

Liste des matières

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage		Page
I.1	Introduction	016
I.1.1	Le cancer en Algérie, un constat alarmant	016
I.1.2	L'hôpital, un bâtiment pas comme les autres	016
I.2	Présentation de l'ouvrage	017
I.2.1	Position de l'ouvrage	017
I.2.2	Description de l'ouvrage	018
I.3	Caractéristiques des matériaux	020
I.3.1	Béton	020
I.3.2	Ciment	020
I.3.3	Granulats	020
I.3.4	Sable	021
I.3.5	Eau	021
I.3.6	Aciers	021
I.3.7	Adjuvants	021
I.3.8	Béton armé	022
I.4	Contraintes limites	024
I.4.1	Etat limite Ultime	024
I.4.2	Etat limite de service	024
I.5	Diagramme de contrainte déformation	025
I.6	Module de déformation longitudinale	025
I.7	Diagramme de contrainte déformation de calcul	026
I.8	Contraintes limites	026
I.8.1	E.L.U	026
I.8.2	E.L.S	026
I.9	Hypothèses de calcul	027
I.9.1	E.L.U.R	027
I.9.2	E.L.S	027
I.9.3	Règles des trois pivots	027

Chapitre II. : Descente de charges et pré dimensionnement		Page
II.1	Introduction	031
II.2	Détermination de l'épaisseur du plancher	031
II.3	Descente des charges	032
II.3.1	Plancher terrasse inaccessible inclinée	032
II.3.2	Plancher terrasse accessible	032
II.3.3	Plancher étage courant	033
II.3.4	Murs	034
II.3.5	L'acrotère	035
II.3.6	Escaliers	036
II.4	Pré dimensionnement des éléments structuraux	037
II.4.1	Introduction	037
II.4.2	Pré dimensionnement des poteaux	037
II.4.3	Pré dimensionnement des poutres	040
II.4.4	Les voiles	042

Chapitre III : Etude des éléments secondaires		Page
III.1	Etude du plancher	045
III.1.1	Introduction	045
III.1.2	Prédimension de la dalle pleine (Plancher)	045
III.1.3	Calcul des Ferrailages	047
III.2	L'acrotère	049
III.2.1	Introduction	049
III.2.2	Le rôle de l'acrotère	049
III.2.3	Etude de L'acrotère Terrasse inaccessible	049
III.2.4	Etude de L'acrotère Terrasse accessible	056
III.3	Etude des escaliers	063
III.3.1	Introduction	063
III.3.2	Terminologie	063
III.3.3	Dimensions des escaliers	063
III.3.4	Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier	065
III.3.5	Le type d'escalier	066
III.3.6	Ferrailage des escaliers	066

Chapitre IV : Etude dynamique		Page
IV.1	Introduction	071
IV.2	Objectif de l'étude dynamique	071
IV.3	Modélisation de la structure étudiée	071
IV.4	Méthodes de calculs	072
IV.4.1	Méthode statique équivalente	072
IV.4.2	Méthode d'analyse modale spectrale	072
IV.5	Combinaison d'action	073
IV.6	Choix de la méthode de calcul	073
IV.7	Choix du type de contreventement	073
IV.8	Méthode statique équivalente	075
IV.8.1	Détermination des coefficients	075
IV.8.2	Période et participation massique	079
IV.8.4	Poids total de la structure (W)	080
IV.8.5	Détermination de l'effort tranchant	080
IV.8.6	Détermination de la force sismique de chaque niveau	081
IV.9	Méthode d'analyse modale spectrale	082
IV.9.1	Spectre de réponse	082
IV.10	Résultante des forces sismiques de calcul	083

Chapitre V : Etude des éléments structuraux		Page
V.1	Introduction	085
V.2	Les poteaux	085
V.2.1	Combinaisons spécifiques de calcul	085
V.2.2	Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau)	085
V.2.3	Calcul du ferrailage longitudinal	086
V.2.4	Calcul du ferrailage transversal (RPA2003)	090
V.3	Les poutres	092
V.3.1	Introduction	093
V.3.2	Recommandation du RPA99	093
V.3.3	Exemple d'étude de la poutre principale	093
V.3.4	Récapitulatif	098
V.4	Les voiles	100
V.4.1	Introduction	100
V.4.2	Conception	100
V.4.3	Calcul des voiles	100
V.4.4	Vérification des contraintes tangentielles	101

V.4.5	Détermination des sollicitations	101
V.4.6	Détermination du ferrailage	102

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		Page
VI.1	Introduction	104
VI.2	Stabilité des fondations	104
VI.3	Le choix du type de fondation	104
VI.4	Etude des semelles filantes	105
VI.4.1	Introduction	105
VI.4.2	Dimensionnement de la semelle filante	106
VI.4.3	Calcul des armatures	108

Conclusion

Références bibliographiques

ANNEXES

Liste des tableaux

Tableau I.1	Caractéristiques géométriques	017
Tableau II.1	Descente des charges (terrasse inaccessible inclinée)	032
Tableau II.2	Descente des charges (terrasse accessible inclinée)	032
Tableau II.3	Descente des charges (Plancher étage courant)	033
Tableau II.4	Charge permanente du mur extérieur	034
Tableau II.5	Charge permanente mur intérieur	034
Tableau II.6	Charge permanente du palier	036
Tableau II.7	Charge permanente de la paillasse	036
Tableau II.8	Récapitulatif du pré dimensionnement	040
Tableau III.1	Prédimension de la dalle pleine	045
Tableau III.2	Ferraillage de la dalle	047
Tableau III.3	Charge permanente du palier	065
Tableau III.4	Charge permanente de la paillasse	065
Tableau III.5	Ferraillage d'escalier	067
Tableau III.6	Tableau récapitulatif du ferraillage d'escalier	069
Tableau IV.1	Pénalité correspondante au critère	078
Tableau IV.2	Périodes et pourcentage de participation massique	079
Tableau IV.3	Poids des différents niveaux	080
Tableau IV.4	Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=4)	081
Tableau IV.5	Comparaison entre l'effort statique et dynamique	083
Tableau V.1	Vérification des poteaux sous sollicitations normales	086
Tableau V.2	Sollicitation de poteaux suivant le couple (N_{max} , M_{max})	087
Tableau V.3	Sollicitation de poteaux suivant le couple (N_{max} , M_{min})	088
Tableau V.4	Sollicitation de poteaux suivant le couple (N_{min} , M_{max})	089
Tableau V.5	Ferraillage des poteaux	090
Tableau V.6	La section des armatures transversales des poteaux	091
Tableau V.7	Sollicitation de la poutre principale	093
Tableau V.8	L'espacement des armatures transversales	097
Tableau V.9	Ferraillage de poutre principale (40x90)	098
Tableau V.10	Ferraillage de poutre secondaire (30x50)	099
Tableau V.11	Vérification de la contrainte	101
Tableau V.12	Sollicitations dans les voiles	101
Tableau V.13	Ferraillage des voiles	102
Tableau VI.1	Dimensionnement des semelles	107
Tableau VI.2	Vérification de la longueur élastique	107
Tableau VI.3	Moment sur appuis et travée pour SF1	108
Tableau VI.4	Moment sur appuis et travée pour SF2	109
Tableau VI.5	Sollicitations de la semelle	110
Tableau VI.6	Ferraillage des différentes semelles filantes	114

Liste des figures

Figure I.1	Situation géographique du centre anti cancer	017
Figure I.2	Vue aérienne générale	018
Figure I.3	Caractéristiques géométriques du bloc 6	019
Figure I.4	Diagramme contraintes-déformations du béton	025
Figure I.5	Diagramme contraintes-déformations de l'acier	025
Figure I.6	Diagramme contraintes-déformations de l'acier	026
Figure I.7	Diagramme des déformations limites de la section	027
Figure II.1	Terrasse inaccessible inclinée	032
Figure II.2	Plancher dalle pleine	033
Figure II.3	Coupe transversale du mur extérieur	034
Figure II.4	Dimension de l'acrotère Type1	035
Figure II.5	Dimension de l'acrotère type2	035
Figure II.6	Section du poteau le plus sollicité	037
Figure II.7	Coupe de voile en élévation	042
Figure III.1	Schéma de l'acrotère Type1	049
Figure III.2	Schéma Statique	050
Figure III.3	Ferraillage de l'acrotère Type 1	055
Figure III.4	Coupe AA de l'acrotère type 1	055
Figure III.5	Dimension de l'acrotère	056
Figure III.6	Schéma de l'acrotère Type2	056
Figure III.7	Ferraillage de l'acrotère type 2	062
Figure III.8	Coupe AA de l'acrotère type 2	062
Figure III.9	Schéma d'un escalier	063
Figure III.10	Schéma statique d'escalier	066
Figure IV.1	Modèle 3D de la structure	072
Figure IV.2	La première disposition des voiles	074
Figure IV.3	La deuxième disposition des voiles	074
Figure IV.4	La troisième disposition des voiles	075
Figure IV.5	La courbe de spectre de réponse	082
Figure V.1	Ferraillage des poteaux de sous-sol (60x60)	092
Figure V.2	Poutre principale (90x40)	092
Figure V.3	Ferraillage poutre principale (90x40)	098
Figure V.4	Ferraillage des poutres secondaires (Sous-sol 30x50)	099
Figure VI.1	Disposition des semelles suivant L_y	106
Figure VI.2	Dimensions des Semelles SF1 et SF2	107
Figure VI.3	Diagramme des moments en [kN.m] pour SF1	108
Figure VI.4	Diagramme des moments en [kN.m] pour SF2	109
Figure VI.5	Disposition des semelles SF3	114
Figure VI.6	Dimensionnement et ferraillage forfaitaire de la semelle SF3	115
Figure VI.7	Ferraillage de la semelle SF1	115
Figure VI.8	Ferraillage coupe A-A	116
Figure VI.9	Ferraillage coupe B-B	116

Liste des notations

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de traction admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Chapitre 01 :

Présentation et

Conception de

l'ouvrage

I.1 Introduction :

Le dimensionnement d'un ouvrage constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doivent être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les délais de réalisation, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie....). A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante.

Tous d'abord, toute étude d'un ouvrage exige qu'il doit être prédimensionné en effectuant des vérifications sommaires et des calculs partiels de son comportement, à l'aide de méthodes approchées. Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance intuitive du comportement de l'ouvrage, pour la détermination de la variante la plus convenable, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

I.1.1 Le cancer en Algérie, un constat alarmant :

L'Algérie concède un réel déficit en matière de centres anti-cancer, ce qui allonge anormalement, voir dangereusement, les délais de traitement des patients atteint de cette maladie.

Actuellement, le nombre de cancéreux étant établi en moyenne à 120 pour 100.000 habitants [1], la nécessité de créer de nouveaux centres hospitaliers, spécialisés en oncologie, est devenue incontournable.

I.1.2 L'hôpital, un bâtiment pas comme les autres :

L'hôpital est un bâtiment très spécialisé dans son organisation comme dans sa structure. La connaissance de l'organisation hospitalière, c'est-à-dire le corps médical

hospitalier, son administration et les services annexes, est essentielle à l'élaboration de tout projet hospitalier [2]. De plus, un centre hospitalier est classé comme un ouvrage stratégique, du fait qu'il doit rester, totalement opérationnel, en cas d'avènement d'un risque majeur, tel un séisme de grande intensité notamment.

Les techniques médicales font appel à des équipements spécifiques de plus en plus importants et complexes. Les équipements ont, la plupart du temps, une lourde incidence sur le bâtiment, mais seront cependant obsolètes dans les cinq années à venir. Comment concevoir une structure capable de s'adapter aux fluctuations du progrès avec efficacité, harmonie, et au moindre coût ?

I.2 Présentation de l'ouvrage :

I.2.1 Position de l'ouvrage :

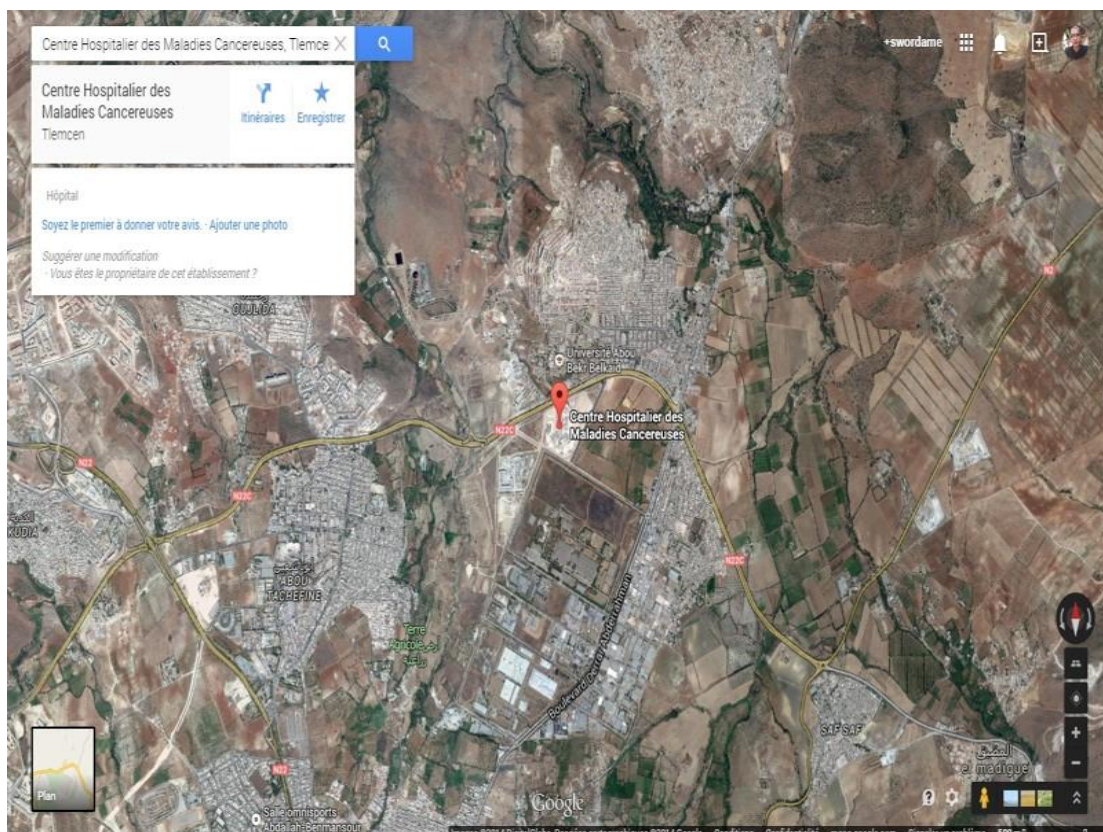


Figure I.1 : Situation géographique du centre anti cancer

L'ouvrage qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction de la santé et de la population de la wilaya de Tlemcen. Il se situe dans la commune de Chetouane aux bords de la route nationale 22C, cette présente étude rentre dans le cadre du projet de réalisation de plusieurs CAC inscrits dans le programme national de lutte contre le cancer.

I.2.2 Description de l'ouvrage :

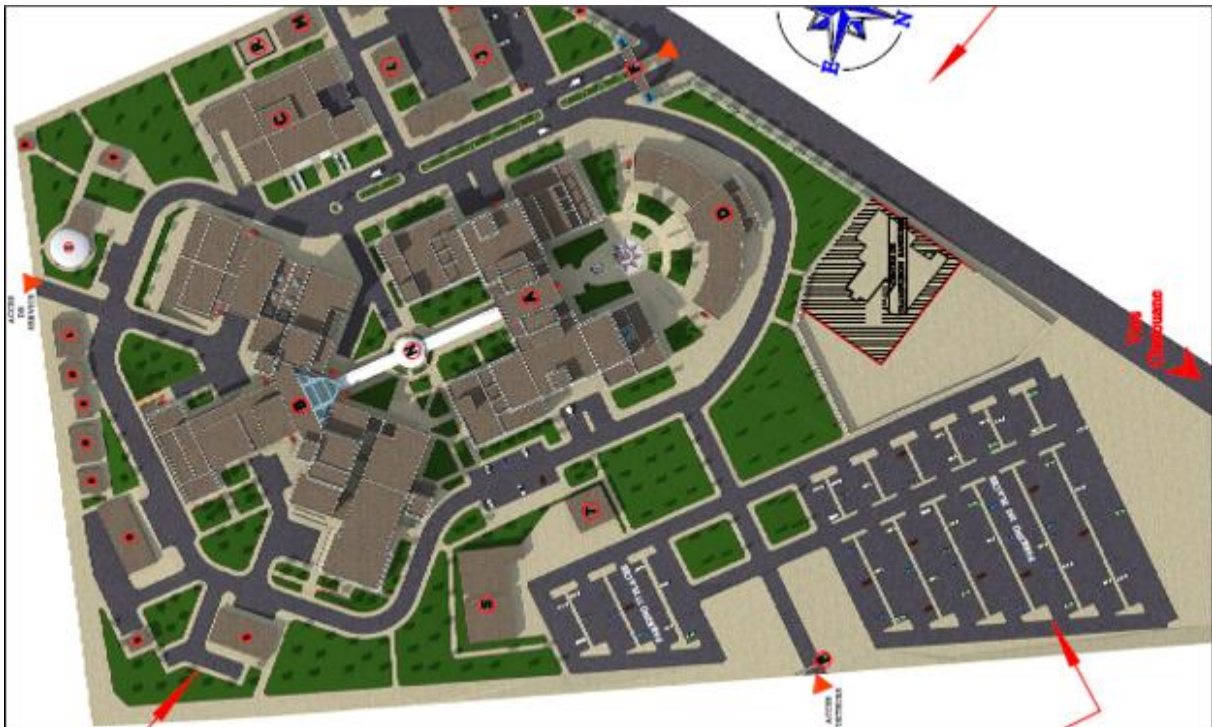


Figure I.2 : Vue aérienne générale

Le projet se compose en deux grandes parties, le bloc A et le bloc B. Le bloc A qui fait l'objet de notre étude comprend :

- Pharmacie
- Centre de transfusion sanguine
- Laboratoires
- Services de biologie clinique
- Service des archives
- Service de chirurgie

Le bloc A se compose quant à lui en 5 blocs dont le principale que nous avons étudiés qui est le bloc 6 qui comprend :

- Administration
- Cafeteria

- Médiathèque
- Salle de séminaire

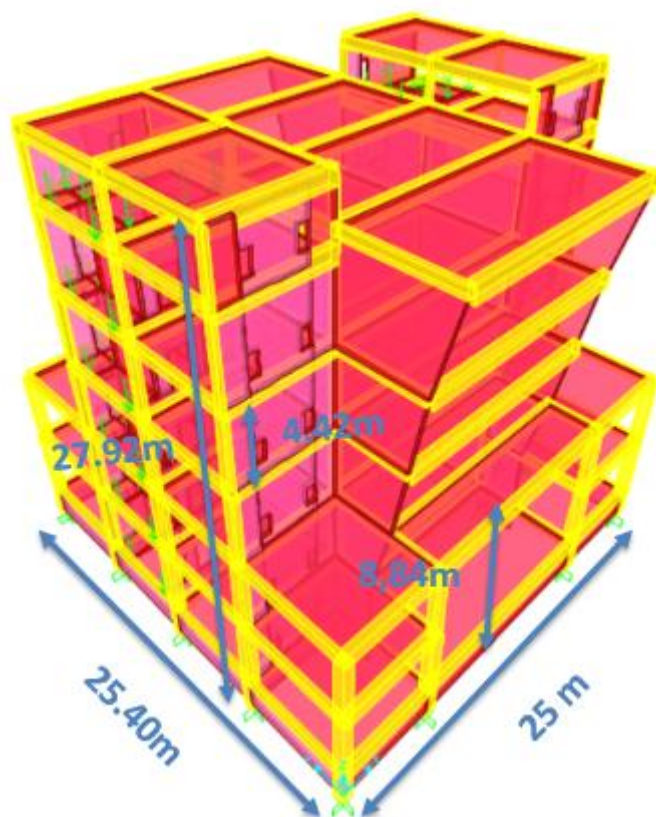


Figure I.3 : Caractéristiques géométriques du bloc 6

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	25,01 m
Largeur totale du bâtiment	25,4 m
Hauteur totale du bâtiment	27,92 m
Hauteur du sous-sol	1,94 m
Hauteur du RDC	8,84 m
Hauteur des étages courants	4 ,42m

▪ **Règlement en vigueur :**

La conception et le calcul sont conduits par les règles et les prescriptions relatives au béton armé : B.A.E.L 91, R.P.A.99 version 2003.

I.3 Caractéristiques des matériaux :

I.3.1 Béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux, ce dernier travail très bien à la compression et mal à la traction, le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie.

I.3.2 Ciment :

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée. Pour les bétons de remplissage, peu sollicités, le dosage est de 150 kg/m³. Pour toutes les pièces constituant la structure des bâtiments, en béton armé ou précontraints, le béton contient généralement 350 kg/m³ de ciment. Pour les mortiers, mélanges de sable, de ciment et d'eau, la teneur atteint en moyenne 450 kg/m³. Enfin, les coulis, utilisés en injection dans des forages ne comprennent que du ciment et de l'eau. Ils servent à boucher les microfailles et les fractures d'un terrain, par exemple autour d'un barrage avant son édification.

I.3.3 Granulats :

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, blocs de roche concassés et broyés, ou des granulats roulés, extraits du lit des rivières. La taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton recherché. La taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande dimension des éléments les plus petits et celle des éléments les plus grands. Par exemple, un gravier 5/15 est composé de particules dont le diamètre varie entre 5 et 15mm. Pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers 5/15 et 15/25. Pour des travaux de génie civil, les pièces sont plus massives, les graviers sont plus gros, jusqu'à 150 mm de diamètre dans le cas des barrages. Il s'agit alors de béton cyclopéen.

I.3.4 Sable :

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur à 2 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses. Il existe un béton, le mortier de ciment contenant uniquement du sable, du ciment et de l'eau. Il sert principalement en maçonnerie pour lier les briques ou les parpaings et pour dresser les enduits sur les murs.

I.3.5 Eau :

L'eau doit être propre, c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau. Plus un béton est liquide, plus il est facile à travailler. Mais un tel matériau présente une faible résistance une fois sec. Il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton, et obtenir le juste équilibre pour que le matériau soit résistant et néanmoins maniable. En général, le béton mis en œuvre est plutôt sec, mais il est vibré au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonné lors du malaxage.

I.3.6 Aciers :

Les aciers utilisés en B.A sont définis dans la circulaire 74.111. On a utilisé les armatures des pièces en B.A en FeE240.

Les barres à hautes adhérences sont de FeE400 à FeE500.

I.3.7 Adjuvants :

Lors du malaxage, on ajoute parfois des adjuvants au béton qui permettent de modifier les propriétés du matériau. Il est ainsi possible de rendre des bétons étanches, pour construire des ouvrages souterrains ou des piscines, on peut retarder ou accélérer le temps de prise du ciment dans le béton. Des adjuvants sont également

utilisés à des fins architecturales, par exemple, au cours du malaxage, on peut ajouter des pigments aux bétons ou aux mortiers. Des durcisseurs de surfaces, des particules de quartz sont incorporés pour obtenir des dalles en béton supportant des charges roulantes importantes, en usine par exemple : Le béton peut être rendu poreux et fortement perméable, pour des applications en lit filtrant, ou sous les chaussées de route, pour empêcher l'eau de pluie de stagner sur les voies de circulation. Pour obtenir des massifs de béton lourd, on peut incorporer des particules d'acier. Le béton obtenu peut avoir une densité allant jusqu'à 411m^3 , alors que la masse volumique d'un béton courant non armé est de $2,4\text{ t/m}^3$, selon la nature des composants. Le béton comprenant des particules de plomb contribue à stopper les rayonnements, on l'emploie en milieu nucléaire. Le béton lourd possède également de très bonnes propriétés d'isolation phonique.

1.3.8 Béton armé :

Le béton présente une excellente résistance à la compression, environ 450 bars mais dix fois moindre en traction ou en cisaillement. Dans une pièce en béton supportant une charge, une poutre par exemple, la partie haute travaille en compression et la partie basse exerce des efforts de traction. Des études sur la résistance des matériaux permettent de déterminer dans chaque cas les parties d'une pièce en béton travaillant en compression ou en traction. Pour reprendre les efforts de traction du béton, des barres d'acier sont noyées dans le béton. L'acier, qui possède une résistance égale en traction et en compression, est placé aux endroits où le béton est le plus fragile.

Jadis, les aciers employés étaient des barres rondes de surface lisse, mais ce type d'acier n'offre pas une adhérence suffisante sur le béton. En cas d'effort important, il glisse dans le matériau et les contraintes ne se transmettent plus correctement. Aujourd'hui, ces aciers lisses sont surtout utilisés pour des attentes d'armatures, c'est-à-dire des aciers qui font la liaison entre deux éléments d'une même pièce, mais coulée en deux fois. Par exemple, un mur très long ne peut pas se couler en une seule fois. Des aciers lisses sont coulés dans la première partie, puis ressortis partiellement pour être noyés également dans la deuxième partie à couler. Ainsi, on évite les fissures qui apparaissent à la liaison des deux pièces en béton.

En structure, les barres d'acier mises en œuvre le plus souvent sont torsadées. Elles sont dites à haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants. Les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en œuvre. Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobé de béton et ne soit pas en contact avec le milieu extérieur. Si l'acier vient à rouiller, au contact de l'air humide ou de l'eau, sa section utile (la section d'acier non rouillé) diminue et la résistance de la structure est réduite. Au contraire, la rouille, en gonflant, peut faire éclater le béton et conduire à la ruine de la pièce.

L'idée d'associer le fer et le béton a trouvé sa première application en 1848, lorsque Joseph Lambot construit une barque en béton armé à Marseille. Puis, à partir de 1852, les premiers immeubles en béton armé sont construits à Paris. Joseph Monier élabore des bacs à fleurs à Versailles, puis fabrique des escaliers, des réservoirs et des poteaux. François Coignet quant à lui est considéré comme un pionnier du béton armé et de la préfabrication.

▪ **Résistance mécanique du béton à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge (F_{c28}) dans notre cas le dosage du ciment est de l'ordre de 350Kg/m^3 , $F_{c28} = 25\text{MPa}$.

La résistance à la compression caractéristique à l'âge $j < 28$ jours est donnée par la formule :

$$F_{cj} = 0,685 \cdot F_{c28} \cdot \log(j + 1) \text{ MPa.}$$

▪ **Résistance mécanique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction à (j) jours est définie par la formule :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot F_{c28} \text{ (Mpa)}$$

Dans notre étude $F_{tj} = 2,1 \text{ Mpa} / F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

I.4 Contraintes limites :

D'après les règles BAEL 91, on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U.R).
- Etat limite de service (E.L.S).

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

I.4.1 Etat limite ultime :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure et dont le dépassement entraînerait la ruine, l'ouvrage doit alors justifier :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

Contrainte limite à l'E.L.U :

La contrainte limite du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec} \quad \gamma_b: \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ cas d'action courante}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ cas d'action accidentelle}$$

I.4.2 Etat limite de service :

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

I.5 Diagramme de contrainte déformation :

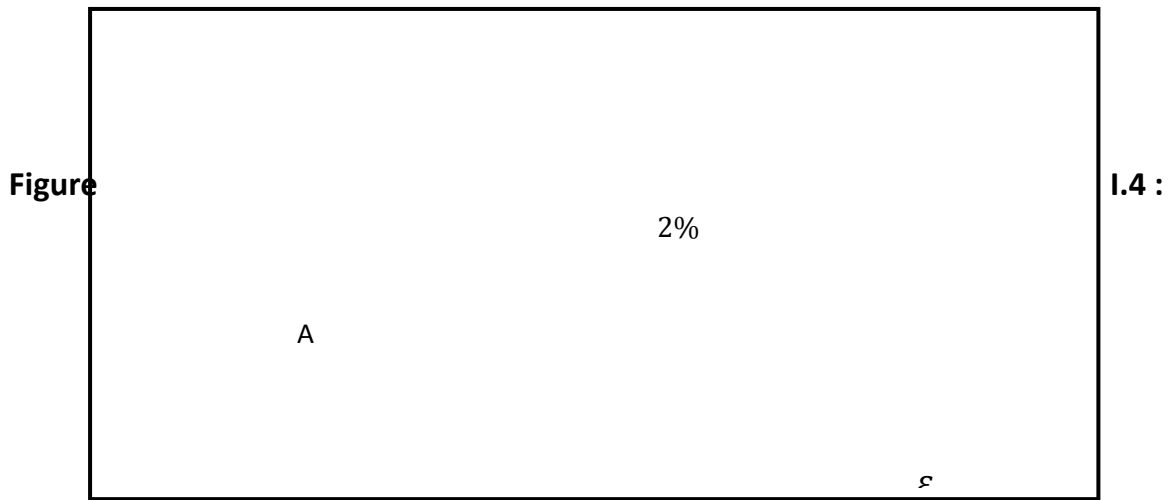


Diagramme contraintes-déformations du béton

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

I.6 Module de déformation longitudinale :

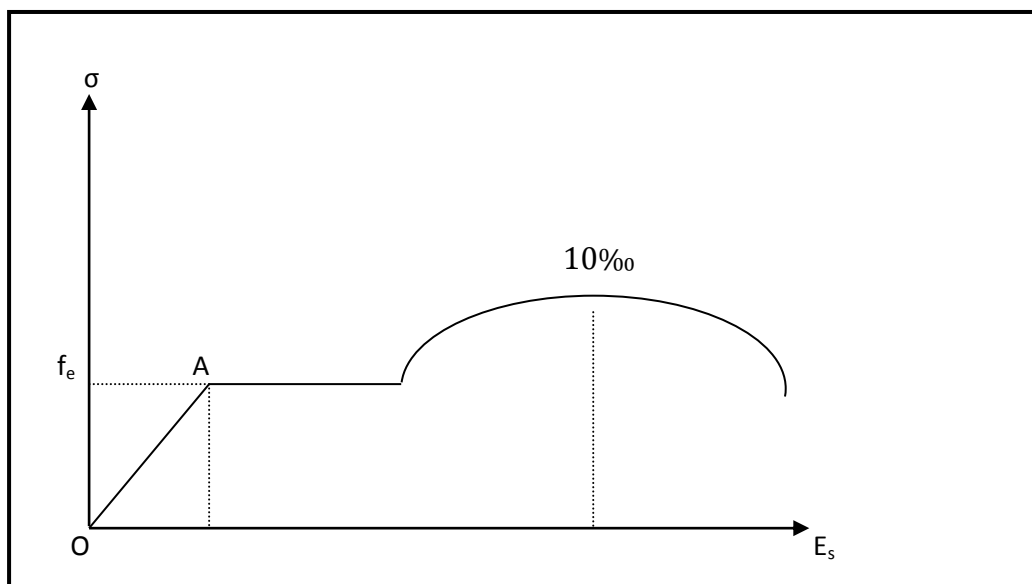


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

E_s : Module d'élasticité longitudinale.

f_e : La limite élastique.

ϵ_r : L'allongement

$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_r$ D'où le comportement linéaire élastique.

I.7 Diagramme de contrainte déformation de calcul :

On remplace les diagrammes réels par un diagramme conventionnel ou on introduit un coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ cas général,

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

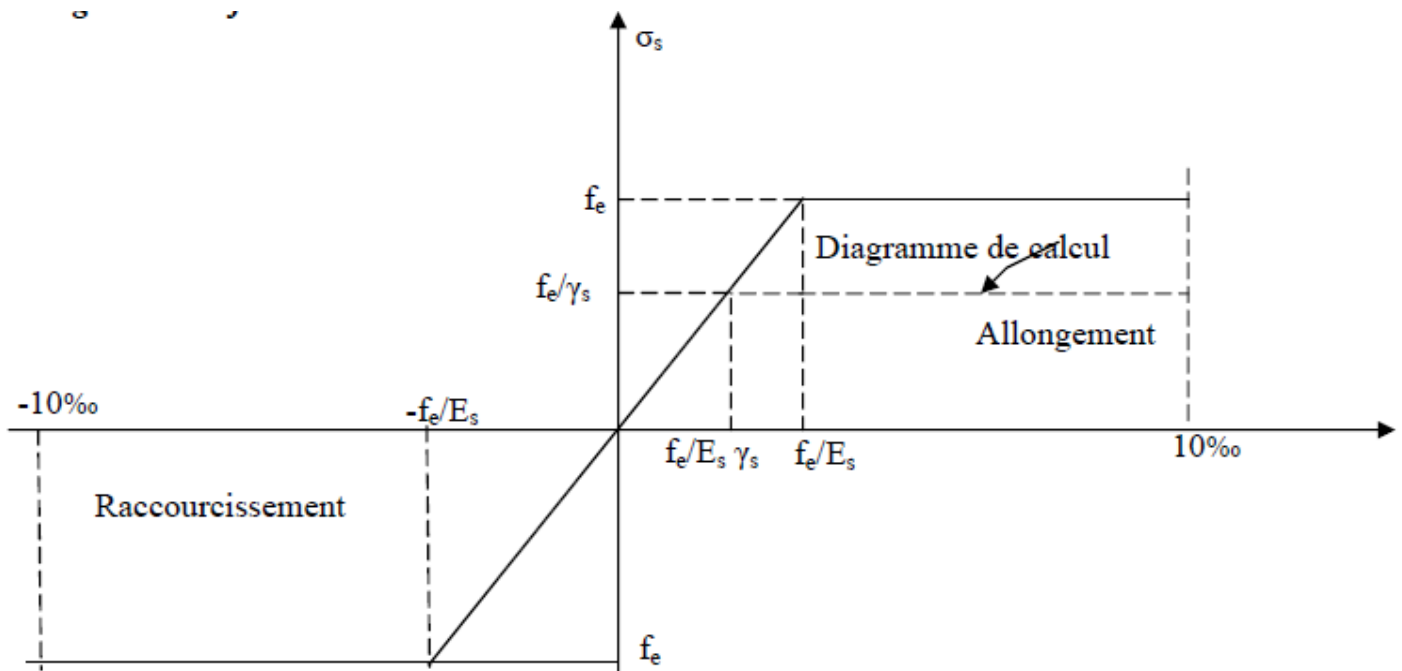


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

I.8 Contraintes limites :

I.8.1 E.L.U :

On adopte un diagramme <<contre déformation>> de calcul réduit au précédent par une affinité la parallèle à la tangente à l'origine dont le rapport est de $1/f_s$

I.8.2 E.L.S :

- $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} F_e ; 110\sqrt{\eta \cdot F_{tj}})$: Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} F_e ; 90\sqrt{\eta \cdot F_{tj}})$: Fissuration très préjudiciable.

η : Coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ = 1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérences.} \end{array} \right.$

I.9 Hypothèses de calcul :

I.9.1 E.L.U.R :

- Conservation des sections planes avant et après déformation.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- Raccourcissement ultime du béton.

$$\epsilon_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ en flexion (3,5‰)}.$$

$$\epsilon_{bu} = 2,0 \cdot 10^{-3} \text{ en compression (2‰)}.$$

- Allongement ultime de l'acier est limité à : $10 \cdot 10^{-3}$; (10‰).
- Les diagrammes de déformation passent par des pivots A ; B ; et C.

I.9.2 E.L.S :

- Conservation des sections planes.
- Le béton à une résistance à la traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif béton acier.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (Loi de Hooke).
- $(\gamma_b = F_b \cdot \epsilon_b \text{ et } F_s = E_s \cdot \epsilon_s)$; $M = \frac{E_s}{E_b}$
- Coefficient d'équivalence a pour valeur ($n = 15$)

I.9.3 Règles des trois pivots :

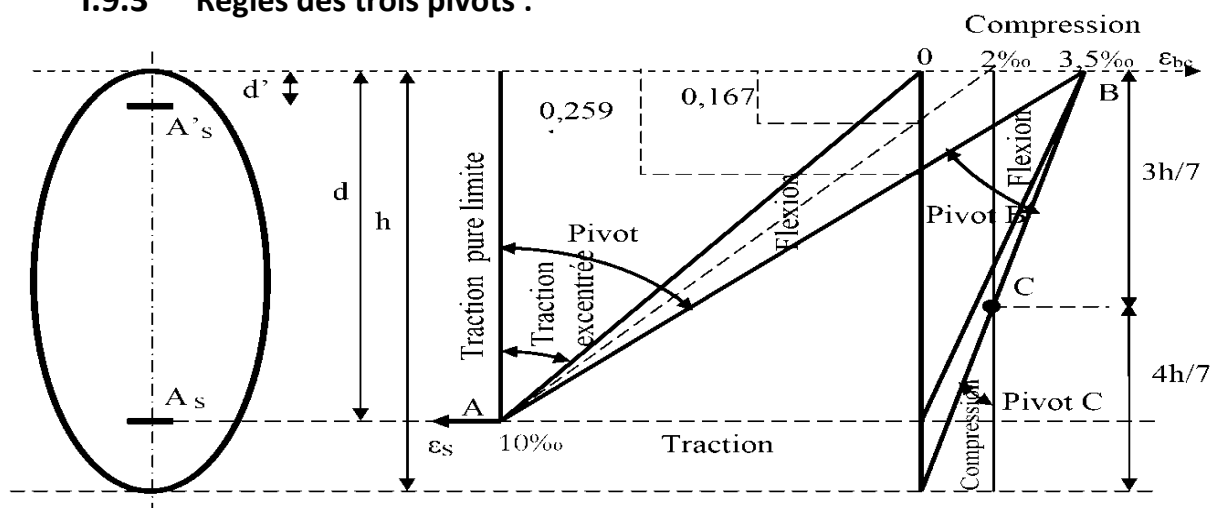


Figure 1.7 : Diagramme des déformations limites de la section: règle des trois pivots

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- **Traction pure :** toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être réparti dans toute la section, la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- **Traction excentrée :** à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentricité augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.
- **Flexion (simple ou composée) :** On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s=10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y=\alpha \cdot AB \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5/(10+3,5)=0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

Le cas particulier où $\epsilon_s=10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2/(10+2) \Rightarrow \alpha = 0,167$

Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite de déformation pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés

Section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

- **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$

La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée

$\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé :

- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : compression simple ou composée.

Chapitre 02 :

Descente de charges et pré- dimensionnement

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but d'évaluer approximativement les dimensions de coffrage des différents éléments résistants suivant les règlements RPA99/ version 2003 et C.B.A 93

Cette étape représente le point de départ de la justification technique en vigueur de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Actions verticales : Elles résultent des charges permanentes et des surcharges variables (d'exploitation, neige, température)
- Actions horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et climatique (vent) et sont reprises par les éléments de contreventement constitués par des portiques ou des voiles.

II.2 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont en dalles pleines, Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place qui repose sur des appuis, l'épaisseur varie de 10 à 20 cm ou plus. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

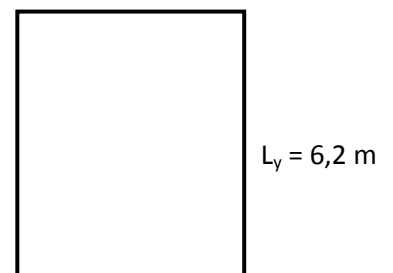
A partir du tableau 4.14 (Annexe) : Rapports de base portée/hauteur utile pour les éléments de béton armé sans effort normal de compression on a:

- Dalle portant dans 2 Sens :

$$\frac{\text{portée}}{\text{hauteur}} = 35 \Rightarrow \frac{620}{\text{hauteur}} = 35$$

$$\Rightarrow h_{\min} = 17,71 \text{ cm.}$$

On prend $h = 18 \text{ cm.}$



$$L_x = 6 \text{ m} < L_y = 6,20 \text{ m}$$

II.3 Descente des charges :

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible inclinée :

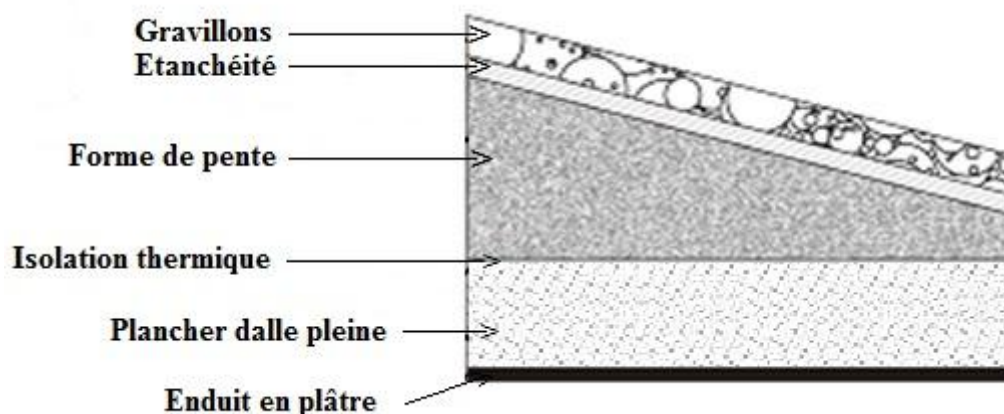


Figure II.1: Terrasse inaccessible inclinée

Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible inclinée)

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse volumique KG/m ³	Poids (KG/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	1700	85
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.1	2200	220
4	Isolation thermique en liège	0,04	400	16
5	Dalle pleine	0.18	2500	450
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
	G	803 KG/m²		
	Q	100 kg/m²		

II.3.2 Plancher terrasse accessible :

Tableau II.2 : Descente des charges (terrasse accessible inclinée)

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse volumique KG/m ³	Poids (KG/m ²)
1	Carrelage+ Mortier de pose	0.06	2200	44+36+40=120
2	Forme de pente	0.01	2200	220
3	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
4	Dalle pleine	0.18	2500	450
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
	G	822 KG/m²		
	Q	150 kg/m²		

II.3.3 Plancher étage courant :

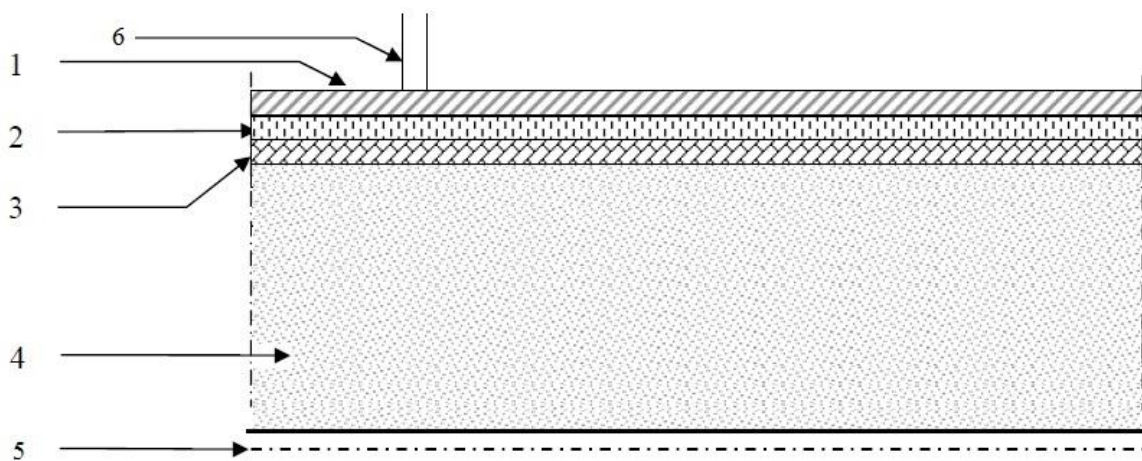


Figure II.2: Plancher dalle pleine

Tableau II.3 : Descente des charges (Plancher étage courant)

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse volumique KG/m ³	Poids (KG/m ²)
1	Carrelage+ Mortier de pose	0,06	2200	44+40+36=120
2	Plancher dalle pleine	0,18	2500	450
3	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
4	Cloisons de séparation	0,1	1000	100
	G	690 kg/m²		
	Q_{HALLS}	400 kg/m²		
	Q_{CIRCULATIONS GENERALES}	400 kg/m²		
	Q_{AMPHITHÉÂTRES}	350 kg/m²		
	Q_{BIBLIOTHEQUES}	400 kg/m²		
	Q_{BUREAU}	250 kg/m²		

II.3.4 Murs :

▪ Murs extérieurs :

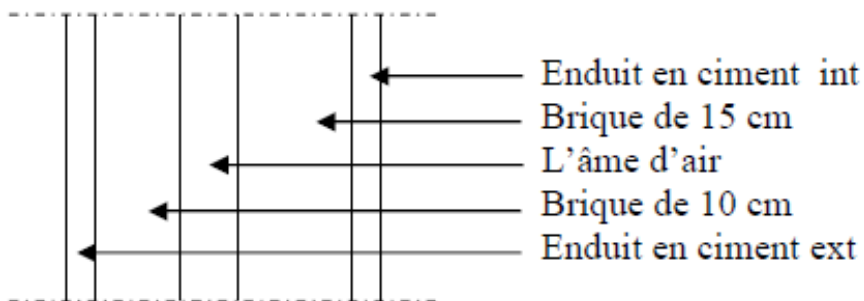


Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse volumique KG/m ³	Poids (KG/m ²)
1	Enduit extérieur	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,15	900	130
3	Brique creuse	0,1	900	90
4	Enduit intérieur	0,02	1800	36
	G	292 kg/m²		

▪ Murs intérieurs (simple parois) :

Tableau II.5 : Charge permanente mur intérieur

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse volumique KG/m ³	Poids (KG/m ²)
1	Enduit extérieur	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,1	900	90
3	Enduit intérieur	0,02	1800	36
	G	162 kg/m²		

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter pour des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G)
- Murs avec fenêtres (80%G)
- Murs avec portes et fenêtres (70%G). .

II.3.5 L'acrotère :

▪ Type 1 (60 cm) :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml.}$$

La charge horizontale :

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 168,75 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ Kg/ml.}$$

$$\Rightarrow Q = 54 \text{ Kg/ml.}$$

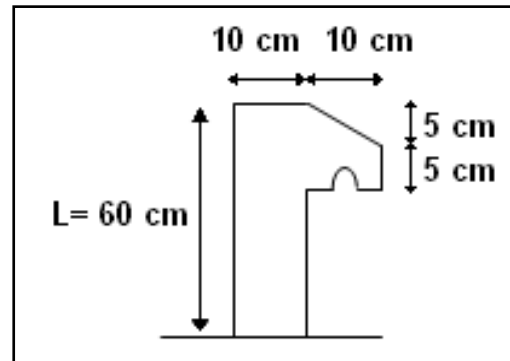


Figure II.4: Dimension de l'acrotère Type1

▪ Type 2 (1,25m) :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 1,25) = 0,1325 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,1325 \times 2500 = 331,25 \text{ Kg/ml.}$$

La charge horizontale :

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 331,25 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 331,25 = 106 \text{ Kg/ml.}$$

$$\Rightarrow Q = 106 \text{ Kg/ml.}$$

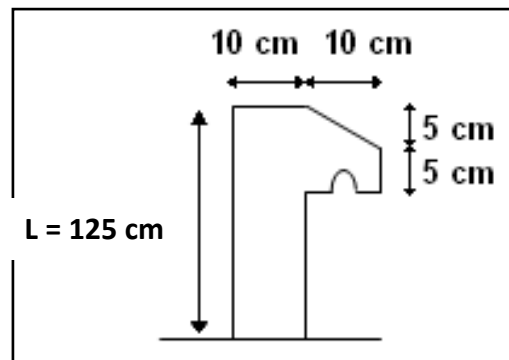


Figure II.5: Dimension de l'acrotère type2

II.3.6 Escaliers :

▪ Palier :

Tableau II.6 : Charge permanente du palier

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse Volumique KG/m ³	Poids (KG/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2200	44
3	Couche de sable	0,02	1900	38
4	Poids propre du palier	0,18	2500	450
6	Enduit en ciment	0,2	1200	24
	G	600 kg/m²		
	Q	250 kg/m²		

▪ Volée (paillasse) :

Tableau II.7 : Charge permanente de la paillasse

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse Volumique KG/m ³	Poids (KG/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier horizontal	0,02	$2000 \times \frac{0.3}{0.17}$	70.58
3	Carrelage contre marche	0,02	$2000 \times \frac{0.17}{0.3}$	22.66
4	Mortier vertical	0,02	$2000 \times \frac{0.17}{0.3}$	22.67
5	Paillasse en B.A	0.18	2500	450
6	Enduit en ciment	0,02	1000	20
7	Contremarche		$2000 \times \frac{0.17}{2}$	212.5
	G	885.83 kg/m²		
	Q	250 kg/m²		

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux :

- le poteau le plus sollicité (poteau centrale)

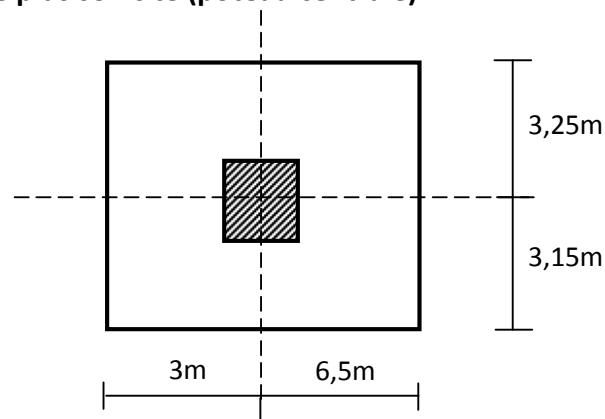


Figure II.6: Section du poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage, est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S = 60,8 \text{ m}^2$.

Avec :

S : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de : $P_u = 1,3 \text{ t/m}^2$

$$N_u = P_u \times S \times n$$

Avec :

N_u : étant la charge verticale a l'ELU.

P_u : charge du plancher

$$P_u = 1,3 \text{ t/m}^2$$

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$S = (6,5 + 3) \times (3,15 + 3,25) = 60,8 \text{ m}^2$$

n : nombre d'étage.

$$N_u = 1,3 \times 60,8 \times 6 = 474,24 \text{ t.}$$

$$N_u = 4,7424 \text{ MN.}$$

Section réduite :

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

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0,85 \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On se fixe sur un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24\text{h)}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 4,7424}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \rightarrow B_r \geq 0,3043 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$\Leftrightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\Leftrightarrow a \geq \sqrt{0,3043} + 0,02$$

$$\Leftrightarrow a \geq 0,572 \text{ m}$$

Donc on prend

$$a = b = 60 \text{ cm} \rightarrow \text{Un poteau de } (60 \times 60) \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):**

- $\min (a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}.$
- $\min (a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{884}{20} = 44.2 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}.$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \rightarrow \text{Vérifiée}.$

▪ **Vérification du poteau au flambement**

On vérifie le poteau du rez-de-chaussée

- Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \times b}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17,32 \text{ cm}$$

- Elancements mécanique $\lambda(x, y)$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x}$$

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement.
- $H_0 = 8,84 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).
- $K = 0,7$ Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$L_f = 0,7 \times 8,84 = 6,188 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{618,8}{17,32} = 35,73$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 35,73 < 50 \rightarrow \text{Vérifiée}.$$

Tableau II.8 : Récapitulatif du pré dimensionnement

Poteaux	N étages	S (m ²)	Nu (MN)	A=b (m)	L ₀ (m)	Λ	Condition
sous-sol	1	60,8	4,7424	0,60	1,94	7,84	C.V
RDC	2	60,8	3,952	0,60	8,84	35,73	C.V
1 ^{er} étage	3	60,8	3,1616	0,55	4,42	19,48	C.V
2 ^{ème} étage	4	60,8	2,3712	0,45	4.42	23,81	C.V
3 ^{ème} étage	5	60,8	1,5808	0,40	4.42	26,79	C.V
4 ^{ème} étage	6	60,8	0,7904	0,30	5.01	40,49	C.V

II.4.3 Pré dimensionnement des poutres :

▪ Définition :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

• Les poutres principales:

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

⇒ Elles relient les poteaux.

⇒ Elles supportent la dalle.

• Les poutres secondaires (Chaînages):

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

▪ Pré dimensionnement :

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

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

Avec :

⇒ L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

⇒ h : hauteur de la poutre.

• **Les poutres principales : L = 13 m**

$$\begin{cases} \frac{1300}{15} \leq h \leq \frac{1300}{10} \\ 86,66 \leq h \leq 130 \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } h = 90 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{90}{5} \leq b \leq \frac{90}{2} \\ 18 \leq b \leq 45 \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } b = 40 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

⇒ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

⇒ $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 90 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

⇒ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{90}{40} < 4 \rightarrow \text{Vérifiée.}$

▪ L = 13 m → P1 (40 x 90) cm²

▪ L = 6 m → P2 (40 x 50) cm²

• **Les poutres secondaires : L = 6,50 m**

$$\begin{cases} \frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10} \\ 43,33 \leq h \leq 65 \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } h = 50 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{50}{5} \leq b \leq \frac{50}{2} \\ 10 \leq b \leq 25 \end{cases} \rightarrow \text{On prend le min de R. P. A : } b = 30 \text{ cm}$$

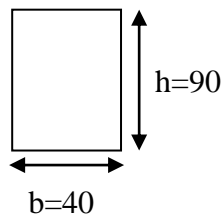
D'après le R.P.A 99(version 2003) :

$$\Rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

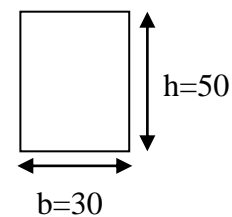
$$\Rightarrow h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{50}{30} < 4 \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

Les poutres principales



Les poutres secondaires



II.4.4 Les voiles :

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

$$\text{Zone I : } \begin{cases} \text{nombre d'étages} \geq 4 \\ \text{la hauteur} \geq 17 \text{ m} \end{cases}$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

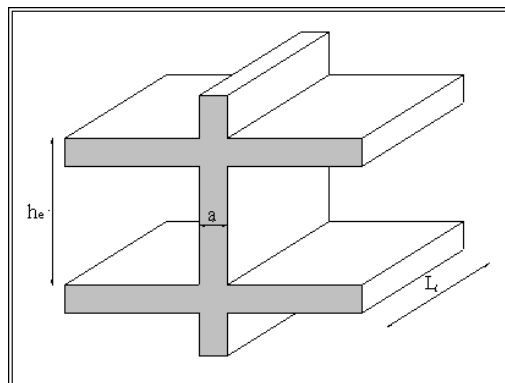


Figure II.7: Coupe de voile en élévation

Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

- ⇒ L : longueur du voile
- ⇒ a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)
- ⇒ h_e : hauteur libre d'étage.

$$\text{On a : } h_e = 4,42 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{4,42}{20} = 0.221$$

Donc on adopte :

a = 25cm pour tous les étages.

Chapitre 03 :

Étude des éléments secondaires

III.1 Etude du plancher :

III.1.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres.

III.1.2 Prédimensionnement de la dalle pleine : (Plancher)

Tableau III.1 Prédimensionnement de la dalle pleine

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse Volumique kg/m ³	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0,02	1800	36
4	Plancher dalle pleine	0,18	2500	450
5	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
6	Cloisons intérieures	0,1	1000	100
	G	690 kg/m²		
	Q	250 kg/m²		

- Dalle portant dans 2 Sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{6}{6,20} < 1$$

⇒ $0,4 < 0,97 < 1$ C.V

- Conditions de flèches :

$$h \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{6}{40} = 0,15 \text{ m}$$

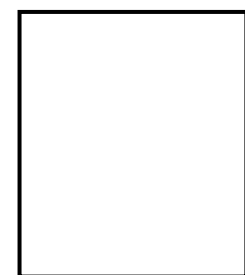
Avec $h_{\min} = 15 \text{ cm}$.

On prend $h = 18 \text{ cm}$.

- Les moments dus aux charges réparties :

- E.L.U :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2; \quad \mu_x = 0,0392$$



$L_y = 6,20 \text{ m}$

$L_x = 6 \text{ m} < L_y = 6,20 \text{ m}$

$$P_{E.L.U} = 1,35 \times 6,9 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow P_{E.L.U} = 13,065 \text{ kn/m}^2$$

$$\Rightarrow M_x = 0,0392 \times 13,065 \times 6^2$$

$$\Rightarrow M_x = 18,437 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x; \quad \mu_y = 0,9322$$

$$M_y = 0,9322 \times 18,437$$

$$M_y = 17,187 \text{ kN.m}$$

- E.L.S :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad ; \quad \mu_x = 0,0465$$

$$P_{E.L.S} = 9,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow M_x = 15,736 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad ; \quad \mu_y = 0,9543$$

$$M_y = 15,017 \text{ kN.m}$$

- Le moment total appliqué sur la dalle :

- ❖ Pour M_x :

- E.L.U :

$$M_t = 0,8 M_x \quad \text{avec} \quad M_x = 18,437 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 14,75 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_x \Rightarrow M_a = 5,531 \text{ kN.m}$$

- Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_x = 9,22 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 5,531 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 22,1255 \text{ kN.m} < 1,25 \cdot M_x = 23,046 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,85 M_x = 15,671 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 23,046 \text{ kN.m} = 1,25 \cdot M_x = 23,046 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,9 M_x = 16,59 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 23,97 \text{ kN.m} > 1,25 \cdot M_x = 23,046 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- E.L.S :

$$M_t = 0,8 M_x \text{ avec } M_x = 15,736 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 12,59 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_x \Rightarrow M_a = 4,72 \text{ kN.m}$$

➤ Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_x = 7,87 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 4,72 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 18,89 \text{ kN.m} < 1,25 \cdot M_x = 19,67 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,85 M_x = 13,37 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 19,67 \text{ kN.m} = 1,25 \cdot M_x = 19,67 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,9 M_x = 14,16 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 20,46 \text{ kN.m} > 1,25 \cdot M_x = 19,67 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

III.1.3 Calcul des Ferrailages :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions

$$M_{travée} = 16,59 \text{ kN.m}, M_{appui} = 5,531 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{ST}}, \text{ avec } Z = d(1 - 0,4\alpha), \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 2,1735 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau III.2 : Ferrailage de la dalle

Section	M _u (kN.m)	μ	α	Z (m)	A _s min	A _s (cm ² /ml)	A adopté/ml
Travée	16,59	0,045	0,057	0,16	2,1735	3,01	6T12=6,79
Appuis	5,531	0,015	0,019	0,16	2,1735	0,99	4T12=4.52

- Vérification à L'E.L.S :

On doit vérifier la condition suivante :

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

- En travée

$$M_u = 16,59 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 14,16 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,17$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,335 < 0,415 \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

- En appui

$$M_u = 5,531 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 4,72 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,17$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,335 < 0,415 \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

III.2 L'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher chargé par son poids et surcharge due à la main courante. Il sera donc calculé comme une console encastrée à la base, il sera soumis à la main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée la condition du **RPA99 V2003**.

III.2.2 Le rôle de l'acrotère :

- Protection des personnes.
- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

III.2.3 Etude de L'acrotère Terrasse inaccessible :

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml.}$$

La charge horizontale :

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 168,75 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ Kg/ml.}$$

$$\Rightarrow Q = 54 \text{ Kg/ml.}$$

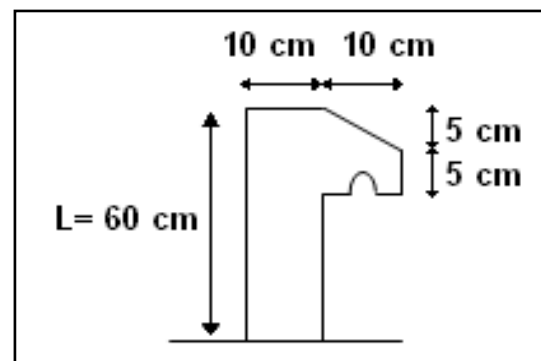


Figure III.1: Schéma de l'acrotère Type1

$$G = 1,6875 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,54 \text{ KN/ml}$$

▪ **Combinaisons d'action :**

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

Type1

$$M_u = 1,5 \times (Q \times L) \rightarrow M_u = 1,5 \times 0,54 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 G \rightarrow N_u = 1,35 \times 1,6875$$

$$N_u = 2,2781 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L) \rightarrow M_s = 0,54 \times 0,6 = 0,324 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G \rightarrow N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

▪ **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{0,486}{2,2781} \rightarrow e = 0,2133 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > 1,67 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

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

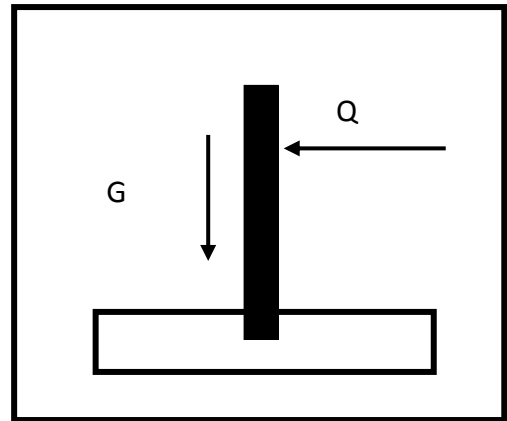
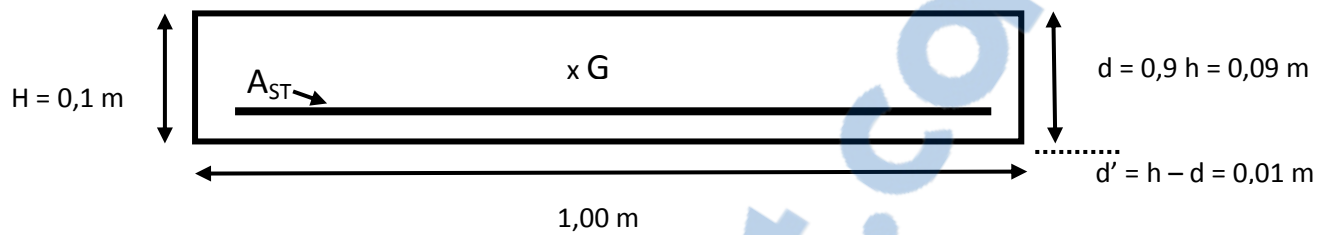


Figure III.2: Schéma Statique

▪ **Détermination du ferrailage :**

E.L.U :



⇒ d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

○ $d = 0,9 h \rightarrow d = 0,09 \text{ m}.$

⇒ d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

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

Si la section est partiellement comprimée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

▪ **Moment de flexion fictif (Ma) :**

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 0,486 + 2,2781 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_a = 57,71 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

▪ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

$$\rightarrow \mu = 0,005$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,005 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 6,26 \cdot 10^{-3} \rightarrow Z = 0,0898 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{0,0898} - 227,81 \cdot 10^{-5} \right)$$

$$A_{st} = 0,11926 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \min} \geq 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4 T 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

▪ Vérification des contraintes :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot y}{S}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s (d-y)}{S}$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot \frac{N_s (d-d')}{S}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 0,324 \text{ KN.m} ; N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{0,324}{1,6875} \rightarrow e = 0,192 \text{ m.}$$

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

$$p = -0,05629 \text{ m}^2$$

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

$$q = 0,0047 \text{ m}^3$$

▪ Méthode des itérations successives :













On a :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots \dots \dots (1)$$

où

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots \dots \dots (2)$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,5 \text{ m}$

0,28		$e_1 = 0,50 \text{ m}$
0,22		0,28
0,198		0,22
0,186		0,198
0,178		0,186
0,174		0,178
0,171		0,174
0,170		0,171
0,168		0,170
0,167		0,168
0,166		0,167
0,166		0,166

On prend la valeur de : $e_1 = 16,6 \text{ cm}$



$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{h}{2} + 0,166 - 0,192 \rightarrow X = 2,4 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b X^2}{2} - n \times A_{st}(d - X)$$

$$S = \frac{1 \times 0,024^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (0,09 - 0,024)$$

$$S = 0,000089 \text{ m}^3.$$

▪ Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168,75 \times 10^{-5} \times 0,024}{89 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s(d - X)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{168,75 \times 10^{-5}(0,09 - 0,024)}{89 \cdot 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa.}$$

▪ Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement immergé ou noyée dans l'eau de pluie donc la fissuration est préjudiciable ce qui veut dire :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

▪ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 18,17 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 4 \text{ } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

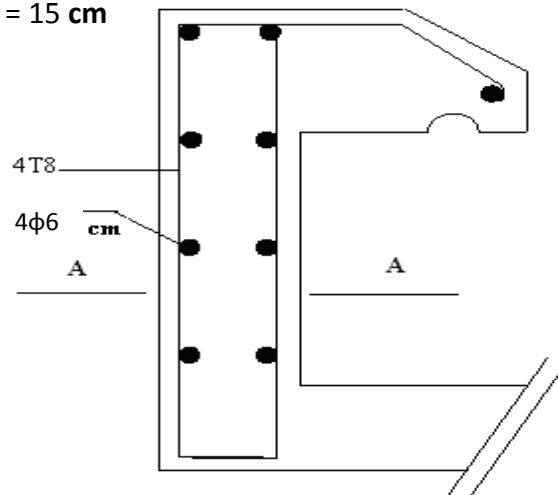


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère Type 1

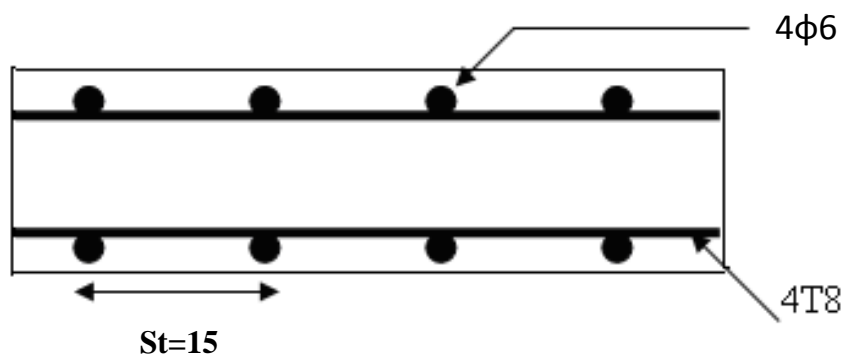


Figure III.4 : Coupe AA de l'acrotère type 1

III.2.4 Etude de L'acrotère Terrasse accessible :

▪ Poids propre de l'acrotère :

• Type 2 (1,25m) :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 1,25) = 0,1325 \text{ m}^2 / \text{l.}$$

$$G = 0,1325 \times 2500 = 331,25 \text{ Kg/ml.}$$

La charge horizontale :

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp.$$

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$Wp = 331,25 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$Cp = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$Fp = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 331,25 = 106 \text{ Kg/ml}$$

$$\Rightarrow Q = 106 \text{ Kg/ml.}$$

$$G = 3,3125 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,06 \text{ KN/ml.}$$

▪ Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$Mu = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$Mu = 1,5 \times (Q \times L) \rightarrow Mu = 1,5 \times 1,06 \times 1,25 = 1,9875 \text{ KN.m}$$

$$Nu = 1,35 G \rightarrow Nu = 1,35 \times 3,3125$$

$$Nu = 4,4718 \text{ KN.}$$

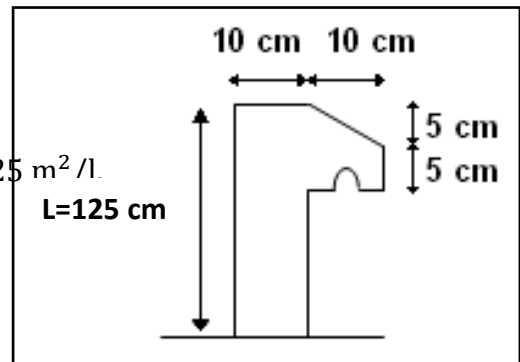


Figure III.5: Dimension de l'acrotère

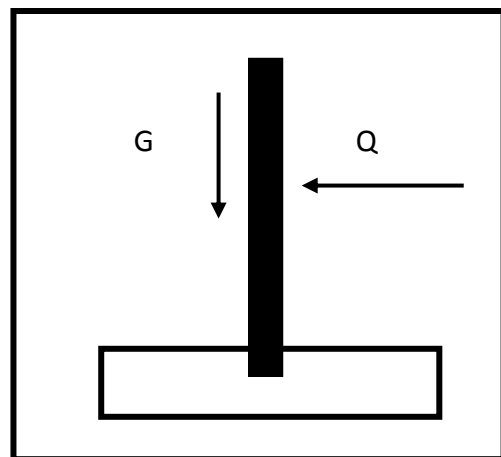


Figure III.6: Schéma de l'acrotère Type2

E.L.S :

$$M_S = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_S = (Q \times L) \rightarrow M_S = 1,06 \times 1,25 = 1,325 \text{ KN.m}$$

$$N_S = G \rightarrow N_S = 3,3125 \text{ KN.}$$

▪ **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

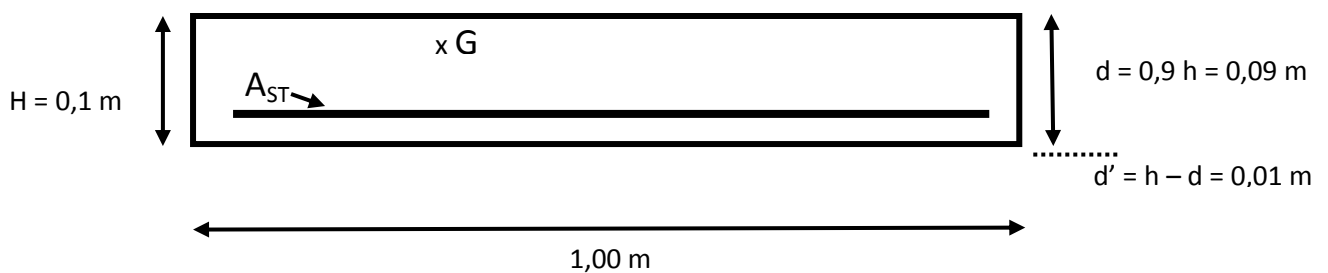
$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{1,9875}{4,4718} \rightarrow e = 0,4445 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > 1,67 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

La section est partiellement comprimée, par ce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur de noyau central.

▪ **Détermination du ferrailage :**

E.L.U :

⇒ d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$$\circ \quad d = 0,9 h \rightarrow d = 0,09 \text{ m.}$$

⇒ d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

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

$$\text{Si la section est partiellement comprimée : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

▪ **Moment de flexion fictif (M_a) :**

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 1,9875 + 4,4718 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_a = 21,66 \cdot 10^{-4} MN.m$$

▪ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{21,66 \cdot 10^{-4}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

$$\rightarrow \mu = 0,01887$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,01887 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0238 \rightarrow Z = 0,089 m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{21,66 \cdot 10^{-4}}{0,0898} - 447,18 \cdot 10^{-5} \right)$$

$$A_{st} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend : $A_{st} > 1,08 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 4 T 8 = 2,012 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

▪ **Vérification des contraintes :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\text{Aves } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot y}{S}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s (d-y)}{S}$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot \frac{N_s (d-d')}{S}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 1,325 \text{ KN.m} ; N_s = 3,3125 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{1,325}{3,3125} \rightarrow e = 0,4 \text{ m.}$$

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

$$p = -0,3595 \text{ m}^2$$

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

$$q = 0,08224 \text{ m}^3$$

▪ **Méthode des itérations successives :**

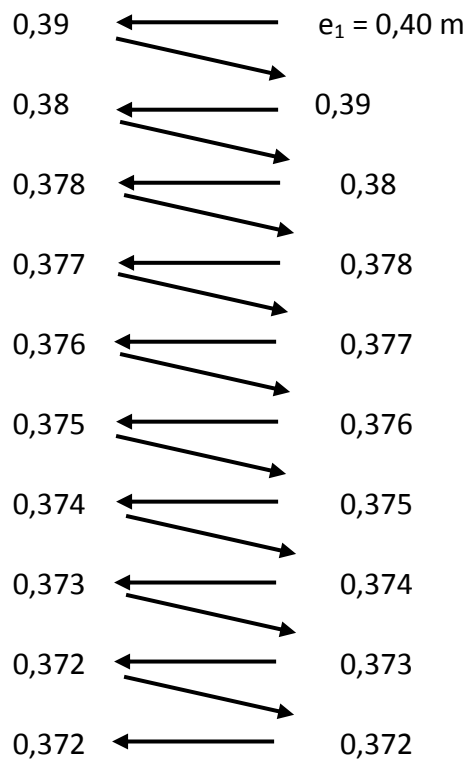
On a :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots \dots \dots (1)$$

où

$$e_1 = \sqrt[3]{(-pe_1 - q)} \dots \dots \dots (2)$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,4 \text{ m}$



On prend la valeur de : $e_1 = 37,2 \text{ cm}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{h}{2} + 0,166 - 0,192 \rightarrow X = 2,2 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b X^2}{2} - n \times A_{st}(d - X)$$

$$S = \frac{1 \times 0,022^2}{2} - 15 \times 2,012 \times (0,09 - 0,022)$$

$$S = 0,000037 \text{ m}^3.$$

▪ Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{331,25 \times 10^{-5} \times 0,022}{0,000037} \rightarrow \sigma_{bc} = 1,96 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s(d - X)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{331,25 \times 10^{-5}(0,09 - 0,022)}{37 \cdot 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{st} = 91,317 \text{ Mpa.}$$

▪ **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement immergé ou noyée dans l'eau de pluie donc la fissuration est préjudiciable ce qui veut dire :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

▪ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 1,96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 91,317 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,503 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

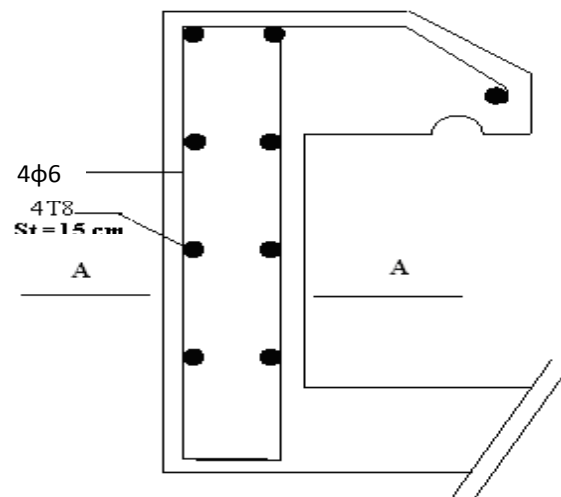


Figure III.7 : Ferrailage de l'acrotère type 2

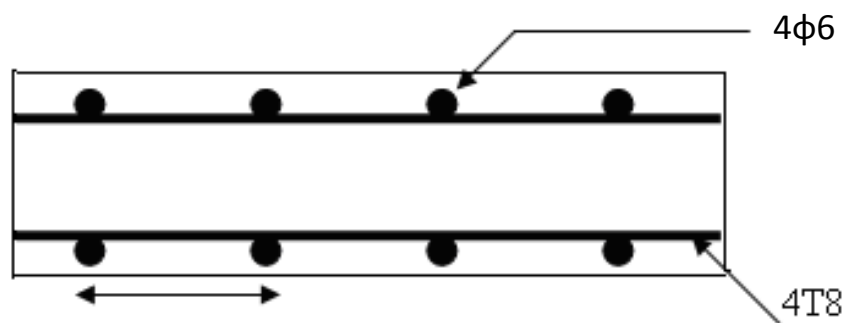


Figure III.8 : Coupe AA de l'acrotère type 2

III.3 Étude des escaliers :

III.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, il constitue aussi une issue de secours importante en cas d'incendie.

III.3.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

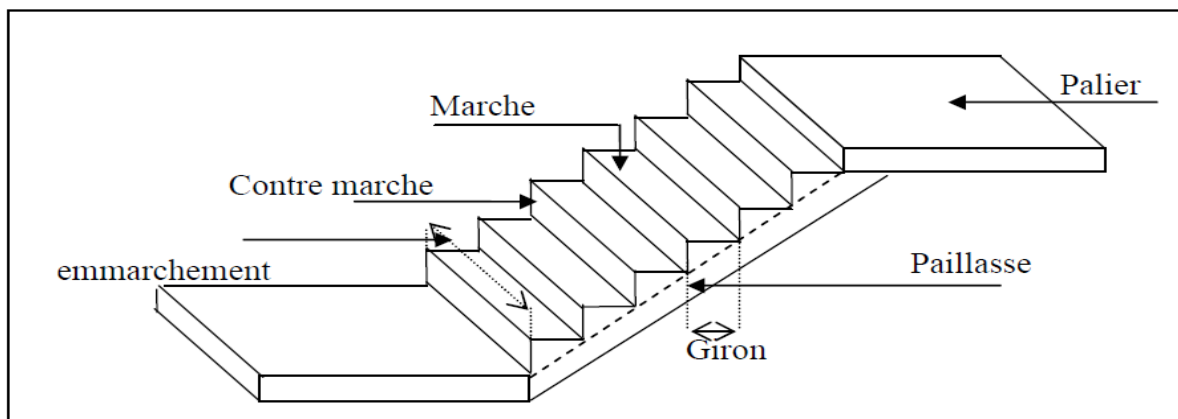


Figure III.9 : Schéma d'un escalier

III.3.3 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).



g : largeur de la marche.

$$H = n \times h \rightarrow h = \frac{H}{n}.$$

$$L = (n - 1) \cdot g \rightarrow g = \frac{L}{(n - 1)}.$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On trouve :

- $h = 17 \text{ cm}$
- $g = 30 \text{ cm}$
- $n = 9 \text{ marches}$

Vérification de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$59 \leq 34 + 30 \leq 66$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

▪ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$H = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53 \text{ m}$$

$$L = (n - 1) \cdot g = 8 \times 0,3 = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,4} \rightarrow \text{tg} \alpha = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

III.3.4 Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier :

- Palier

Tableau III.3 : Charge permanente du palier

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse Volumique kg/m ³	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Couche de sable	0,02	1900	38
4	Poids propre du palier	0,17	2500	425
6	Enduit en plâtre	0,2	1000	20
	G	571 kg/m²		
	Q	250 kg/m²		

- Volée (pailleasse) :

Tableau III.4 : Charge permanente de la pailleasse

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse Volumique kg/m ³	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Couche de sable	0,02	1900	38
5	Paillasse en B.A	0,17	2500/cos 32,52	528,84
6	Poids propre des marches	0,085	2200	187
6	Enduit en ciment	0,02	1000/cos 32,52	24,89
	G	862,73 kg/m²		
	Q	250 kg/m²		

III.3.5 Le type d'escalier :

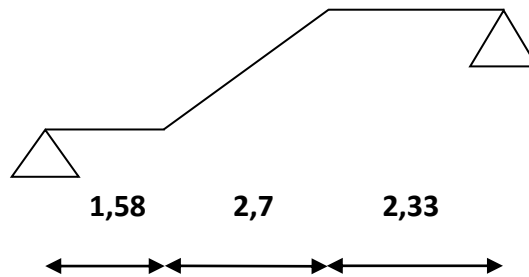
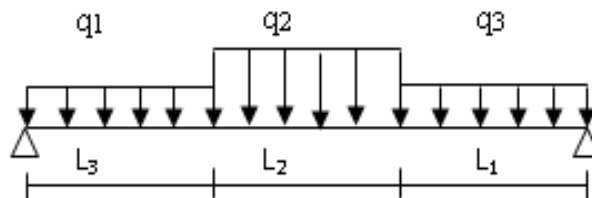


Figure III.10 : Schéma statique d'escalier

III.3.6- Ferrailage des escaliers :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple

▪ Calcul ELU :



$$q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 1,35 \times 5,71 + 1,5 \times 2,5 = 11,46 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 1,35 \times 8,63 + 1,5 \times 2,5 = 15,40 \text{ kn/ml}$$

$$\text{on a : } L_1 = 2,33 \text{ m ; } L_2 = 2,7 \text{ m ; } L_3 = 1,58 \text{ m}$$

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{Alors : } q_{eq} = 13,07 \text{ kn/ml}$$

$$L = 6,61 \text{ m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 71,38 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times M_0 = 60,675 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0,30 \times M_0 = 21,414 \text{ kn.m}$$

➤ **Armature longitudinale :**

○ **En travée :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{ST}}, \text{ avec } Z = d(1 - 0,4\alpha), \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_{min} = \frac{(0,23 \times b \times d \times f_{t28})}{f_e} = \frac{(0,23 \times 100 \times 15,3 \times 2,1)}{400} \rightarrow A_{min} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Tableau III.5 : Ferrailage d'escalier

Section	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s min	A _s (cm ² /ml)	A _{adopté} /ml
Travée	60,675	0,183	0,255	0,14	1,84	12,69	9T14=13,85
Appuis	21,414	0,065	0,084	0,15	1,84	4,16	4T12 = 4,52

➤ **Armature de répartition :**

○ **En travée :**

$$A_{répartition} = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{13,85}{4} = 3,46 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte : } 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

○ **En appui :**

$$A_{répartition} = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte : } 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul à ELS**

$$q_{ser} = G + Q \rightarrow \text{pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 5,71 + 2,5 = 8,21 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 8,63 + 2,5 = 11,13 \text{ kn/ml}$$

on a : $L_1 = 2,33 \text{ m}$; $L_2 = 2,7 \text{ m}$; $L_3 = 1,58 \text{ m}$

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Alors : $q_{eq} = 9,40 \text{ kn/ml}$

$$L = 6,61 \text{ m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 51,34 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times M_0 = 43,63 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0,30 \times M_0 = 15,40 \text{ kn.m}$$

Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il est soumis à des fissurations peu préjudiciables. Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

○ **En travée**

$$M_U = 60,675 \text{ kn.m}$$

$$M_S = 43,63 \text{ kn.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,255 < 0,445 \rightarrow C.V$$

○ **En appui**

$$M_U = 21,414 \text{ kn.m}$$

$$M_S = 15,40 \text{ kn.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,084 < 0,445 \rightarrow C.V$$

▪ **Vérification au cisaillement**

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{2} = 43,19 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,282 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,282 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif du ferrailage d'escalier

	Armature longitudinale		Armature de répartition	
	Calculée (cm ²)	Choisie (cm ²)	Calculée (cm ²)	Choisie (cm ²)
En travée	12,69	9T14=13,85	3,46	5T10 = 3,93
En appui	4,16	4T12=4,52	1,13	3T8 = 1,51

Chapitre 04 :

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Le séisme est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches (tectonique des plaques), le long d'une faille généralement préexistante. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de cette dernière lors des vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments plaques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

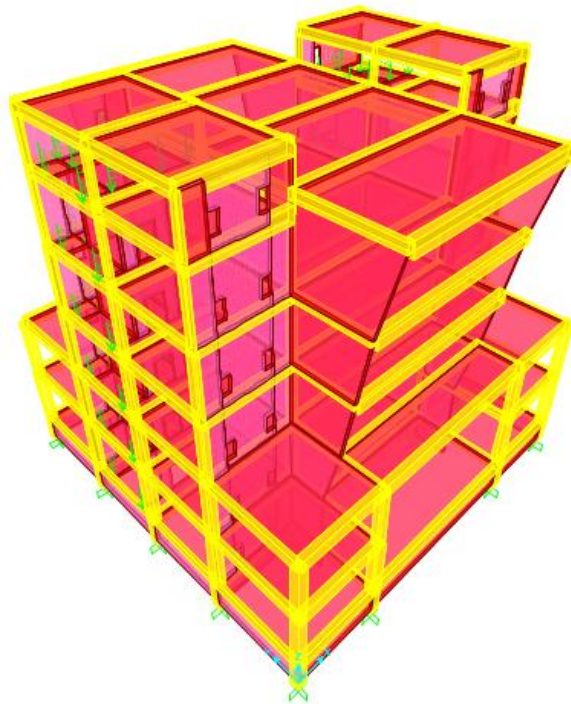


Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure

IV.4 Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de

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

IV.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- $ELU : 1,35G + 1,5Q$
- $ELS : G + Q$
- $G + Q \pm 1,2 E$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G + E$

IV.6 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On va utiliser les deux méthodes, la méthode statique équivalente et modales spectrales car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

IV.7 Choix du type de contreventement :

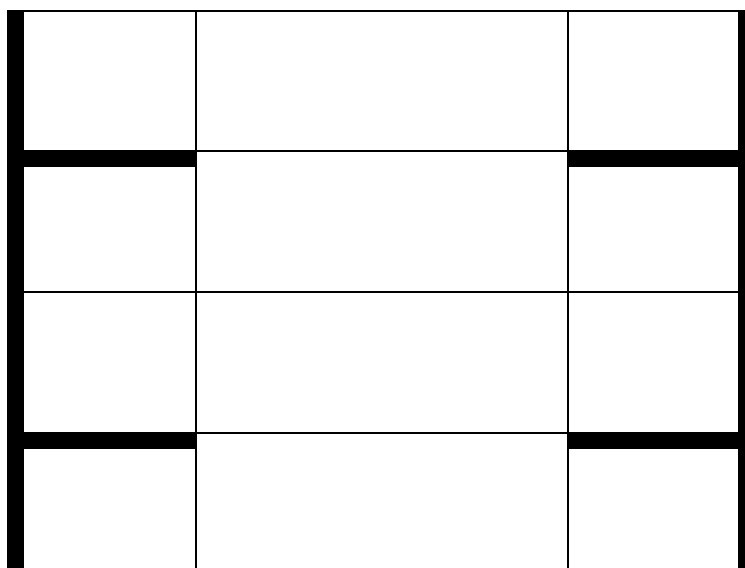
Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique -voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Plusieurs variantes ont été étudiées, parmi ces variantes on présente les 3 cas où le changement est important.

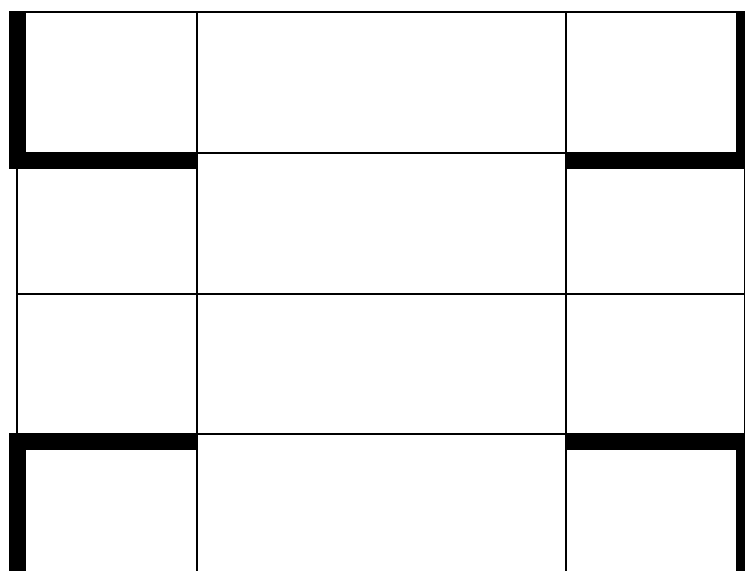
Le cas retenu est pour la période la plus faible (0.39sec).





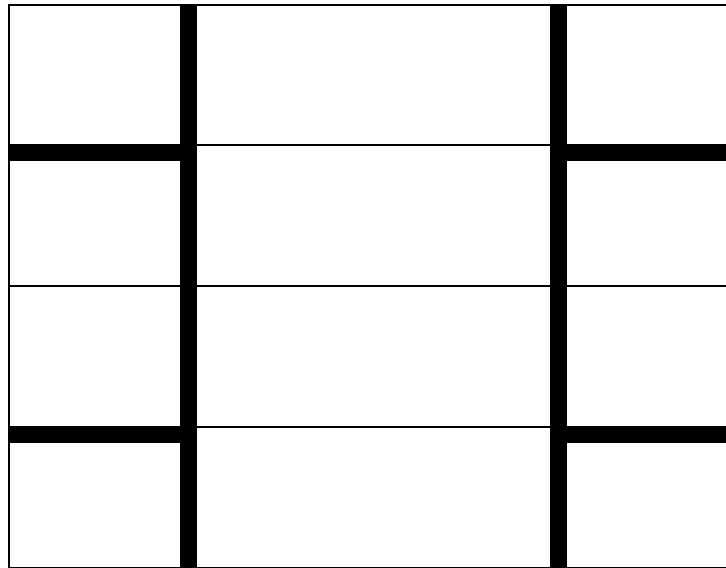
$T=0.5875 \text{ sec}$

Figure IV.2 : La première disposition des voiles



$T=0.5926 \text{ sec}$

Figure IV.3 : La deuxième disposition des voiles



T=0.39357 sec

Figure IV.4 : La troisième disposition des voiles

IV.8 Méthode statique équivalente :

IV.8.1 Détermination des coefficients :

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le **RPA99** :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W = G + \beta Q$)

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas $\beta=0.3$

▪ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (1A)} \\ \text{Zone I} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15 \quad (\text{Tableau (4-1) RPA99})$$

▪ **Coefficient de comportement (R) :**

La valeur de R est donnée par (Tableau (4-1) RPA99V2003) en fonction du système de contreventement

Notre structure a un système de contreventement en portique avec des murs voiles, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera : $R=4$

▪ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

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

Avec :

- η : Facteur de correction d'amortissement
- T : Période fondamentale
- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,8819$$

$$\Rightarrow \text{Site 3 (site meuble)} : T_2 = 0.5 \text{ S}$$

▪ **Estimation empirique de la période fondamentale**

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus Petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

⇒ Dans le sens X :

$$h_N = 27,3m$$

$$D = 25 m$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = \min (0,636 s ; 0,491 s)$$

Donc : $T_X = 0,491 sec$

On a: $T_2(S_3) = 0,5s$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta$$

Donc : $D_X = 2.204$

⇒ Dans le sens Y :

$$h_N = 27,3m$$

$$D = 25,4 m$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = \min (0,636 s ; 0,488 s)$$

Donc : $T_Y = 0,488 sec$

On a: $T_2(S_3) = 0,5s$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta$$

Donc : $D_Y = 2.204$

- Facteur qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$$

P_q : valeur de pénalité.

Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère

	Q	
	SENS X	SENS Y
Condition minimale des files porteuses	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0.05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Vu que notre structure se situe dans le groupe d'usage 1A (Ouvrages d'importance vitale), On suppose que les matériaux utilisée sont contrôlé, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$\Rightarrow Q_x = 1 + (0.05 \times 2) = 1.1$$

$$\Rightarrow Q_y = 1 + (0.05 \times 2) = 1.1$$

IV.8.2 Période et participation massique :

Tableau IV.2 : Périodes et pourcentage de participation massique

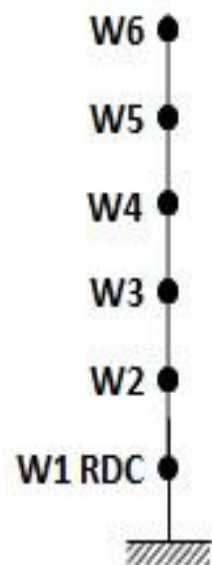
MODE	PERIODE	U _x	U _y	$\sum U_x$	$\sum U_y$	TYPE
1	0.393573	62,247 %	0%	62,247%	0%	Translation
2	0.293443	0.069 %	0.002152%	62,316%	0.002188%	Rotation
3	0.226121	0%	63,892%	62,316%	63,894%	Translation
4	0.107766	15,874%	0%	78,19%	63,895%	/
5	0.084879	0.156%	0.008523%	78,347%	63,903%	/
6	0.076292	0.055%	0.453%	78,401%	64,356%	/
7	0.072507	0.044%	0.585%	78,446%	64,94%	/
8	0.06891	0%	15.881%	78,446%	80,822%	/
9	0.064999	0.012%	1.021%	78,458%	81,843%	/
10	0.059828	0.018%	0.019%	78,476%	81,862%	/
11	0.055078	0.039%	0.148%	78,514%	82,01%	/
12	0.051464	2.417%	0.03%	80,931%	82,04%	/
124	0.020269	0%	1.376%	84,928%	90,018%	/
162	0.016959	0.425%	0.134%	85,571%	92,116%	/
163	0.016901	4.588%	0.247%	90,159%	92,363%	/

IV.8.4 Poids total de la structure (W) :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Tableau IV.3 : Poids des différents niveaux

Niveaux	Poids	Masse [T]
6	1863.04895307	189.913247
5	6164.26138575	628.365075
4	5812.02062199	592.458779
3	5596.25964876	570.464796
2	7515.11616147	766.066887
1	4441.2091965	452.722650
RDC	7889.56290009	804.236789



Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 39281.47886763$ tonne.

IV.8.5 Détermination de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,204 \times 1,1}{4} \times 39281.47886763 \rightarrow V_x = 3571.276 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,204 \times 1,1}{4} \times 39281.47886763 \rightarrow V_y = 3571.276 \text{ KN}$$

IV.8.6 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule (4-11 du RPA99V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W \times h_i}{\sum_1^n W_j \times h_j}$$

Avec F_t est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0,07 \times V \times T$

Tableau IV.4 : Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=4)

Niveaux	F_x [KN]	F_y [KN]
RDC	10.663	10.663
1	19.676	19.676
2	56.437	56.437
3	59.257	59.257
4	79.445	79.445
5	103.242	103.242
6	35.435	35.435

IV.9 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.9.1 Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003) :

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

Avec :

- T : Période fondamentale de la structure
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie de site (S3)
- S_a : Accélération spectrale
- g : Accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

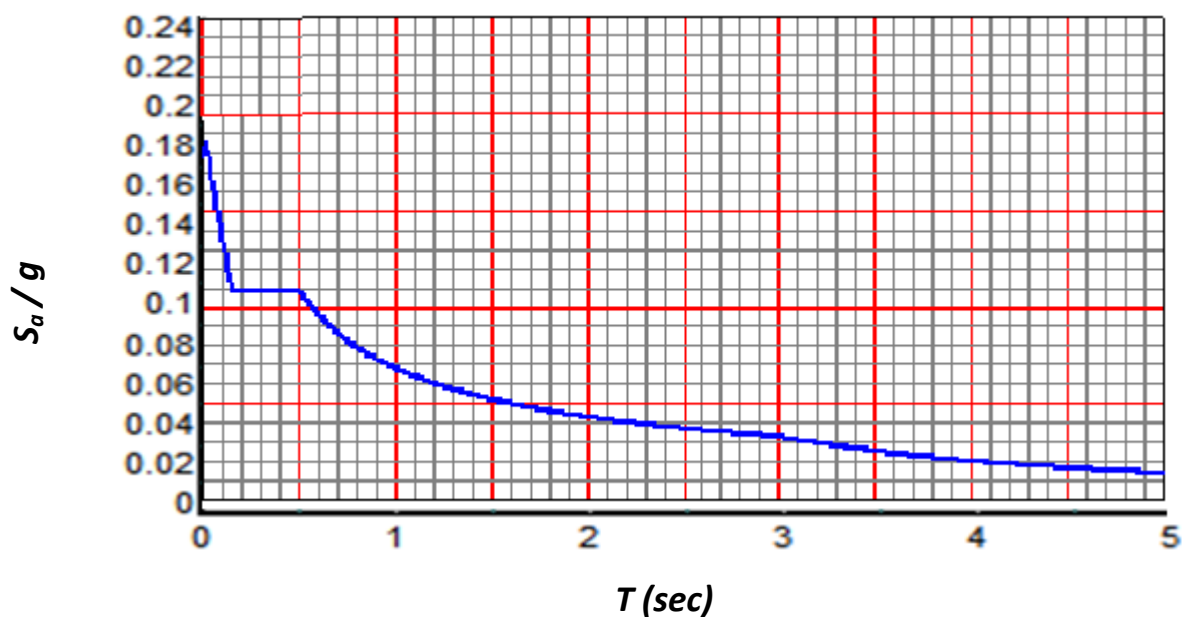


Figure IV.5 : La courbe du spectre de réponse

IV.10 Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Si $V_t < 80\% V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.5 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		V dynamique (KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	3571.276	3571.276	3280.956	3433.265

Selon X :

$V \text{ dynamique} = 3280.956 \text{ KN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 3571.276 = 2857.0208 \text{ KN}$

Selon Y :

$V \text{ dynamique} = 2866.809 \text{ KN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 3571.276 = 2857.0208 \text{ KN}$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« $V \text{ dynamique} > 80\% V \text{ statique}$ » est vérifié.

Chapitre 05 :

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

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

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différentes sollicitations pour chaque section des éléments sous les différentes combinaisons de calcul.

V.2 Les poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferraillage de trois types de poteaux, considérés comme les plus sollicités et de généraliser le ferraillage trouvé pour ceux d'angle et de rive. L'étude se fera manuellement sur le poteau central pour les cas suivant :

- Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment maximum (N_{\max} , M_{\max}).
- Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment minimum (N_{\max} , M_{\min}).
- Le poteau soumis à l'effort normal minimum et le moment maximum (N_{\min} , M_{\max}).

V.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Combinaison fondamentale (CBA93/EUROCODE2)} & \rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{Combinaisons rare (CBA93/EUROCODE2)} & \rightarrow G + Q \\ \text{Combinaison accidentelle (RPA 99V2003)} & \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

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

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \rightarrow \text{RPA 99V2003, P64, §7.4.3.1}$$

Avec :

- N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : Section du poteau.
- F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+ 1.2Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N_d [kN]	B_c [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$\nu \leq 0,3$	Observation
P1 (S-S)	1900,502	60x60	25	0,21	C.V
P2 (RDC)	1403,908	60x60	25	0,156	C.V
P3 (1 ^{er})	713,358	55x55	25	0,094	C.V
P4 (2 ^{eme})	502,937	45x45	25	0,099	C.V
P5 (3 ^{eme})	372,599	40x40	25	0,093	C.V
P6 (4 ^{eme})	192,626	30x30	25	0,086	C.V

V.2.3 Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Le moment max suivant la combinaison : G+Q+1.2E.

On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée et les autres sont calculés par le SAP 2000.

⇒ Soit le poteau de Sous-Sol (60 x 60) :

- 1^{er} cas : Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment maximum (N_{\max} , M_{\max}).

Tableau V.2 : Sollicitation de poteaux suivant le couple (N_{\max} , M_{\max})

Poteau	N (kN)	M (kN.m)
60 x 60	2516,148	53,2201

$$N = 2516,148 \text{ kN.}$$

$$M = 53,528 \text{ kN.m}$$

$$b = 0,60 \text{ m} ; d = 0,9.h = 0,54 \text{ m} ; d' = 0,1.h = 0,06 \text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{53,528 \times 10^{-3}}{2516,148 \times 10^{-3}} \Rightarrow e = 0,0213 \text{ m.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 2,13 + 30 - 6 \Rightarrow e_a = 26,13 \text{ cm.}$$

- Moment fictif (M_a) :

$$M_a = N \times e_a = 2516,148 \times 10^{-3} \times 0,2613 \Rightarrow M_a = 0,657 \text{ mN.m}$$

$$\begin{cases} Nu(d - d') - Ma = 0,551 \\ \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,612 \end{cases} \rightarrow 0,551 < 0,612$$

$$\Rightarrow N(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. $A_{sc} = 0$.

- Moment réduit μ :

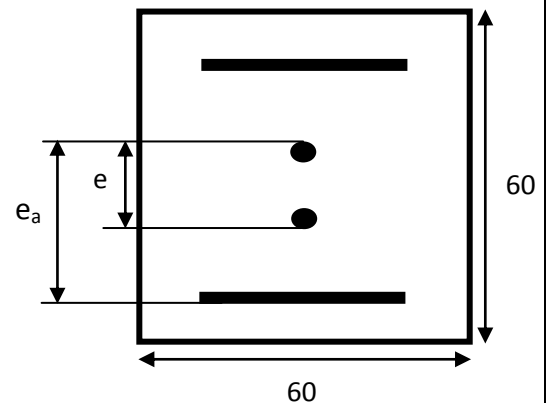
$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,657}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,265$$

$$\Rightarrow \mu = 0,265 < 0,392 \quad \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,39 ; Z = 0,46 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] \quad \text{d'où} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mPa} \quad \rightarrow \text{(Cas accidentel).}$$

$$A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{0,657}{0,46} - 2516,148 \cdot 10^{-3} \right] = -27,197 \text{ cm}^2.$$



- 2^{ème} cas : Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment minimum (N_{\max} , M_{\min}).

Tableau V.3 : Sollicitation de poteaux suivant le couple (N_{\max} , M_{\min})

Poteau	N (kN)	M (kN.m)
60 x 60	1165,005	0,1153

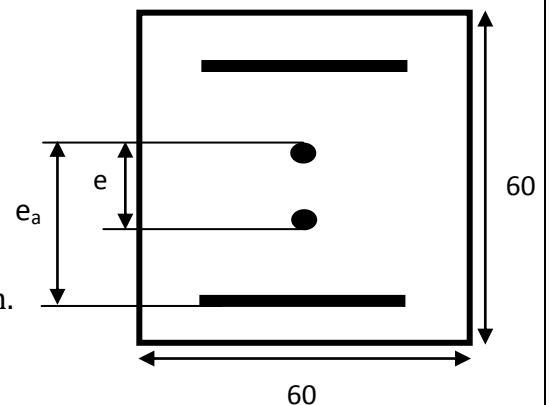
$$N = 1165,005 \text{ KN.}$$

$$M = 0,1153 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,60 \text{ m} ; d = 0,9.h = 0,54 \text{ m} ; d' = 0,1.h = 0,06 \text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,1153 \times 10^{-3}}{1165,005 \times 10^{-3}} \Rightarrow e = 0,0000989 \text{ m.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,00989 + 30 - 6 \Rightarrow e_a = 24,00989 \text{ cm.}$$



- Moment fictif (M_a) :

$$M_a = N \times e_a = 1165,005 \times 10^{-3} \times 0,2401 \Rightarrow M_a = 0,279 \text{ mN.m}$$

$$\begin{cases} Nu(d - d') - Ma = 0,280 \\ \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,612 \end{cases} \rightarrow 0,280 < 0,612$$

$$\Rightarrow N(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. $A_{sc} = 0$.

- Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,279}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,113$$

$$\Rightarrow \mu = 0,113 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,15 ; Z = 0,51 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] \text{ d'ou } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mPa} \rightarrow (\text{Cas accidentel}).$$

$$A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{0,279}{0,51} - 1165,005 \cdot 10^{-3} \right] = -15,489 \text{ cm}^2.$$

- 3^{ème} cas : Le poteau soumis à l'effort normal minimum et le moment maximum (N_{\min} , M_{\max}).

Tableau V.4 : Sollicitation de poteaux suivant le couple (N_{\min} , M_{\max})

Poteau	N (kN)	M (kN.m)
60 x 60	1900,502	36,2147

$$N = 1900,502 \text{ KN.}$$

$$M = 36,2147 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,60 \text{ m} ; d = 0,9.h = 0,54 \text{ m} ; d' = 0,1.h = 0,06 \text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36,2147 \times 10^{-3}}{1900,502 \times 10^{-3}} \Rightarrow e = 0,0190553 \text{ m.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 1,90553 + 30 - 6 \Rightarrow e_a = 25,90553 \text{ cm.}$$

- Moment fictif (M_a) :

$$M_a = N \times e_a = 1900,502 \times 10^{-3} \times 0,259 \rightarrow M_a = 0,492 \text{ mN.m}$$

$$\begin{cases} Nu(d - d') - Ma = 0,604 \\ \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,612 \end{cases} \rightarrow 0,604 < 0,612$$

$$\rightarrow N(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. $A_{sc} = 0$.

- Moment réduit μ :

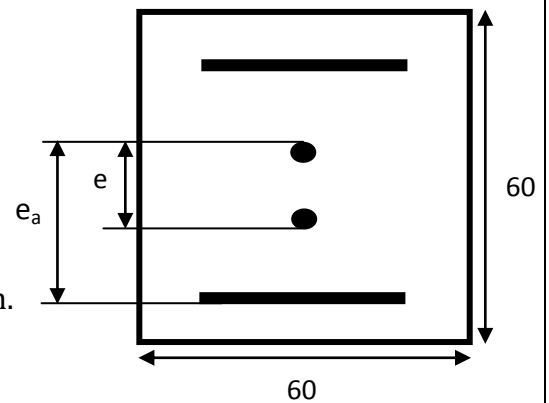
$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,492}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,198$$

$$\Rightarrow \mu = 0,198 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,279 ; Z = 0,48 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] \text{ d'ou } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mPa} \rightarrow (\text{Cas accidentel}).$$

$$A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{0,492}{0,48} - 1900,502 \cdot 10^{-3} \right] = -21,8875 \text{ cm}^2.$$



Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec A_{\min} (RPA 99 V2003).

➤ Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux

Etage	Section (cm ²)	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{cal} (cm ²) SAP	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm ²)	choix	t (cm ²)	t' (cm ²)	choix
Sous-Sol	(60x60)	25,2	10,80	25,13	8T20	10	15	Φ8
RDC	(60x60)	25,2	10,80	25,13	8T20	10	15	Φ8
1 ^{er} étage	(55x55)	21,175	9,075	25.13	8T20	10	15	Φ8
2 ^{ème} étages	(45x45)	14,175	15,519	16,08	8T16	10	15	Φ8
3 ^{ème} étages	(40x40)	11,2	20,653	25.13	8T20	10	15	Φ8
4 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	15,676	16,08	8T16	10	15	Φ8

V.2.4 Calcul du ferrailage transversale :(RPA2003)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a :coefficient correcteur (tient compte de la rupture.)

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- $f_e = 400 \text{ mPa}$.

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right) \rightarrow \text{CBA 93}$$

Avec

- ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- t : espacement des armatures transversales : (Zone I)

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

Donc :

$$\begin{cases} t \leq \min(12; 15\text{cm}) \\ t' \leq 18\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone I) \rightarrow **RPA99**

$$\phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm, alors on adopte: } L_r = 80\text{cm.}$$

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm, alors on adopte: } L_r = 65\text{cm.}$$

Les résultats du ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : La section des armatures transversal des poteaux

Etage	h (cm)	V_u (kN)	λ_g	ρ_a	f_e (mPa)	t (cm)	t' (cm)	$A_{t\text{calculer}}$ (cm ²)
Sous-Sol	60	118,824	2,263	3,75	235	10	15	0,316
RDC	60	6,503	5,15	2,5	235	10	15	0,115
1 ^{ier} étage	55	23,117	5,63	2,5	235	10	15	0,447
2 ^{ème} étages	45	33,150	6,87	2,5	235	10	15	0,783
3 ^{ème} étages	40	22,498	7,735	2,5	235	10	15	0,598
4 ^{ème} étages	30	7,247	12,65	2,5	235	10	15	0,256

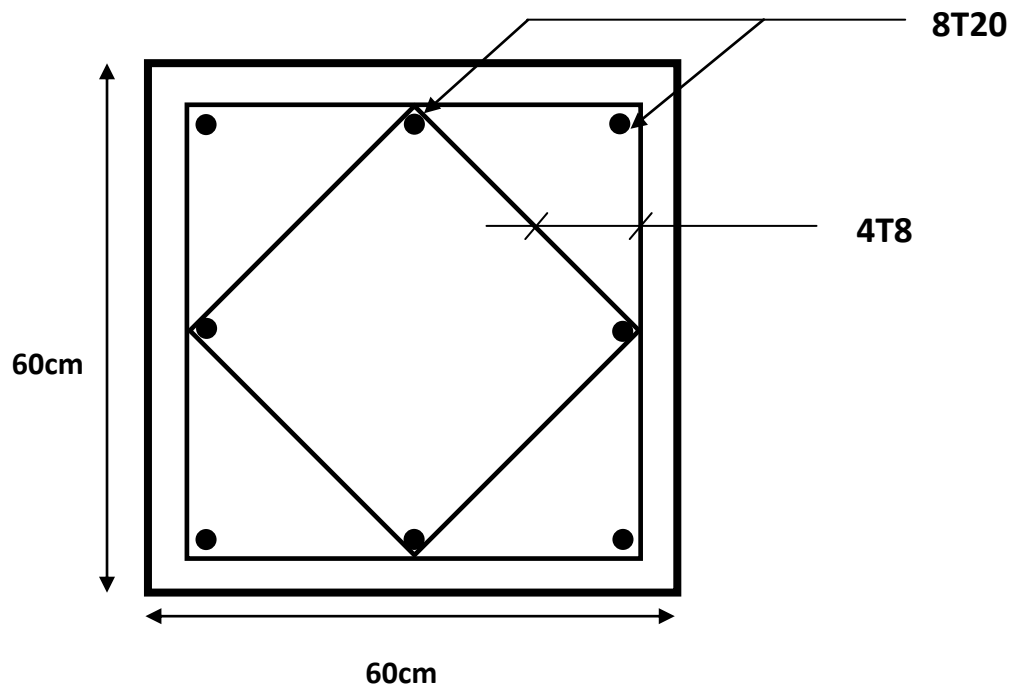


Figure V.1 : Ferrailage des poteaux de sous-sol (60x60)

V.3 Les poutres :

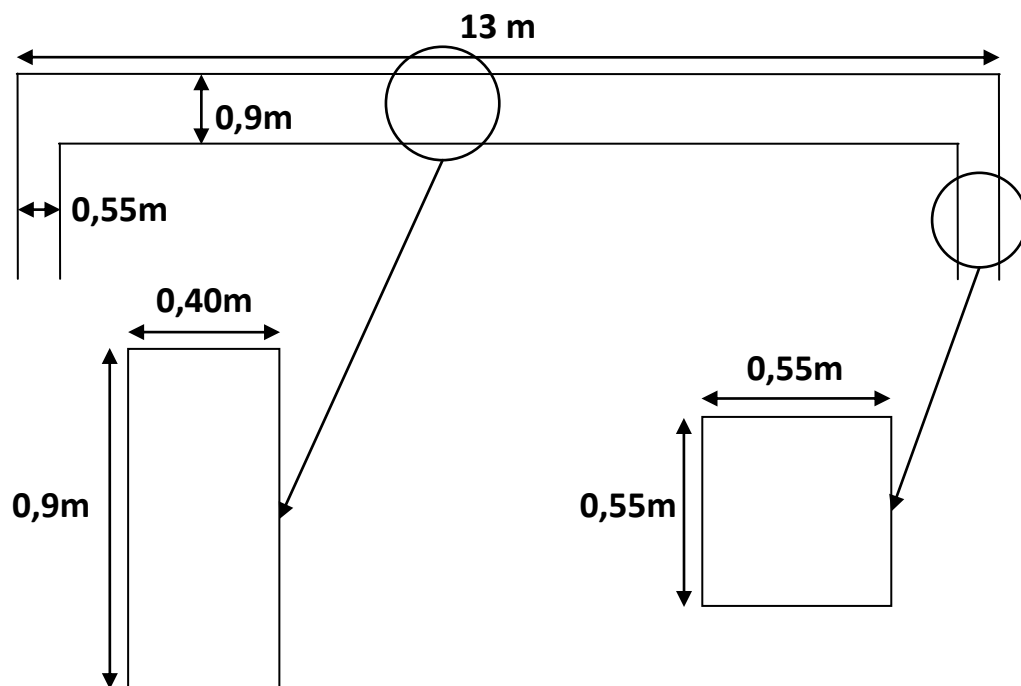


Figure V.2 : Poutre principale (90x40)

V.3.1 Introduction :

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

Le calcul se fera en flexion simple d'après les règlements du CBA93, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les travées et les appuis des poutres sont sollicitées défavorablement par :

- selon CBA93 → **E.L.U :** $1,35 G + 1,5 Q$
- selon le R.P.A 99 → **E.L.A :** $G + Q \pm E ; 0,8G \pm E$

V.3.2 Recommandation du RPA99 :

- 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I.

V.3.3 Exemple d'étude de la poutre principale :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du RDC.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau V.7 : Sollicitations de la poutre principale

Section [cm ²]	ELU		ELS	
	M_t [kN.m]	M_a [kN.m]	M_{st} [kN.m]	M_{sa} [kN.m]
40x90	542,298	-835,79	380,385	-586,59

1- Ferrailage en travée**- ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{542,298 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0,81^2 \times 14.17}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0.145$$

$\rightarrow \mu_u < 0.392 \rightarrow S.S.A$: les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.145})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,196$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,81(1 - 0,4 \times 0,196)$$

$$\rightarrow Z = 0,746$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{542,298 \times 10^{-3}}{0,746 \times 348}$$

$$\rightarrow A_{st} = 20,88 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (3,6 \text{ cm}^2; 3,9123 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow A_{st} = 20,88 \text{ cm}^2 \geq 3,9123 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

- ELS :

Le moment maximum en travée $M_{t \max} = 380,385 \text{ kN.m}$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \gamma = \frac{542,298}{380,385} = 1,42$$

$$\rightarrow \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\rightarrow \alpha = 0,196 \leq 0,46 \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'**ELU** convient pour l'**ELS**.

a- Armatures minimales

$$\rightarrow A_{min} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow \text{RPA99 V2003; page 66}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0,005(40 \times 90) = 18 \text{ cm}^2$$

b- Armatures maximales :

Selon **RPA99 V2003**, page 62 :

$$\begin{cases} A_{max} = 4\%(b \times h) \rightarrow \text{zone courante} \\ A_{max} = 6\%(b \times h) \rightarrow \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$\rightarrow A_{max} = 4\%(40 \times 90) = 144 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$\rightarrow A_{max} = 6\%(40 \times 90) = 216 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

c- Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : $A_{st} \Rightarrow \mathbf{7T20}$ de section 21,99 cm².

2- Ferrailage en appui :

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{835,79 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,81^2 \times 14,17}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,224$$

$\rightarrow \mu_u < 0,392 \rightarrow S.S.A$: les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,224})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,321$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,81(1 - 0,4 \times 0,321)$$

$$\rightarrow Z = 0,706$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{542,298 \times 10^{-3}}{0,706 \times 348}$$

$$\rightarrow A_{st} = 22,07 \text{ cm}^2$$

⇒ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) cm^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (3,6cm^2; 3,9123cm^2)$$

$$\rightarrow A_{st} = 22,07cm^2 \geq 3,9123cm^2 \rightarrow \textbf{Vérifiée}.$$

- ELS :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 586,59 \text{ kN.m}$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \gamma = \frac{835,79}{586,59} = 1,42$$

$$\rightarrow \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\rightarrow \alpha = 0,321 \leq 0,46 \rightarrow \textbf{Vérifiée}.$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'**ELU** convient pour l'**ELS**.

a- Armatures minimales :

$$\rightarrow A_{min} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow \textbf{RPA99 V2003; page 66}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0,005(40 \times 90) = 18 \text{ cm}^2$$

b- Choix des armatures :

Le choix des armatures en appui : $A_{st} \Rightarrow \textbf{5T25}$ de section $24,54 \text{ cm}^2$.

c- L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi l \text{ min}, 30cm \right) \rightarrow \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Tableau V.8 : L'espacement des armatures transversales

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courante)	s_t choisie (zone courante)
(40x90)	22,5	20	45	40
(40x50)	12,5	10	25	20

d-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min} \right)$$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone I) → RPA.99

$\Phi = 2,5 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2,5 \times 40 = 100 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 100 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 180 \text{ cm} \rightarrow \text{« RPA99 V2003, page 49, fig 7.2 »}$$

V.3.4 Récapitulatif :

Tableau V.9 : Ferrailage de poutre principale (40x90)

poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φ mm	S _t (ZN)	S _t (ZC)
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix			
Poutre Principale (40x90)	Sous-Sol	18	25,423	6T16+6T20	28,569	6T16+6T20	8	20	40
	RDC	18	15,56	6T12+6T16	14,059	6T12+6T16	8	20	40
	1 ^{er} étage	18	26,122	6T16+6T20	27,455	6T16+6T20	8	20	40
	2 ^{ème} étages	18	26,085	6T16+6T20	27,616	6T16+6T20	8	20	40
	3 ^{ème} étages	18	26,144	6T16+6T20	27,072	6T16+6T20	8	20	40
	4 ^{ème} étages	18	14,981	5T20	19,264	6T20	8	20	40
	5 ^{ème} étages	18	15,82	6T12+6T16	15,03	6T12+6T16	8	20	40

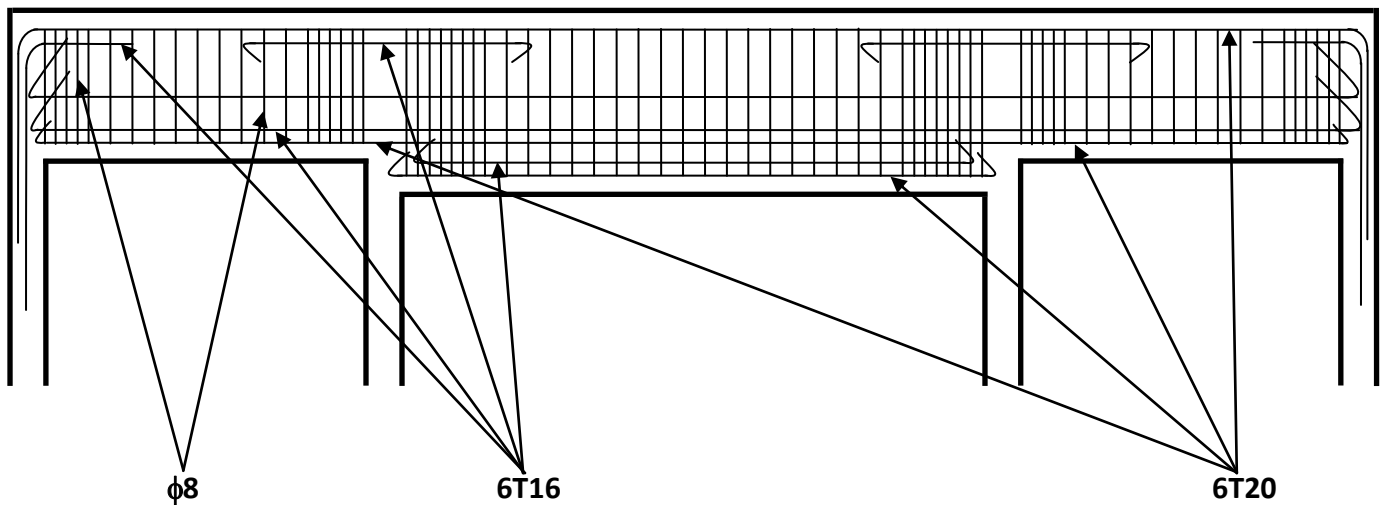
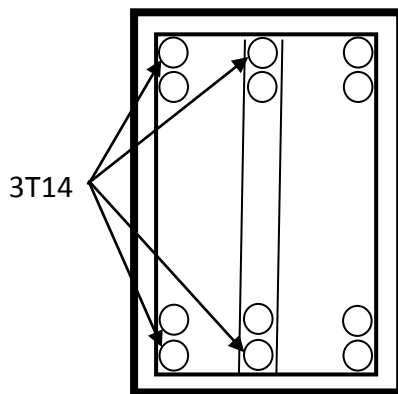


Figure V.3 : Ferrailage poutre principale (90x40)

Tableau V.10 : Ferrailage de poutre secondaire (30x50)

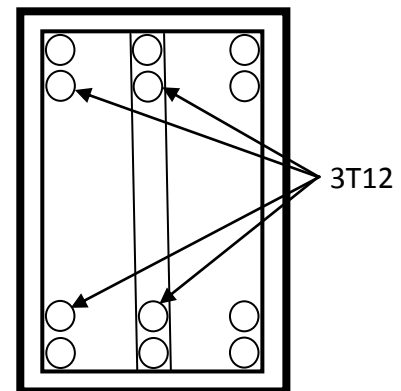
poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φ mm	S _t (ZN)	S _t (ZC)
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix			
Poutre secondaire (30x50)	Sous-Sol	7,5	3,32	3T12+3T14	2,43	3T12+3T14	8	10	20
	RDC	7,5	6,78	3T12+3T14	10,27	3T14+3T16	8	10	20
	1 ^{er} étage	7,5	5,50	3T12+3T14	11,17	3T16+2T20	8	10	20
	2 ^{ème} étages	7,5	4,91	3T12+3T14	10,20	3T14+3T16	8	10	20
	3 ^{ème} étages	7,5	3,97	3T12+3T14	9,48	3T14+3T16	8	10	20
	4 ^{ème} étages	7,5	3,59	3T12+3T14	8,08	3T14+3T16	8	10	20
	5 ^{ème} étages	7,5	1,74	3T12+3T14	3,25	3T12+3T14	8	10	20

(40 x 90)



En travée

(30 x 50)



En appuis

Figure V.4 : Ferrailage des poutres secondaires (Sous-sol 30x50)

V.4 Les voiles :

V.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes "action géologique", soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.4.2 Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.4.3 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - ⇒ Globalement dans la section du voile 0,15%.
 - ⇒ En zone courante 0,10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min (15 a ; 30 \text{ cm})$.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
 - ⇒ $40\varnothing$ → pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
 - ⇒ $20\varnothing$ → pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

V.4.4 Vérification des contraintes tangentielles :

Le calcul se fait en flexion composé d'une bande de section (0,2x1ml).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} \rightarrow \text{l'article 7.7.2 RPA 99}$$

Avec :

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

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA

Tableau V.11 Vérification de la contrainte

	V_{\max} (mN/ml)	τ_u (mPa)	$\bar{\tau}_u$ (mPa)	observation
Voile 25 cm	0,251844	1,119307	5	CV

V.4.5 Détermination des sollicitations :

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000.

▪ **Combinaisons :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \pm 1,2 E_x \\ G + Q \pm 1,2 E_y \end{array} \right.$$

Tableau V.12 : Sollicitations dans les voiles

combinaisons	F11 (kN)	M11 (kN.m)	F22 (kN)	M22 (kN.m)
1,35 G + 1,5 Q	1385,599	1,094	1822,001	9,801
G+Q±1, 2Ex	970,310	0,716	1356,608	6,7476
G+Q±1, 2Ey	1047,028	0,7359	1324,032	6,8488

V.4.6 Détermination du ferrailage :

Le ferrailage se calcul de la même manière que les poteaux en flexion composé d'une bande de section de 0,25x1ml. Il est fait par le logiciel « SOCOTEC »

▪ **Espacement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ferrailage vertical} \rightarrow S_t \leq \min (1,5a ; 30\text{cm}) \\ \text{Ferrailage horizontal} \rightarrow S_t \leq \min (15e ; 30) \end{array} \right.$$

Tableau V.13 : Ferrailage des voiles

Ferrailage		Min RPA		A _{st} calculé (cm ² /ml)	A _{st} choisi (cm ² /ml)		St (cm)
VOILE 25cm	Vertical(Av)	0,007(b.h)	17,5 cm ² /ml	19.77	20.11	10T16	15
	Horizontal(Ah)	A _v /4	4,375 cm ² /ml	11.01	11.31	10T12	20

Chapitre 06 :

Etude de

l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre, surcharges climatiques et d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol. Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer.

VI.2 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas donner lieu à des tassements que si ces derniers permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles sous certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique, et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.3 Le choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Suivant le rapport géotechnique, le LTPO recommande :

- Passer par des fondations superficielles sur semelles filantes, afin d'éviter les tassements différentiels.
- Les faire descendre à une profondeur d'ancrage de 1,50m
- Adopter un taux de travail de 1,70 bar.

VI.4 Etude des semelles filantes :

VI.4.1 Introduction :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux, et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon à ce que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travaille sous des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit donc vérifier la longueur élastique « L_e » telle que :

$$L_e = \left(\frac{4EI}{K_s B} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Avec :

- E : module d'élasticité du béton = 21000 mPa
- K_s : coefficient de raideur du sol = 34,6 mN/m³
- I : moment d'inertie de la semelle
- B : largeur de la semelle
- a : le côté du poteau
- h_t : hauteur de la semelle, d'après le BAEL91 $\rightarrow \frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$
- l : longueur maximale entre axe des poteaux

→ Si $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$:

Le calcul se fera avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire un calcul relatif à la poutre sur un sol élastique.

→ Si $L_{max} > \frac{\pi}{2} L_e$:

La répartition des contraintes n'est pas linéaire et le calcul se fera relativement à la théorie de la poutre sur un sol élastique.

VI.4.2 Dimensionnement de la semelle filante :

La largeur B de la semelle continue doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N_T}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- N_T : effort transmis par l'ensemble des poteaux liés par la semelle.
- L : longueur entre axes
- $\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol à court terme ($\bar{\sigma}_{sol} = 1,7 \text{ bars}$)
- La hauteur de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h_t = d + 5 \text{ cm}$

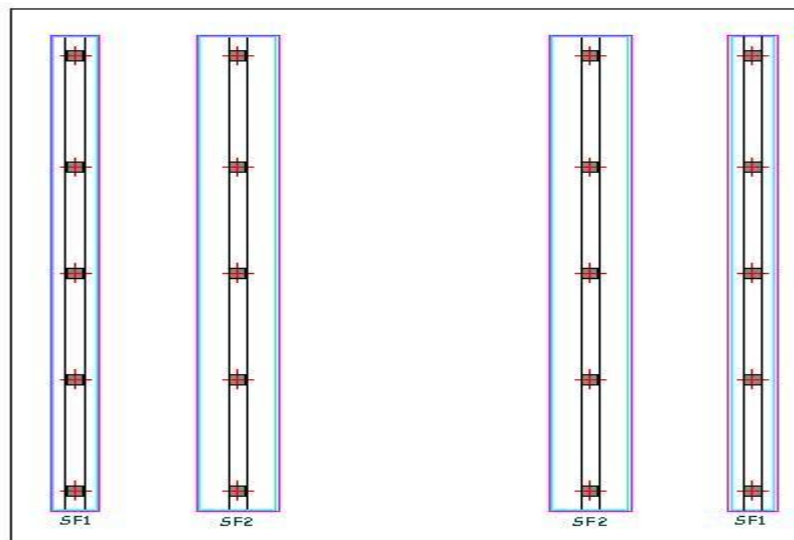


Figure VI.1 : Disposition des semelles suivant L_y

Les résultats du dimensionnement des semelles continues et la vérification de la longueur élastique sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles

Semelle	NT [kN]	L [m]	B _{calc} [m]	B[m]	h _t [cm]
SF1	5129,44	27	1,11	1,60	1,40
SF2	12322,34	27	2,68	2,80	1,50

Tableau VI.2 : Vérification de la longueur élastique

Semelle	I [m4]	L _e [m]	$\frac{\pi}{2} L_e$ [m]	L _{max} [m]	Réaction linéaire
SF1	0,232	4,33	6,80	6,5	Oui
SF2	0,3507	4,18	6,57	6,5	

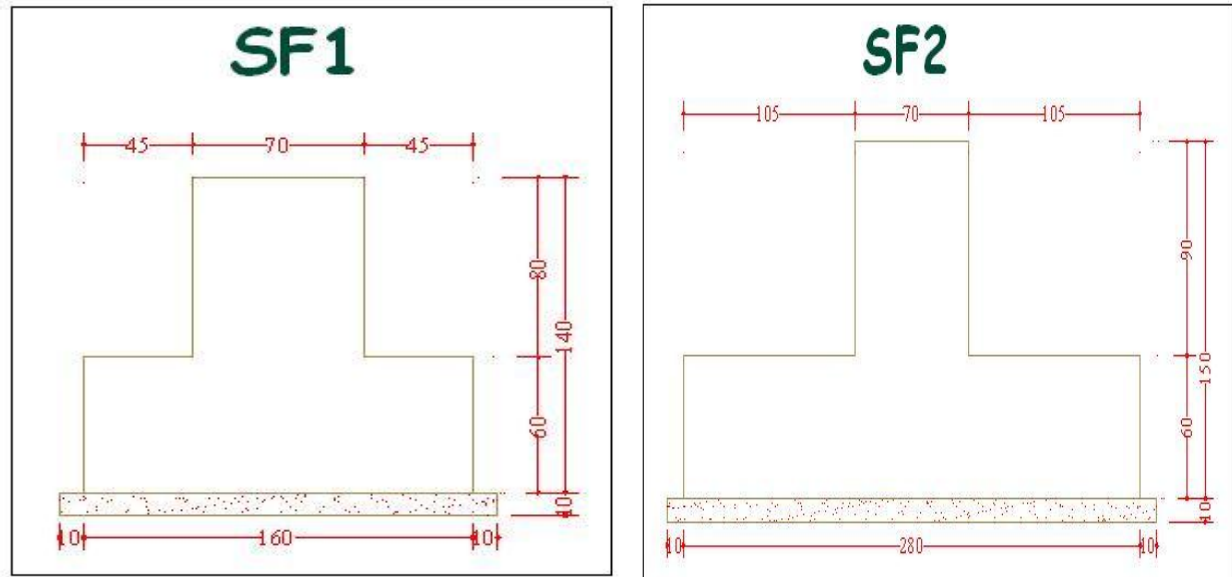
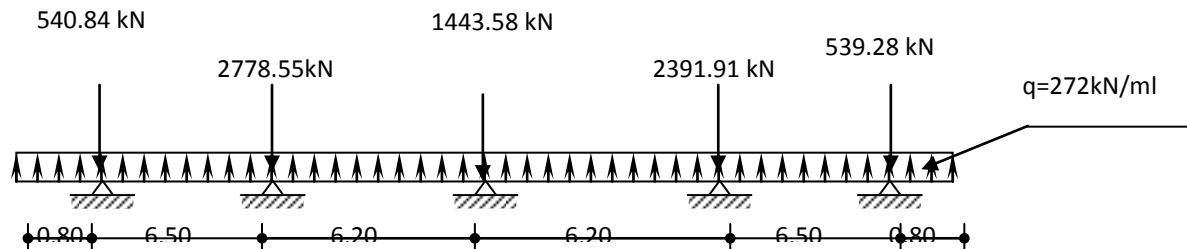


Figure VI.2 : Dimensions des Semelles SF1 et SF2

VI.4.3 Calcul des armatures :

- **Semelle filante SF1** : On a une semelle filante sous cinq (05) poteaux.



Les résultats donnés par le SAP 2000

Tableau VI.3 : Moment sur appuis et travée pour SF1

Travée	Longueur fictive [m]	Appuis	M_a [kN.m]	Travée	M_t [kN.m]
A – B	6,50	A	101,09	A – B	1007,73
B – C	6,20	B	1324,85	B – C	427,26
C – D	6,20	C	873,21	C – D	427,26
D – E	6,50	D	1324,85	D – E	1007,73
		E	101,09		

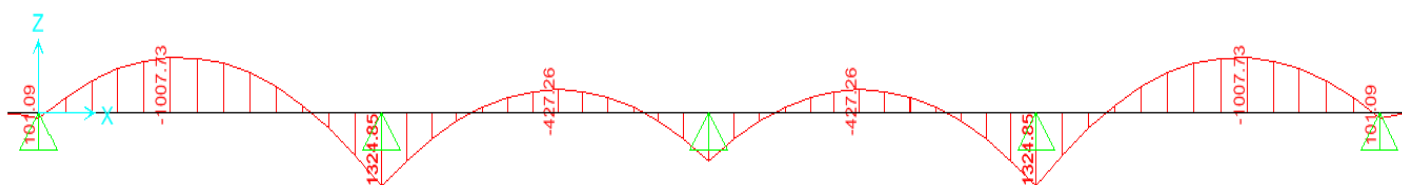
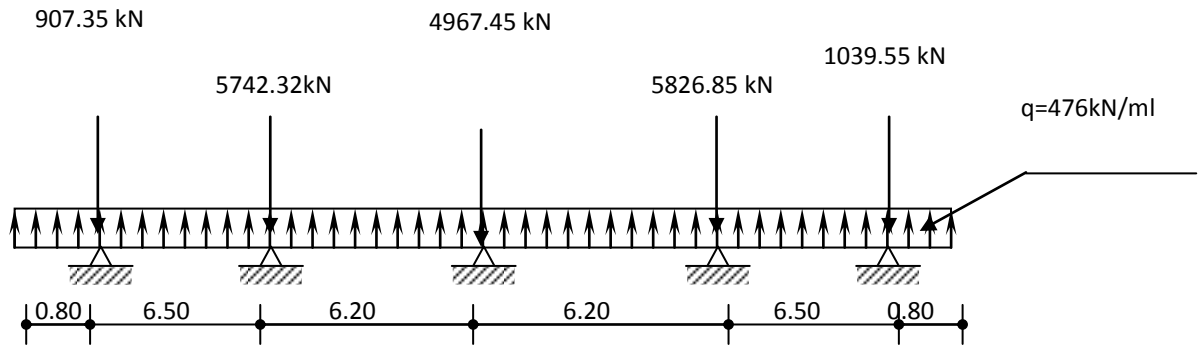


Figure VI.3 : Diagramme des moments en [kN.m] pour SF1

▪ Semelle filante SF2 :



Les résultats donnés par le SAP 2000

Tableau VI.4 : Moment sur appuis et travée pour SF2

Travée	Longueur fictive [m]	Appuis	M_a [kN.m]	Travée	M_t [kN.m]
A – B	6,50	A	180,68	A – B	1807,06
B – C	6,20	B	2352,84	B – C	763,38
C – D	6,20	C	1574,34	C – D	763,38
D – E	6,50	D	2352,84	D – E	1807,06
		E	180,68		

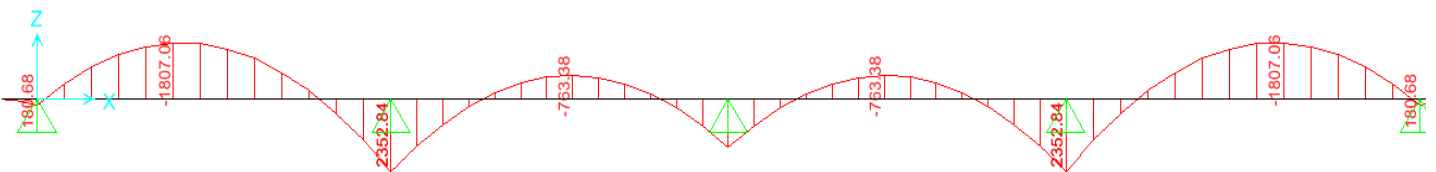


Figure VI.4 : Diagramme des moments en [kN.m] pour SF2

Tableau VI.5 : Sollicitations de la semelle

Semelle	h [m]	B [m]	M _{t max} [kN.m]		M _{a max} [kN.m]		T _{max} [kN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
SF1	1,40	1,60					1214,946
			1007,73	746,47	1324,85	981,37	
SF2	1,50	2,80					2169,25
			1807,06	1338,56	2352,84	1742,84	

1- Ferrailage en travée :

▪ ELU :

$$M_{ut \max} = 1007,73 \text{ kN.m} = 1007,73 \cdot 10^{-3} \text{ mN.m}$$

$$\text{Le moment équilibré par la table} \rightarrow M_{ut} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{ut} = 1,6 \times 0,6 \times 14,17 \left(1,26 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$M_{ut} = 13,06 \text{ mN.m}$$

$$\text{On a : } M_t > M_{ut \max}$$

Donc : L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ($b_0 \times h$).

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1007,73 \times 10^{-3}}{1,6 \times 1,26^2 \times 14,17} = 0,028$$

$$\rightarrow \mu = 0,028$$

$$\rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A: les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,04$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,26(1 - 0,4 \times 0,04)$$

$$\rightarrow Z = 1,24$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{1007,73 \times 10^{-3}}{1,24 \times 348}$$

$$\rightarrow A_{st} = 23,35 \text{ cm}^2$$

▪ **ELS :**

$$M_{st \max} = 746,47 \text{ kN.m} = 746,47 \cdot 10^{-3} \text{ mN.m}$$

Le moment équilibré par la table $\rightarrow M_{st} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_{st} = 1,6 \times 0,6 \times 14,17 \left(1,26 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$M_{st} = 13,06 \text{ mN.m}$$

On a : $M_t > M_{st \max}$

Donc : L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ($b_0 \times h$).

$$Z = 0,93h = 0,93 \times 1,4$$

$$\rightarrow Z = 1,3$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot F_{tj}} \right) : \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 201,63$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{746,47 \times 10^{-3}}{1,3 \times 201,63}$$

$$\rightarrow A_{st} = 28,47 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (15,2 \text{ cm}^2 ; 10,65 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow A_{st} = 28,47 \text{ cm}^2 \geq 15,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc on choisit **15T16** de section 30,16 cm²

2- Ferrailage en appuis :

▪ **ELU :**

$$M_{ut \max} = 1324,85 \text{ kN.m} = 1324,85 \cdot 10^{-3} \text{ mN.m}$$

Le moment équilibré par la table $\rightarrow M_{ut} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_{ua} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1,6 \times 0,6 \times 14,17 \left(1,26 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$M_{ut} = 13,06 \text{ mN.m}$$

$$\text{On à : } M_a > M_{ua \text{ max}}$$

Donc : L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ($b_0 \times h$).

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1324,85 \times 10^{-3}}{1,6 \times 1,26^2 \times 14,17} = 0,037$$

$$\rightarrow \mu = 0,037$$

$\rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A: les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,047$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,26(1 - 0,4 \times 0,047)$$

$$\rightarrow Z = 1,24$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{1324,85 \times 10^{-3}}{1,24 \times 348}$$

$$\rightarrow A_{st} = 30,70 \text{ cm}^2$$

▪ **ELS :**

$$M_{st \text{ max}} = 981,37 \text{ kN.m} = 981,37. 10^{-3} \text{ mN.m}$$

Le moment équilibré par la table $\rightarrow M_{st} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_{st} = 1,6 \times 0,6 \times 14,17 \left(1,26 - \frac{0,6}{2} \right) \rightarrow M_{st} = 13,06 \text{ mN.m}$$

$$\text{On à : } M_t > M_{st \text{ max}}$$

Donc : L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ($b_0 \times h$).

$$Z = 0,93h = 0,93 \times 1,4$$

$$\rightarrow Z = 1,3$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{\eta \cdot F_{tj}}\right) : \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 201,63$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z \times \sigma_{ST}} = \frac{981,37 \times 10^{-3}}{1,3 \times 201,63}$$

$$\rightarrow A_{st} = 37,43 \text{ cm}^2$$

⇒ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max(15,2 \text{ cm}^2; 10,65 \text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow A_{st} = 37,43 \text{ cm}^2 \geq 15,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$$

Donc on choisit **12T20** de section 37,70 cm²

3- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{28,14}{4} = 9,42 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T16** de section 10,05 cm²/ml.

4- Vérification au cisaillement :

D'après BAEL 91, on a :

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{B \times H} = \frac{1214,946 \cdot 10^{-3}}{1,6 \times 1,4} = 0,54 \text{ mPa}$$

Pour des fissurations préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ mPa}\right) = 2,50 \text{ mPa}$$

Donc : $\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \textbf{Vérifiée.}$

5- Récapitulatif :

Tableau VI.6 : Ferrailage des différentes semelles filantes

Types	M_u [KN.m]		A_{st} calculé [cm ²]		A_{st} choisi [cm ²]		T_u [kN]	τ_u [MP]	Obs
	M_{sa}	M_{st}	Appuis	Travée	Appuis	Travée			
SF1	981,37	746,47	37,43	28,47	12T20	15T16	1214,95	0,54	CV
SF2	1742,84	1338,56	61,74	47,41	13T25	15T20	2169,25	0,52	CV

▪ Semelle filante SF3 :

Au vue de l'importance de l'ouvrage ainsi que la grande portée entre poteaux qui atteint 13m, l'ajout de nouvelles semelles isolée sous poteaux en mi travée est devenue indispensable afin de minimisé la portée et diminuer la valeur de la flèche, cela suivant la figure ci-dessous :

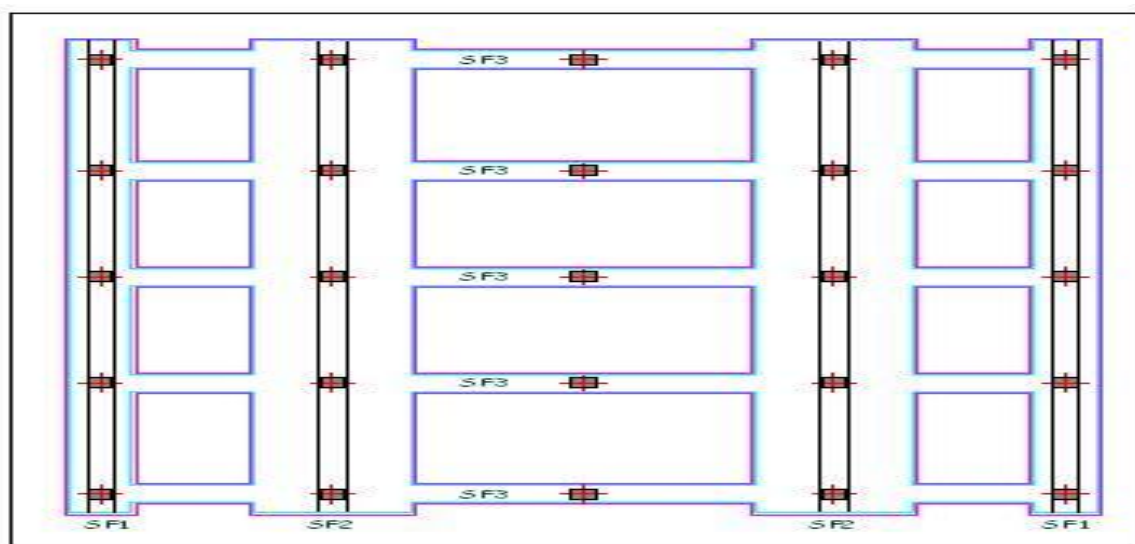


Figure VI.5 : Disposition des semelles SF3

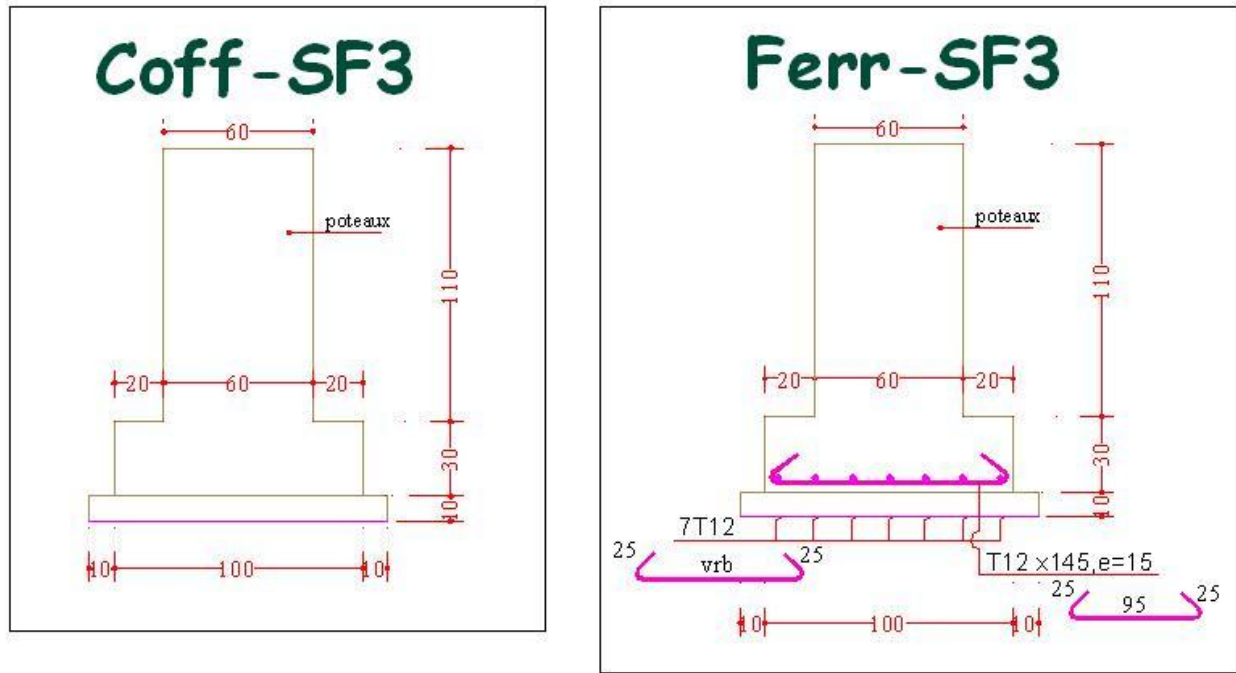


Figure VI.6 : Dimensionnement et ferrailage forfaitaire de la semelle SF3

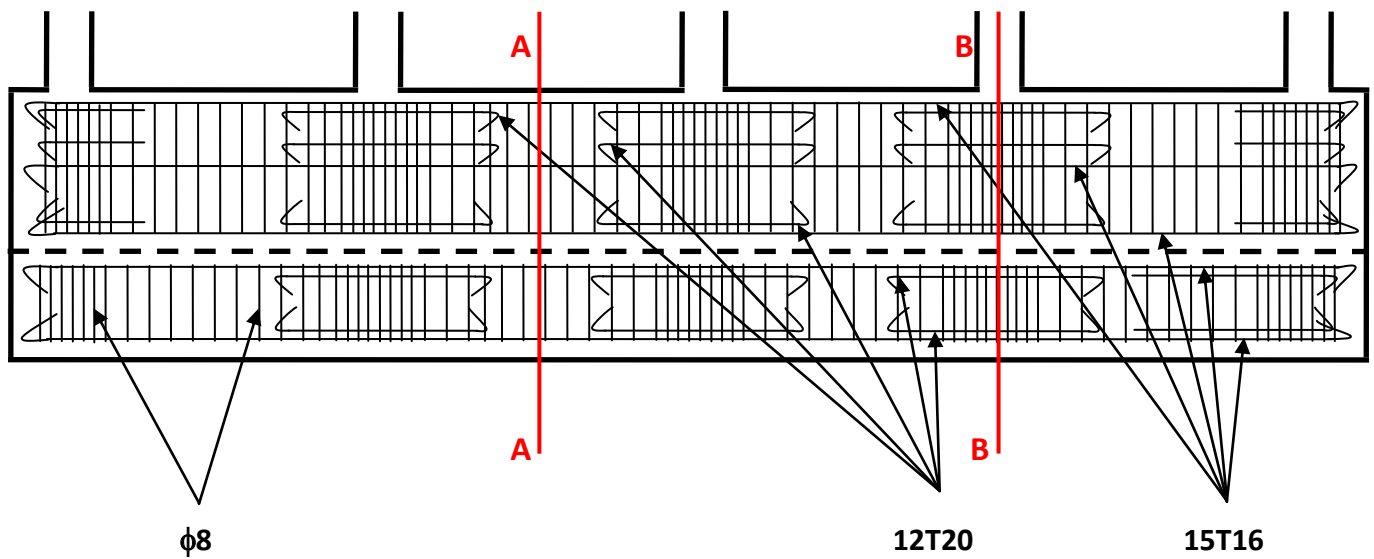
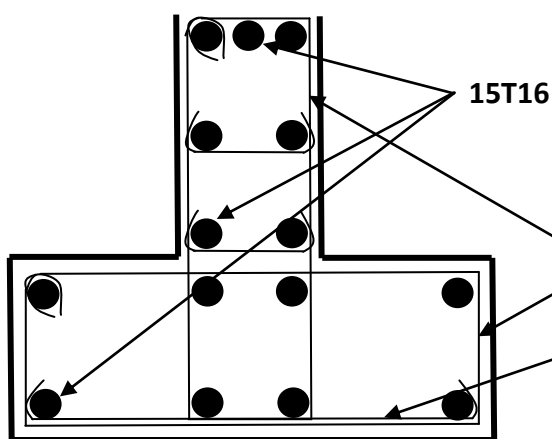
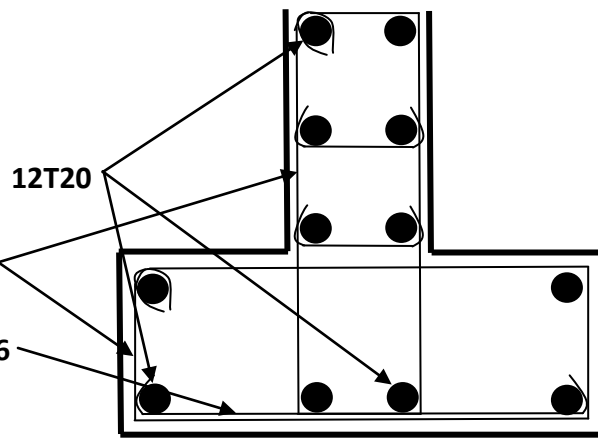


Figure VI.7 : Ferrailage de la semelle SF1



En travée

Figure VI.8 : Ferrailage coupe A-A



En appuis

Figure VI.9 : Ferrailage coupe B-B

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'outil informatique, ont influencé profondément les méthodes de calcul, en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionné. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles sont donc caractérisés à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci n'entre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fourni des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques :

- **[1]** Pierre, MICHEL (1992) Architecture des hôpitaux. Paris : Techniques de l'Ingénieur. C 4 095. 23p.
- **[2]** Hammouda, D.; Aït-Hamadouche, N.; Afiane, M.; Bouhadeb, A. Enquête nationale sur l'incidence et la prévalence des cancers , 2002. 74p
- [BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.
- [RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.
- [Cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT ; tome2.

Annexe :

(5) I **Tableau 4.14 :** Rapports de base portée/hauteur utile pour les éléments de béton armé sans effort normal de compression

Dans le cas de sections rectangulaires ou en T, le respect des limites données dans le tableau suivant conduit à des coffrages satisfaisant le plus souvent les limites de déformation à respecter.

Portée sur hauteur	Système structural	Isostatique		Continue		Porte à faux	
		F	f	F	f	F	f
	Poutre	7	10	13	20	3	5
	Poutrelle	13	20	18	25	7	10
	Dalle 1 direction	20	30	25	35	10	15
	Dalle 2 directions	25	40	35	50	/	/
	Plancher-dalle	18	25	20	30	8	12

F : Forte contrainte $\rho > 1,5 \%$

f : Contraintes faibles $\rho < 0,5 \%$