

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de GENIE CIVIL

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R +10 +Sous-sol +soutènement) à usage parking, commercial, bureaux et habitation contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portiques)

Présenté par :

M^r OUARET Saadi
M^r HADDAD Massinissa

Encadreur :

M^{me} ATROUNE Lydia

Jury:

M^r OUDNI Nasserline
M^{me} BOUGHAMSA Wassila

Promotion 2014-2015

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A mes chers frères.

A mes tantes et ma grand mere.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

HADDAD MASSINISSA

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Généralités	
I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE	02
I.2.CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	02
I.3. Regles et normes utilisées	03
I.4. Etat limite de calcul	03
I.5. Action et sollicitation de calcul.....	09
I.6. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	11
I.7. Conclusion	16
Chapitre II : <i>Pré dimensionnement des éléments</i>	
II.1.INTRODUCTION	17
II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	17
II.2.1.Les planchers	17
II.2.1.1.Planchers corps creux	20
II.2.1.2. Les Poutrelles	26
II.2.1.3.Les dalles pleines	27
II.3.Les escaliers	29
II.4.L'acrotère	31
II.5.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	31
II.5.1.Les poutres	31
II.5.2.Les poteaux	32
II.6.L'ascenseur.....	32
II.7.Conclusion	44
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1.INTRODUCTION	45
III.2.ETUDE DES PLANCHERS	50
III.3.Etude de dalle pleine.....	80
III.4.Etude de l'escalier	98
III.5. Etude de l'ascenseur.....	121

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION.....	131
IV.2. METHODES DE CALCUL	134
IV.3. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....	134
IV.4. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	138
IV.5. DESPOSITION DES VOILES	139
IV.6. CONCLUSION	144

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

V.1.INTRODUCTION	145
V.2.ETUDE DES POTEAUX	172
V.3.ETUDE DES POUTRES	177
V.4.ETUDE DES VOILES.....	180

Chapitre VI : Etude des fondations

VI .1.INTRODUCTION	181
VI .2.CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	184
VI .3.FERRAILLAGE.....	188
VI .4.CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE.....	197
CONCLUSION GENERALE.....	198

BIBLIOGRAPHIE.....

ANNEXES

Liste des figures

Fig. II.1 plancher RDC	20
Fig. II.2 plancher soupente	21
Fig.II.3 plancher niveau 1	21
Fig. II.4 planchers niveau 2+3+4	22
Fig. II.5 plancher niveau 5	22
Fig. II.6 plancher niveau 6	23
Fig. II.7 plancher niveau 7	23
Fig. II.8 plancher niveau 8	24
Fig. II.9 plancher niveau 9	24
Fig. II.10 plancher niveau terrasse accessible	25
Fig. II.11 plancher niveau terrasse inaccessible	25
Fig. II.12 Schema d'une poutrelle	26
Fig. II.13 dalle pleine sur deux appuis (étage courant).	28
Fig. II.14 dalle pleine sur deux appuis terrasse accessible	28
Fig. II.15 dalle pleine sur deux appuis terrasse inaccessible	28
Fig. II.16 dalle pleine sur deux appuis terrasse accessible	28
Fig. II.17 escalier type1 à deux volées	29
Fig. II.18 schéma statique de l'escalier type 1	29
Fig. II.19 escalier type 2 à trois volées	30
Fig.III.20 Schéma statique de la poutre brisée	30
Fig.III.21 Schéma statique de la volée V2	30
Fig. II.22 Schéma de l'acrotère.	31
Fig. II.23 mur en béton armé	48
Fig. III.1: Schéma d'une Poutre	50
Fig.III.2: Evaluation des efforts tranchants	52
Fig III.3 : Schéma statique de la Poutrelle type N°6 d'étage courant	56
Fig III.4 : Schéma statique de la Poutrelle type N°5 d'étage courant	58
Fig III.5 : Schéma statique de la Poutrelle type N°1	60
Fig III.6 : Schéma statique de la Poutrelle type N°2	61
Fig III.7 : Schéma statique de la Poutrelle type N°3	61
Fig III.8 : Schéma statique de la Poutrelle type N°4	61

Fig III.8 : Schéma statique de la Poutrelle type N°5	62
Fig III.9 : Les caractéristiques géométrique d'une poutrelle.....	66
Fig III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	80
Figure III.11. : dalle pleine dp3	80
Figure III 13. :Schéma de ferrailage de dp3.....	85
Figure III.14. : dalle pleine sur deux appuis.....	86
Fig III.15: schéma statique de la dalle pleine.....	86
Fig.III.16. : Schéma de ferrailage du panneau de dalle dp288	
Fig.III.17 :Schéma d'une dalle sur deux appuis88	
Fig. III.18: Schéma de ferrailage du panneau de dalle du plancher terrasse inaccessibledp293	
Figure III.18. : dalle pleine.....	93
Fig.III.19: schéma statique de la dalle pleine D ₃	93
Fig.III.20. : Section de la dalle pleine à ferrailer	93
Fig.III.21. : Schéma de ferrailage du panneau de dalle de l'escalier type1 (D3).....	95
Figure III.21. : dalle pleine dp1.....	96
Figure III.22. : Schéma statique de la volée V2	96
Fig.III.23. : Schéma de ferrailage du panneau de dalle de l'escalier type1 (dp1).....	97
Fig.III.24. :escalier à deus volées.....	98
Fig.III.25. : diagramme des moment et l'effort tranchant.....	99
Figure III.26. :schéma de ferrailage de la volée V1.....	107
Fig.III.27. :escalier à deus volées.....	107
FigureIII.28. :schéma statique de l'escalier type2.....	108
Figure.III.29. :Schéma de ferrailage de la volée V2	110
Figure III.30 :Section fictive	115
Fig.III.31 :ferrailage de la poutre palière en travée.....	117
FigIII.32. :schéma statique de la poutre brisée.....	117
Fig.III.33. :Poutre brisé en travée.....	120
Fig.III.34 :Poutre brisée en appui	120
Fig. III.35: Schéma de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur	124.
Fig.III. 36: Coupe A-A' détail de ferrailage.....	124
Fig. III.37 :L'ascenseur	124
Fig. III.38: Schéma de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur.	128
Fig.III. 39: Coupe A-A' détail de ferrailage.....	128

Fig.III.40:Schéma de ferrailage L'acrotère	133
Figure IV.1 : Spectre de réponse	137
Figure IV 2 : torsion au mode 1	138
Figure IV 3 : disposition des voiles.....	139
Figure IV 4 : translation selon xx.....	141
Figure IV 5 : translation selon yy	141
Figure IV 6 : torsion.....	141
Fig V.3 : Schéma de ferrailage des poutres.....	170
Fig V.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	173
Fig. V.4: Schéma d'un voile plein	174
Fig. V.5 : Schéma de ferrailage du voile V1,Sous-sol	183
Fig.VI.1 : semelle isolée	184
Fig.VI.2 : Semelle filante	185
Fig VI.5 : Schéma de ferrailage du radier	191
Fig VI.6 Sollicitations sur les nervures longitudinales	192
Fig VI.7 : Sollicitations sur les nervures transversales	193
Fig VI.8 : Section à ferrailer	193
Figure VI. : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens XX.....	194
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens YY.....	195
Fig VI.10 : Répartitions des contraintes sur le voile périphérique	196
Fig VI.11 : Ferrailage du voile périphérique.....	197

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tab I 3 : Caractéristiques mécaniques des aciers	14
Tab I 2 L'enrobage des armatures	15
Tab I 3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	16

Chapitre II :

Tab II.1 : sections préalable des poteaux.....	29
Tab II.2 : poids propre de murs double cloisons	30
Tab II.3 : poids propre du plancher terrasse inaccessible	30
Tab II.4 : poids propre du plancher terrasse accessible.....	31
Tab II.5 : poids propre du plancher étage courant	31
Tab II.6 : poids propre du plancher dalle pleine	32
Tab II.7 : poids propre du palier	32
Tab II.8 : poids propre du la volée V1	33
Tab II.9 : poids propre du la volée V2	33
Tab II.10 : poids propre de l'acrotère	34
Tab II.11: poids propre de différentes sections de poteaux.....	34
Tab II.12: poids propre des poutres différents niveaux.....	36
Tab II.13: résultats de descente charge pour le poteau P1	37
Tab II.14: résultats de descente charge pour le poteau P2	39
Tab II.15: vérification des l'effort normal réduit	45
Tab II.16: épaisseur opté pour les différents niveaux	45

Chapitre III :

Tab III.1 : Les différents types de poutrelles	50
Tab III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	52
Tab III.3 : sollicitations de la Poutrelle type N°1	57
Tab III.4 : sollicitations de la Poutrelle type N°2	58
Tab III.4 : sollicitations de la Poutrelle type N°3.....	58
Tab III.5 : sollicitations de la Poutrelle type N°4	59
Tab III.6 : sollicitations de la Poutrelle type N°5.....	59
Tab III.7 : Sollicitations des différentes poutrelles du Plancher commercial	59
Tab III.8 sollicitations de la Poutrelle type N°5 du Plancher commercial:.....	60
Tab III.9 : Sollicitations des différentes poutrelles du Plancher courants.....	61
Tab III.10 : sollicitations de la Poutrelle type N°5 du Plancher Courant.....	61
Tab III.11 : Sollicitations des différentes poutrelles du Plancher de terrasse accessible.....	62
Tab III.12 : Sollicitations des différentes poutrelles du Plancher de terrasse	62
Tab III.13 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	68
Tab III.14 : calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles	69
Tab III.15 : ferrailage des différentes poutrelles.....	69
Tab III.16 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement	70
Tab III.17 : Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.....	71
Tab III.18 : vérification des états limite de déformation.....	74

Liste des tableaux

Tab III.19 : vérification des états limite de déformation.....	74
Tab III.20 : vérification des états limite de déformation.....	75
Tab III.21 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	75
Tab III.22 : illustre les résultats de calcul à L'ELS.....	81
Tab III.23 : Résultats de ferrailage de dalle dp2 (étage courant).....	84
Tab III.24 : Vérification des contraintes	89
Tab III.25 : calcul des armatures en travées et en appuis.....	91
Tab III.26 : contraintes dans le béton de la dalle sur un seul appui	91
Tab III.27 : Ferrailage Dalle sur un seul appui	94
Tab III.28 : contraintes dans le béton de la dalle sur un seul appui	94
Tab III.29 : Résultats de calculs	105
Tab III.30 : verification des contraintes	105
Tab III.31: Calcul des sollicitations	106
Tab III.32 : Calcul des armatures	106
Tab III.34 : Vérification des contraintes	107
Tab III.35 : Calcul des sollicitations	115
Tab III.36 : Ferrailage.	119
Tab III.37 : illustre les sollicitations sous les différentes combinaisons.....	126

Chapitre IV :

Tab IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	132
Tab IV .2 : Période et modes de vibration :	137
Tab IV.3 : Période, modes de vibration, et taux de participation massique :.....	149
Tab IV .4 : Vérification de l'effort tranchant à la base	142
Tab IV .5 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	142
Tab IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	143
Tab IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.	145
Tab IV .8 : Vérification des déplacements pour le sens xx.	145
Tab IV .9 : Vérification des déplacements pour le sens yy.....	145
Tab IV.10 : Vérification à L'effet P- Δ	146

Chapitre V :

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	153
Tab V.2 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux à L'ELU	156
Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux sous G+Q+E.....	157
Tab V.4 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux sous 0,8G+E	157
Tab V.5 Les Armatures longitudinale dans les poteaux sous A_{min}	157
Tab V.6 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	158
Tab V.7 : Justification de l'effort normale ultime.....	160
Tab V.8 : Vérification des contraintes dans le béton.....	161
Tab V.9 : Vérification des sollicitations tangentes.....	162
Tab V.10 : schéma de ferrailage des poteaux	162
Tab V.11 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.	167
Tab V.12 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres	168
Tab V.13 : Vérification des zones nodales	168
Tab V.14 : Vérification de l'effort tranchant	171
Tab V.15 : Vérification de la flèche dans les poutres	171
Tab V.15 : schéma de ferrailage des poutres.....	174

Liste des tableaux

Tab V.17: Ferrailage des voiles pleins V1.....	180
Tab V.18: Ferrailage des voiles pleins V2.....	182
Tab V.19 : Ferrailage des voiles pleins V3.....	182
Tab V.20 : Ferrailage des voiles pleins V4.....	183
Tab V.21 : Ferrailage des voiles pleins V5.....	184
Tab V.22 : Ferrailage des voiles pleins V6.....	185
Tab V.23 : Ferrailage des voiles pleins V7.....	186
Tab V.24 : Ferrailage des voiles pleins V8.....	186
Tab V.25 : Ferrailage des voiles pleins V9.....	187

Chapitre VI :

Tab VI.1 : Résumé des résultats	190
Tab VI.2 : Résumé des résultats.....	190
Tab VI.5 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal	192
Tab VI.6 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal	193
Tab VI.7 : Résumé des résultats.....	193
Tab VI.8 : Résumé des résultats	194
Tab VI.10 : ferrailage du voile périphérique à l'ELU.....	196
Tab VI.11 : vérification des contraintes a l'ELS	197

Symboles et Notations:

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimées.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a: Une dimension transversale.

b: Une dimension longitudinale.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et **f_{t28}** : Résistance calculé à 28 jours.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

l : Longueur ou porté

l_r : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

St : Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y: Coordonnée.

z : Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α : Angle en général, coefficient.

γ : Coefficient

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ : Elancement.

μ : Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ : Contrainte tangente

Introduction générale :

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

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment R+10+Soupente +S.sol; il est contreventé par un système mixte (voile + portiques).Ainsi notre étude est partagée en six chapitres.

Après avoir présenté le projet, les règlements et normes utilisées et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on passe en deuxième chapitre au pré dimensionnement des éléments du bâtiment. Au chapitre III, nous présentons le calcul des éléments secondaires de l'ouvrage tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. Le chapitre IV qui est consacré à la recherche d'un bon comportement de la structure par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées du RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit). Ensuite le calcul du ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) est développé dans le chapitre V et enfin au chapitre VI, on termine par le calcul des fondations et du voile périphérique.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble comportant 13 niveaux. Cet ouvrage est à usage trifonctionnel (parking au un sous-sol, RDC à usage commercial, soupenle, niveau 1 à usage de bureaux, et dix étages à usage d'habitation). Il est classé, d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage serra implanté au niveau du de la wilaya de Bejaïa (edimco) qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (II_a), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1. Caractéristiques architecturales :

Les dimensions de notre structure sont les suivantes :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : $L_x=29,70$ m.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : $L_y=26,70$ m.
- Hauteur totale du bâtiment : 38,08 m.

Un RDC Comportant deux niveaux :

- Hauteur du R.D.C : 3,57 m.
- Hauteur de la soupenle : 3,91 m.
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- Hauteur du sous-sol : 3,23m.

I.2.2. Caractéristiques de sol :

- Le sol est constitué d'une couche de terrain végétale allant jusqu'à 0.80m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact.
- Une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise.
- Les toutes repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise.
- L'emploi de fondations superficielles de type semelles filantes.
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera 1.5bar.
- La sous face des fondations devrait être à au moins 2.00m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.
- Les tassement calculés sous une semelle filante ancré à 2.00m de profondeur, de 1.00m de largeur, soumise à une charge de 1.80 bar , s'élèvent à 4.00m.

I.2.3. Caractéristiques structurales :

- ❖ **L'ossature :** étant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques (article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)
- ❖ **Les planchers :**
Les planchers sont des aires destinées à séparer des différents niveaux de l'ouvrage, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers :** Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. on distingue 2 types d'escalier
 - 1^{er} type : escaliers à deux volées.
 - 2^{ème} type : escalier à trois volées.
- ❖ **Les façades et les cloisons :**
 - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10 à 15) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
 - Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- ❖ **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse
- ❖ **L'infrastructure**
Elle assure les fonctions suivantes :
 - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - Limitation des tassements différentiels
 - L'encastrement de la structure dans le sol.

I.3. Règlements et normes utilisés : Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.

- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.1.règles de calcul des fondations superficielle.

I.4. Etats limites de calcul [BAEL 91 modifié 99 et DTU associé]

I.4.1.Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour une construction, ou de l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux catégories états limites l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à limite de résistance mécanique au delà de la quelle il ya ruine de l'ouvrage, donc c'est un état qui met en cause la sécurité qui peut être :

- **Un état limite d'équilibre statique :** concerne la stabilité de l'ouvrage ; une construction ne doit pas se renverser ni glisser sous l'effet de l'ensemble des charges qui lui sont appliquées ;
- **Un état limite de résistance :** concerne la non rupture de l'ouvrage, qui correspond à la détermination des quantités d'armatures en acier à placer dans le volume de béton ;
- **Un état limite de stabilité de forme :** concerne les pièces élancées soumises, entre autres à effort de compression axiale, ces pièces doivent résister au risque de flambement.

b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** la corrosion des armatures, insuffisamment protégées, compromet la durabilité de l'ouvrage, fonctions d'étanchéité ou de critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés ;

- **Etat limite de déformation** : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres : fissurations de cloisons ou de carrelages sur une dalle trop fléchie par exemple ;
- **Etat limite de compression du béton** : des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments.

I.4.2.Hypothèse de calcul à l'E L U : [CBA93] (article A.4.3.2)

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple $\rightarrow \epsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

- **Règle des trois pivots :**

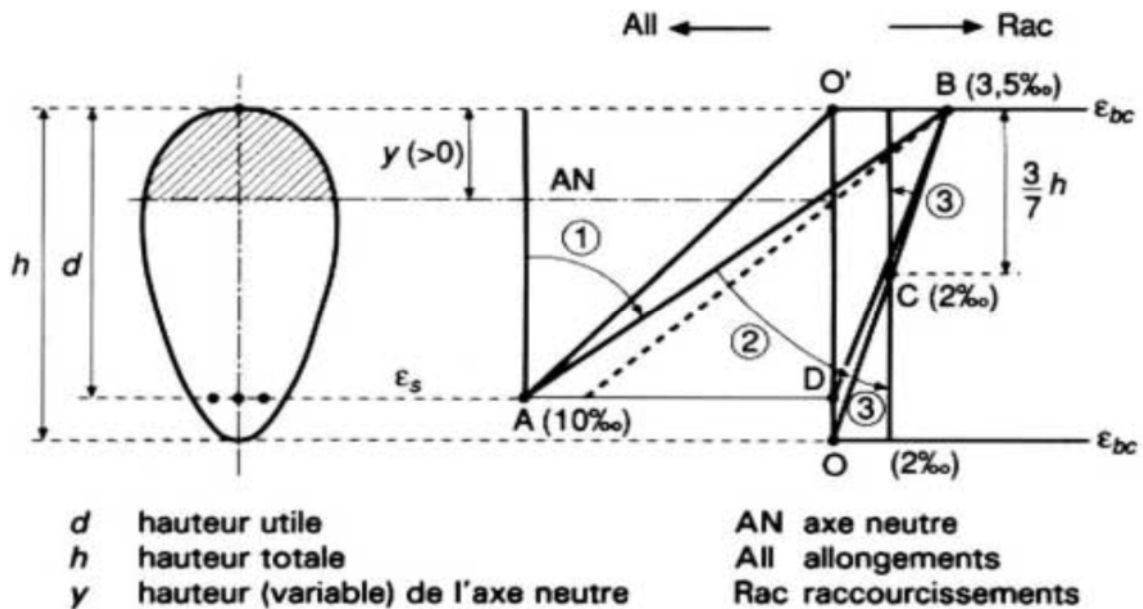


Figure I.1 : règle des trois pivots

ϵ_{bc} : la déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé).

ϵ_s : la déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

A_s : armatures longitudinales dans la zone comprimée.

A'_s : armatures longitudinales dans la zone tendue.

y : position de l'axe neutre

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

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

Résumé :

- pivot A : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.
- pivot B, flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime
- pivot C : compression simple ou composée

I.4.3. Hypothèse de calcul à l'E L S : [BAEL91] (article A.4.5)

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.4.4. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- . Les valeurs représentatives des actions.
- . Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- . Les résistances caractéristiques des matériaux.
- . Les coefficients de sécurité γ_s pour l'acier et γ_b pour le béton.

I.5. Actions et sollicitations de calcul :

I.5.1. Les actions :

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées (charges permanentes, sismique, climatique,...etc.) et aux déformations imposées à une construction (retrait, fluage, variation de température,...etc.), on distingue ainsi :

- **Les Actions Permanentes (G) :**

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

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des équipements permanents.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

- **Les Actions Variables (Q):**

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges d'exploitations.
- Effet de la température
- Charges climatiques (vent, neige).

- **Les Actions Accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.

Par exemple :

- Séismes
- Explosions
- Chocs

I.5.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexion et de torsion), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

➤ **Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU de Résistance : [CBA93] (art: A.3.3.2)**

Soit :

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données à l'annexe C de (CBA 93).

➤ **Combinaisons fondamentales : [BAEL91] (Art.3.3.21)**

Lors des situations durables ou transitoires, il ya lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Expression dans lesquels γ_{Q1} vau 1.5 dans le cas général et 1.35 dans les cas suivants ;

- ✓ La température
- ✓ Les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.
- ✓ Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

➤ **Situations accidentelles :**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec F_A : valeur maximale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

➤ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS : [CBA93] (article : A.3.3.3)**

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i$$

➤ **Combinaisons d'actions données par le RPA 99 :**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments; on utilise les combinaisons suivantes :

• **Situations durables :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

• **Situations accidentelles :**

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$ (pour les structures auto- stables).

Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

I.6. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.6.1. Le béton : C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

I.6.1.2. Les constituants du béton :

• **Le Ciment :**

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

• **Les Granulats :**

Ce sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue :

- Les granulats naturels : utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant du concassage des roches.

• **Les Adjuvants :**

Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dont le but d'améliorer certaines propriétés, dont on peut citer : les fluidifiants, les plastifiants, les accélérateurs et retardateurs de prise.

I.6.1.3. Le Dosage :

Un bon dosage en ciment et une bonne compacité constituent un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton.

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

350 Kg/m³.....de ciment (CM II 325)

174 Kg/m³.....de sable

366 Kg/m³.....de gravier

140 Kg/m³.....d'eau de gâchage

I.6.1.4. Caractéristiques mécaniques

I.6.1.4.1 Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour : $j > 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour : $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$

D'après le CBA 93 on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours

$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.6.1.4.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad [\text{CBA93}] \text{ (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

I.6.1.5. Module de déformation longitudinale du béton

a) A court terme : [CBA93] (Art. A.2.1.21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.2$ Mpa

b) A long terme : [CBA93] (Art. A.2.1.22):

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

I.6.1.5.1. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

I.6.1.6. Le module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$\text{À l'ELU } (\nu = 0) \Rightarrow G = 0,5 \times E_{ij}$$

$$\text{À l'ELS } (\nu = 0,2) \Rightarrow G = 0,4 \times E_{ij}$$

I.6.1.7. Les contraintes limites du béton :**a) à l'Etat Limite Ultime :****• Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

• **Diagramme contrainte – déformation :**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h = 32\text{cm}$, $\emptyset = 16\text{cm}$) à un essai de compression.

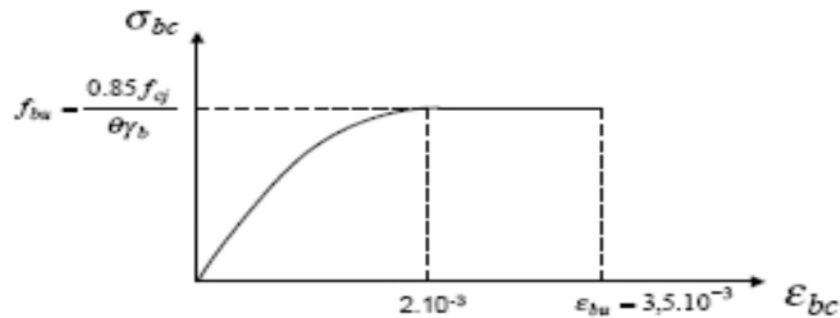


Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation [BAEL91]

Le diagramme déformations (ε_{bc})-contraintes (σ_{bc}) du béton comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ε_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine

des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

Pour : $0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc})$

Pour : $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

a) à l'Etat Limite de Service (ELS) :

• **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

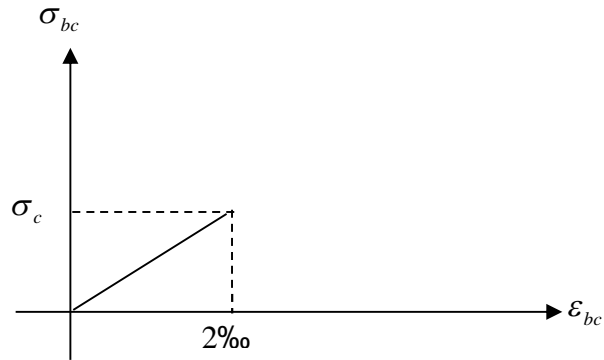


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation. [BAEL91]

• **La contrainte de cisaillement du béton :**

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsque elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

▪ **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

▪ **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

I.6.2. Les Aciers :

I.6.2.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

• **Les treillis soudés :**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

• **Les ronds lisses :**

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

• **Les barres de haute adhérence :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.6.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers [BAEL91]

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.6.2.3. Contrainte de calcul aux états limites :

a) à l'Etat Limite Ultime :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; et $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

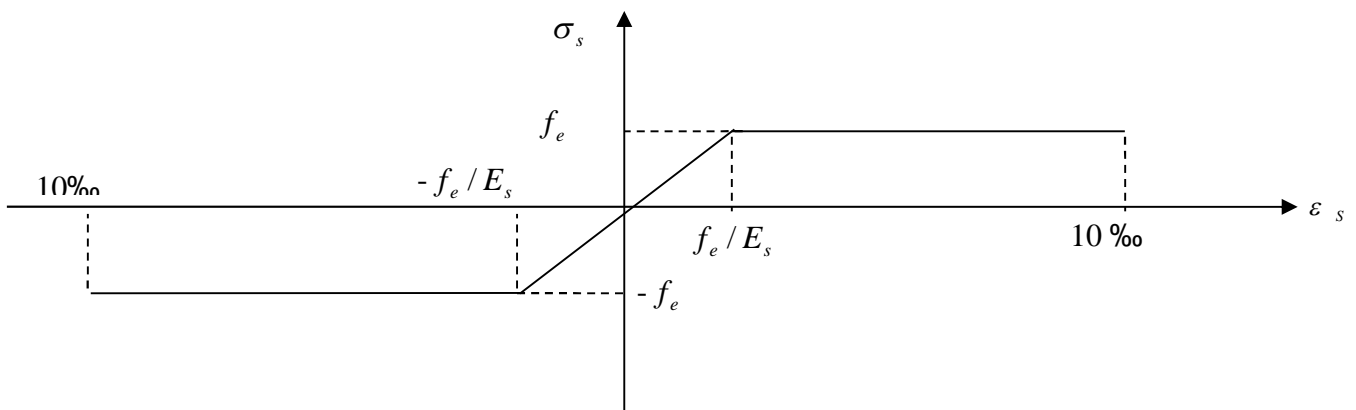


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation [BAEL91]

b) A L'Etat Limite de Service :

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'est y a pas de vérification à faire en d' hors de celle imposé par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposé aux milieux agressif

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

I.6.2.4. Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures [BAEL91]

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de c
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, à la destination des ouvrages au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

(1) Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

I.7. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN : $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$	201.63
	*FTN : $\bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$	240
	η : Coefficient de fissuration	
	$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)	
	*FTN	

II.1.Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

II.2.-pré dimensionnements des éléments secondaires :

II.2.1- les planchers :

II.2.1.1 planchers a corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées. Sur les figures suivants ; nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

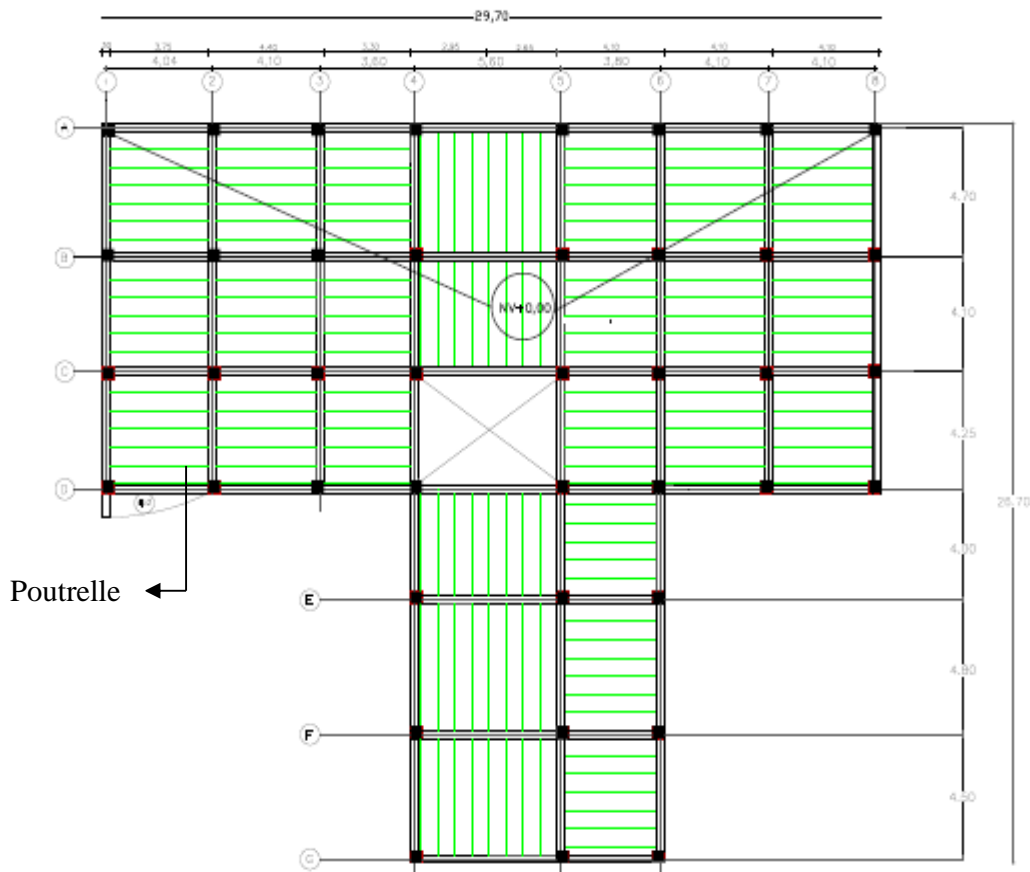


Fig. II.1 plancher RDC

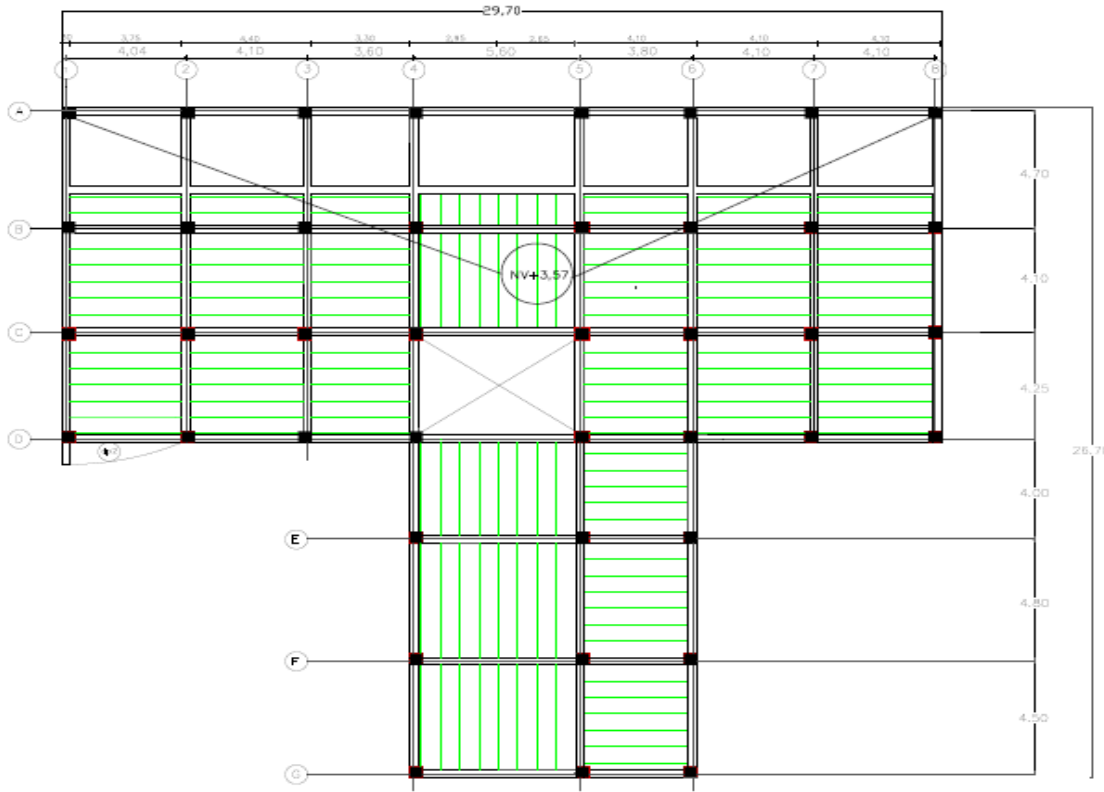


Fig. II.2.plancher soupente

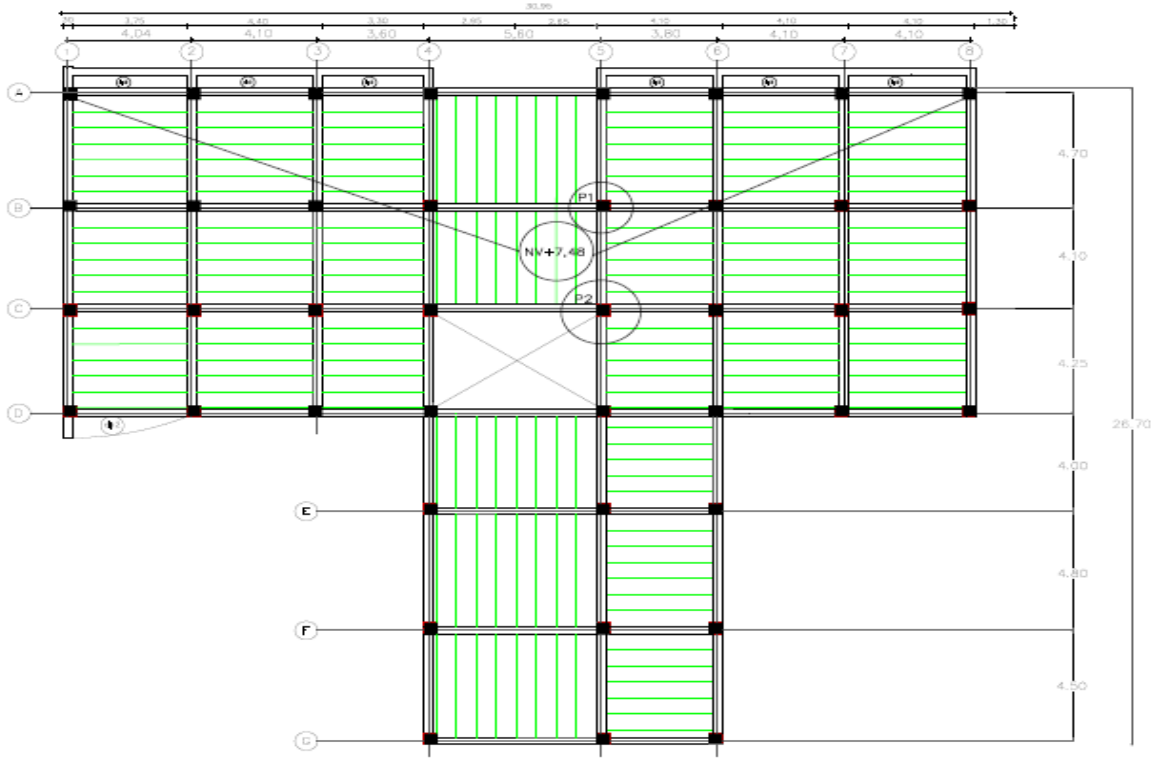


Fig.II.3.plancher niveau 1

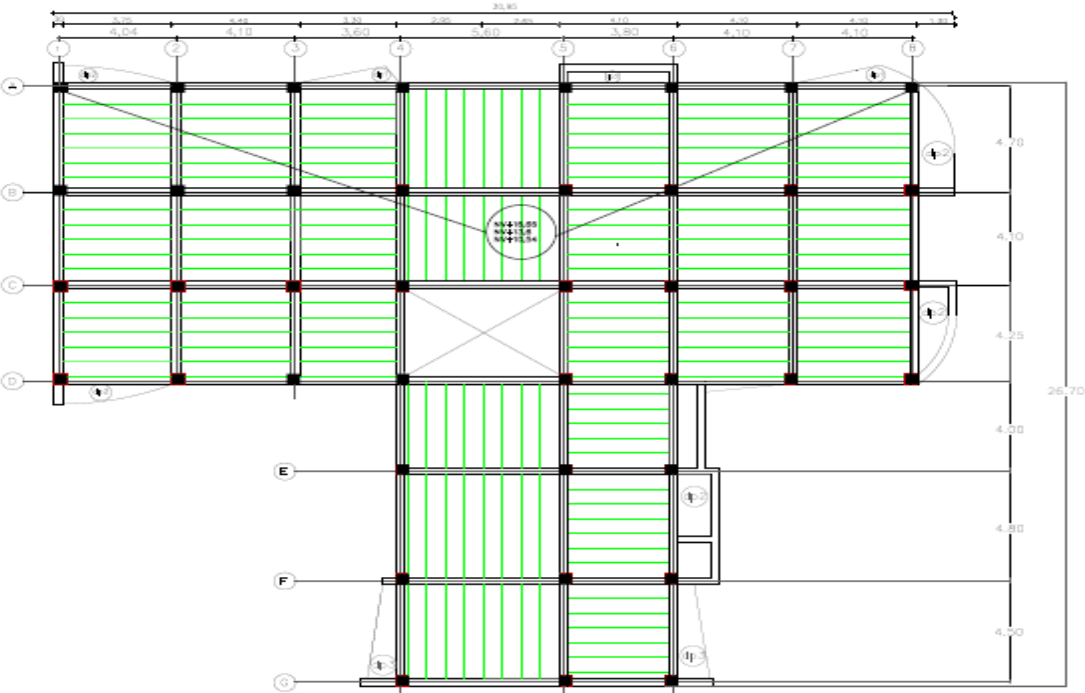


Fig. II.4.planchers niveau 2+3+4

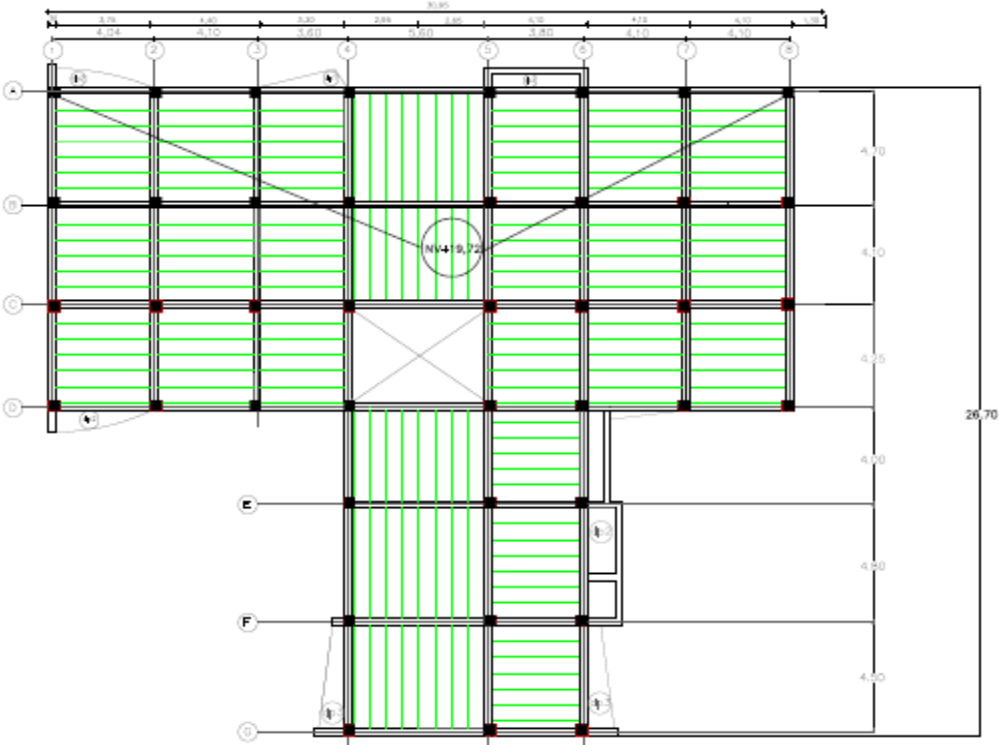


Fig. II.5.plancher niveau 5

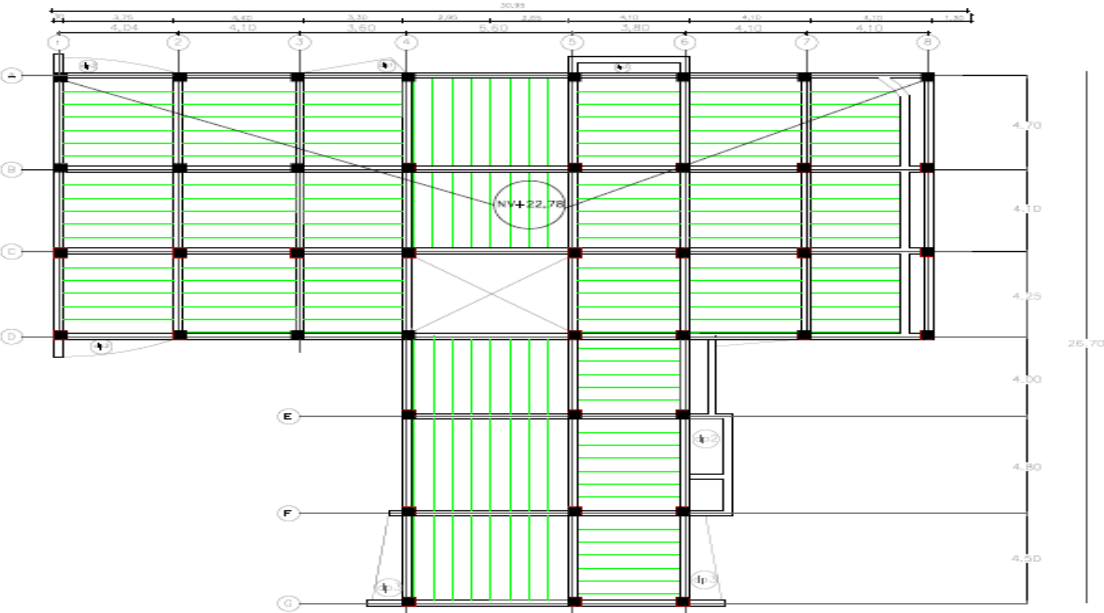


Fig. II.6.plancher niveau 6

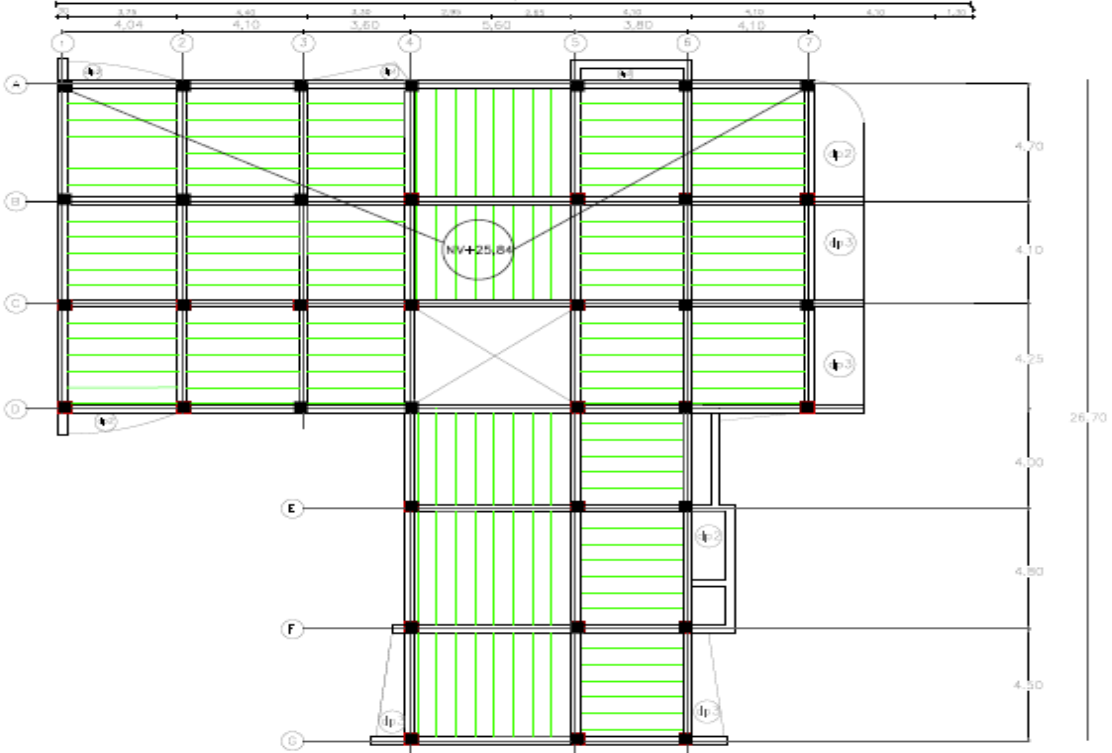


Fig. II.7 plancher niveau 7

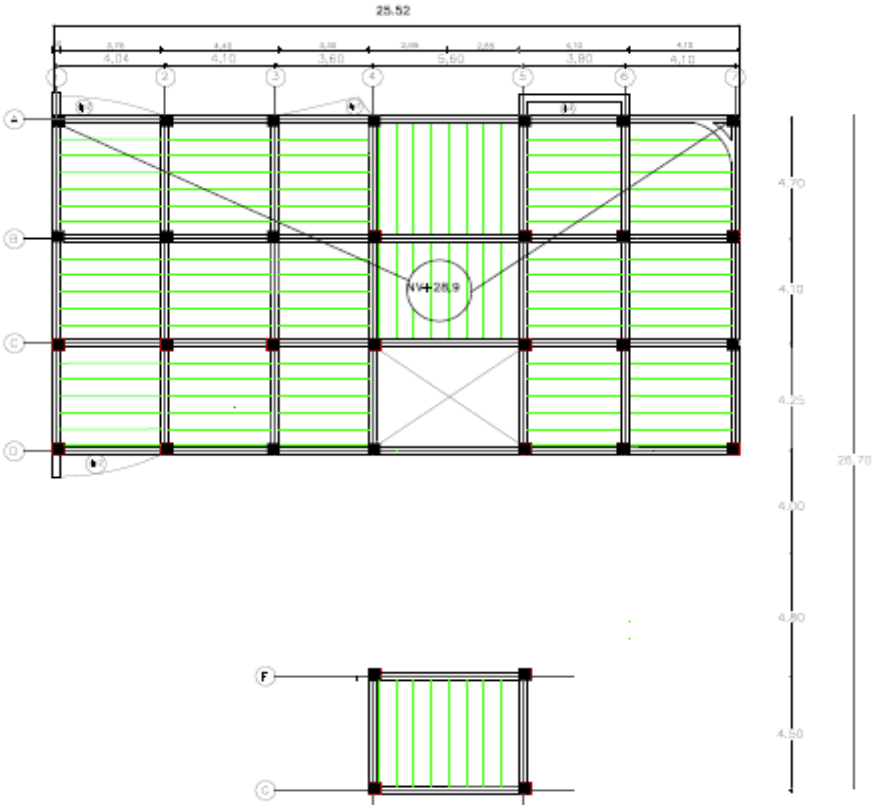


Fig. II.8.plancher niveau 8

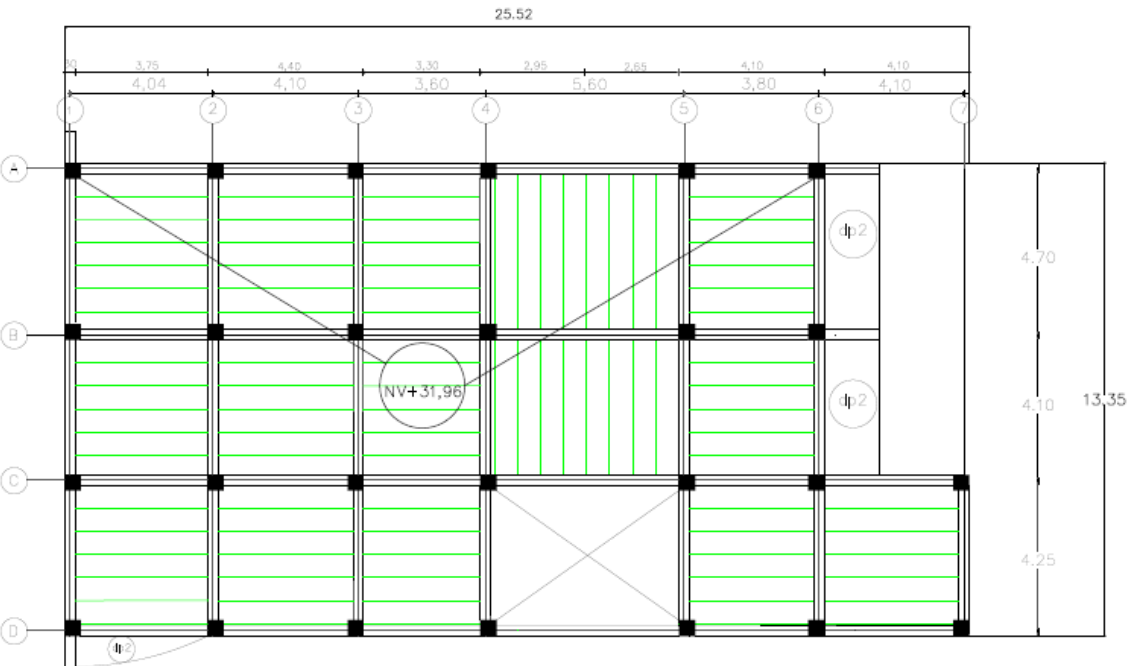


Fig. II.9.plancher niveau 9

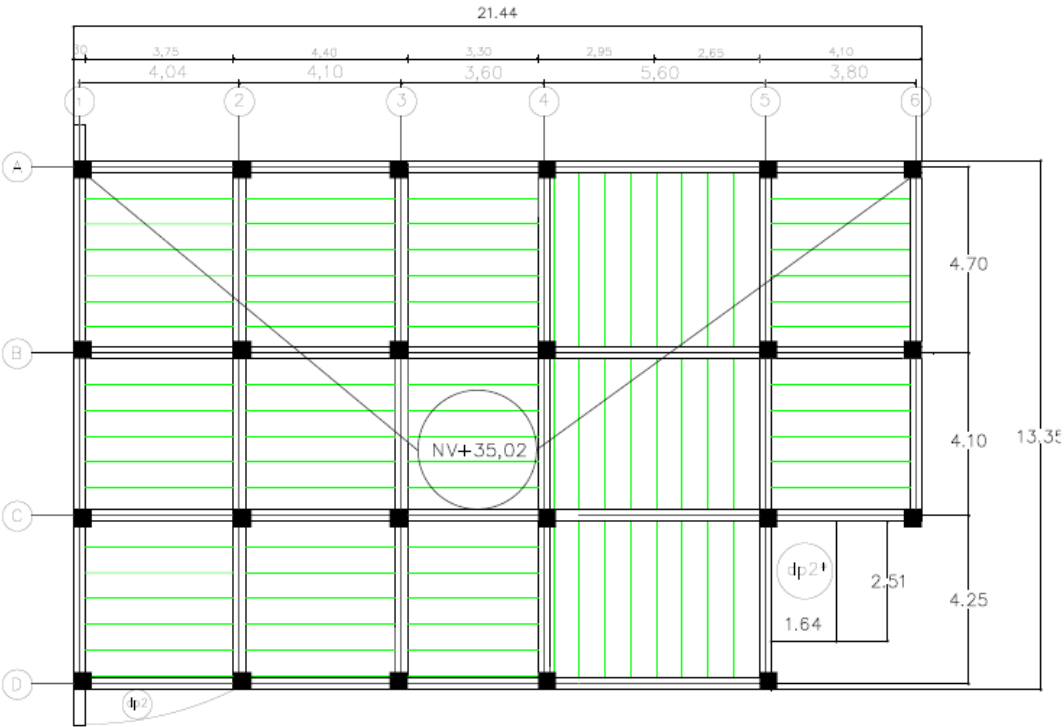


Fig. II.10.plancher niveau terrasse accessible

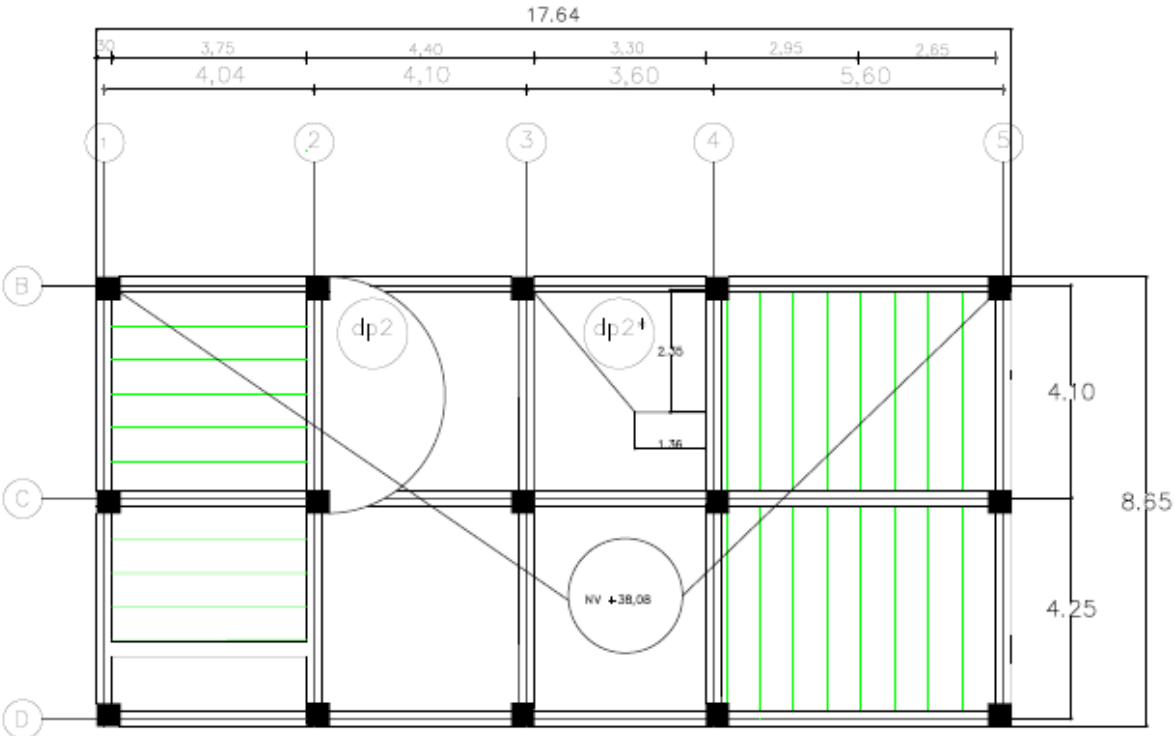


Fig. II.11.plancher niveau terrasse inaccessible

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.


h_t : Hauteur total du plancher

$$L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{410}{22.5}$$

$$h_t \geq 18.22 \text{ cm}$$

 h_t : hauteur du corps creux.

 h_0 : hauteur de la dalle de compression.

Selon la disponibilité généralement de la hauteur de corps creux sur le marcher on prend

• **LES POUTRELLE**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T, leurs disposition se fait selon deux critères

La plus petite portée

Le critère de continuité

Dans notre projet la disposition est faite selon le critère de continuité, ou il Ya plus appuis

La largeur de la dalle de compression à choisir est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right).$$

Avec :

l_x : Distance entre poutrelles $l_x = 65 \text{ cm}$

l_y : C'est la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires $l_y = 240 \text{ cm}$

b_0 : dépend de la hauteur total du plancher

$h_t = 20 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$

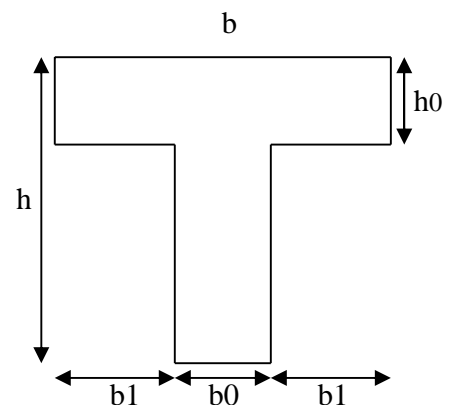
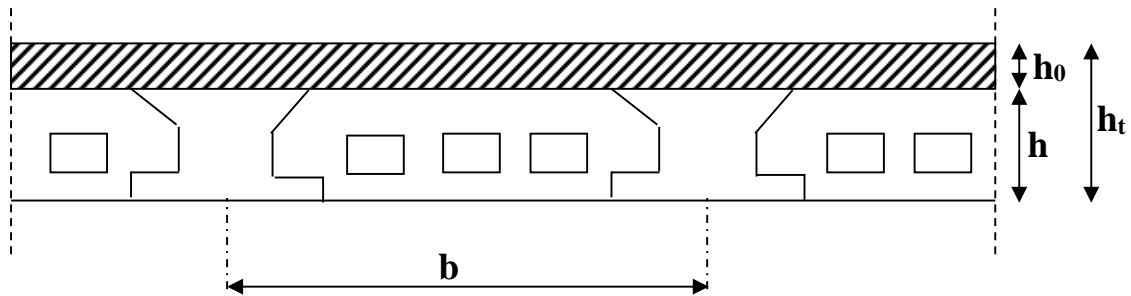


Fig. II.12. : Schema d'une poutrelle



II.2.1.2-les dalles pleines :

Ce sont des planchers totalement en béton armé, ils prennent appuis sur 1, 2,3 ou bien sur 4 appuis, qu'ils sont des poutres en béton armé
Leurs pré dimensionnement consiste à vérifier

La résistance au feu : (BAEL91).

$e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu

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

$e \geq 17,5$ pour quatre heures de coupe-feu

Isolation phonique :

A partir des règlements techniques CBA93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour une bonne isolation acoustique

Critères de résistance à la flexion

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

L_x est la plus petite portée.

- Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :

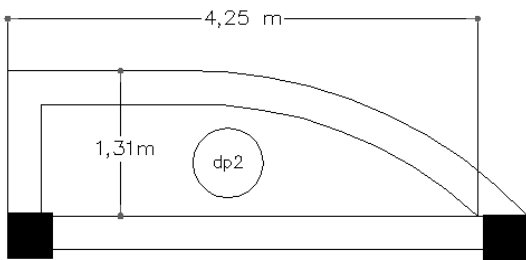


Fig. II.13.dalle pleine sur deux appuis (étage courant).

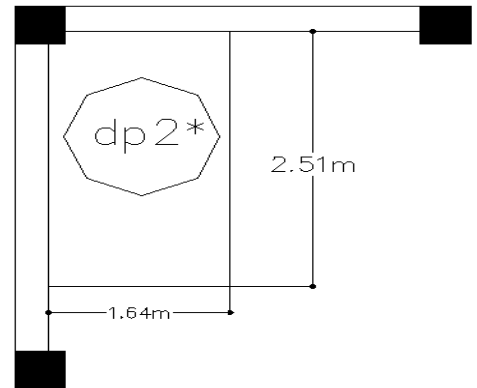


Fig. II.14.dalle pleine sur deux appuis terrasse accessible.

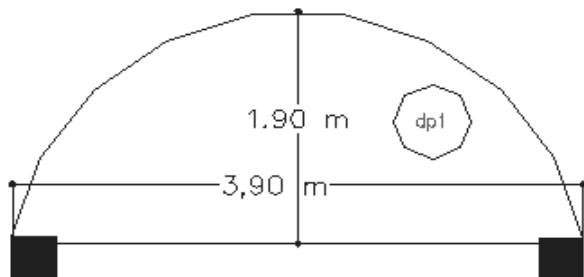


Fig. II.15.dalle pleine sur deux appuis terrasse inaccessible.

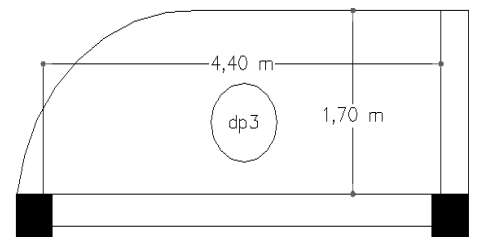


Fig. II.16.dalle pleine sur deux appuis terrasse accessible.

Pour les dalles sur trois appuis (dp3) $\Rightarrow L_{max} = 4,40 \text{ m}$, d'où $8,8 \text{ cm} < e < 11 \text{ cm}$
 Donc le critère d'isolations'est plus favorable, soit $e = 14 \text{ cm}$

Pour les dalles sur deux appui (dp2) $\Rightarrow L_{max} = 4,25 \text{ m}$, d'où $11,28 \text{ cm} < e < 13,16 \text{ cm}$
 Donc on prend $e = 14 \text{ cm}$.

Pour les dalles sur un seul appui (dp1) $\Rightarrow L_{max} = 1,9 \text{ m}$ d'où $e \geq \frac{L_x}{20} = 9,5 \text{ cm}$

Pour tous les planchers à dalle pleine (balcons) on opte une épaisseur de 14 cm

II.3.les escaliers :

L'escalier est un élément secondaire en béton armé conçu sur place, il permet le passage d'un niveau a un autre.

On désigne par :

H : hauteur de la contre marche

g : largeur de la marche

h₀ :Hauteur à franchir avec une volée

L : la portée total projetée

N : nombre de contre marche

Leurs pré dimensionnement se fait par la satisfaction des conditions d'accès d'un niveau à un autre donc pratiquement on a :

La hauteur h de contre marche est prise égale entre 14 et 18 cm

La largeur g entre 25 et 32 cm

Une relation empirique dite de BLONDEL qui stipule :

2h+g=m avec 59 < m < 65 cm

Qui correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen, plus couramment on prend m =64 cm

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

L₀: longueur projetée de la volée

H : hauteur de la volée

Avec :

n-1 : Nombre de marche ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche.

Pour notre projet on a 2types d'escalier

Type 1 :

Escalier à deux volées (niveau 1 jusqu' au niveau 9)

$L=L_V+L_P$

$L_V=\sqrt{(2,40^2) + (1,53^2)}=2,85 \text{ m}$

$L=1,55+2,85= 4,40 \text{ m}$

1,53m

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

$0,146 \text{ m} \leq e \leq 0,22 \text{ m}$

→on prend e=15 cm

Calcul de h et g :

$L_0=2,40 \text{ m}$

$H_0=1,53 \text{ m}$

D'après l'équation de BLONDEL on trouve

$64 n^2 - (64 + 2h_0 + l_0) n + 2 h_0 \rightarrow 64n^2 - 610n + 306$

Le nombre de contre marche n=9

Le nombre de marche n-1=8

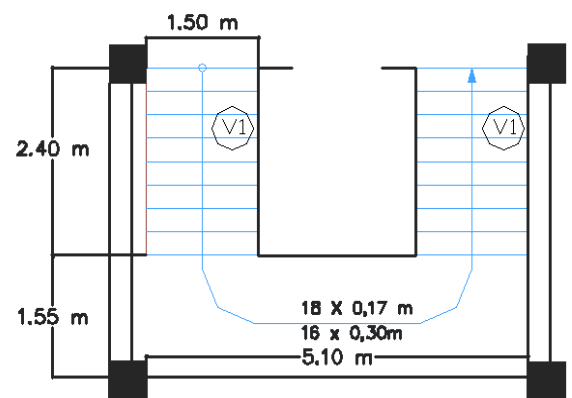


Fig. II.17.escalier type1 à deux volées

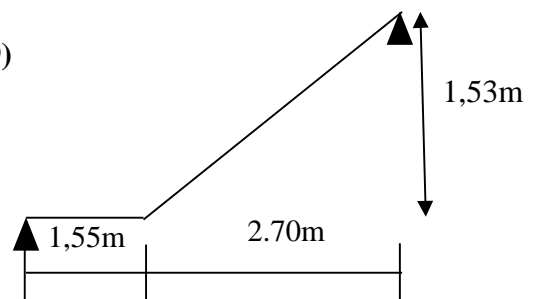


Fig. II.18 : schéma statique de l'escalier type 1

Type 2 :

Escalier à trois volées (parking)

Pour déterminer l'épaisseur de cet escalier il faut le décomposer en deux volées v1 et v2, la volée v1 est déjà calculée (type1), pour v2 le calcul revient à calculer comme un consol
 $L=L_v=1,55$ m

$L= 1,55$ m $\Rightarrow 5,16m \leq e \leq 7,75m$
 On prend $e=15$ cm

Pour l'autre escalier à trois volées (RDC +SOUPENTE) on opte la même épaisseur pour de ces escaliers (paillasse +volée)

Et le nombre de marche, contre marche sont déterminés de la même Manière.

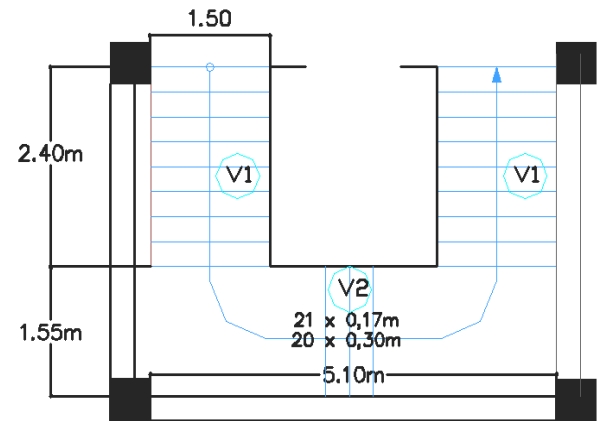


Fig. II.19.escalier type 2 à trois volées.

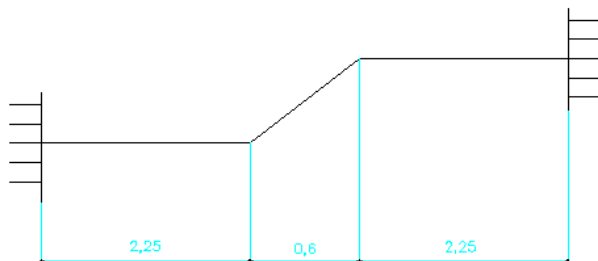


Fig.III.20.Schéma statique de la poutre brisée

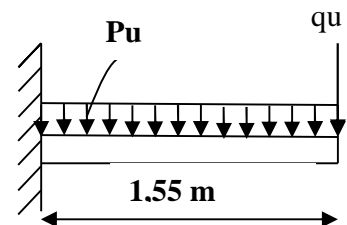


Fig.III.21.Schéma statique de la volée V2

II.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle : La protection de la ligne de jonction entre lui même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'accrochage du matériel des travaux d'entretien du bâtiment.

Soumis à :

Son poids propre.

Force latérale due à l'effet sismique.

Surcharge d'exploitation due au main courant.

Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

$$S = (0,6 * 0,15) + (0,04 * 0,14) + (0,14 * 0,02)$$

$$S = 0,0984$$

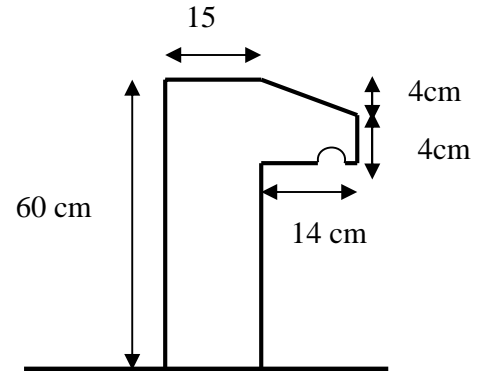


Fig. II.22. : Schéma de l'acrotère.

II.5. pré dimensionnement des éléments structuraux

II.5.1. les poutres (P1) sens y-y

Le pré dimensionnement des poutres se fait par satisfaction de condition de la flèche selon le CBA 93

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h_{p1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis de la poutre considéré

$$L_{max} = 4,7 - 0,3 = 4,4 \text{ m}$$

$$\frac{440}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{440}{10} \quad ; \quad 29,33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On prend $h = 40$ et $b = 30$

Donc on opte pour la section de $(b * h) = (30 * 40)$

On doit vérifier selon les recommandations du RPA99 (version 2003) et on satisfait les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad , \text{ On a } b = 30 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad , \text{ On a } h = 40 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad , \text{ On a } h / b = 40 / 30 = 1,33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

II.5.2. les poutres P2 : sens x-x

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, sont pré dimensionnées selon la condition de flèches CBA93

$$L_{max} = 5,6 - 0,3 = 5,3 \text{ m}$$

$$\frac{530}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{530}{10} \quad ; \quad 35 \text{ cm} \leq h_{p2} \leq 53 \text{ cm}$$

Donc on prend $h=40$ et $b=30$

Donc on opte pour la section de P2 $(b \cdot h) = (30 \cdot 40)$

La vérification : (selon le RPA) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad , \text{ On a } b = 30 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad , \text{ On a } h = 40 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad , \text{ On a } h / b = 40 / 30 = 1.33 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du RPA sont vérifiées

II.6. pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99.

Règles du RPA99 :

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

Tab. II.1.sections préalable des poteaux

étage	Parking + RDC	Soupenite + étage 1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7	Etage 8+9	terrasse
section (cm ²)	55x55	55x50	50x50	50 x45	45 x 45	45 x 40	40x04

II.7- L'ascenseur :

C'est un outil permettant le passage des personnes aux différents niveaux du bâtiment Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage

D'ascenseur munie d'un dispositif mécanique, pour notre projet on adopte pour un ascenseur de

8 personnes

D'où ces caractéristiques sont les suivantes :

Ly : longueur de l'ascenseur $l=2,00$ m

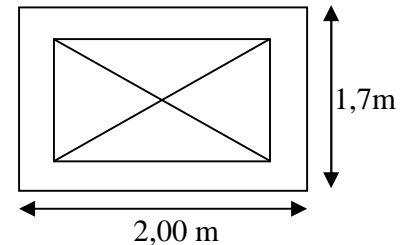
Lx : la largeur $lx=1,7$ m

H : sa hauteur

W : puissance de l'ascenseur= $6,3$ KN

FC : charge due à la cuvette= 145 KN

Pm : charge due à l'ascenseur = 15 KN



II.8. évaluation des charges et des surcharges.

II.8.1.murs de façade en double cloisons:

Tab. II.2. : Poids propre de mur en double murette.

Désignation des éléments	Ep.(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,4
Enduit de plâtre intérieur	0,02	10	0,2
total			2,85

II.8.2.Planchers a corps creux

a. Planchers terrasse inaccessible.

Tab. II.3. : poids propre de plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Ep. (m)	Poids (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	0,8	
Multicouche d'étanchéité	0,02	0,12	

Isolation thermique	0,04	0,10	
Forme de pente	0,1	2,2	
Plancher corps creux 16+4	16+4	2,85	
Enduit en plâtre	0,02	0,28	
total		6,35	1

b.plancher terrasse accessible.**Tab. II.4. : poids propre de plancher terrasse accessible.**

Désignation des éléments	Ep.(m)	Poids (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44	
Mortier de pose+ sable	0,04	0,8	
Plancher corps creux 16+4	/	2,85	
Enduit de plâtre	0,02	0,28	
Isolation thermique	0,04	0,1	
Forme de pente	0,1	2,2	
Cloison de séparation	0,1	1	
Total		7,67	1,5

c.plancher d'étage courant.**Tab. II.5. : poids propre de plancher étage courant.**

Désignation des éléments	Ep.(m)	Poids (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44	
Mortier de pose	0,02	0,4	
Lit de sable	0,02	0,4	

Plancher corps creux 16+4	/	2,85	
Enduit de plâtre	0,02	0,28	
Cloison de séparation	0,1	1	
total		5,37	1,5

II.8.3 plancher dalles pleine :
a.les balcons :

TAB. II.6. : Poids propre de plancher dalle pleine

Désignation des éléments	Ep. (m)	Poids (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44	
Mortier de pose	0,02	0,4	
Lit de sable	0,02	0,4	
Dalle pleine	0,14	3,5	
Enduit de plâtre	0,02	0,28	
Garde corps	/	1	
total		6,02	

b.les escaliers.

b.1 .palier

Tab. II.7. : poids propre de plancher terrasse accessible.

Désignation	Ep.(m)	Poids (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
palier	0,15	3,75	
carrelage	0,02	0,44	
Mortier de pose	0,02	0,4	
Lit de sable	0,02	0,4	

Enduit de plâtre	0,02	0,28	
total		5,27	2,5

b.2.la volée V1 :**Tab. II.8. : poids propre de la volée V1.**

Désignation des éléments	Ep.(m)	Poids (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
paillasse	0,15/cos(32,51)	4,44	
Les marches	0,17/2	1,87	
Revêtement horizontale+ vertical	0,03	0,69	
Mortier de pose horizontal	0,02	0,4	
Mortier de pose vertical	0,02	0,4	
Enduit de plâtre	0,02	0,28	
total		8,08	

b.2.la volée V2 :**Tab. II.9. : poids propre de la volée V2.**

Désignation des éléments	Ep. (m)	Poids (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
paillasse	0,15/cos(32,51)	4,44	
Les marches	0,17/2	1,87	
Revêtement horizontale+ vertical	0,03	0,69	
Mortier de pose horizontal	0,02	0,4	
Mortier de pose vertical	0,02	0,4	

Enduit de plâtre	0,02	0,28	
total		8,08	2,5

II.8.4.L'acrotère.

Le calcul est pour un mètre linéaire

Tab. II.10. : poids propre de l'acrotère.

Désignation des éléments	Ep.(m)	Poids (KN/m)
Poids propre de l'acrotère	/	2,46
Enduit de ciment intérieur	0,02	0,4
Enduit de ciment extérieur	0,02	0,4
total		3,26

II.9. descente de charge

- poids des poteaux:

$$G=b*h*25*h_{pot}$$

Tab. II.11.poids propre de différentes sections de poteaux.

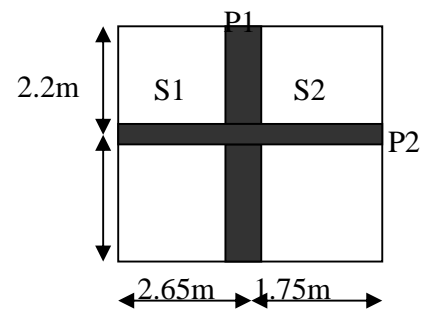
	Parking + RDC	Soupen+ étage 1	Étage 2+3	Étage 4+5	Étage 6+7	Étage 8+9	terrass e
Section (cm ²)	55X55	55x50	50x50	50x45	45x45	45x40	40x40
Hauteur (m)	3,06+3,91+3,5 7	3,57+3,06	3,06+3,06	3,06+3,06	3,06+3,06	3,06	3,06
Poids (KN)	25,245+32,25	24,54+21, 0375	17,21+17,2 1	13,77+13,7 7	10,71+10,7 1	8,0325+8, 0325	5,73

• calcul des surfaces afférentes :

Surface afférente d'autre étage

$$S = (2,65 + 1,75) * (2,2 + 1,9)$$

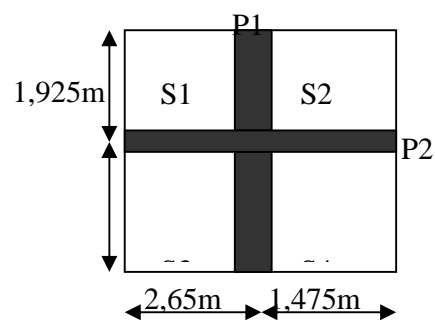
$$S = 18,04 \text{ m}^2$$



Surface afférente de la terrasse

$$S = (1,925 + 1,9) * (2,65 + 1,475)$$

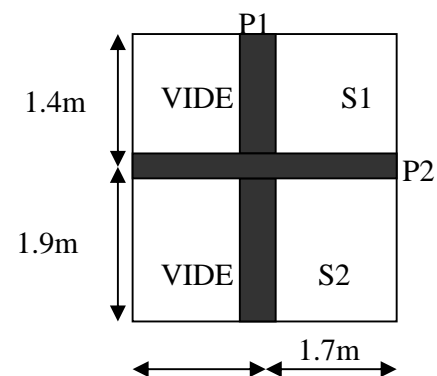
$$S = 15,77 \text{ m}^2$$



Surface afférente de la soupenette

$$S = (1,4 + 1,9) * 1,7$$

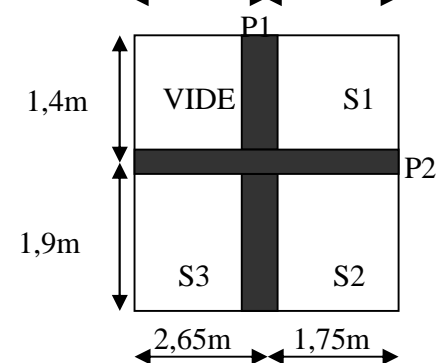
$$S = 5,775 \text{ m}^2$$



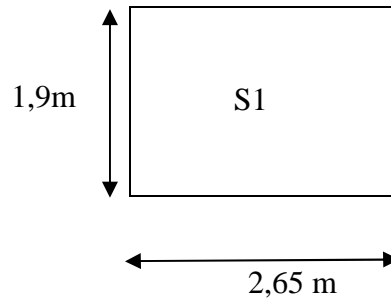
Surface afférente de RDC

$$S = (1,4 + 1,9) * 1,75 + (2,65 * 1,9) * 5$$

$$S = 10,81 \text{ m}^2$$



Surface afférente de la toiture
 $S=1,9 *2,65$
 $S=5,035 \text{ m}^2$



• **Poids propre des poutres .**

Avec:

$$G_{P1} = 0,3 * 0,4 * 25 * l_{p1}$$

$$G_{P2} = 0,3 * 0,4 * 25 * l_{p2}$$

Tab. II.12. : poids propre des poutres des différents niveaux.

Nature d'étage	Poutres P1 (KN)	P2(KN)	P2(KN)	P2(KN)
Toiture	/	/	5,7	7,95
Terrasse	11,475	12,375	/	/
Soupenite et RDC	9,9	13,2	/	/
Autre étage	12,3	13,2	/	/

II.9.1.La descente de charge :

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que certains de nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

• **La loi de dégression :** DTR B.C 2.2 (6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,
 Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages
 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9 Q$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Tab. II.13. : résultats de descente de charge pour poteau P1

Nature d'étage	S_{aff} (m)	G (KN)	Q (KN)
N toiture	5,035	$G_{corps creux} : 6,35/m^2$ $G_{P2} : 5,7$ $G_{P1} : 7,95$ $G_{POT} : 9,37$ $G_{acrotère} : 14,833$	$Q_0 = 5,035$
		69,82	5,035
N terrasses	15,77	$G_{CC} : 4,47/m^2$ $G_{P2} : 11,475$ $G_{P1} : 12,375$ $G_{POT} : 10,71$	$Q_1 = 25,245$
		174,87	30,28
N 9		$G_{CC} : 5,37/m^2$	

	18,04	G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,2 G_{POT} : 10,71	Q2=27,06
		307,95	54,72
N 8	18,04	G_{CC} : 5,37/m ² G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,2 G_{POT} : 12,24	Q3=27,06
		442,56	76,46
N 7	18,04	G_{CC} : 5,37/m ² G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,2 G_{POT} : 12,24	Q4=27,06
		577,17	95,49
N 6	18,04	G_{CC} : 5,37/m ² G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,2 G_{POT} : 13,77 $G_{double\ cloison}$: 1,88	Q5=27,06
		715,19	111,82
N 5	18,04	G_{CC} : 5,37/m ² G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,2 G_{POT} : 13,77 G_{dc} : 1,88	Q6=27,06
		853,21	125,44
N 4	18,04	G_{CC} : 5,37/m ² G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,2 G_{POT} : 15,5 G_{dc} : 1,88	Q7=27,06
		992,96	139,04
N 3	18,04	G_{CC} : 5,37/m ² G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,12 G_{POT} : 15,5 G_{dc} : 1,88	Q8=27,06
		1132,71	152,61
N 2	18,04	G_{CC} : 5,37/m ² G_{P2} : 12,3 G_{P1} : 13,2	Q9=27,06

		$G_{POT}: 17,22$ $G_{dc}: 1,88$	
		1274,18	166,185
N 1	18,04	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 12,3$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT}: 17,22$ $G_{dc}: 1,88$	Q10=45,1
		1415,65	191,47
N soupenle	5,775	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 9,9$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT}: 19,125$ $G_{dc}: 2,82$	Q11=14,44
		1491,70	196,75
N RDC	10,81	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 9,9$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT}: 19,125$ $G_{dc}: 2,82$	Q12=27,025
		1594,79	210,21

- **Calcul de Nu :**

$$Nu = 1,35G + 1,5Q$$

$$Nu = 1,35(1594,79) + 1,5(210,21)$$

$$Nu = 2468,28 \text{ KN}$$

- **Tableau pour le poteau P2**

Avec :

G escalier = 26,96 KN

G ascenseur = 21,24 KN

Tab. II.14. : résultats de descente de charge pour le poteau P2

Nature d'étage	S_{aff} (m)	G (KN)	Q (KN)
N toiture	10,27	$G_{corps creux} : 6,35/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1} : 7,95$ $G_{POT} : 12,24$ $G_{acrotère} : 12,63$	Q0=10,27

		109,66	10,27
N terrasse	17,05	$G_{CC} : 7,67/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT} : 13,77$ $G_{dc} : 48,59$	Q1=25,575
		217,95	35,845
N 9	11,02	$G_{CC} : 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT} : 13,77$ $G_{escalier} : 26,96$ $G_{dc} : 31,40$ $G_{ascenseur} : 21,24$	Q2=25,905 0,85
		381,55	59,176
N 8	11,02	$G_{CC} : 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT} : 15,5$ $G_{escalier} : 26,96$ $G_{dc} : 31,40$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q3=25,055
		555,65	79,91
N 7	11,02	$G_{CC} : 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT} : 15,5$ $G_{escalier} : 26,96$ $G_{dc} : 31,40$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q4=25,055
		729,75	98,06
N 6	11,02	$G_{CC} : 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT} : 17,22$ $G_{escalier} : 26,96$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q5=25,055
		905,57	113,62
N 5	11,02	$G_{CC} : 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1} : 13,2$ $G_{POT} : 17,22$	Q6=25,055

		$G_{escalier}: 26,96$ $G_{ascenseur} : 16,24$	
		1081,39	126,595
N 4	11,02	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1}: 13,2$ $G_{POT}: 19,125$ $G_{escalier}: 26,96$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q7=25,055
		1259,115	139,559
N 3	11,02	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1}: 13,2$ $G_{POT}: 19,125$ $G_{escalier}: 26,96$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q8=25,055
		1436,84	152,52
N 2	11,02	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1}: 13,2$ $G_{POT}: 21,04$ $G_{escalier}: 26,96$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q9=25,055
		1616,48	165,48
N 1	11,02	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1}: 13,2$ $G_{POT}: 24,54$ $G_{escalier}: 26,96$ $G_{dc} : 31,40$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q10=35,975
		1799,62	184,98
N soupente	9,4	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$ $G_{P1}: 13,2$ $G_{POT}: 29,57$ $G_{escalier}: 26,96$ $G_{dc} : 31,40$ $G_{ascenseur} : 16,24$	Q11=31,925
		1987,82	202,27
N rdc	11,56	$G_{CC}: 5,37/m^2$ $G_{P2} : 11,625$	Q12=73,36

		$G_{P1}: 13,2$ $G_{POT}: 23,15$ $G_{escalier}: 27,62$ $G_{ascenseur} : 16,24$	
		2169,6	259,65

• **Calcul de Nu**

$$Nu = 1,35G + 1,5Q$$

$$Nu = 1,35(2169,6) + 1,5(259,65)$$

$$Nu = 3318,435 \text{ KN}$$

A partir des deux tableaux, le poteau le plus sollicité c'est le poteau P2

Donc on prend $Nu = 3318,435 \text{ KN}$

On doit majorer l'effort Nu de 10 pour cent

• **Nu majorée**

$$N^*u = 1,1 * Nu$$

$$N^*u = 3650,27$$

II.9.2.vérification des poteaux

Vérification à la compression simple

On doit vérifier les conditions suivantes:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec :

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma} \Rightarrow B \geq \frac{3650,27 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,257 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0,257$$

Pour les vérifications des sections de poteaux à chaque niveau, les résultats sont dans le tableau suivant

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

- **Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

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

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

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

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12} = 7,625 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$; $i = 0,158$

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec l_f : longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 l_0 = 2,457$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$

Avec :

a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette.

A_s : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$.

Donc :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$N_u = 1,35G + 1,5Q$

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

$$Nu' = 1,1 \times Nu$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r,calculée}$

$$B_{r,calculée} \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Il faut vérifier que :

$$B_r \geq B_{r-calcul}$$

$$B_r = (0,55 - 0,02) \times (0,55 - 0,02) = 0,2809 m^2$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times (3,71 - 0,20) = 2,457 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,457}{0,158} = 15,55 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{15,55}{35} \right)^2} = 0,817$$

$$B_{r-calcul} = \frac{1,1 \times 3650,27}{0,817 \times \left(\frac{25 \times 10^3}{0,9 \times 1,5} + \frac{400 \times 10^3}{100 \times 1,15} \right)} = 0,223 m^2$$

Donc pas de risque de flambement.

• **Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa

$$\text{les conditions suivantes : } \begin{cases} \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \min (b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 1/4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA (article 7.1.3.3) il faut vérifier :

$$\frac{Nu}{B} \leq \frac{0,85 F_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$B \geq \frac{Nu * \theta * \gamma_b}{0,85 F_{c28}}$$

- Vérification de l'effort normal réduit :

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tab. II.15. : vérification des l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	B _{CALCULE}	Observation
Sous-sol et RDC	55×55	3025	3650,27	0,257	vérifiée
soupenite ,1 ^{ème} étage	55×50	2750	3285,65	0,232	vérifiée
2 ^{ème} ,3 ^{ème} étage	50×50	2500	2673,51	0,188	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	50×45	2250	2100	0,148	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	45×45	2025	1532,24	0,108	vérifiée
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	45×40	1800	956,99	0,067	vérifiée
terrasse	40×40	1600	179,79	0,0126	vérifiée

II.10.Les voiles de contreventements :

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

Pré dimensionnement :

Si : h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

$e \geq 15$ cm..... (1).

$e \geq h_e / 20$ (2).

$L \geq 4 e$ (3)

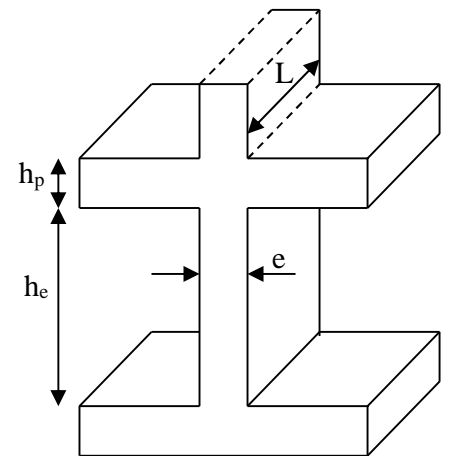


Fig. II.23.mur en béton armé

Tableau .II.16.épaisseur opté pour les différents niveaux.

Nature d'étage	h_e	$e \geq h_e / 20$
RDC	3,71	18,55
Soupenite	3,37	16,85
Autre	2,86	14,3

On opte pour une épaisseur de 20cm pour les voiles de tous les étages

II.11. Conclusion :

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant-projet en répondant aux exigences du pré dimensionnement données par le RPA99 addenda 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

Les éléments non structuraux ont été pré dimensionnés comme suit :

- ✓ L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à **(16+4) cm**.
- ✓ L'épaisseur des dalles pleines adoptée est de **15cm** pour les paliers et volées d'escaliers, et de **14cm** pour les dalles pleines (balcons)
- ✓ les poutres :

-Poutres P1(étage) : 30x40 cm²

-Poutres P2(étage) : 30x40 cm²

- ✓ Les poteaux ont été pré dimensionnés à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.) ; ces poteaux doivent répondre aussi au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont été alors fixées comme suit :

-Poteaux de sous-sol et RDC :55x55 cm²

- 1^{eme} étage et soupenite :55x50 cm²

-Poteaux des étages 2 et 3 :50 x 50cm²

-Poteaux des étages 4 et 5 : 50x45 cm²

-Poteaux des étages 6 et 7 :45x45 cm²

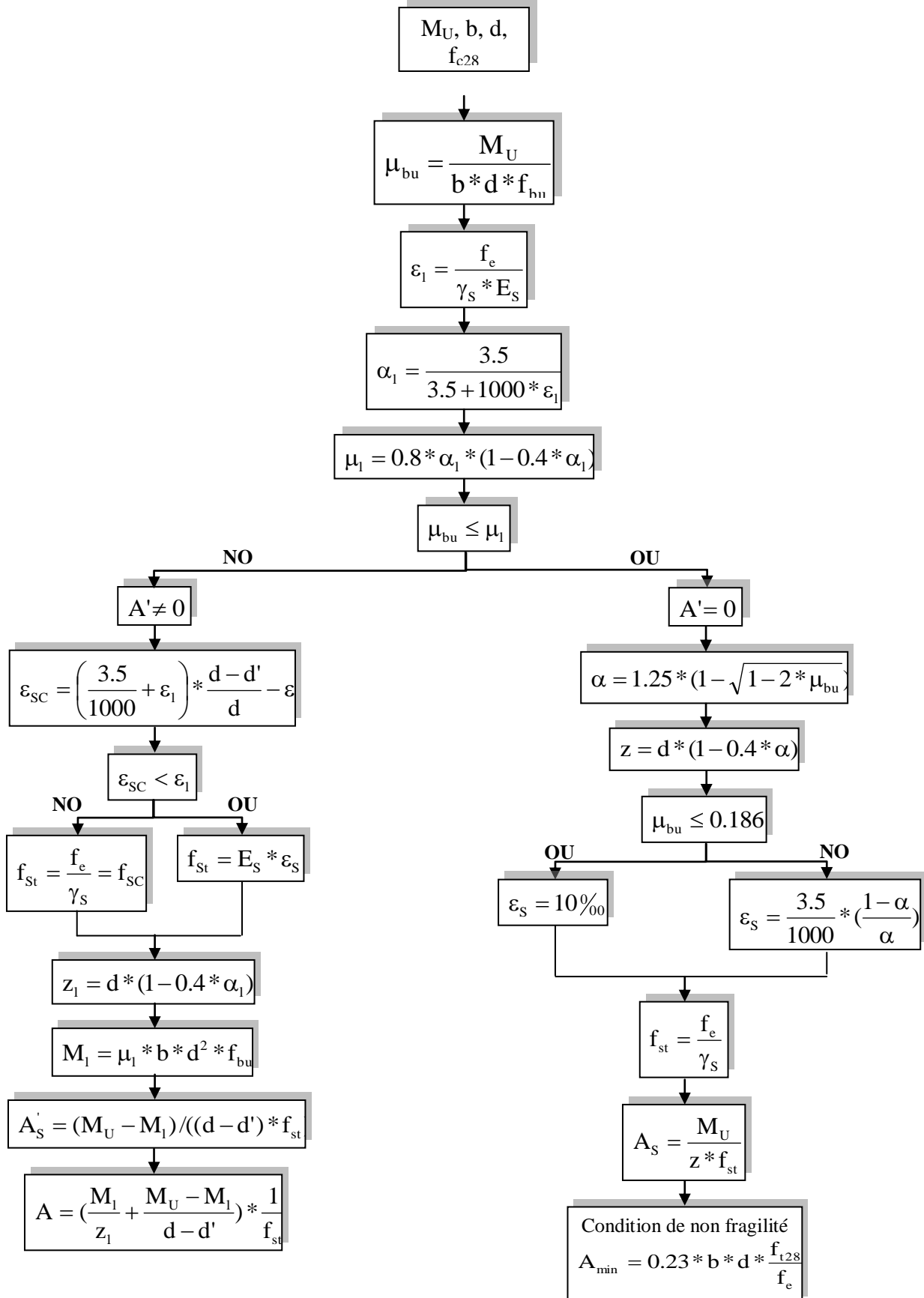
Poteaux des étages 8 et 9 : 45x40 cm²

Poteaux de terrasse : 40x40cm²

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33