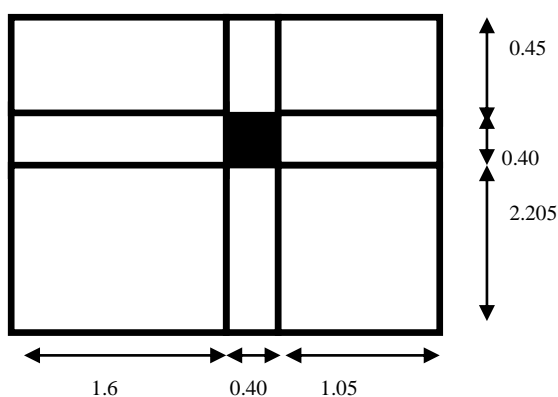
	P	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	0,12/ cos α	402
Enduit ciment	1800	0,02	36
Garde corps	/	/	15

G =	725	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)



EVALUATION DES CHARGES :

3-Descente des charges sur le poteau de (B3) :



Surface afférente :

$$S_G = (2,205 + 0,45) \times (1,6 + 1,05) = 7,035 m^2$$

$$S_Q(terrasse) = (2,205 + 0,45 + 0,4) \times (1,05 + 1,6 + 0,4) = 9,317 m^2$$

$$S_Q(étage) = 9,165 - (0,4 \times 0,4) = 9,15 m^2$$

Niveau	Élément	G (N)	Q (N)
1-1	Plancher Terrasse: $6300 \cdot 7,035 = 44320,5$ Poutre. p : $(0,4) \cdot (0,3) \cdot (2,655) \cdot 25000 = 7965$ Poutre. s : $(0,3) \cdot (0,3) \cdot (2,65) \cdot 25000 = 5962,5$	58248	$9,317 \times 1000$ = 9317
2-2	<u>Venant 1-1</u> : 58248	68888	9317

	Poteau :(0,4). (0,4). (2,66).25000=10640		
3-3	Venant 2-2 : 68888 Plancher. E.C :5300.7,035=37285,5 poutre. p : 7965 Poutre. s : 5962,5	120101	9317+ (9,15× 1500) =23042
4-4	-Venant 3-3 : 120101 -Poteau : 10640	130471	23042
5-5	-Venant4-4 : 130471 P.E.C + PP + PS : 51213	181684	23042+ (13725×0,9) =31277
6-6	-Venant 5-5 : 181684 Poteau: 10640	192324	31277
7-7	-Venant6-6: 192324 P.E.C + PP + PS : 51213	243537	31277+ (13725×0,8) =42257
8-8	-Venant 7-7 : 243537 Poteau :(0,4). (0,4). (2,66).25000=10640	254177	42257
9-9	-Venant 8-8: 254177 Plancher. E.C : 37285,5 poutre. p : 7965 Poutre. s : 5962,5	305390	42257+ (13725×0,7) =51864,5
10-10	-Venant 9-9 : 305390 -Poteau : 10640	316030	51864,5
11-11	-Venant 10-10: 316030 Plancher. E.C : 37285,5 poutre. p : 7965		51864,5+ (13725×0,6)

	Poutre. s : 5962,5	367243	= 60099,5
12-12	-Venant 11-11 : 367243 -Poteau : 10640	377883	60099,5
13-13	-Venant 10-10: 377883 Plancher. E.C : 37285,5 poutre. p : 7965 Poutre. s : 5962,5	429096	60099,5+ (13725×0,5) =66962
14-14	-Venant 11-11 : 429096 -Poteau : 10640	439736	66962

➤ Vérification De La Section De Poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

G=439736

Q=66962

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 694086,6$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{b}$; $\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{h}$

$Lf = 0,7L_0 = 0,7 \times 2,66 = 1,862$

$b = h \rightarrow \lambda_x = \lambda_y$

$\lambda = 3,46 \times (1,862/0,4) = 16,11$

$\lambda = 16,11 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0,82$

Pas de risque de flambement

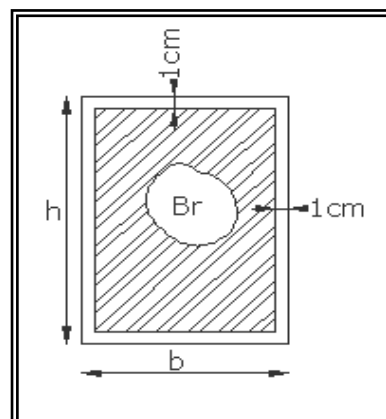


fig.2-1

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2) (b-2) = (40-2) (40-2) = 38.38 = 1444 \text{ cm}^2$$

$$-\gamma_b = 1,50 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \max [\{0,2bh/100 = 0,2.400.400/100 = 320 \text{ mm}^2\} ; \{8(b+h)/100 = 8.(400+400)/100 = 64 \text{ mm}^2\}]$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,7 \% B \quad (\text{zone I})$$

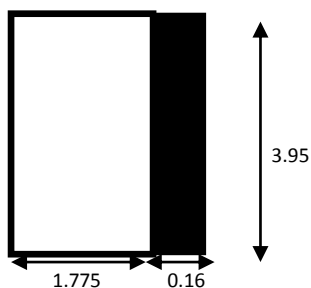
$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0,7}{100} B = \frac{0,7}{100} (40 \times 40) = 11,2 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

Niveau	N_u (N.m)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N.m)	condition
RDC÷7	694086,6	320	1120	1120	1444000	22246850,89	v

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages 40*40

2-Descente de charge sur le voile :



Niveau	Élément	G (N)	Q (N)
1-1	Charge permanent : $S_G=3,95.(1,775)=7,01$ Plancher terrasse : $6300.7,01=44163$ $S_q=3,95.1,975=7,801$	45163	$7,801 \times 1000$ =7801
2-2	<u>Venant 1-1</u> : 45163 voile : $(0,16). (2). (3.06).25000=24480$	69643	7801
3-3	<u>Venant 2-2</u> : 69643 Plancher. E.C : $5300.7,01=37153$	106796	$(7,801 \times 1500)$ =11701,5
4-4	-Venant 3-3 : 106796 -voile : 24480	131276	11701,5
5-5	-Venant 4-4 : 131276 voile : 24480	155756	$(1500 \times 0,9 \times 7.801)$ =10531,35
6-6	-Venant 5-5 : 155756 Poteau: 24480	180236	10531,35
7-7	-Venant 6-6: 180236 voile : 24480	204716	$(1500 \times 0,8 \times 7.801)$ =9361,2
8-8	-Venant 7-7 : 204716	229196	42257

	voile :(0,16). (2). (3.06).25000=24480		
9-9	-Venant 8-8: 229196 voile :(0,16). (2). (3.06).25000=24480	253676	(1500×0,7×7.801) =8191,05
10-10	-Venant 9-9 : 253676 - voile : 24480	278156	8191,05
11-11	-Venant 10-10: 278156 voile :(0,16). (2). (3.06).25000=24480	302636	(1500×0,6×7.801) =7020,9
12-12	-Venant 11-11 : 302636 - voile : 24480	327116	7020,9
13-13	-Venant 10-10: 327116 voile :(0,16). (2). (3.06).25000=24480	351596	(1500×0,5×7.801) =5850,75
14-14	-Venant 11-11 : 351596 - voile : 24480	376076	5850,75

Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{N_u}{S} \leq f_{c28}$ Tel que : $N_u = 1,35. G + 1,5.Q$

$$N_u = 1,35(37607) + 1,5(5850,75)$$

$$N_u = 59545,575 \text{ N } S = 160.3950 = 632000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_u}{S} = \frac{59545,575}{632000} = 0,094 \text{ Mpa} < f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

CHAPITRE 03

ETUDE

DYNAMIQUE

5-le centre de masse :**5.1-Caractéristiques géométriques de la structure:****1-1-Le centre de gravité des masses :**

Le centre gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,... etc.)

Les éléments suivants seront pris en considération :

- ❖ Les planchers (dalles).
- ❖ Les voiles.
- ❖ Les poutres.
- ❖ Les poteaux.

1-2-Calcul du centre de gravité des masses :

Les coordonnées du centre de gravité des masses sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_{CM/0} = \sum Mi \times Xi / \sum Mi$$

$$Y_{CM/0} = \sum Mi \times Yi / \sum Mi$$

Avec :

- ★ M_i : Masse de l'élément considéré.
- ★ X_i : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).
- ★ Y_i : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

-L'excentricité théorique : c'est celle calculée précédemment

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

6-le centre de torsion

1- Introduction :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. On peut rencontrer deux cas possible :

- ❖ Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.
- ❖ Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^t \cdot x_i}{\sum R_j^t} \quad ; \quad Y_c = \frac{\sum R_j^1 \cdot y_i}{\sum R_j^1}$$

$$R_j^t = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_x}{h_j^3} \quad ; \quad R_j^1 = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$: Rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

h_e : hauteur d'étage.

E : module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32164,2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$.

★ Centre de masse et centre de torsion :(par logicielle ROBOT)

Etage	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
	X_G	Y_G	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
RDC	8.95	4.30	8.95	4.57	0.00	0,27

1	8.95	4,33	8.95	4.57	0,00	0,24
2	8.95	4,33	8.95	4.57	0,00	0,24
3	8.95	4,33	8.95	4.57	0,00	0,24
4	8.95	4,33	8.95	4.57	0,00	0,24
5	8.95	4,33	8.95	4.57	0,00	0,24
6	8.95	4,26	8.95	4.57	0,00	0,31

★ Etage : (RPA)

$$e_x = 5\% L_x \quad ; \quad e_y = 5\% L_y$$

- Excentricité accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion,

Etage	L_x	L_y	e_x	e_y
RDC	17.90	8.75	0.90	0.44
1	17.90	8.75	0.90	0.44
2	17.90	8.75	0.90	0.44
3	17.90	8.75	0.90	0.44
4	17.90	8.75	0.90	0.44
5	17.90	8.75	0.90	0.44
6	17.90	8.75	0.90	0.44

7-Caractéristiques géométriques de la structure

7.1-Introduction :

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoquées par une libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacents appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme est obligatoire, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes.

7. 2- Choix de la méthode de calcul: (art 4.1 de RPA 99 V 2003)

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

1. par la méthode statique équivalente.
2. par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. par la méthode d'analyse dynamique par l'accélération.

A- Principe de la méthode statique équivalente:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

B- Principe de la méthode dynamique:

Cette méthode est plus exacte que le précédent, elle est basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou de spectre de réponses adaptés au site de la construction.

Par cette méthode (modale spectrale) 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.

Remarque : Pour qu'on puisse savoir le comportement exact du bâtiment vis-à-vis du séisme, on préfère utiliser la méthode dynamique.

7.3- calcul de l'action sismique :

-Méthode statique Equivalente :

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8 v$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8v/v_t$ (RPA 99, version 2003.4.3.6).

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

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

-Notation : V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donne par le (TAB.4.1)

<i>Groupe D'usage</i>	<i>Zone</i>			
	<i>I</i>	<i>Ila</i>	<i>Ilb</i>	<i>III</i>
<i>1A</i>	<i>0,15</i>	<i>0,25</i>	<i>0,30</i>	<i>0,40</i>
<i>1B</i>	<i>0,12</i>	<i>0,20</i>	<i>0,25</i>	<i>0,30</i>
<i>2</i>	<i>0,10</i>	<i>0,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,25</i>
<i>3</i>	<i>0,07</i>	<i>0,10</i>	<i>0,14</i>	<i>0,18</i>

ZONE I, groupe 2 → $A = 0,10$

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

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

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

η : facteur de correction d’amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{Où } \xi(\%) \text{ est le pourcentage d’amortissement critique fonction du}$$

matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages structure

TAB.4.2. RPA 99 :

	<i>Portiques</i>		<i>Voiles ou murs</i>
<i>Remplissage</i>	<i>Béton armé</i>	<i>Acier</i>	<i>Béton armé/ maçonnerie</i>
<i>Léger</i>	6	4	10
<i>Dense</i>	7	5	

→ ξ = 7 %

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

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99,version2003

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

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31 → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

Donc $T = 0,05 \times 22,22^{3/4} = 0,551 \text{ sec}$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 22,22}{\sqrt{17.9}} = 0,47 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0,47 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \times 22,22}{\sqrt{8.75}} = 0,67 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0,67 \text{ sec}$$

-Tab.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2) :

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

site meuble (S_3) → $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

on a $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

donc : $D_x = 2,29$ - $D_y = 1.81$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement PAR VOILE ⇒ $R = 4$

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui depend de l'observation ou non de la critère « q » d'après le T.A.B 4.4 (R.P.A 99) :

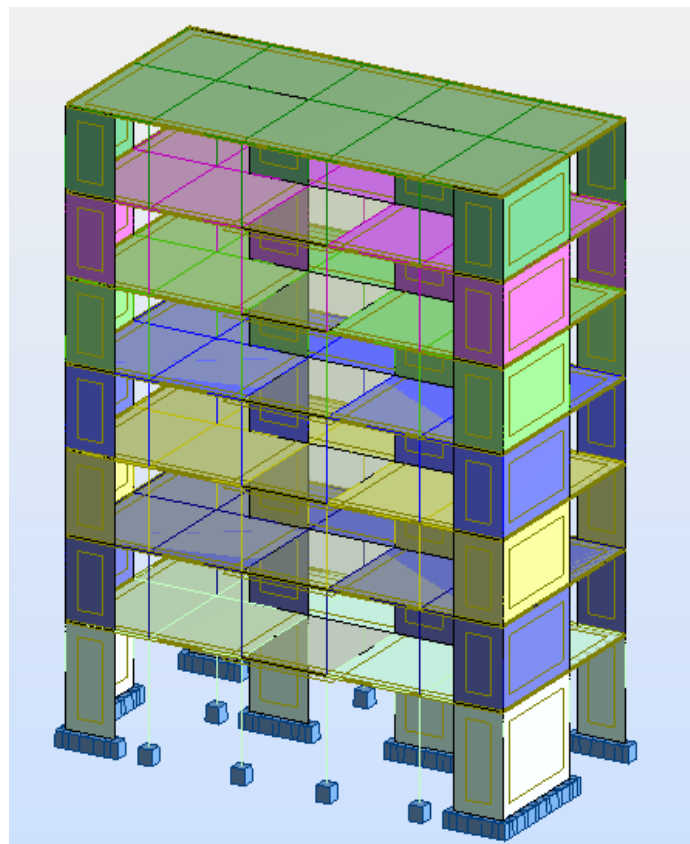
<i>Critère "q"</i>	<i>Observé</i>	<i>N/observé</i>
<i>1. conditions minimales sur les files de contreventement</i>	0	0,05
<i>2. Redondance en plan</i>	0	0,05
<i>3. Régularité en plan</i>	0	0,05
<i>4. Régularité en élévation</i>	0	0,05
<i>5. contrôle de la qualité des matériaux</i>	0	0,05
<i>6. contrôle de la qualité de l'exécution</i>	0	0,05

On ressortir que :

$$Q_x=1,15 \quad ; \quad Q_y=1,15$$

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99)

On a $W= 1730.55 \text{ t}$ (ROBOT)



structure

<i>Sens</i>	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>R</i>	<i>Q</i>	<i>W(t)</i>	<i>V(t)</i>	<i>0,8V</i>
<i>Longitudinal</i>	0,10	2,26	4	1,15	1730,55	89,95	71,96
<i>Transversal</i>	0,10	1,81	4	1,15	1730,55	72,04	57,63

Effort tranchant de la base : ROBOT

$$V_x = 76.7 \text{ t} \quad V_y = 84.35 \text{ t}$$

-Vérifications :

$$V_{\text{dyn}} / V_{\text{staq}} \geq 0,8$$

-Sens longitudinal :

$$76.7/89.95 = 0,85 \geq 0,8 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

-Sens transversal :

$$84.35/72.04 = 1.17 \geq 0,8 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

-Nombre de mode à considérer :

Le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a)** préconise de prendre en considération ce qui

suit:

a) 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 l'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.

- où 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 dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que :

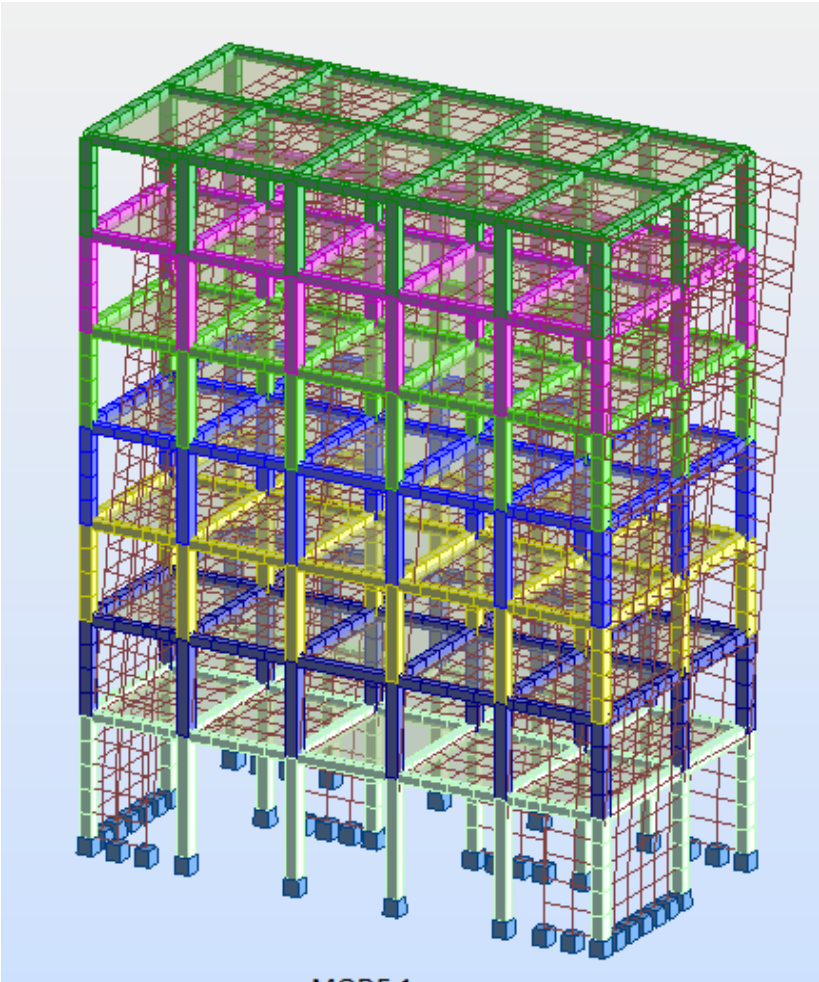
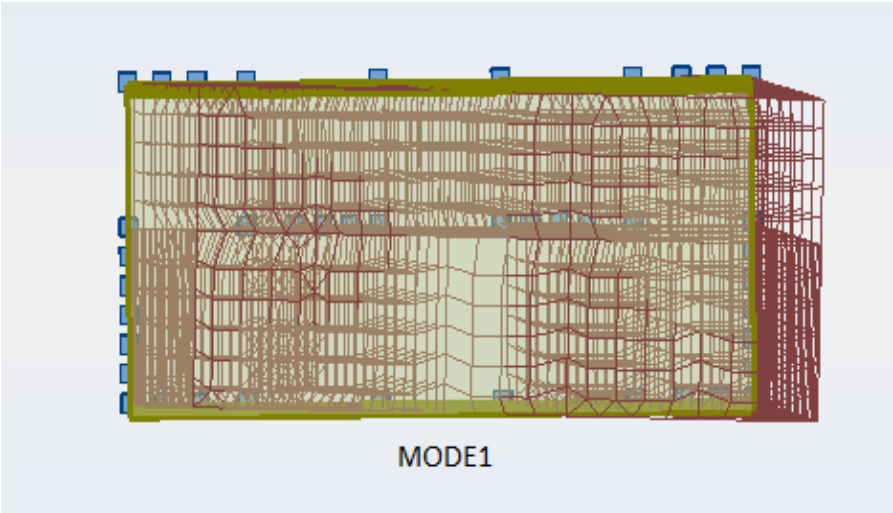
$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

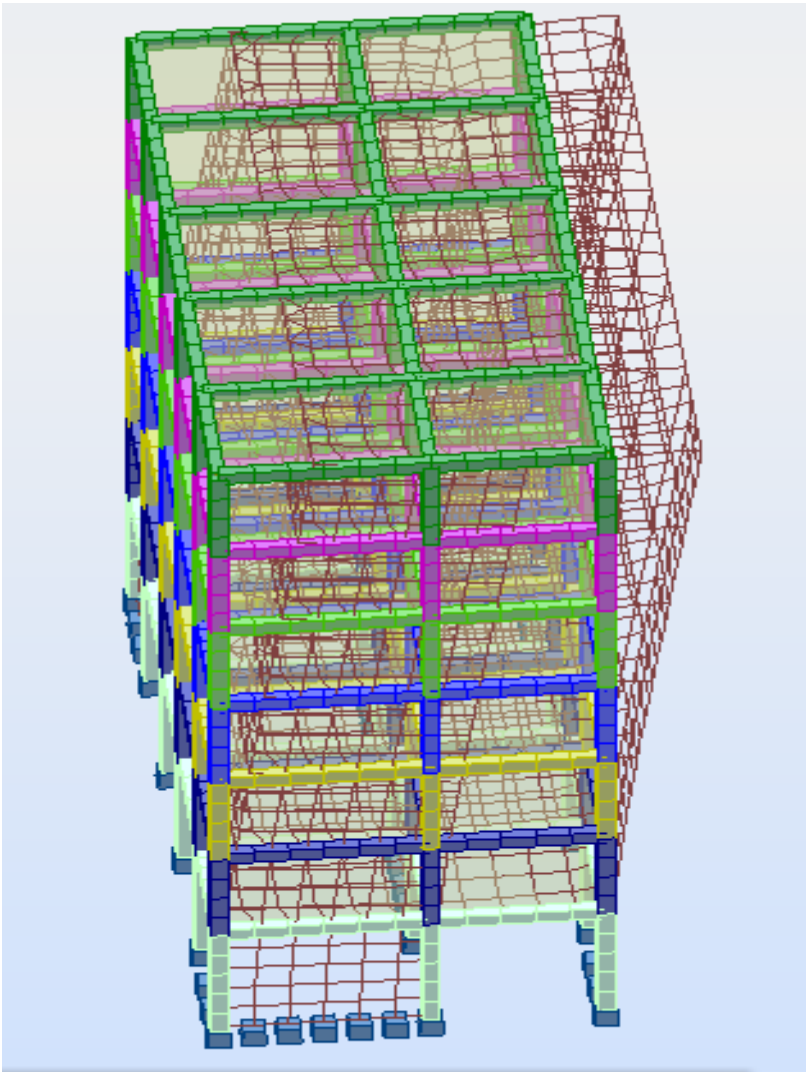
Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T la période du mode K .

-Le tableau ci-dessous présente les périodes et les factures de participation modale :

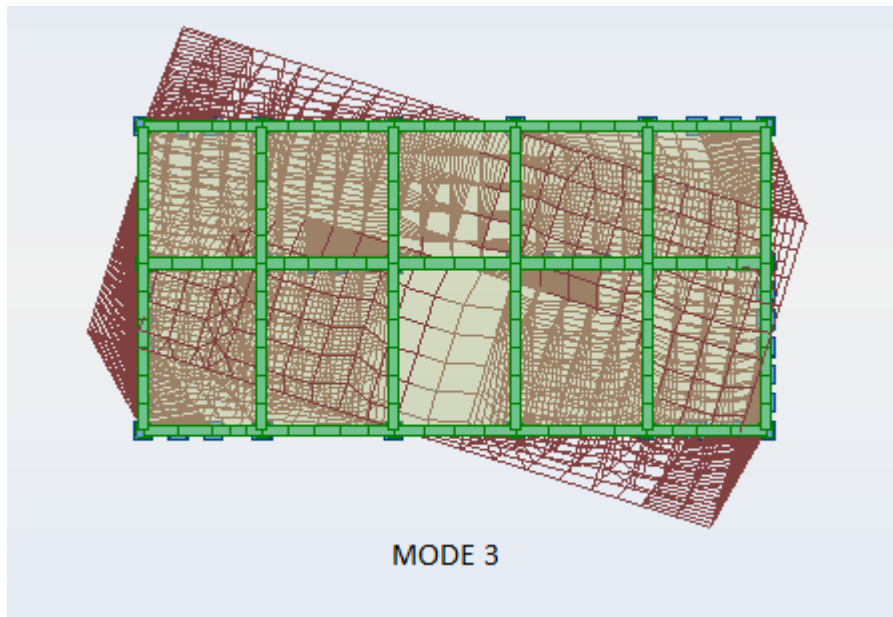
Mode	Fréquence	Période	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,69	0,59	71,89	0,00	71,89	0,00
2	2,22	0,45	0,00	70,60	71,89	70,60
3	3,20	0,31	0,86	0,00	72,75	70,60
4	6,60	0,15	15,87	0,00	88,62	70,60
5	9,52	0,11	0,00	20,17	88,62	90,77
6	13,50	0,07	0,33	0,00	88,95	90,77
7	14,67	0,07	5,55	0,00	94,50	90,77

Remarque : portique contreventé par des voiles (tableau 4.3 RPA99/version 2003)





MODE 2



On constate qu'il faut 10 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 61,39% de participation de masse modale.

-le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 69,74% de participation de masse modale.

-le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

-on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)

-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \times W_i \times h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

-Distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

➤ les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

-Sens longitudinal :

Etage	FX (kN)	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	767,00	76,32	690,68
1	801,66	184,01	617,65
2	753,75	203,10	550,65
3	673,10	206,04	467,06
4	561,59	194,54	367,05
5	426,16	172,12	254,04
6	275,29	193,73	81,56

-Sens transversal :

Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	843,53	39,92	803,62
1	837,55	90,90	746,65
2	778,81	111,16	667,66
3	698,50	122,64	575,86
4	592,19	126,90	465,29
5	462,54	124,44	338,10
6	272,07	138,98	133,09

-Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 4

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

-Sens longitudinal :

Etage	Max Ux (cm)	Min Ux (cm)	dr Ux (cm)
RDC	0,1	0,0	0,1
1	0,2	0,1	0,1
2	0,3	0,1	0,1
3	0,4	0,3	0,1
4	0,5	0,4	0,1
5	0,7	0,5	0,1
6	0,8	0,6	0,1

-Sens transversal :

Etage	Max Uy (cm)	Min Uy (cm)	dr Uy (cm)
RDC	0,0	0,0	0,0
1	0,1	0,0	0,1
2	0,2	0,0	0,1
3	0,2	0,0	0,1
4	0,3	0,0	0,1
5	0,4	0,0	0,1
6	0,5	0,0	0,1

-Donc:

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3,06cm$.

-Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition

Suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

-Sens longitudinal :

Niveau	Wi (T)	pk (T)	Δ_k (m)	Vx	hk (m)	Θ	$\square 0,1$
6	264,61	264,61	0,001	27,52	3,06	0,0031422	vèrifie
5	240,01	504,62	0,001	42,61	3,06	0,003870	vèrifie
4	240,01	744,63	0,001	56,15	3,06	0,004333	vèrifie
3	240,01	984,64	0,001	67,31	3,06	0,004780	vèrifie
2	240,01	1224,65	0,001	75,37	3,06	0,005309	vèrifie
1	240,01	1464,66	0,001	80,16	3,06	0,005971	vèrifie
RDC	265,94	1730,6	0,001	76,70	3,86	0,006622	vèrifie

-Sens transversal :

Niveau	Wi (T)	pk (T)	Δ_k (m)	Vy	hk (m)	Θ	$\square 0,1$
6	264,61	264,61	0,001	27,20	3,06	0,003179	Vèrifie
5	240,01	504,62	0,001	46,25	3,06	0,003565	Vèrifie
4	240,01	744,63	0,001	59,21	3,06	0,004109	Vèrifie
3	240,01	984,64	0,001	69,85	3,06	0,004606	Vèrifie
2	240,01	1224,65	0,001	77,88	3,06	0,005138	Vèrifie
1	240,01	1464,66	0,001	83,75	3,06	0,005715	Vèrifie
RDC	265,94	1730,6	0,001	84,35	3,86	0,005315	Vèrifie

-Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

-Sens longitudinal :

$$M_s = 154835 \text{ KN.m}$$

Niveau	F _i (KN)	h _i (m)	F _i × h _i (KN.m)
1	767,00	3,86	2960,62
2	801,66	3,06	2453,0796
3	753,75	3,06	2306,475
4	673,10	3,06	2059,686
5	561,59	3,06	1718,4654
6	426,16	3,06	1304,0496
7	275,29	3,06	842,3874
M _{Rx}			11498,326

-Vérifications:

$$M_s / M_{Rx} = 13.46 \square 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

-Sens transversal :

$$M_s = 75687.5 \text{ KN.m}$$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
1	843,53	3,86	3256.0258
2	837,55	3,06	2562.903
3	778,81	3,06	2383.1586
4	698,50	3,06	2137.41
5	592,19	3,06	1812.1014
6	462,54	3,06	1415.3724
7	272,07	3,06	832.5342
M_{Ry}			14399.5054

-Vérifications:

$M_s/M_{Ry} = 5.25 \leq 1,5$vérifie

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

CHAPITRE

04

FERRAILLAGE
DES ÉLÉMENTS
PORTEURS

8- les combinaisons d’actions :

8.1- Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d’exploitation ainsi qu’aux actions sismiques.

Leurs ferrailrages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

Les combinaisons d’actions

★ Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d’exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

★ Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

A -Pour le portique :

Les poteaux : À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm 1,2E$ (RPA 99)

$0,8 G \pm E$

Les poutres : À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$ (RPA 99)

$0,8 G \pm E$

B -Pour les voiles : $G + Q \pm E$ (RPA 99)

$0,8 G \pm E$

9- ferrailage des éléments porteurs :

9.1- Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

1-1- Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

A- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

B- Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ★ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ★ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad (B) \quad (A)$$

C- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

D- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

★ **Selon le BAEL :**

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

- EL.S : G + Q

★ **Selon le RPA99 :**

- G + Q ± E (N_{max} → M_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à 1^{er} E.L.U.

a / Recommandation de (RPA 2003) :

1/ Pourcentage minimal (zone I) : 0,7 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas

Dépasser 25 cm (zone I).

b / Armatures transversales :

➤ **BAEL91** : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 L$)

➤ **RPA99** (VER 2003):

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants

$\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ Si $\lambda_g < 5$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min (10 \phi_l , 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

c / Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales

sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

★ D'après le **RPA99 ver 2003** :

➤ $G + Q \pm E \dots\dots\dots(5.1)$

➤ $0,8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$

★ D'après le **BAEL 91** :

$1,35 G + 1,5 Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

Remarque : Notre ferrailage des poteaux est devisé aux zones suivantes :

★ Zone 01 : RDC → 1^{eme} étages

★ Zone 02 : 2^{eme} → 7^{eme} étages

COMB	ELU		G+Q ± E		G+Q ± E		ELS	
	N_{MAX}	M_{COR}	M_{MAX}	N_{COR}	N_{MIN}	M_{COR}	N_{MAX}	M_{COR}
EFFORTS								
NIVEAUX	(KN)	(KN.M)	(KN.M)	(KN)	(KN)	(KN.M)	(KN)	(KN.M)

RDC-6	-	-	-	-	-	-	-	-
	771,31	1,55	47,13	436,96	6,66	43,48	560,5	1,12

Tableau.2

9.2. Exemple de calcul :

Soit le poteau le plus sollicité de RDC :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $s = 40 \times 40 \text{ (cm)}$; acier $F_e E400$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,2 \text{ Mpa}$; $b \quad l = 3,06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

2.1. Ferrailage longitudinal :

$N_{\max} = 771310 \text{ N}$; $M_{\text{corr}} = 1550 \text{ N.m}$; la combinaison (1.35 G+1.5 Q)

$M_{\text{MAX}} = 47130 \text{ N}$; $N_{\text{cor}} = 436960 \text{ N.m.}$; la combinaison (G+Q+E)

$N_{\min} = 6660 \text{ N}$; $M_{\text{corr}} = 43480 \text{ N.m}$; la combinaison (0.8G +Ey)

★ (ELU):

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1,224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = \frac{1550}{771310} = 0,002009 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

Si $l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$.

$5,355 < \max (15 ; 0,086)$

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 18,5283$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,80$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,4} (2 + 2 \times 0,80) = 0,0124 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,002009 + 0,0124 = 0,014409 \text{ m}$$

$$e = 1,4409 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 771310 \times 0,014409 = 11113,80 \text{ N.m}$$

★ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 771310 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 11113,80 \text{ N.m}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 4) 40 \times 40 \times 14,2$$

$$A = 232652,8 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 11113,80 + 771310 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} \right) = 134523,4 \text{ N.m}$$

$$B = 771310 (0,36-0,04) - 11113,80 = 235705,4 \text{ N.}$$

A>B ; Donc la section est partiellement comprimée. 771310

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{134523,4}{14,5 \times 40 \times 36^2} = 0,17$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0,2345; \beta = 0,906)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{134523,4}{400 \times 0,906 \times 36} = 10,31 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10,31 - \frac{771310}{100 \times 400} = -8,97 \text{ cm}^2$$

★ (G+Q±E):

$$M_{\text{MAX}} = 47130 \text{ N} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 436960 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{47130}{436960} = 0,107 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 0,01224 \text{ m} = 1,224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,107 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,4} (2 + 2 \times 0,80) = 0,0124 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,107 + 1,24 = 3,347$$

$$e = 3,34 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 436960 \times 0,0334 = 1459,246 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 436960 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 1459,246 \text{ N.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 4) 40 \times 40 \times 18,5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 303104 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1459,246 + 436960 (0,36 - \frac{0,4}{2}) = 71372,84 \text{ N.m}$$

$$B = 436960 (0,36 - 0,04) - 71372,84 = 68454,36 \text{ N.}$$

- $A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b.d^2} = \frac{71372,84}{18,5 \times 40 \times 36^2} = 0,024$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0,0304; \beta = 0,988)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{71372,84}{400 \times 0,988 \times 36} = 5,01 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5,01 - \frac{436960}{100 \times 400} = -5,914 \text{ cm}^2$$

★ (G + Q ± E) :

$$N_{\min} = 6660 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 43480 \text{ N.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{43480}{6660} = 6,52 \text{ m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = 1,44 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 6,52 = 8,52 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,4} (2 + 2 \times 0,80) = 0,0124 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 8,52 + 1,24 = 7,76m$$

$$e = 776cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 6660 \times 7,76 = 51681,6 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{min}} = 6660N ; M_{\text{corrigé}} = 51681,6 \text{ N.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 4) 40 \times 40 \times 18,5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 303104N.m$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 51681,6 + 6660 (0,36 - \frac{0,4}{2}) = 52747,2 \text{ N.m}$$

$$B = 6660 (0,36 - 0,04) - 52747,2 = -50616N.m$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{52747,2}{18,5 \times 40 \times 36^2} = 0,56$$

$$\overline{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0,0641; \beta = 0,974)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{52747,2}{400 \times 0,816 \times 36} = 4,48 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4,48 - \frac{6660}{100 \times 400} = 4,31 \text{ cm}^2$$

2.2. Vérification des sections : RPA (99ver2003)

★ D'après (**RPA2003**) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0,7\% (h \cdot b) = 0,007 (40 \times 40) = 11,20 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone I})$$

2.3. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0,23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} = 2,7\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 11,20\text{cm}^2$$

On adopte : 6HA14+2HA12 = 11,50 cm²

2.4. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

➤ Pour le premier cas on a :

$$N_{ser} = 560500 \text{ N} ; M_{ser} = 1120 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1120}{560500} = 0,0019 \text{ m} \quad e_0 = 0,0019 < \frac{h}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,066 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 40 \times 40 + 15(11,50) = 1772,5 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 19,05 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 40 - 19,05 = 21 \text{ cm}$$

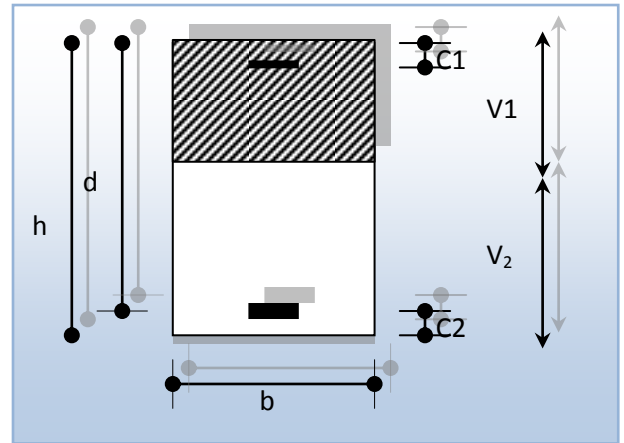


Fig.-1-section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (19,05^2 + 21^2) + 15 [9,24(19,05 - 4)^2 + 2,26(21 - 4)^2] = 51909,04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue homogène

$$M_G = 1120 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{560500}{100 \times 1772,5} = 3,16 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1120}{51909,04} = 0,021$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3,16 + 0,021 \times 19,05 = 3,56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3,56 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3,13 + 0,021(19,05 - 4)] = 51,69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3,13 - 0,021(36 - 19,05)] = 41,61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 51,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 41,61 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

9.3. Armatures transversales :

3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux La combinaison (G + Q ± E) donné l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 44,30 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{44,30 \times 10^3}{360 \times 400} = 0,30 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,30 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

3. 2. Calcul d'armature transversal:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculé a

l'aide de la formule suivante :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales ($f_e 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

- $\rho_a = 3,75$ Si $\lambda_g < 5$.
- $\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g > 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,4} \right) \Rightarrow \lambda_g = 5,35 > 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 2,5$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend t = 10 cm
- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales $S_t \leq 21\text{cm}$

en prend $S_t = 15\text{ cm}$ dans la zone courant

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 44300 \times 0,15}{40 \times 235} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,76 \text{ cm}^2 \text{ soit 4 cadres de } \Phi_{10} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

3.3. Vérification des cadres des armatures minimales : d'après

❖ RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale t = 10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : t = 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3 \text{ \%} \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

❖ **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{11}{3} = 3,66 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifier

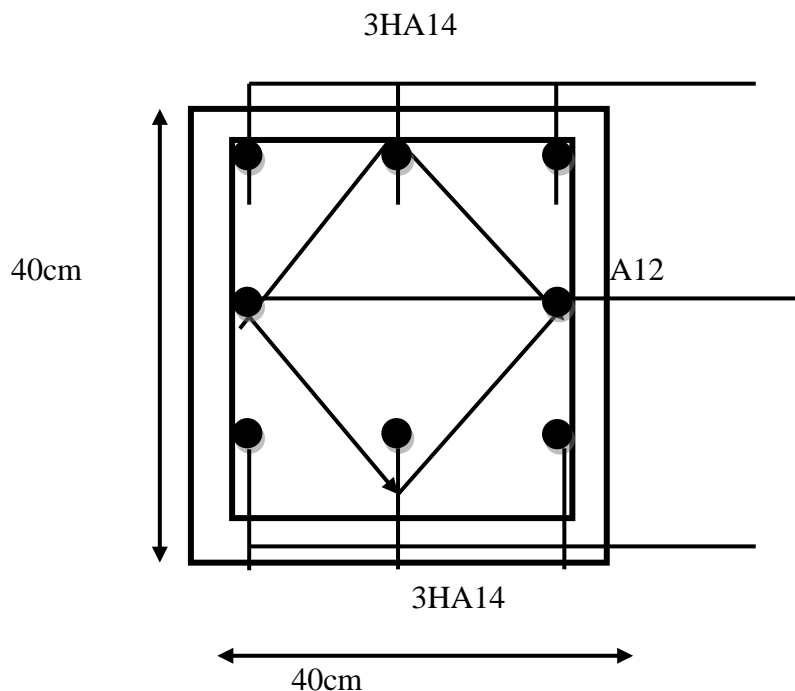
2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

9.4- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

ETAGE	S POT (cm ²)	A CAL (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A adapt (cm ²)
RDC et 6	40x40	11,20	6HA14+2HA12	11,50



10-les poutres :

10.1-Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

★ BAEL91 :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{A.4.2})$$

$$\text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

10.2- Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

- ❖ $\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$ fissuration peu préjudiciable.
- ❖ $\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

2-1- Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

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

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4MPa$$

$$\text{Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après

Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1, \alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

2-2- Condition de non fragilité :

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0,23 f_{tj}}{f_e}$$

2-3- Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal.
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature.

10.3- Recommandation : RPA 99/version2003:

3.1. Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

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

La longueur minimale de recouvrement est de : 40 en zone (I)

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

3.2. Armatures transversales : (RPA 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S.b$$

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

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

Nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

10.4- Exemple de calcul :

Poutre principale 30x40 :

4.1. Ferrailage longitudinal :

A-L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3cm$$

B- Ferrailage des travées :

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2 ; F_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{ult} = 42,78 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{42780}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,073 \leq \mu_l = 0,392$$

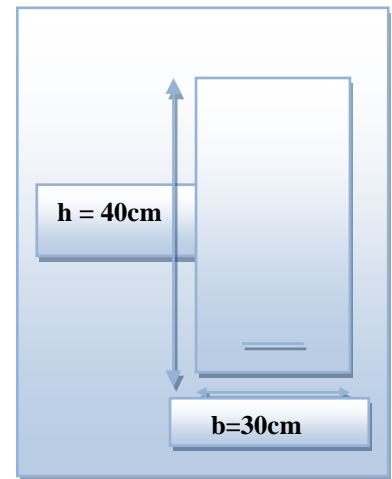


Fig. -1-

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,095$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{42780}{0,961 \times 37 \times 348} = 3,45 \text{ cm}^2$$

4.2. Ferrailage sur appui :

★ La nappe supérieure (G+Q+E)

$$M_{a \max} = -59,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{59810}{30 \times 37^2 \times 18,5} = 0,078$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,101$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,959$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{59810}{0,959 \times 37 \times 400} = 4,21 \text{ cm}^2$$

4-3 Vérification nécessaire pour les poutres :

a. Le condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

b. Pourcentage minimale d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

4-4 Choix des barres :

a- En travée :

$$A=6 \text{ cm}^2 \text{ alors en adopte } \mathbf{3HA14+2HA12} = 4,62+2,26 = 6,88\text{cm}^2$$

b- Au niveau des appuis :

★ La nappe supérieure :

$$A=4,21 \text{ cm}^2 \text{ alors en adopte } \mathbf{6HA12}=6,79\text{cm}^2$$

c- Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y1) par résolution d'équation suivant :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\begin{aligned} D &= 15 \frac{A}{b} & E &= 2Dd \\ y_1 &= -D + \sqrt{D^2 + E} & \alpha_1 &= \frac{y_1}{d} \\ \beta_1 &= 1 - \frac{\alpha_1}{3} & K_1 &= 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A\beta_1 d} & \sigma_b &= \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b} \end{aligned}$$

d- La vérification des contraintes :

$$\text{En travée } M_{i\max} = 42,78 \text{ KN.m}$$

En appuis $M_{a\max} = -59,81 \text{ KN.m}$

Après les calculs on trouve :

$$D=3,44 \quad ; \quad E=254,56$$

$$y_1 = 12,88 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,35$$

$$\beta_1 = 0,883 \quad ; \quad K_1 = 27,86$$

$$\sigma_s = 190,32 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 6,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 190,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

$$\sigma_b = 6,74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

e- La vérification des contraintes au niveau des appuis :

$$D=2,355 \quad \quad \quad E=174,27$$

$$y_1 = 11,05 \quad \quad \quad \alpha_1 = 0,29$$

$$\beta_1 = 0,903 \quad \quad \quad K_1 = 36,72$$

$$\sigma_s = 380,06 \text{ MPa} \quad \quad \quad \sigma_b = 11,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 380,06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

$$\sigma_b = 11,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C, V})$$

4.5. Armatures transversales :(la contrainte tangentielle)

★ $T_u^{\max} = -50,54 \text{ KN.}$

★ $\tau_{u\max} = \frac{50540}{300 \times 370} = 0,45 \text{ Mpa}$

★ $\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration peu préjudiciable).

★ $\tau_{u\max} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{C.V})$

4-6- Vérification de la flèche :

- ★ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ★ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- ★ $\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$
- ★ $\frac{h}{L} = 0,082 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots(c.v)$

$$\frac{h}{L} = 0,082 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,081 \dots\dots\dots(c.v)$$

$$\frac{4,2}{f_e} = 0,0105 > \frac{A}{b \times d} = 0,0042 \dots\dots\dots(c.v)$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

10.5-Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

5-1 - En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varphi_1 ; 30cm) = 10cm.$$

5-2 -En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t=15cm$$

h : la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (33,3cm ; 50cm) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

10.6- Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

10.7-Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit (cadre de $2\phi 8$ + un étrier de $1\phi 8$) = $1,51 \text{ cm}^2$

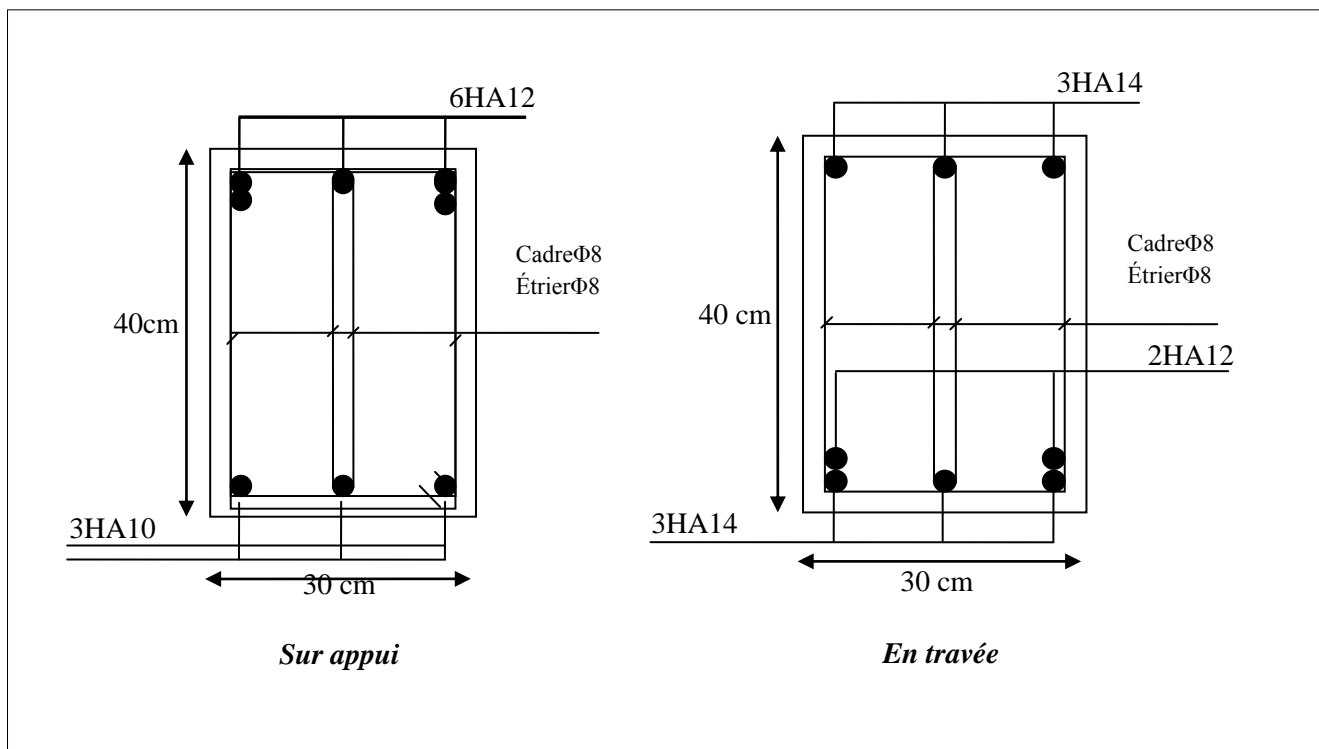
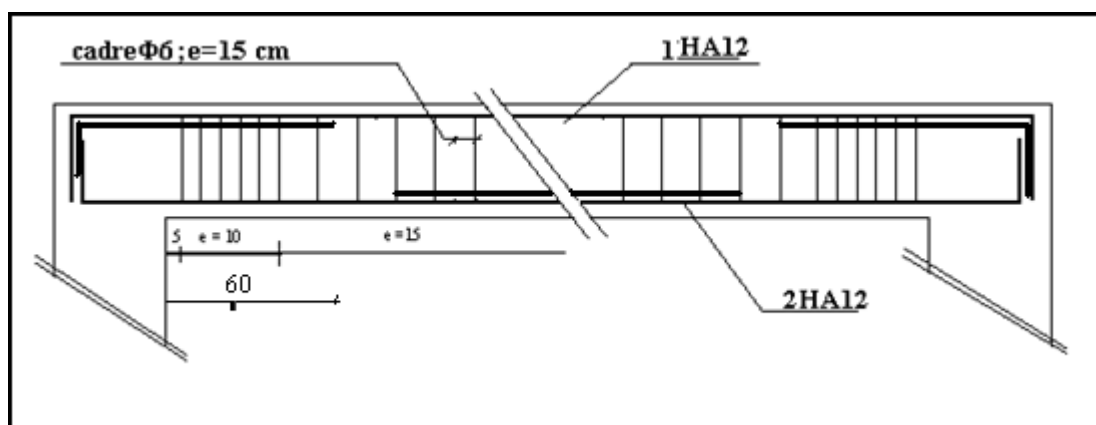


Fig. -3-ferraillage de la poutre principale



LA COUPE LONGETUDINALE DES POUTRES PRINCIPALE

4-2-La Poutre secondaire (30x30)

4-2-1- Ferrailage longitudinal :

4-2-1-1- Ferrailage des travées

L'enrobage

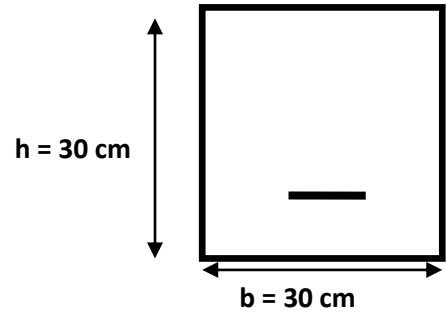


Fig.-schéma

descriptif

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 3 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3}{2} = 2,5 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$B = 30 \times 30 \text{ cm}^2 ; F_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{\text{ult}} = 28,12 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{28120}{30 \times 27^2 \times 14,2} = 0,09 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,953$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28120}{0,953 \times 27 \times 348} = 3,14 \text{ cm}^2$$

4-2-1-2- Ferrailage sur appui :

➤ **La combinaison : (G+Q+E)**

$$M_{a \text{ max}} = -47,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{47130}{30 \times 27^2 \times 18,5} = 0,116$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{47130}{0,94 \times 27 \times 400} = 4,64 \text{ cm}^2$$

4-2-1-3- Vérification nécessaire pour les poutres :

4-2-1-3-1- Le condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,978 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

4-2-1-3-2. Pourcentage minimale d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 30 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section : $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA})$$

4-2-1-3-3. choix des barres :

en travée :

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2}$$

au niveau des appuis:

$$A = 4,64 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2}$$

4-2-1-4-. Vérification a l'état limite de service :

4-2-1-4-1- La vérification des contraintes :

En travée $M_{t_{max}} = 28,12 \text{ K N.m}$

En appuis $M_{a_{max}} = -47,13 \text{ K N.m}$

Après les calculs en trouve :

En travée

$D=1,965$ $E = 106,11$

$y_1 = 8,53$ $\alpha_1 = 0,32$

$\beta_1 = 0,89$ $K_1 = 31,87$

$\sigma_s = 297,76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$

$\sigma_b = 9,03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$

En appui

$D=2,825$ $E = 152,55$

$y_1 = 9,84$ $\alpha_1 = 0,36$

$\beta_1 = 0,88$ $K_1 = 2,04$

$\sigma_s = 351,07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$

$\sigma_b = 13,60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C, V)$

4-2-2-Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$T_u^{\max} = -42,86 \text{ KN.}$

$$\tau_{u_{max}} = \frac{42860}{300 \times 270} = 0,53 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration peu préjudiciable).

$$\tau_{u\max} = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

4-2-2-1-. Vérification de la flèche :

$$\star \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\star \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\star \frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0,088 \geq 0,0625 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,081 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{4,2}{f_e} = 0,010 \geq \frac{A}{b \times d} = 0,0048 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

4-2-2-2- Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

➤ **-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1 ; 30\text{cm}) = 7\text{cm}$$

➤ **-En zone courante:**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9.d ; 50\text{cm})$$

S_t ≤ min (24,3cm; 50cm) → la condition est vérifiée

4-2-2-3- Section minimale des armatures transversales: BAEL 91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot x f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

4-2-2-4- Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit (cadre de $2\phi 8$ + un étrier de $1\phi 8$) = $1,51 \text{ cm}^2$.

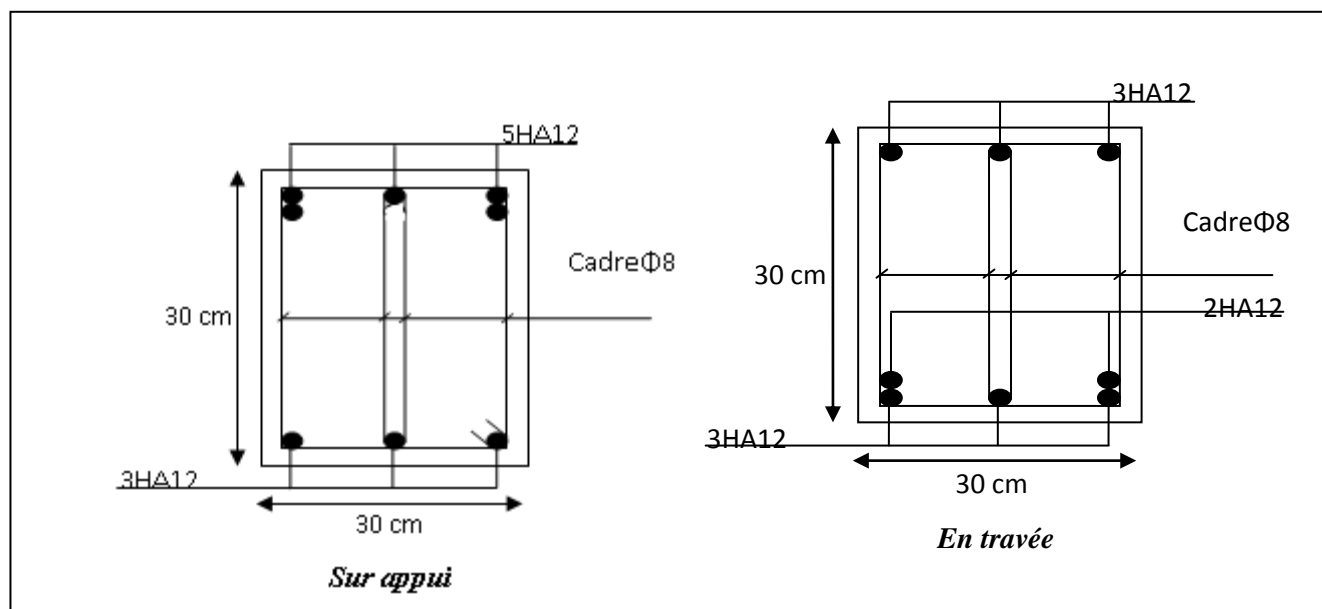
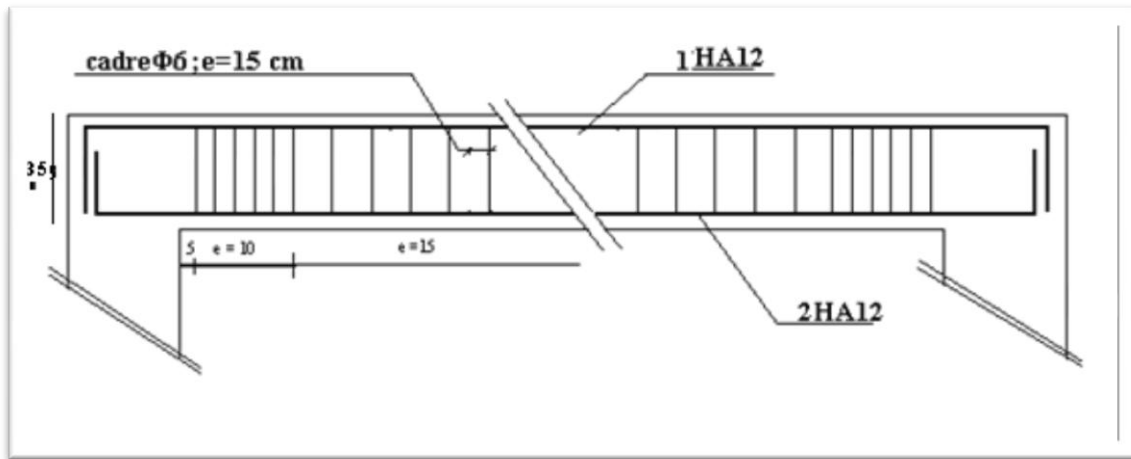


Fig -5-Disposition d'armature dans la poutre secondaire 30x30



LA COUPE LONGITUDINALE POUTRES TRANSVERSALES DES

11.ferrailage des voiles:

11.1. Introduction : Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces derniers sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiteront une disposition du ferrailage suivant :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

11.2. Types d'armatures :

2-1-Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

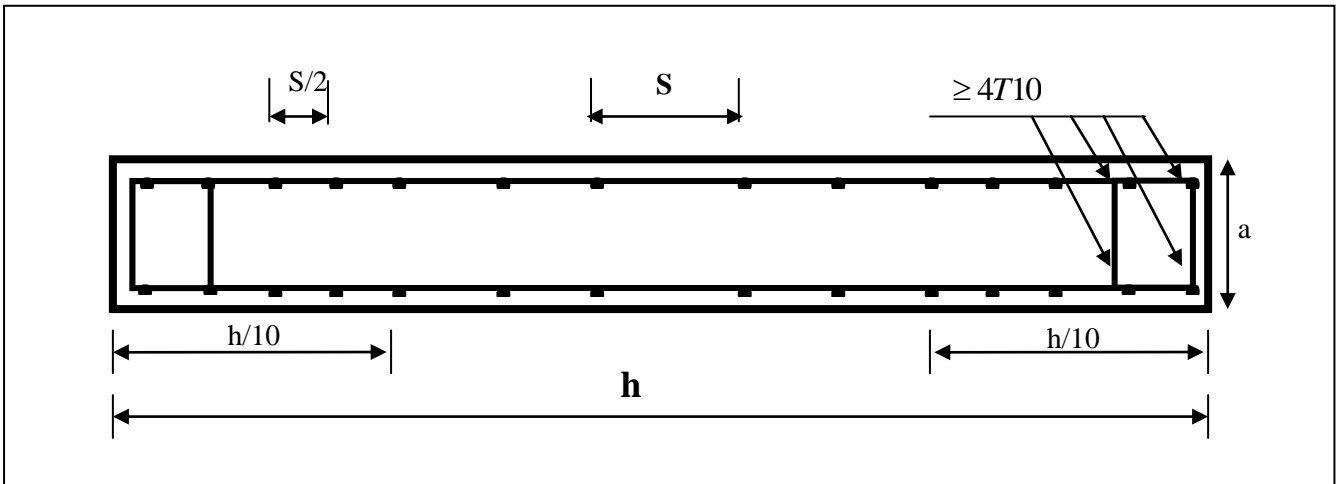


Fig. Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

2-2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné

Comme suit :

- | | |
|--|-------|
| ➤ globalement dans la section du voile | 0,15% |
| ➤ en zone courante | 0,10% |

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des

Valeurs Suivantes :

$$S_t \leq 1,5a \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ espacement du voile.}$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **1 /10** de l'épaisseur de voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charge.
- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{calculé}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

2-3-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

12.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage verticale) :

3-1- Ferrailage verticale :

- **Type de section qu'on part avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

3-2-Etapes de calcul :

3-2-1 Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment a l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

3-2-2- Calcul des sections suivant leurs natures :

➤ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

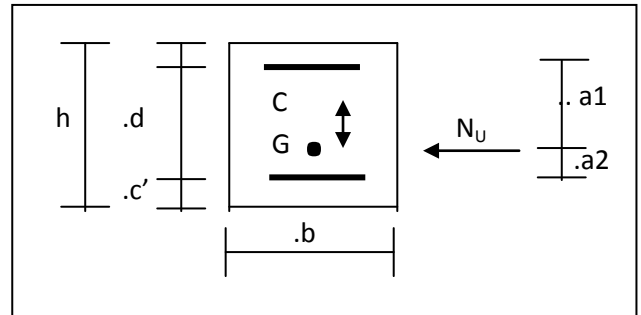
$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$



Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$ Avec : $\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

❖ 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

12.4. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage se fera calculer en flexion composées sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

• $N = 0,8 N_G \pm N_E$

• $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

• $N = N_G + N_Q \pm N_E$

• $M = M_G + M_Q \pm M_E$

12.5. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage se fera calculer en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

La calcul se fera avec la combinaison suivantes :

* $N_{\min} = 0,8N_g + N_e$ ($N_e = 0$ cas des voiles pleins)

* $M = 0,8M_g + M_e$

On choisie cette combinaison c'est pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité

c à d pour pousser le centre de à l'extérieure de la section (cas d'une section partiellement comprime) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

12.6. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91**6.1. Armatures verticales :**

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

$$M_u = 48,05 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 0,8N_g = 283,56 \text{ KN}$$

$$h = 1,73 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 1,68 \text{ m} \quad ; \quad a = 0,16 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48,05}{283,56} = 0,17 \text{ m}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 1,73 - 0,81 \times 0,05) \cdot 1,73 \times 16 \times 14,2$$

$$A = 213,23 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 48,05 + 283,56(1,68 - 0,865) = 279,15 \text{ KN.m}$$

$$B = 283,56 (1,68 - 0,05) - 48,05 = 414,30 \text{ KN.}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

6.1.1. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0,17}{1,73} = 1,96$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,5 \times 1,73}{1,73} = 0,5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

6.1.2. Calcul de ferrailage :

6-1-2-1- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 279,15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{279,15 \times 10^3}{18,5 \times 16 \times 168^2} = 0,034 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,0432$$

$$\beta = 0,983$$

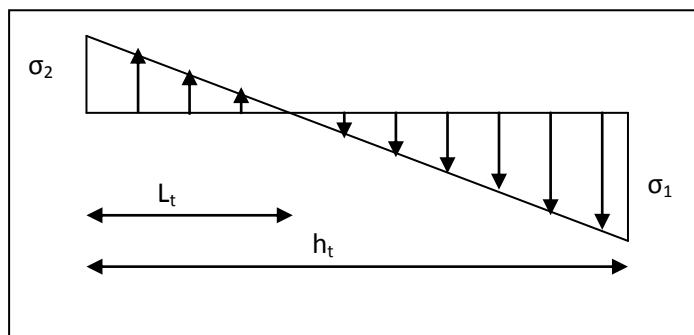
$$\text{Donc } A'_f = 0 \quad A_f = \frac{M_A}{\sigma \cdot \beta \cdot d} = \frac{279,15 \times 10^3}{400 \times 0,983 \times 168} = 4,22 \text{ cm}^2$$

6-1-2-2- Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f = \frac{N}{100 \sigma_s} = 4,22 - \frac{283,56 \times 10^3}{100 \times 400} = -2,87 \text{ cm}^2$$

6.1.3. L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{283,56 \times 10^3}{160 \times 1730} + \frac{6 \times 48,05 \times 10^6}{160 \times (1730)^2} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{283,56 \times 10^3}{160 \times 1730} - \frac{6 \times 48,05 \times 10^6}{160 \times (1730)^2} = -0,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0,12 \text{ m}$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^{RPA} = 0,002 \times L_t \times a = 3,84 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 16 \times 1730 = 41,52 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend} \quad A = 3,84 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0 \quad \rightarrow \quad h' = 1,49 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 16 \times (149) = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c < A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 3,84 + 2,4 = 10,08 \text{ cm}^2 < A_{\min}^g = 41,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 41,52 \text{ cm}^2$$

L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(16 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 24 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{24}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \rightarrow D=12 \text{ cm}$$

On prendre : D=12 cm

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

Choix d'armature : $A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{41,52}{2} = 20,76 \text{ cm}^2$

\Rightarrow Soit $A_{\text{nap1}} = 8\text{HA}12 + 12\text{HA}12 = 22,58\text{cm}^2$

$A_{\text{nap2}} = 8\text{HA}12 + 12\text{HA}12 = 22,18\text{cm}^2$

6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1,4 \times 111,74 \times 10^3}{160 \times 1680} = 0,58 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

a : épaisseur du voile (a = 16 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 170 cm)

6.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\text{min}}^g = 0,0015 \times a \times 1\text{m} = 0,0015 \times 16 \times 100 = 2,4\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\text{min}}^c = 0,001 \times b \times 1\text{m} = 0,001 \times 16 \times 100 = 1,6\text{cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ par ml

6.2.1. L'espacement des barres :

Armatures Horizontales:

On a pour chaque nappe 3φ8 par mℓ, donc on prend $S_t = 24 \text{ cm}$.

6.3. Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m2

6.4. Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

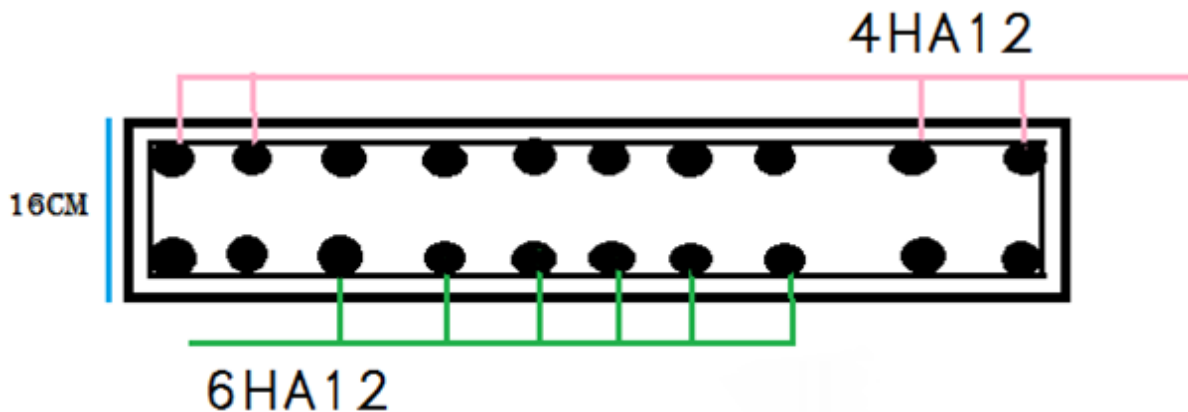
$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

Navier Bernoulli :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$



Chapitre 5

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

13-présentation du rapport d'étude de sol :

-Objet : données géotechniques préliminaires de l'étude de sol :

(Bâtiment usage d'habitation dans la wilaya : BISKRA.

-Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :

*contrainte admissible : $Q=1,50$ bars pour l'ensemble du site.

*ancrage des fondations : $D = 2,5$ m

*type des fondations : Radier général.

Etude de fondation :**13.1-Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ★ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ★ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ★ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

13.2- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

13.3- Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1,50 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

Le rapport de sol a recommandé en ce qui concerne notre projet des fondations superficielles de type radier général et ceci pour deux raisons essentielles :

- 1- Le sol d'assise étant pulvérulent donc perméable, les eaux s'y infiltrent et provoquent le lessivage des éléments fins ce qui engendre une augmentation des indices de vide.
- 2- Dans l'analyse chimique du sol dans le rapport établi par le laboratoire on relève un taux appréciable de carbonate dans le sol .L'infiltration des eaux pluviales chargées de CO₂ provoque la dissolution des carbonates qui après cette réaction chimique laisse à leur du vide dans le sol.

Ces deux phénomènes réunis engendrent des tassements de sol excessifs.

Vu les importantes charges transmises par les poteaux et voiles aux fondations ainsi que l'espacement peu important entre poteaux et pour éviter les chevauchements de semelles en plus des tassements différentiels excessifs comme relevé au niveau du rapport de sol, la solution des semelles isolées ou filantes a été écartée.

Aussi pour toutes les raisons citées ci-dessus nous avons opté pour la solution des fondations de type «radier général» ancrées à 4,80 m dans le sol .La profondeur d'ancrage du bâtiment est également dictée par l'importante hauteur de l'ouvrage.

13.4-Combinaison d'action :

- ♦ ELS (G + Q) pour le dimensionnement.

- ♦ ELU (1,35G + 1,5Q) pour le ferrailage.
- ♦ Accidentelle (0,8G ± E) pour la vérification.

13.5-Calcul du radier général :

-Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

-Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

5-1- Pré dimensionnement du radier :

a- Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b- Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} = 4,8 \text{ m} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq h \leq 96 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

-La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$$

c-Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$

Donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,8}{3,14}\right)^4 \times \frac{40}{10818,86}} = 0,68 \text{ m}$$

-Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 70 \text{ cm}$ Nervure

$h = 40 \text{ cm}$ Dalle

$b = 40 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

5-2- Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 21173,01 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 11082,04 \text{ KN}$

5-3- Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{21173,01}{1,33 \times 150} = 106,13 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{11082,04}{1,33 \times 150} = 55,54 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 208,39 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1 ; S_2) = 106,13 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (18,20 m).

L_y : largeur en plan (11,45 m).

- Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \quad \text{Où: } h_r = 0,7 \text{ m}$$

On prend $D = 0,5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 208,39 + 0,5 \times 2 \times (18,20 + 11,45) = 238,04 \text{ m}^2$$

5-4-Poids du radier :

$$G = (238,04 \times 0,4 \times 25) = 2380,40 \text{ KN}$$

5-5-Combinaison d'action :

$$N_u = 21173,01 + 1,35 (2380,40) = 24386,55 \text{ KN}$$

$$N_s = 11082,04 + 2380,40 = 13462,44 \text{ KN}$$

13.6- Vérifications :**6-1- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{24386,55 \times 1}{238,04} \times \frac{4,8}{2} = 245,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{185,38}{1 \times 0,36} = 0,68 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6-2- Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 2,5 \times 238,04 = 8926,5 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 2,5 m)

$$G_T = 15211,5 \text{ KN} > 8926,5 \text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

6-3- Vérification des contraintes dans le sol :

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{18,2 \times 11,45^3}{12} = 2276,70 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{11,45 \times 18,2^3}{12} = 5752,25 \text{ m}^4$$

➤ Le centre de gravité :

$$X_g = 8,95 \text{ m}$$

$$Y_g = 4,3 \text{ m}$$

M x	11646,94
M y	12995,34

❖ Sens (x x):

ELS:

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \mp \frac{M_x \times X}{I_y}$$

$$\delta_{12} = \frac{13462,44}{238,04} \pm \frac{11646,94 \times 8,95}{5752,25} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 74,67 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta_{\min} = 38,43 / \text{m}^2 \\ \delta m = \frac{3\delta \max + \delta \min}{4} = 65,61 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

ELU :

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ult}}{S_{RAD}} \pm \frac{M_x \times x}{I_y}$$

$$\delta_{12} = \frac{24386,55}{238,04} \pm \frac{11646,94 \times 8,95}{5752,25} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 120,56 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta_{\min} = 84,32 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta m = \frac{3\delta \max + \delta \min}{4} = 111,15 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

❖ Sens (y y) :

ELS :

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \mp \frac{M_y \times Y}{I_x}$$

$$\delta_{12} = \frac{13462,44}{238,04} \pm \frac{12995,34 \times 4,3}{2276,70} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 81,11 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta_{\min} = 32,01 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta m = \frac{3\delta \max + \delta \min}{4} = 68,83 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

ELU :

$$\sigma_{12} = \frac{N_{ult}}{S_{RAD}} \pm \frac{M_y \times y}{I_x}$$

$$\delta_{12} = \frac{24386,55}{238,04} \pm \frac{12995,34 \times 4,3}{2276,70} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 126,99 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta_{\min} = 77,90 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \delta_m = \frac{3\delta_{\max} + \delta_{\min}}{4} = 114,71 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

On remarque que toutes les contraintes sont inférieures à la contrainte admissible du sol.

6-4- Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

a- Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,7) \times 2 = 4,4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,4 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 3593,33 \text{ KN}$$

$$N_u = 771,31 \text{ KN} < \bar{N}_u = 3593,33 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

b- Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 917,56 \text{ KN} \quad , \quad e = 16 \text{ cm} \quad , \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 6,24 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,24 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 5096 \text{ KN}$$

$$N_u = 917,56 \text{ KN} < \bar{N}_u = 5096 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

13.7- ferrailage du radier:

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

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

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

si la dalle est une dalle de rive:

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$M_a = 0,3 M_{0x}$ pour appuis de rive.

$M_a = 0,5 M_{0x}$ pour appuis intermédiaire.

-Evaluation des charges et surcharges :

ELU:

$$q_u = (1,35G+1,5Q) / S_{rad}$$

$$S = 238,04 \text{ m}^2$$

$$q_u = 102,45 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$$

$$q_{ser} = 56,55 \text{ KN/m}^2$$

7-1- Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau P1

7-1-1-calculation des moments :

ELU: $v=0$; $q_u = 102,45 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L_X (M)	L_Y (M)	P	μ_x	μ_y	M_{OX} (KN.M)	M_{OY} (KN.M)
P ₁	3,8	4,8	0,79	0,0576	0,577	85,12	49,11

Tableau 1

ELS : $v=0,2$; $q_{ser} = 56,55 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L_X (M)	L_Y (M)	P	μ_x	μ_y	M_{OX} (KN.M)	M_{OY} (KN.M)
P ₁	3,8	4,8	0,79	0,0642	0,696	52,42	36,49

Tableau 2

7-2-Calcul des armatures:

ELU :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{smin} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$$

Panneau	SENS X- X			SENS Y-Y		
	en travée	en appui		en travée	en appui	
<i>Mu (KN ×m)</i>	63,84		42,56	36,83		42,56
μ	0,0347		0,0231	0,0200		0,0231
$\mu < \mu_L$	CV		CV	CV		CV
<i>As' (cm²)</i>	0,00		0,00	0,00		0,00
α	0,0441		0,0292	0,0252		0,0292
<i>B</i>	0,982		0,988	0,989		0,988
σ_s	348		348	348		348
<i>As (cm²/ml)</i>	5,81		3,44	2,97		3,44
<i>As_{min} (cm²/ml)</i>	4,35		4,35	4,35		4,35
<i>choix des barres/ml</i>	6HA12		6HA12	6HA12		6HA12
<i>As_{corres} (cm²/ml)</i>	6,79		6,79	6,79		6,79
<i>Espacement (cm)</i>	15		15	15		15

Tableau 3

ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Panneau	SENS X- X			SENS Y-Y		
	en travée	en appui		en travée	en appui	
			De rive			De rive
<i>M ser (KN ×m)</i>	39,31		26,21	27,37		26,21
σ_{bc} (MPa)	15		15	15		15
σ_{st} (MPa)	201,63		201,63	201,63		201,63
<i>As (cm²/ml)</i>	5,47		3,64	3,8		3,64
<i>As_{min} (cm²/ml)</i>	4,347		4,347	4,347		4,347
<i>choix des barres/ml</i>	5HA14		6HA12	6HA12		6HA12

$As_{corr}(cm^2/ml)$	7,7		6,79	6,79		6,79
Espacement cm	15		15	15		15

Tableau 4

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{102,45 \times 3,8 \times 4,8}{2(4,8) + 3,8} = 139,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{105,13 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,38 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min (2,5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0,38 < [\tau_u] = 2,5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

7-3-Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad , \quad d = 66 \text{ cm}$$

$$b = 38 \text{ cm} \quad , \quad L = 3,8 \text{ m} \quad c = 4 \text{ cm}$$

8- Etude de débord du radier : Le débord du radier est assimilé à un console de largeur $L=0,46 \text{ m}$
le calcul de

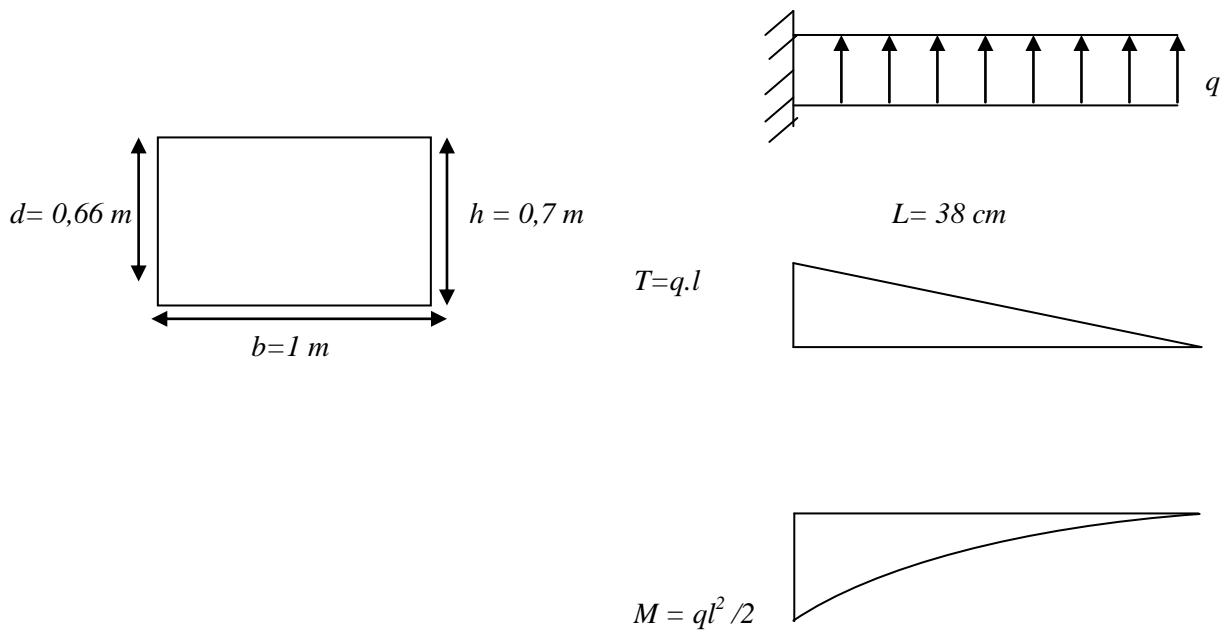
Ferraillage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 66$$

❖ Présentation schématique :



❖ l'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 102,45 \times (3,8)^2 / 2 = 739,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,12 \quad ; \quad \alpha = 0,1603 \quad \beta = 0,936$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad A_{s_{\min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_s = 3,22 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s_{\min}} = 7,97 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ l'ELS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 56,55 \times (0,38)^2 / 2 = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{su} , A_{Sser} , A_{s_{\min}}).$$

$$A_s = 7,97 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit **6HA14** /ml avec un espacement 15 cm.

Nota : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Afin de garder la nappe supérieure dans sa position il faut prévoir des chaises en T10 5/m² spécialement conçus et confectionnés en ce sens

-Calcul les charges revenant à la nervure :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{21173,01}{238,04} = 88,94 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{11082,04}{238,04} = 46,55 \text{ KN / m}^2$$

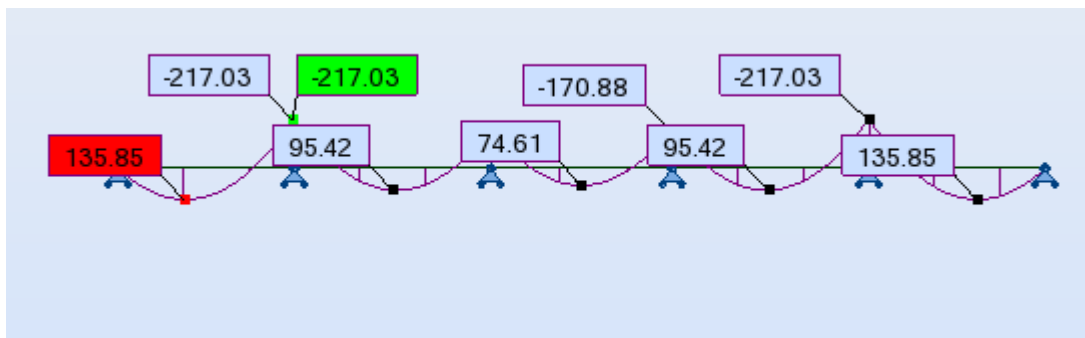
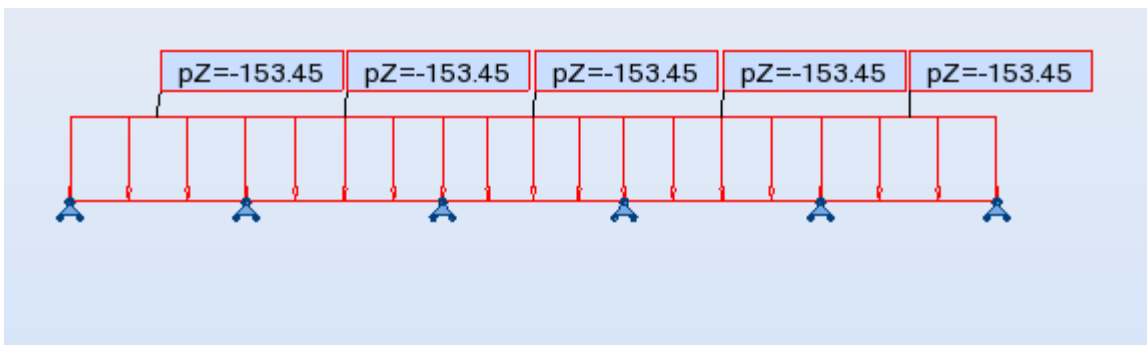
-Ferrailage de la nervure :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2009

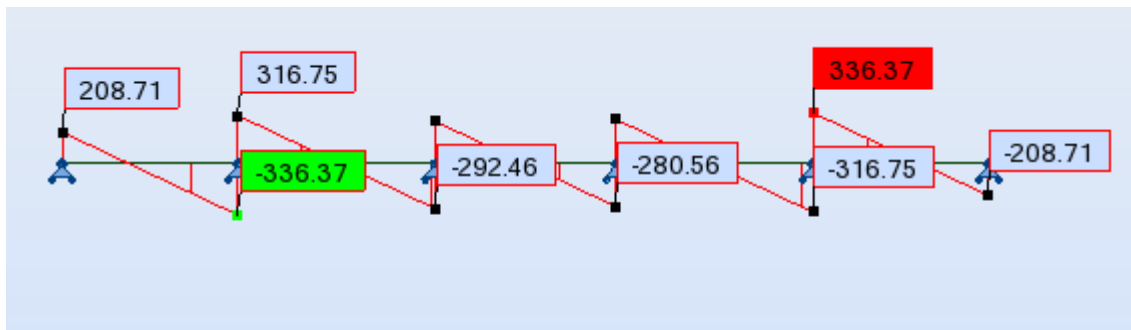
Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

-Sens X-X:

ELU:

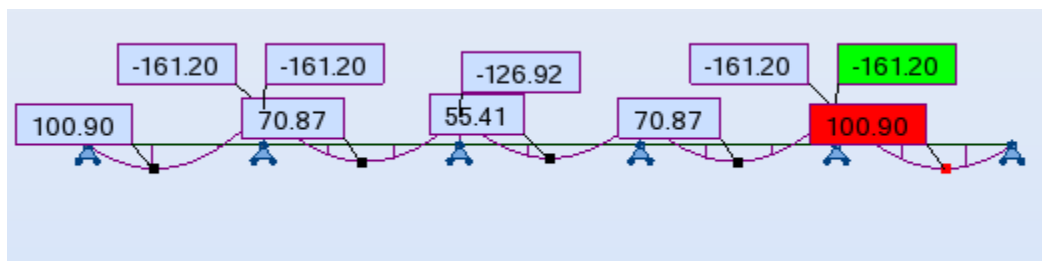
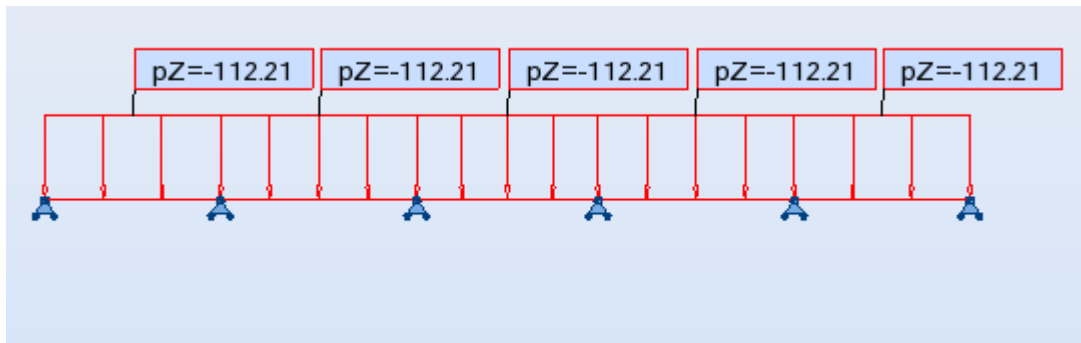


M (KN .m)

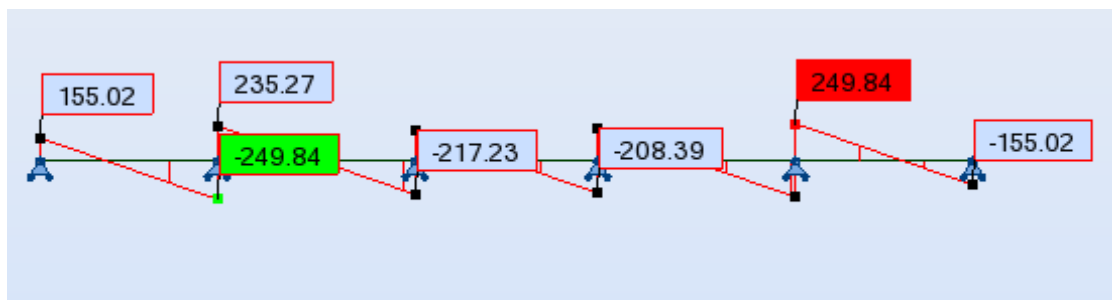


T (kN)

ELS:



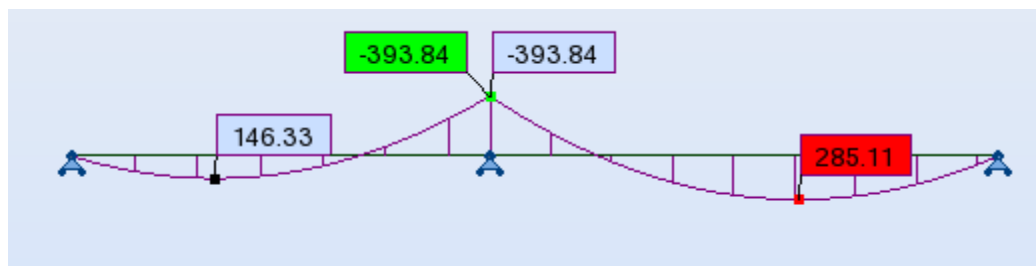
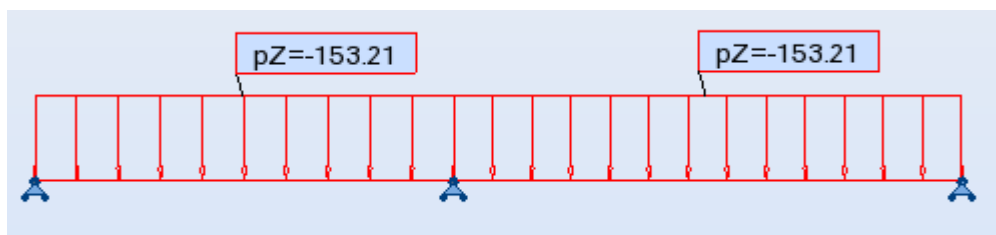
M (kN.m)



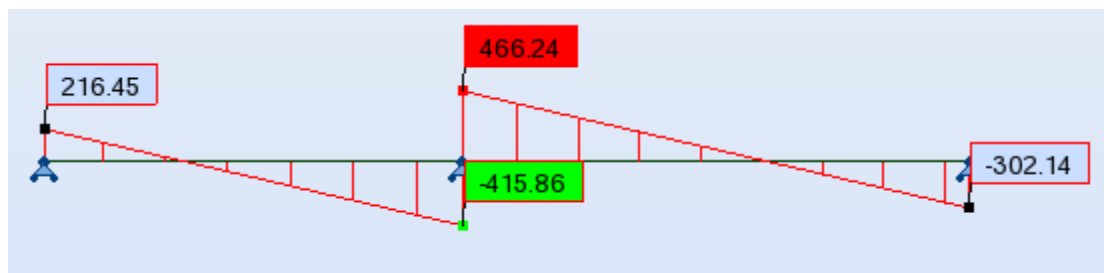
T (kN)

-Sens Y-Y:

ELU:

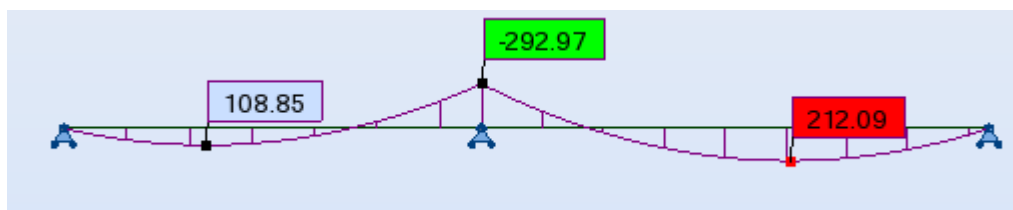
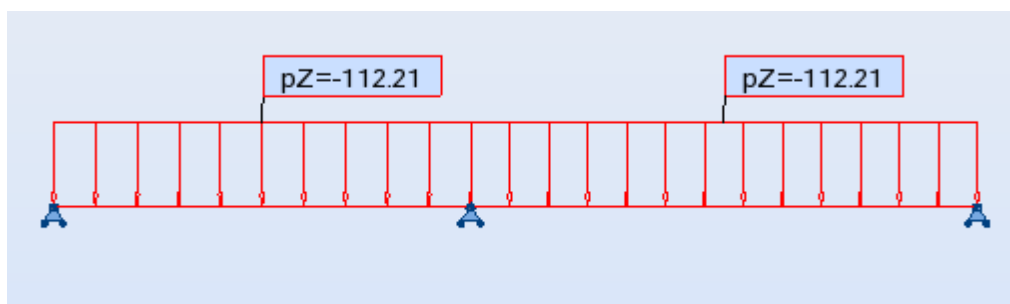


M (KN.m)

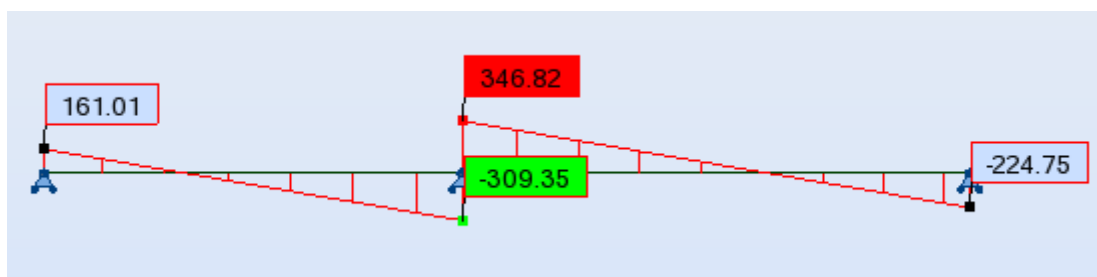


T (kN)

ELS:



M (KN.m)



T (kN)

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} (X-X) : M_t = 135,85 \text{ KN.m} , M_a = -217,03 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 285,11 \text{ KN.m} , M_a = -393,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X-X) : M_t = 100,9 \text{ KN.m} , M_a = -161,2 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 212,09 \text{ KN.m} , M_a = -292,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens		M_u [KN.m]	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$	Section adoptée
X-X	Appuis	217,03	3.18	9,90	12,06	6HA16
	Travée	135,85	3.18	6,10	9,24	6HA14
Y-Y	Appuis	393,84	3.18	18,8	12,57	7HA20
	travée	285,11	3.18	13,2	13,85	9HA14

- Vérifications à l'ELU :

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 66 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 7.97 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20,55,14) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.01 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales :

En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (17.5, 16.8)$$

$$S_t \leq 16$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35.5$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale } S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

CONCLUSION

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beau coup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Conclusion Générale

Ce modeste suivi et étude de projet de construction d'un bâtiment à usage d'habitation (R+6) et pour la première fois nous avons assemblé le suivi de chantier de notre projet avec le calcul, ce dernier nous a permis de tirer une conclusion très importante concernant les étapes à suivre est le calcul des éléments principaux constituant la structure du bâtiment.

Les sorties faites pour le suivi et contrôle du chantier nous ont aidé bien à comprendre les travaux sur chantier et la réalisation d'un bâtiment

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à des bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section et le ferrailage nécessaire pour chaque élément secondaire ou principale.

Mercie..

BIBLIOGRAPHIE

Les documents :

- ★ **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérienne.
- ★ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ★ **C.B.A93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ★ **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- ★ Guide de calcul béton armé..... H.RENAUD.
- ★ Calcul des structures en béton armé.....BELAZOUGUI.
- ★ Conception et calcul des structures soumises aux séismes..... M. RILI / SALHI
- ★ Exercices de béton armé selon les règles BAEL83.....PIERE CHARON.

Cours :

Béton armé.

- ★ Dynamique des structures.
- ★ Cours de bâtiment.
- ★ Résistance des matériaux.

Logiciels :

- ★ ROBOT 2009.....Analyse des structures.
- ★ AUTOCAD 2004.....Dessin.
- ★ EXCEL 2003.....Calcul.
- ★ WORD 2007.....Traitement du texte.