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

UNIVERSITÉ YAHIA FARES DE MÉDÉA

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



PROJECT DE FIN D'ÉTUDES

EN VUE DE L'OBTONTION DU DIPLOME DE

MASTER

EN **GéNIE CIVIL**

OPTION **STRUCTURE**

Thème

ÉTUDE D'UN BATIMENT EN BÉTON ARMÉ DE R+13 ET UN SOUS-SOL À USAGE ADMINISTRATIF

Présenté par :

GHANEMI Nour El-houda

METIDJI Chourouk

Proposé ET dirigé par :

Mr. M. KHALADI

2019/2020

Etude d'un bâtiment en béton armé de R+13 et un sous-sol à usage administratif

GHANEMI Nour El-Houda

METIDJI chourouk

Sous la direction : Mr. KHALADI Mohamed


بسم الله الرحمن الرحيم
١٤٤٢

« Une personne qui n'a jamais commis d'erreur ...

...n'a jamais tenté d'innover »

Albert Einstein

UNIVERSITE YAHIA FARES MEDEA

FST/DGCV

Septembre

2020

Remerciement

C'est avec le plus grand honneur que nous réservons cette page en signe de gratitude et de reconnaissance à tous ceux qui nous ont aidés durant cette formation.

Avant tout, nous tenons à remercier le Bon Dieu de nous avoir gracié pour vivre, apprendre davantage et découvrir ...

On adresse nous remerciements les plus sincères à notre encadreurs Mr. KHALADI Mohamed, pour nous avoir permis de bénéficier de son grand savoir dans le domaine.

Nous remercions également les membre de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

On exprime ensuite une profonde gratitude, et ces mots sont pesés, à nos enseignants, de nous avoir aidé, à la réalisation de ce travail.

On adresse également nos remerciements à toute notre promo, pour son soutien moral.

Nous adressons également nos profondes considérations à tous ; qui de loin ou de près, ont aidé à la réussite de ce projet.

Nous tenons à cœur à remercier encore plus profondément nos chers parents qui nous ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui. Qu'Allah, le tout puissant, leur donne santé et longue vie.

Dédicace



A mes parents.

A mes frères, Et ma sœur.

Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter.
En reconnaissance de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie.

..... Avec toute ma tendresse.

A toute ma famille.

Vous avez de près ou de loin contribué à Mon travail.

..... Affectueuse reconnaissance.

A mes amis et camarades de L'université.

Je dédie ce travail …

Dédicace



Je dédie cet événement marquant de ma vie...

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour,

leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

A Mon fiancé.

A mes chères sœurs.

A toute ma famille et leur encouragement.

A mon cher binôme *Houda* qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous mes amies.

A mon promoteur *Mr KHELLADI Mohamed.*

Mes enseignants qui mon contribuer durant ma formation.

A toute la promotion de G.C 2019 -2020.

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض + طابق ارضي + ثلاثة عشر طابقا) ذات استعمال اداري والمقرر بنائها في منطقة الجزائر المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة III).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والاعمدة والجدران المسلحة.

قياس الابعاد ونتائج كل العناصر المقاومة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بعا في الجزائر: (القواعد الجزائرية المقامة للزلازل(RPA99v2003) ، قواعد الخرسانة المسلحة(CBA93)).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل وذلك ببرنامج «SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الاساسات.

الكلمات المفتاحية: الهياكل، التسليح، الخرسانة المسلحة، الأساس، الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé d'un sous-sol + RDC + 13étages à usage administratif, qui sera implanté à la commune d'Alger, classée comme une zone de forte sismicité (ZONE III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventée par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements angériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99v2003) et les règles de conception et de calcul les structure en béton armé (CBA93).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique vasé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mot clé : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains a basement + ground floor + 13 floors for administrative use, it will be built in the province of Algiers, which is classified as high seismic zone (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by system of frame and shear walls.

The calculation of the dimensions and results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standers (RPA99v2003, CBA93).

The seismic study was done in the numerical method, which is based on the finite element with the help of software « SAP2000 V20.2.0 ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structure, reinforcement, reinforced concrete, foundation, seismic study.

Table des Matières

Introduction Générale **1**

Chapitre I: Présentation De l'ouvrage

I.1. Introduction 2

I.2. Présentation de l'ouvrage 2

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 2

I .3.1. Dimensions du bâtiment en plan 2
I .3.2. Dimensions du bâtiment en élévation 2

I.4. Conception parasismique 3

I .4.1. Classification de la zone sismique 3
I .4.2. Classification du sol 3
I .4.3. Classification de l'ouvrage 3
I .4.3.1. Selon leur importance 3
I .4.3.2. Selon leur configuration 3
I .4.3.2.1. Régularité en plan 3
I .4.3.2.2. Régularité en élévation 3
I .4.3.3. Classification des systèmes de contreventement 3

I.5. Conception structurelle 3

I.5.1. Planchers 3
I.5.2. Les balcons 3
I.5.3. L'acrotère 4
I.5.4. Les escaliers 4
I.5.5. La maçonnerie 4
I.5.6. Les ascenseurs 4
I.5.7. L'infrastructure 4

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux 4

I.6.1. Le ciment 4
I.6.2. Les granulats 5
I.6.3. Le béton 5
I.6.2. Acier 5
I .6.2.1. Type d'acier 5

Chapitre II: Pré-Dimensionnement Des éléments structuraux

II.1. Introduction 7

II.2. Prédimensionnement des dalles 7

II .2.1. Plancher à corps creux 7
II .2.2. Plancher dalle pleine 8

II.3. Pré dimensionnement des Poutres 9
II.4. Evaluation des charges et surcharges 10

II .4.1. Charges permanentes 11
II .4.1.1. Plancher corps creux 11
II .4.1.2. Plancher dalle pleine 12
II .4.1.3. Maçonnerie 12
II .4.2. Charges d'exploitation 13

II.5. Prédimensionnement des poteaux 13

II .5.1. Les dimensions des poteaux. 14
II .5.2. Etape de prédimensionnement 14
II .5.2.1. Choix du poteau le plus sollicité 15
II .5.2.1.1. Poteau carré 15
II .5.2.1.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ 16
II .5.2.1.1.2. Déterminer des charge permanentes et charge d'exploitation 16
II .5.2.1.1.3. Vérification de l'effort normal ultime 18
II .5.2.1.1.4. Vérification des dimensions 19
II .5.2.1.2. Poteau circulaire 19
II .5.2.1.2.1. Vérification de l'effort normal ultime 20
II .5.2.1.2.2. Vérification des dimensions 20
II .5.2.1.3. Les raidisseurs 20

II.6. Prédimensionnement des voiles 21

II.7. Les longrines 22

II.8. Conclusion 22

Chapitre III: Calcul Des éléments secondaires

III.1. Introduction 23

III.2. L'Acrotère 23

III.2.1. Determination des efforts 24
III.2.2. Calcul le ferraillage à l'ELU 24
III.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 24
III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 25

III.3. Plancher corps creux 25

III.3.1. Les poutrelles 26
III .3.1.1. Avant coulage 26
III .3.1.1.1. Calcul des charges des poutrelles avant coulage 26
III .3.1.1.2. Calcul du nombres d'étaiements 26
III .3.1.2. Après coulage 27
III .3.1.2.1. Calcul des sollicitations 28
III .3.1.2.2. Calcul du ferraillage à l'ELU 28
III .3.1.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 29
III .3.1.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 29
III .3.1.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS 30
III .3.1.3. Ferraillage de chainage 30

III .3.1.3.1. Calcul du ferraillage à l'ELU.....30
III .3.1.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 31
III .3.1.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....31
III .3.1.3.4. Vérification de la flèche à l'ELS 31

III.3.2. Dalle de compression 32

III.4. Dalle pleine.....33

III.4.1. Type des dalles.....33
III.4.2. Calcul du ferraillage à l'ELU 34
III.4.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS 34
III.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....35
III.4.5. Vérification de la flèche à l'ELS 35

III.5. Dalle machine.....36

III.5.1. Introduction 36
III.5.2. Pre dimension de la dalle 36
III.5.3. Détermination des charges permanente et charge d'exploitations.....37
III.5.4. Détermination des sollicitation 38
III.5.5. Calcul du ferraillage à l'ELU 38
III.5.6. Vérification des contraintes normales à l'ELS 38
III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 39
III.5.8. Vérification de la flèche à l'ELS.....39
III.5.9. Vérification de poinçonnement.....39

III.6. Les escaliers 40

III.6.1. Dimensionnement.....40
III.6.2. Evaluation des charges et surcharges 41
III.6.3. Détermination des efforts.....42
III.6.4. Calcul du ferraillage à l'ELU.....43
III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS 43
III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 44
III.6.7. Vérification de la flèche à l'ELS.....44
III.6.8. Ferraillage de la section comprimé en appui.....44
III.6.9. Armatures longitudinales pour éviter les poussées aux vides.....44
III.6.10. Poutre palière.....44
III .6.10.1. Pré dimensionnement.....45
III .6.10.2. Evaluation des charges.....45
III .6.10.3. Calcul du ferraillage à l'ELU.....46
III .6.10.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS 46
III .6.10.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 46
III .6.10.6. Vérification de la flèche à l'ELS.....46

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....48

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 48

IV.2.1. Centre de masse.....48
IV.2.2. Centre de rigidité.....49
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants.....49
IV.2.4. Excentricité statique 50

IV.2.5. Excentricité accidentelle....50

IV.3. Modélisation de la structure....51

IV.3.1. Introduction....51
IV.3.2. Modélisation....53
IV.3.3. Analyse de notre structure....53
IV.3.4. Analyse modale....54
IV.3.4.1. Comportement modal....54
IV.3.4.2. Participation massique....54
IV.3.4.3. Calcul d'excentricité....55
IV.3.5. Analyse statique et dynamique....57
IV.3.5.1. Stabilité de la structure....57
IV.3.5.1.1. Coefficient de comportement R....57
IV.3.5.1.2. Vérification de la force sismique à la base....58
IV.3.5.1.3. Stabilité au renversement....60
IV.3.5.1.4. Vérification du déplacement en tête....60
IV.3.5.1.5. Vérification des déplacements inter-étage....61
IV.3.5.2. Résistance des éléments....62
IV.3.5.2.1. Vérification du cisaillement des éléments....62
IV.3.5.2.2. Effort normal réduis dans les poteaux....64
IV.3.5.2.3. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ....65

IV.4. Conclusion....67

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction....68

V.2. Ferraillage des poutres....68

V.2.1. Ferraillage longitudinale des poutres à l'ELU....68
V.2.1.1. Poutre porteuse....69
V.2.1.2. Poutre non porteuse....69
V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS....70
V.2.2.1. Poutre porteuse....70
V.2.2.2. Poutre non porteuse....70
V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC....71
V.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS....71
V.2.4.1. Poutre porteuse....71
V.2.4.2. Poutre non porteuse....72
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres....72

V.3. Ferraillage des poteaux....74

V.3.1. Armatures longitudinales....74
V.3.1.1. Recommandation selon les règlements....74
V.3.1.2. Sollicitation extrêmes pour le ferraillage....74
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS....76
V.3.2. Armatures transversales....76

V.4. Ferraillage des voiles....79

V.4.1. Ferraillage des trumeaux....79
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales....80
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS....81

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 82
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 82
V.4.1.5. Armatures transversales 83

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction..... 85

VI.2. Type des fondations..... 85

VI.3. Caractéristique du sol..... 85

VI.4. Choix de type de fondation.....86

VI.4.1. Les efforts normaux à la base de la structure.....87

VI.5. Semelle isolée.....87

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolés à l'ELS.....88
VI.5.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles.....88

VI.6. Semelle filante.....89

VI.6.1. Semelle filante sous plusieurs poteaux.....92
VI.6.1.1. Transversalement (continue) 93
VI.6.1.2. Longitudinalement (Poutre de libage).....94
VI.6.1.2.1. Détermination des moments de poutre de libage 94
VI.6.1.2.2. Calcul des armatures longitudinales 95
VI.6.1.2.3. Vérification des contraintes normales de P.L à l'ELS 95
VI.6.1.2.4. Vérification du cisaillement de P.L à l'ELU.....95
VI.6.1.2.5. Armatures transversales.....95
VI.6.1.2.6. Armatures de peaux.....96
VI.6.2. Semelle filante sous un voile.....97

VI.7. Ferraillage des voiles périphériques.....97

VI.7.1. Calcul de la poussée des terres.....98
VI.7.2. Calcul de ferraillage à l'ELU.....99
VI.7.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS.....99
VI.7.4. Vérification du cisaillement de à l'ELU 99

Conclusion générale 100

Bibliographie

Les Annexes

Liste des Figures et des Tableaux

Figure II.1	Coupe du plancher à plancher	8
Figure II.2	Surface du plancher supportée par le poteau carré le plus sollicité	15
Figure II.3	Coupe du bâtiment	18
Figure II.4	Surface du plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité	19
Figure II.5	Vue en plan et vue en 3D du voile	21
Figure II.6	Règle de prédimensionnement des voiles	21
Figure III.1	L'acrotère (dimensions et charges exercées)	23
Figure III.2	Dessin de ferraillage de l'acrotère	25
Figure III.3	Schéma statique des poutrelles avec les dimensions des travées	28
Figure III.4	Diagramme des moments à l'ELU	28
Figure III.5	Diagramme des moments à l'ELS	29
Figure III.6	Diagramme des efforts tranchant à l'ELU	29
Figure III.7	Dessin de ferraillage des poutrelles	30
Figure III.8	Dessin de ferraillage de chainage	31
Figure III.9	Disposition des armatures de dalle de compression	32
Figure III.10	Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine de type 3	33
Figure III.11	Dimension de la dalle machine	36
Figure III.12	Les différents poids sur la dalle machine	37
Figure III.13	Les encastrements de la dalle machine (les lignes de rupture)	38
Figure III.14	Vérification de poinçonnement	39
Figure III.15	Dimension de l'escalier	40
Figure III.16	Le chargement dans l'escalier	42
Figure III.17	Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU	42
Figure III.18	Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS	42
Figure III.19	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	43
Figure III.20	Schéma statique de la poutre palière	45
Figure III.21	Dessin de ferraillage de poutre palière	47
Figure IV.1	Position de centre de masse et centre de rigidité (Auto stable)	51
Figure IV.2	Disposition des voiles (vue en plan)	53
Figure IV.3	Participation massique	55
Figure IV.4	Position de centre de masse et centre de rigidité	57
Figure IV.5	Répartition de charge	60

Figure IV.6	Déplacement en tête	60
Figure IV.7	Déplacement inter-étages	61
Figure IV.8	L'effet P-Δ	65
Figure V.1	Dessin de ferraillage des poutres principales	73
Figure V.2	Dessin de ferraillage des poutres secondaire N1	73
Figure V.3	Dessin de ferraillage des poutres secondaire N2	73
Figure V.4	Disposition des armatures applicables aux poteaux	77
Figure V.5	Dessin de ferraillage des poteaux	78
Figure V.6	Les types de voiles a ferraillé	79
Figure V.7	Disposition des armatures verticales dans les voiles	80
Figure V.8	Disposition des voiles	80
Figure V.9	Dessin de ferraillage des voiles	84
Figure VI.1	Les efforts normaux à la base à L'ELS	87
Figure VI.2	Les bulbes de pression sous la semelle	88
Figure VI.3	Chevauchement des bulbes de pression sous la semelle	89
Figure VI.4	Dimensionnement finale des semelles filante	91
Figure VI.5	Semelle filante sous poteaux	93
Figure VI.6	Dessin de ferraillage de poutre de libage	96
Figure VI.7	Schéma statique du voile périphérique	98

Table I.1	Autres caractéristiques du béton	5
Table I.2	Les type d'acier utilisé et leurs nuances	6
Table I.3	Autres caractéristiques de l'acier	6
Table II.1	Pré dimensionnement des poutres	10
Table II.2	Charges permanentes du mur simple cloison	10
Table II.3	Charges permanentes du mur double cloison	11
Table II.4	Charges permanentes du mur rideau en verre	11
Table II.5	Charges permanentes du plancher Terrasse (corps creux)	12
Table II.6	Charges permanentes du plancher Etage courant (corps creux)	12
Table II.7	Charges permanentes du plancher Etage courant (dalle pleine)	13
Table II.8	Calcul de l'effort normale limite	16
Table II.9	Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité	17
Table II.10	Les surcharges d'exploitations	17
Table II.11	Calcule et vérifications du 1,1Nultime et NU	18
Table II.12	Vérification selon le RPA99 version 2003	19
Table II.13	Calcule et vérifications du 1,1Nultime et NU	20
Table II.14	Vérification selon le RPA99 version 2003	20
Table III.1	Les efforts exercés sur l'acrotère	24
Table III.2	Armature verticale et horizontale	24
Table III.3	Espacement des armatures	24

Table III.4	Vérification des contraintes normales de l'acrotère	24
Table III.5	Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère	25
Table III.6	Charge permanente et charge d'exploitation	26
Table III.7	Calcul des étaiements	27
Table III.8	Evaluation des charges et surcharges	28
Table III.9	Armature longitudinale	29
Table III.10	Vérification des contraintes normales	29
Table III.11	Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles	30
Table III.12	Vérification de la flèche	30
Table III.13	Calcul de ferraillage de chainage	30
Table III.14	Vérification des contraintes normales	31
Table III.15	Vérification des contraintes de cisaillement	31
Table III.16	Vérification de la flèche	31
Table III.17	Les types des dalles	33
Table III.18	Charge et surcharge appliqué a dalle pleine	34
Table III.19	Ferraillage à l'ELU (sens X et sens Y)	34
Table III.20	Vérification des contraintes normal (sens X)	34
Table III.21	Vérification des contraintes normal (sens Y)	35
Table III.22	Vérification des contraintes normal (sens X, Y)	35
Table III.23	Vérification de la flèche (sens X, Y)	35
Table III.24	Poids de la machine	37
Table III.25	Détermination des charges	37
Table III.26	Sollicitation de la dalle machine	38
Table III.27	Ferraillage à l'ELU (sens X et sens Y)	38
Table III.28	Vérification des contraintes normales (sens X et sens Y)	38
Table III.29	Vérification des contraintes normal (sens X, Y)	39
Table III.30	Charge permanente de palier de repos	41
Table III.31	Charge permanente de la paillasse	41
Table III.32	Combinaison des charges dans l'escalier	42
Table III.33	Sollicitations de l'escalier	42
Table III.34	Section d'armature longitudinale dans l'escalier	43
Table III.35	Section d'armature de répartition dans l'escalier	43
Table III.36	Vérification des contraintes normales de l'escalier	43
Table III.37	Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier	44
Table III.38	Vérification de la flèche	44
Table III.39	Ferraillage choisie de la section comprimée de l'escalier	44
Table III.40	Pré dimensionnement de la poutre palière	45
Table III.41	Calcul des charges de la poutre palière	45
Table III.42	Calcul de ferraillage de la poutre palière	46
Table III.43	Vérification des contraintes normales	46

Table III.44	Vérification des contraintes de cisaillement	46
Table III.45	Vérification de la flèche	46
Table IV.1	Les différentes dispositions des voiles et leurs périodes	52
Table IV.2	Comportement modal	54
Table IV.3	Participation massique	54
Table IV.4	Centre de rigidité et centre de masse	56
Table IV.5	Excentricité théorique	56
Table IV.6	Valeur de Q	59
Table IV.7	Les valeurs de la force sismique	59
Table IV.8	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	59
Table IV.9	Stabilité au renversement	60
Table IV.10	Les déplacements inter-étages sous la force sismique Edx	61
Table IV.11	Les déplacements inter-étages sous la force sismique Edy	62
Table IV.12	Vérification des contraintes de cisaillement des poutres	63
Table IV.13	Vérification de cisaillement des voiles suivant X	63
Table IV.14	Vérification de cisaillement des voiles suivant Y	64
Table IV.15	Vérification de l'effort réduit suivant x	65
Table IV.16	Vérification de l'effort réduit suivant y	65
Table IV.17	Vérification de l'effet P-Δ	66
Table IV.18	Dimensions finales des éléments	67
Table V.1	La section calculée d'armatures des poutres porteuse	69
Table V.2	La section choisie d'armature des poutres porteuse	69
Table V.3	La section calculée d'armatures des poutres non porteuse	69
Table V.4	La section choisie d'armature des poutres non porteuse	69
Table V.5	Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS	70
Table V.6	Vérification des contraintes des poutres non porteuses à l'ELS	70
Table V.7	Vérification de section d'armatures	70
Table V.8	Vérification de contrainte de cisaillement	71
Table V.9	Vérification de la flèche de poutre porteuse à l'ELS	71
Table V.10	Vérification de la flèche de poutre non porteuse à l'ELS	72
Table V.11	La section des armatures transversales	72
Table V.12	La section des armatures des poteaux	75
Table V.13	Vérification des contraintes normales à l'ELS	76
Table V.14	La section des armatures transversales des poteaux	58
Table V.15	La section calculée des armatures verticales des voiles	81
Table V.16	La section choisie des armatures des voiles	81
Table V.17	Vérification des contraintes des voiles à l'ELS	81
Table V.18	Vérification des contraintes de cisaillement des voiles	82
Table V.19	La section d'armatures horizontales des voiles	83
Table VI.1	Dimensionnement initial des semelles isolées à l'ELS	88

Table VI.2	Dimensionnement et vérification des contraintes normales des semelles filantes à l'ELS	91
Table VI.3	Dimensionnement de la poutre de libage	92
Table VI.4	Vérification de poinçonnement	92
Table VI.5	Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau	93
Table VI.6	Ferraillages des armatures principales de la semelle	94
Table VI.7	Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage	94
Table VI.8	Détermination des sollicitations de la poutre de libage	94
Table VI.9	Calcul des armatures longitudinales de la P. Libage à L'ELU	95
Table VI.10	Vérifications des armatures longitudinales de P. Libage à l'ELS	95
Table VI.11	Calcul des armatures transversales de la poutre de libage	95
Table VI.12	Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles	97
Table VI.13	Ferraillages des semelles filantes sous un voile	97
Table VI.14	Calcul des moments de flexion des lignes de rupture	98
Table VI.15	La section d'armatures du voile périphérique	99
Table VI.16	Vérification des contraintes à l'ELS	99

Notation

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max} : Section d'acier maximale.

A_{min} : Section d'acier minimale.

At : Section d'armatures transversales.

$A_{rép}$: Section d'armatures de répartition.

B : Aire de section du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_{tot} : Longueur total.

L_f : Longueur du flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_c : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : Section partiellement comprimée.

S.E.C : Section entièrement comprimée.

S.E.T : Section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

G : Module d’élasticité transversale.

K : Rigidité.

Z : Bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l’E.L.S.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

$T_{U,}$ V_U : Effort tranchant ultime.

$T_{ser,}$ V_{ser} : Effort tranchant à l’ELS.

F : Effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b : Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E, V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c : Enrobage supérieur.

c' : Enrobage inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : Epaisseur.

e_0 : Excentricité.

a : Epaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

S_t, t : Espacement de cours d'armature transversale.

$S_{rép}$: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement de la zone nodale.

S_{ZC} : Espacement de la zone courante.

ml : mètre linéaire.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : Bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

μ_c : Périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

σ_m : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

ξ : Amortissement.

Autres notations :

BA : Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

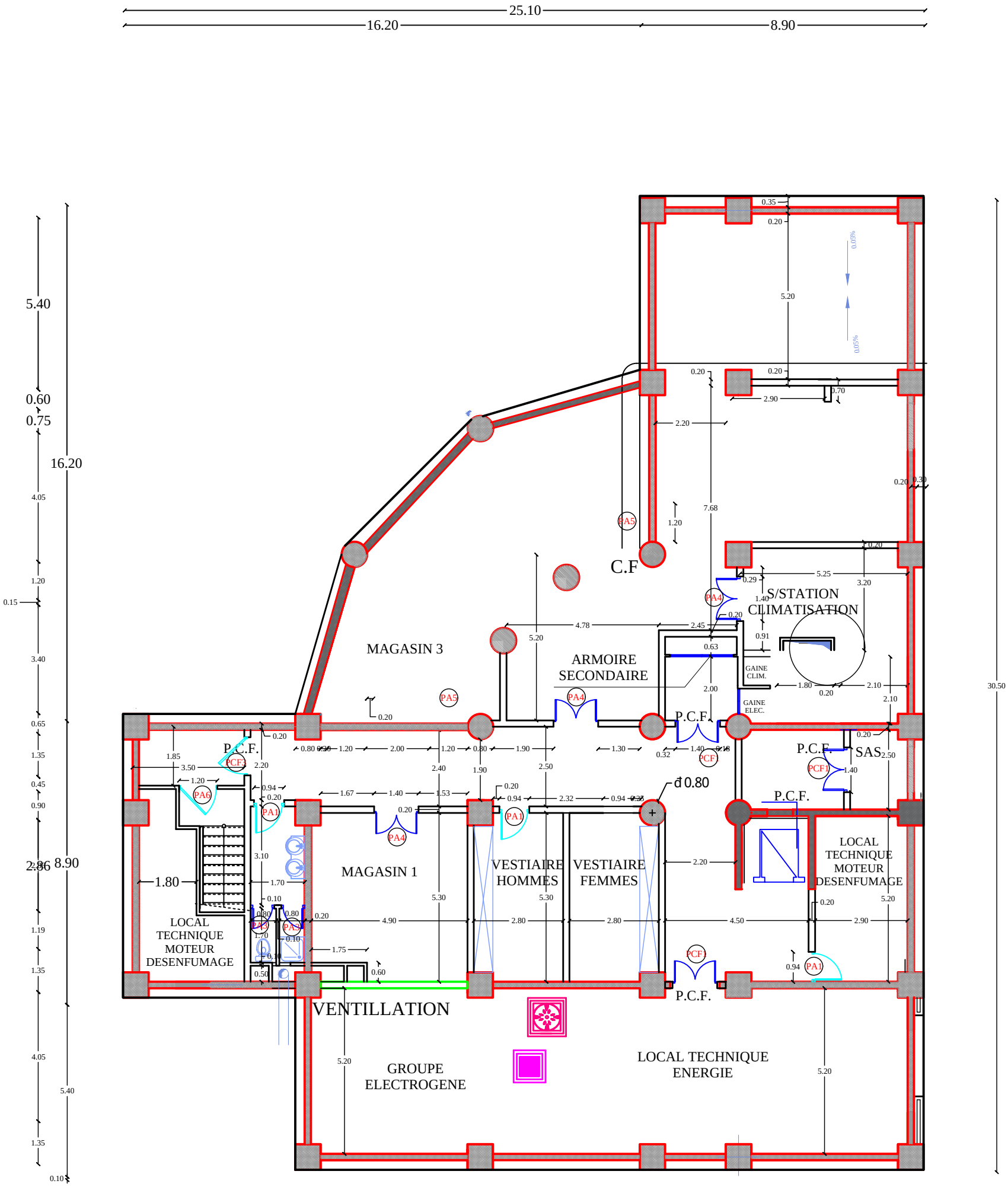
HA : Haute adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.



PLANS DU Sous-Sol

ADMINISTRATEUR
FNAC

ACCUEIL

RAMPE POUR HANDICAPE

FRESQUE

ARCHIVES

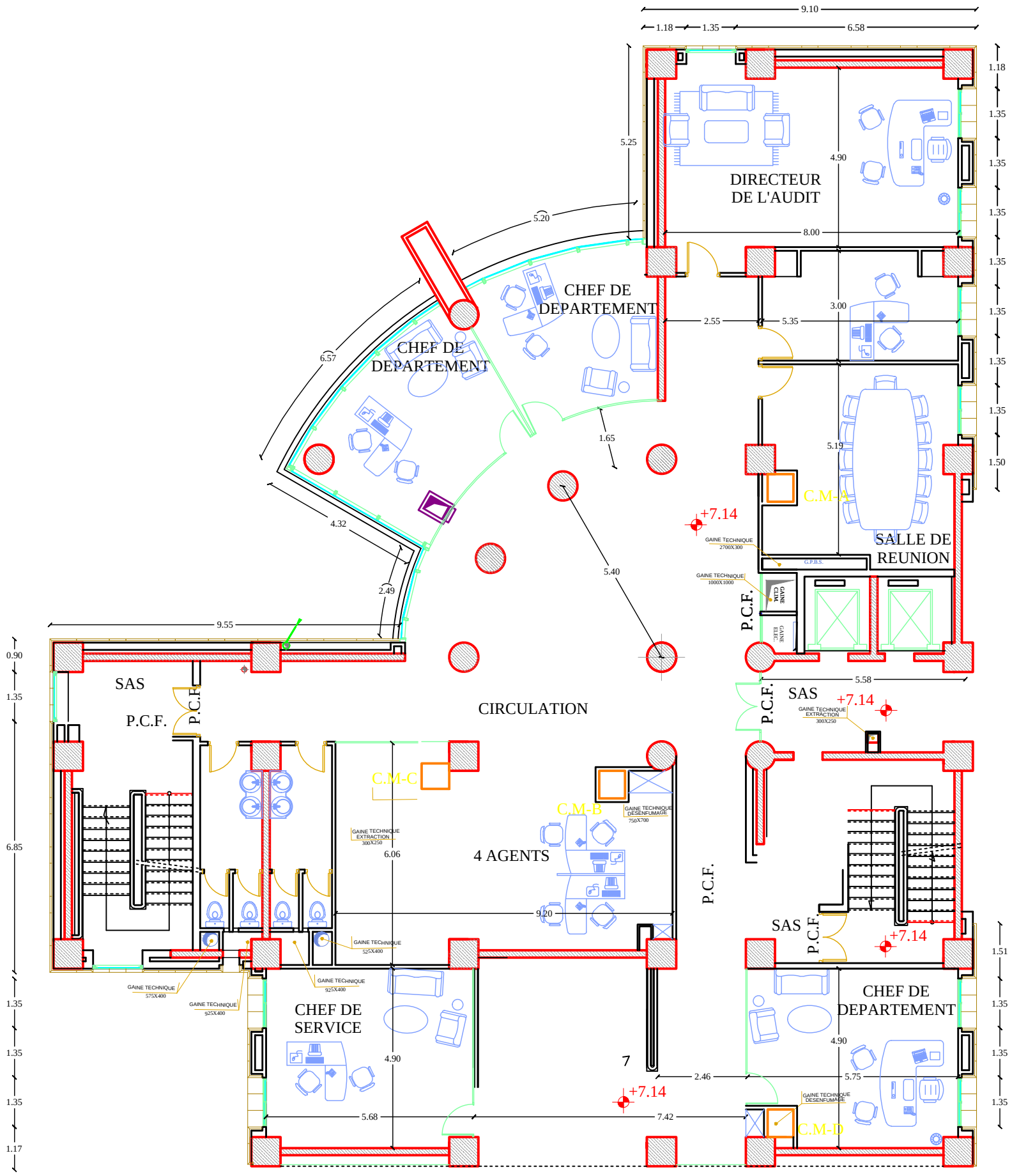
SALLE
OPERATIONNELLE

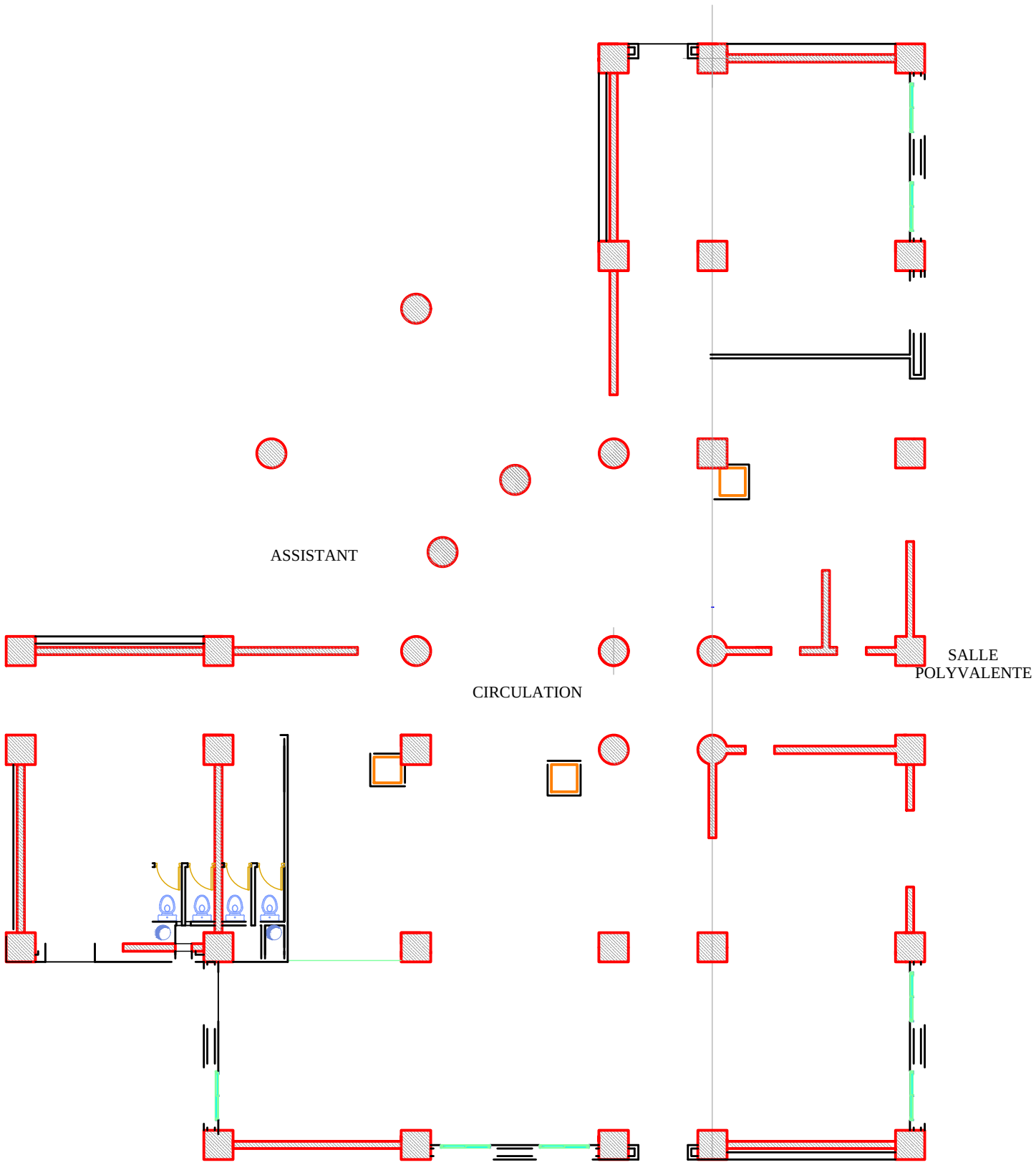
08 AGENTS
F.N.A.C

DIRECTEUR DE
L'ADMINISTRATION
ET DES MOYENS

SECRETARIAT

ASSISTANT

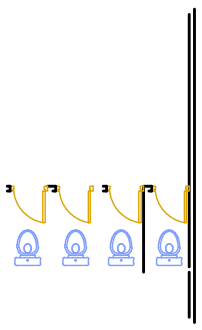

9.10
1.18
1.35
6.58
1.18
1.35
1.35
1.35
1.35
1.35
1.50
5.25
4.90
DIRECTEUR
DE L'AUDIT
5.20
8.00
CHEF DE
DEPARTEMENT
3.00
2.55
5.35
6.57
CHEF DE
DEPARTEMENT
1.65
5.19
C.M-A
+7.14
GAINE TECHNIQUE
2700X300
SALLE DE
REUNION
C.P.R.S.
GAINE TECHNIQUE
1000X1000
GAINE
ELEC.
P.C.F.
4.32
2.49
5.40
9.55
5.58
SAS
P.C.F.
SAS
+7.14
GAINE TECHNIQUE
EXTRACTION
300X250
0.90
1.35
6.85
1.35
1.35
1.35
1.17
SAS
P.C.F.
CIRCULATION
C.M-C
C.M-B
GAINE TECHNIQUE
DESENFUMAGE
750X700
GAINE TECHNIQUE
EXTRACTION
300X250
6.06
4 AGENTS
9.20
P.C.F.
GAINE TECHNIQUE
525X400
GAINE TECHNIQUE
575X400
GAINE TECHNIQUE
925X400
GAINE TECHNIQUE
925X400
SAS
P.C.F.
+7.14
1.51
1.35
CHEF DE
SERVICE
CHEF DE
DEPARTEMENT
4.90
4.90
7
2.46
5.75
+7.14
GAINE TECHNIQUE
DESENFUMAGE
5.68
7.42
C.M-D
1.35
1.35
1.35
1.35


ASSISTANT
CIRCULATION
SALLE
POLYVALENTE

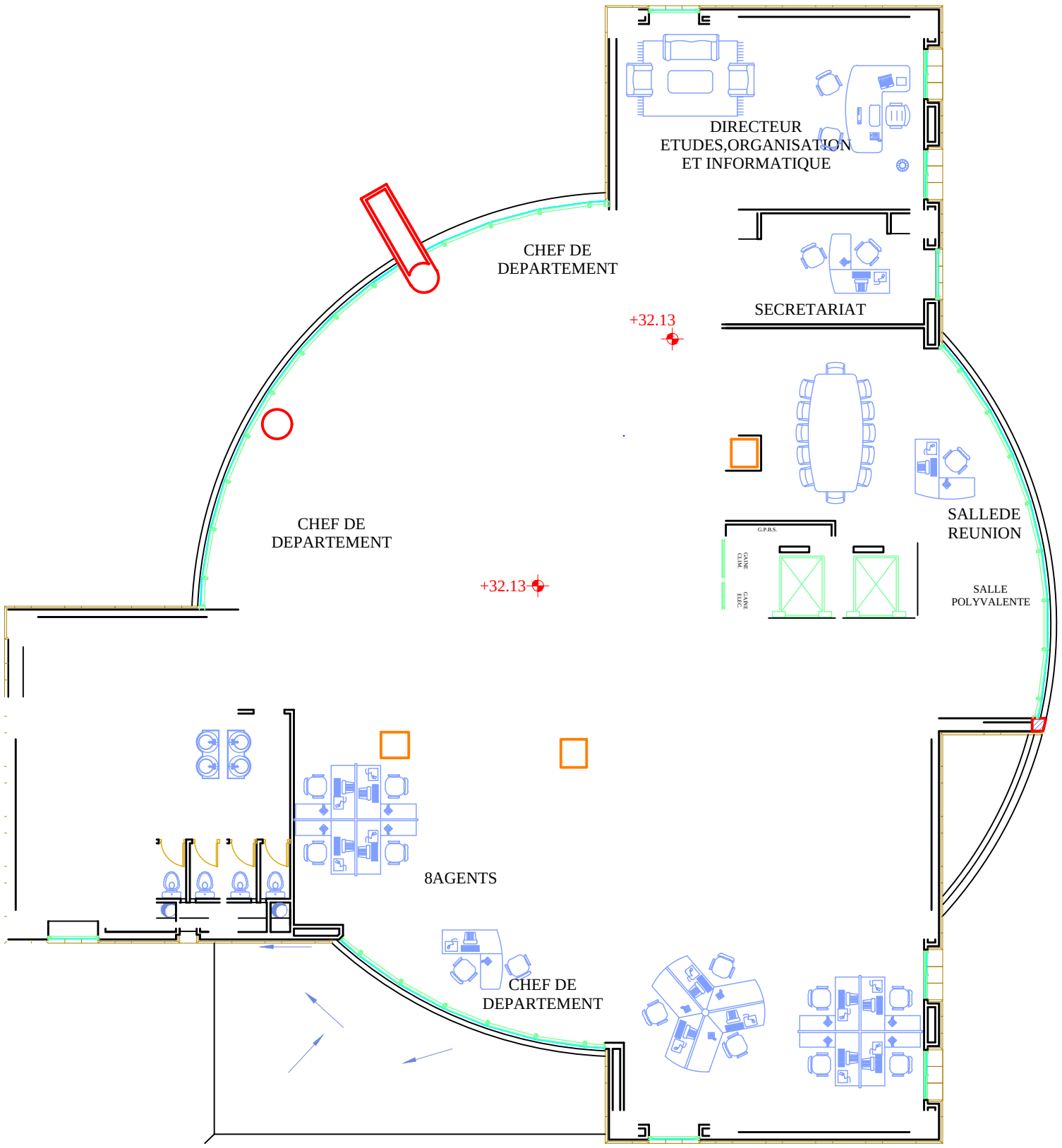
CHEF
DE
DEPARTEMENT

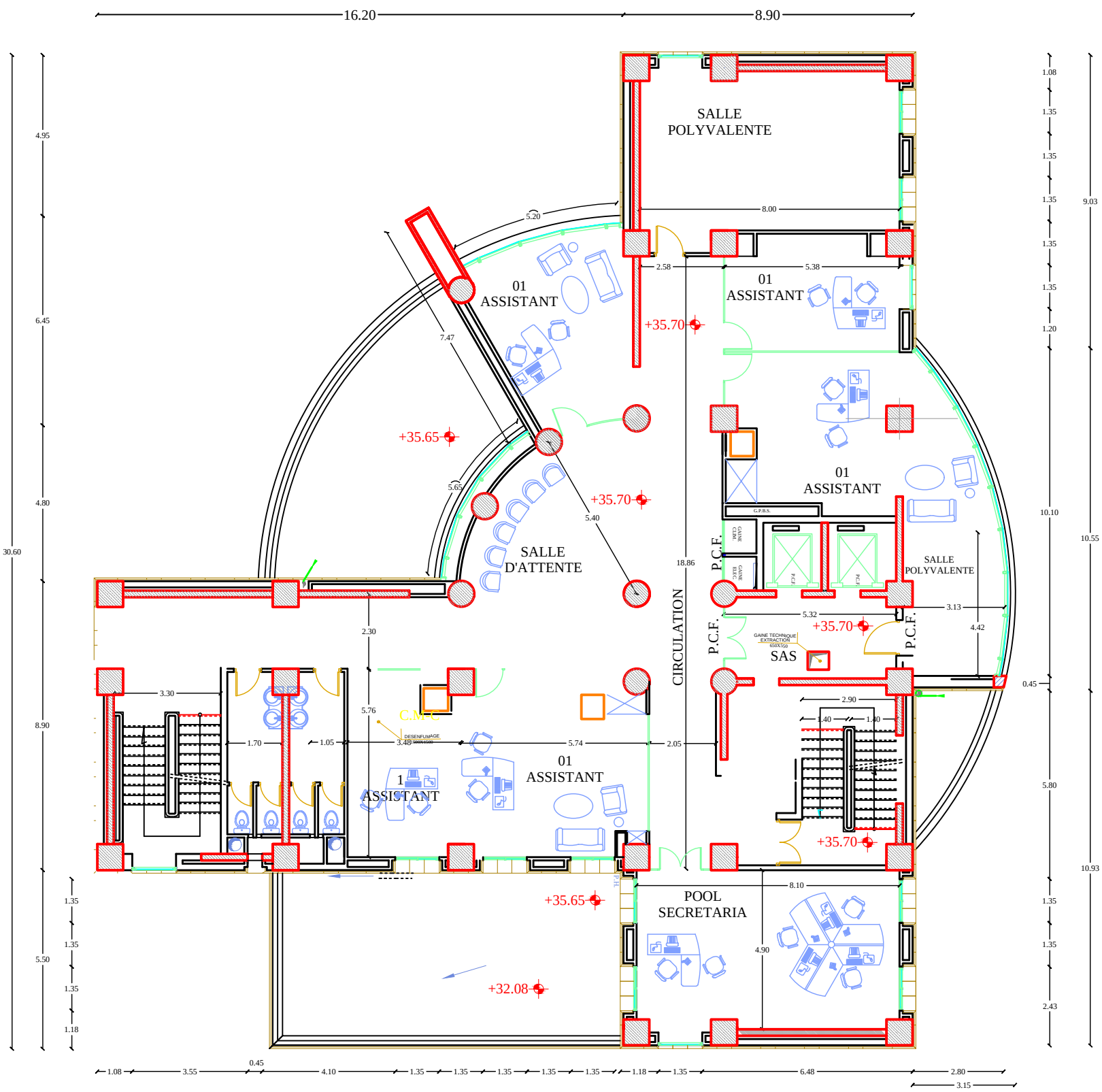
SECRETARIAT

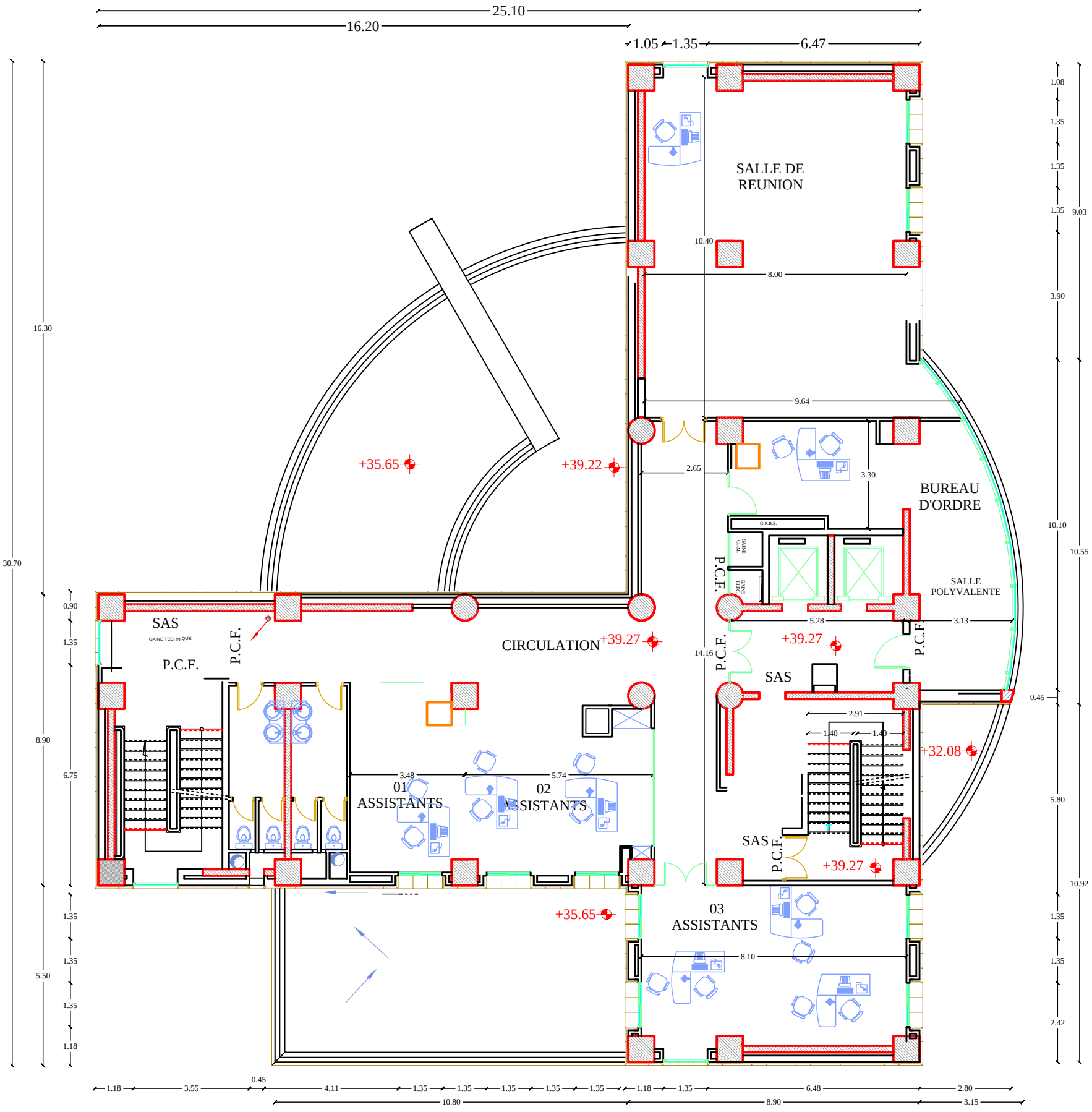
ASSISTANT

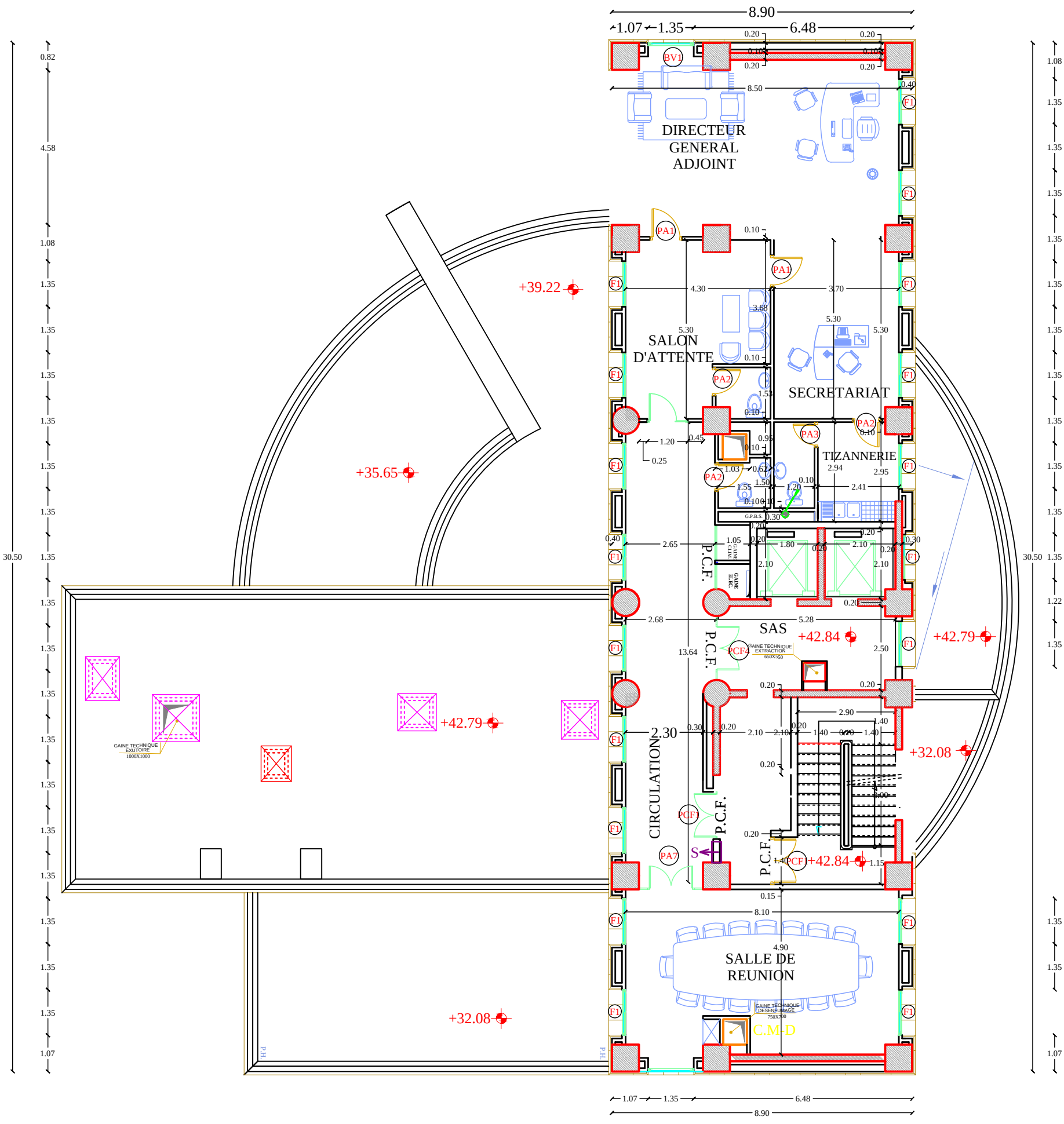


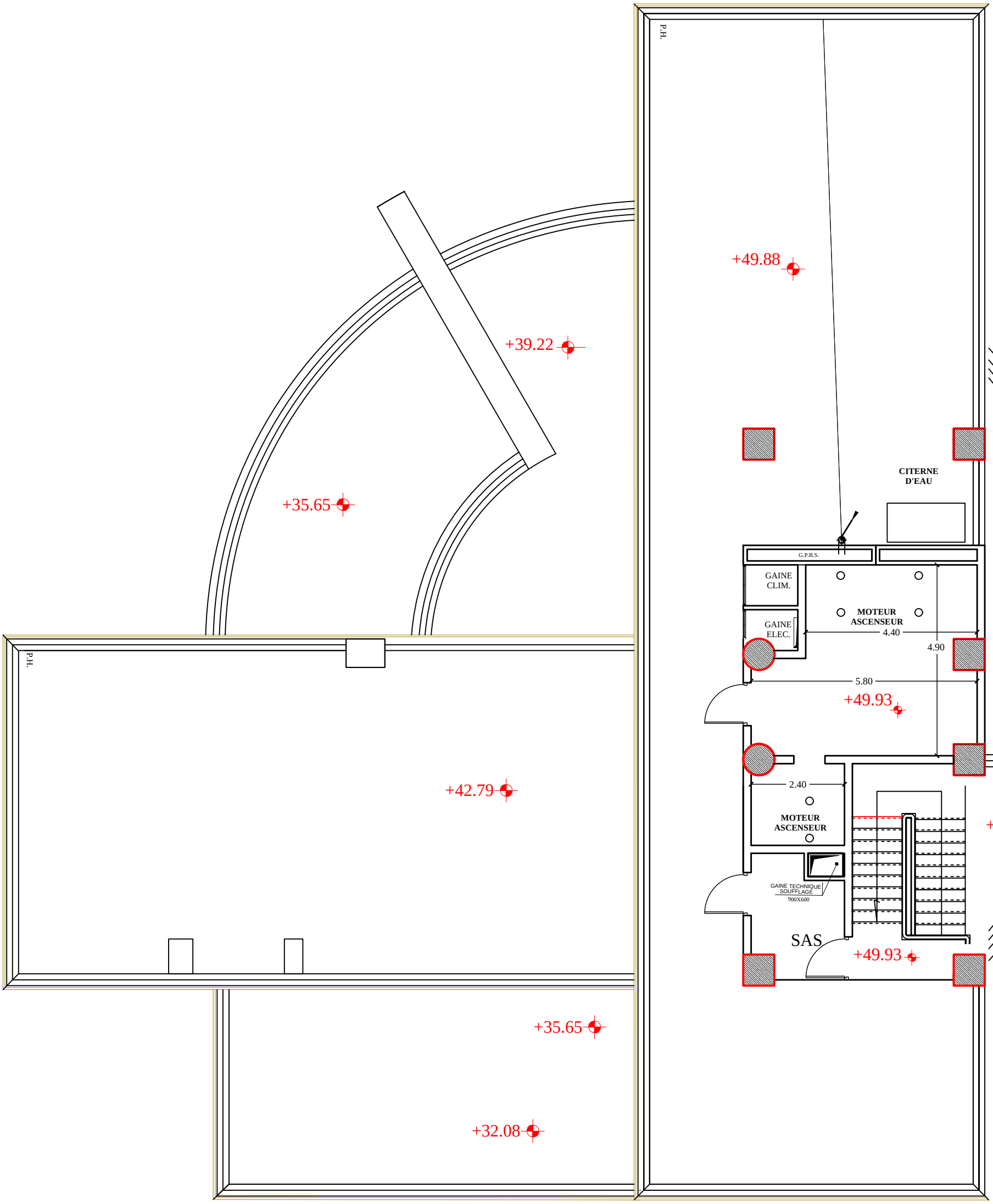
AGENTS

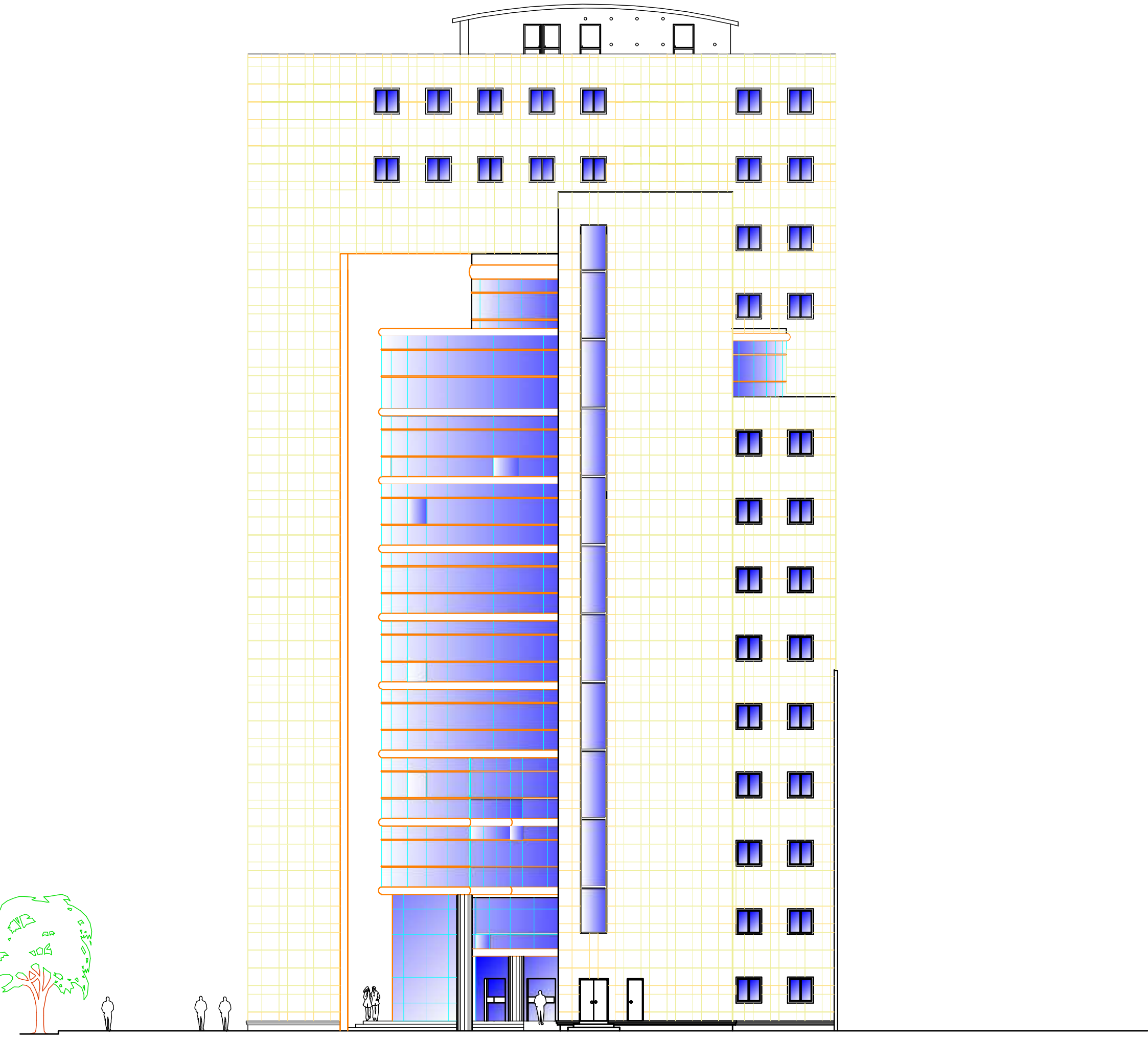

DIRECTEUR
ETUDES,ORGANISATION
ET INFORMATIQUE
CHEF DE
DEPARTEMENT
SECRETARIAT
+32.13
SALLEDE
REUNION
G.P.B.S.
GAINE CLIM
GAINE ELEC
SALLE
POLYVALENTE
CHEF DE
DEPARTEMENT
+32.13
8AGENTS
CHEF DE
DEPARTEMENT

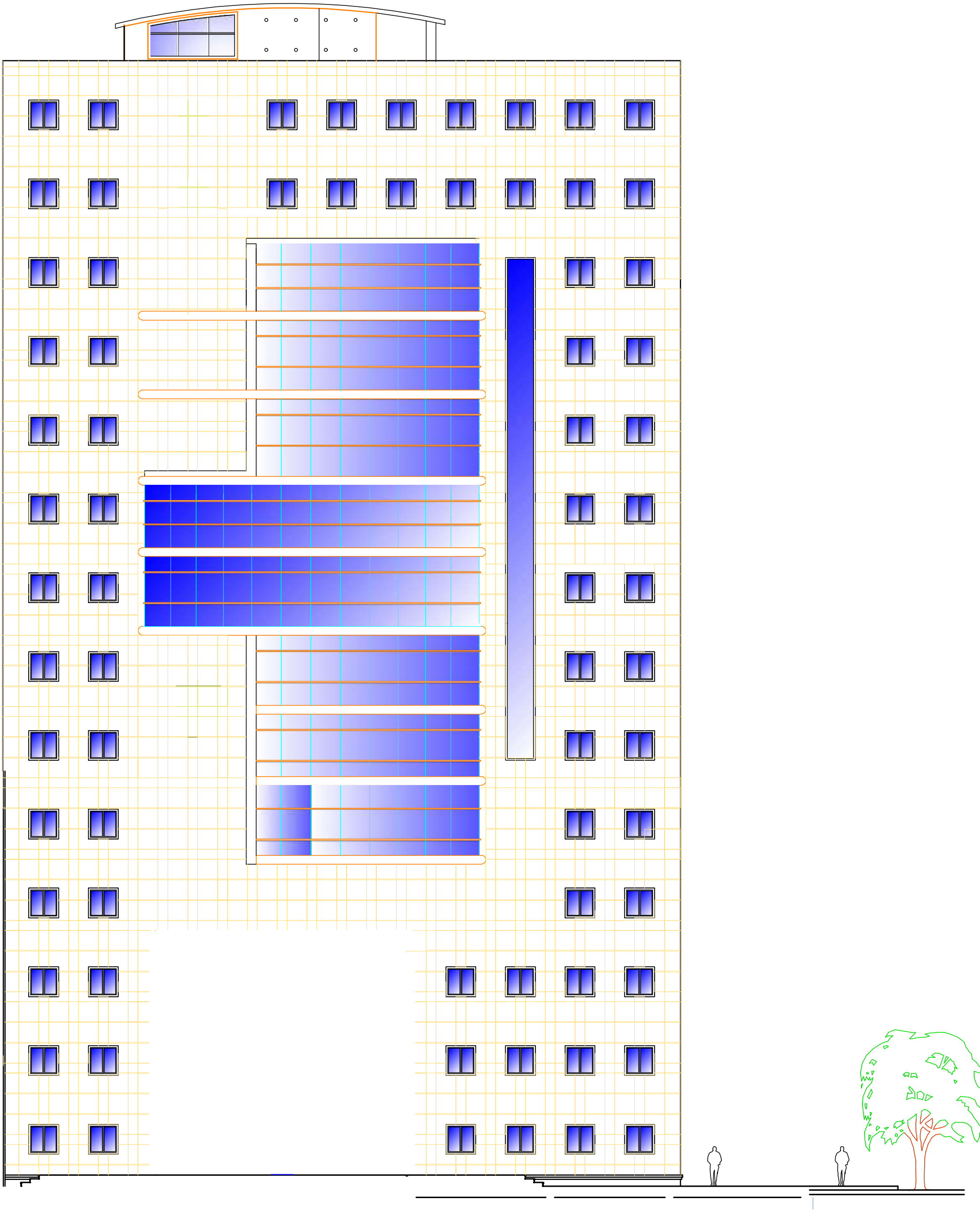

16.20
8.90
SALLE
POLYVALENTE
01
ASSISTANT
01
ASSISTANT
01
ASSISTANT
SALLE
D'ATTENTE
01
ASSISTANT
1
ASSISTANT
CIRCULATION
P.C.F.
P.C.F.
P.C.F.
SALLE
POLYVALENTE
SAS
C.M.C
POOL
SECRETARIA
+35.70
+35.65
+35.70
+35.70
+35.70
+35.65
+32.08
4.95
6.45
4.80
30.60
8.90
5.50
1.35
1.35
1.35
1.18
1.08
1.35
1.35
1.35
1.35
1.20
10.10
10.55
0.45
5.80
10.93
1.35
1.35
1.35
2.43
9.03
5.20
7.47
5.65
5.40
18.86
2.30
5.76
3.30
1.70
1.05
3.48
5.74
2.05
2.58
5.38
8.00
5.32
3.13
4.42
2.90
1.40
1.40
8.10
4.90
0.45
1.08
3.55
4.10
1.35
1.35
1.35
1.35
1.35
1.18
1.35
6.48
2.80
3.15

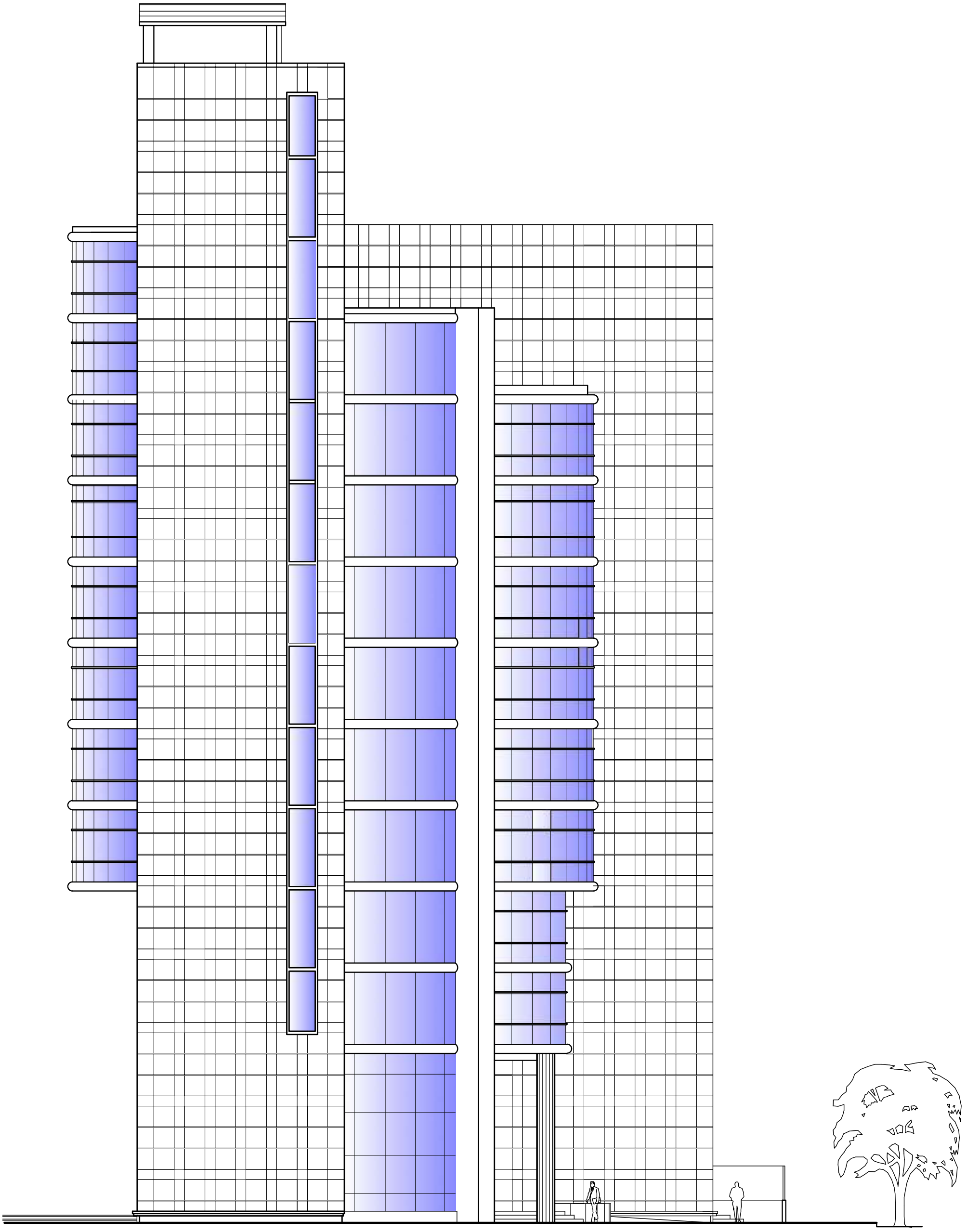

25.10
16.20
1.05
1.35
6.47
SALLE DE
REUNION
10.40
8.00
9.64
+35.65
+39.22
2.65
3.30
BUREAU
D'ORDRE
G.P.B.S.
GAINE ELEC
GAINE CVC
P.C.F.
SALLE
POLYVALENTE
5.28
3.13
+39.27
P.C.F.
SAS
GAINE TECHNIQUE
P.C.F.
CIRCULATION
+39.27
14.16
SAS
2.91
1.40
1.40
+32.08
3.48
5.74
01
ASSISTANTS
02
ASSISTANTS
SAS
P.C.F.
+39.27
+35.65
03
ASSISTANTS
8.10
30.70
16.30
8.90
5.50
0.90
1.35
6.75
1.35
1.35
1.35
1.18
1.08
1.35
1.35
1.35
9.03
3.90
10.10
10.55
0.45
5.80
10.92
1.35
1.35
2.42
1.18
3.55
0.45
4.11
1.35
1.35
1.35
1.35
1.35
1.18
1.35
6.48
2.80
10.80
8.90
3.15


8.90
1.07
1.35
6.48
30.50
0.82
4.58
1.08
1.35
1.22
1.07
BV1
DIRECTEUR GENERAL ADJOINT
PA1
PA2
PA3
PA7
F1
PCF1
PCF2
SALON D'ATTENTE
SECRETARIAT
TIZANNERIE
SAS
CIRCULATION
SALLE DE REUNION
C.M-D
P.C.F.
+39.22
+35.65
+42.79
+42.84
+32.08
GAINE TECHNIQUE EXUTOIRE 1000X1000
GAINE TECHNIQUE EXTRACTION 650X550
GAINE TECHNIQUE DESENFUMAGE 750X700
G.P.B.S.
GAINE ELEC.
GAINE CLIM.
P.H.


P.H.
+49.88
+39.22
+35.65
P.H.
+42.79
CITERNE
D'EAU
G.P.B.S.
GAINE
CLIM.
GAINE
ELEC.
MOTEUR
ASCENSEUR
4.40
4.90
5.80
+49.93
+42.79
2.40
MOTEUR
ASCENSEUR
+32.08
GAINE TECHNIQUE
SOUFFLAGE
900X600
SAS
+49.93
+35.65
+32.08







Introduction Générale

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à la commune d'Alger. Le bloc en question à usage administratif constitué d'un sous-sol + un rez de chaussée (RDC) + treize étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers ; les poutres, les poteaux et les voiles.
- Le calcul des éléments secondaires et les vérification relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». En présente d'abord les différents caractéristique géométrique et dynamique de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- Les résultats ainsi obtenues (effort maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portique et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondation) se fait au sixième chapitre confinement au rapport du sol et règlement en vigueur.

Chapitre I :

Présentation de L'ouvrage

C H A P I T R E I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on doit bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure.

À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un batiment à usage (administratif). Ce bâtiment a une forme irrégulière en plan et en élévation, comportant : un sous-sol + un rez de chaussé (RDC) + 13 niveaux avec un petit étage technique. Il sera implanté à Alger, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003.

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions du bâtiment en plan

- Longueur du bâtiment : 29.70 m ;
- Largeur du bâtiment : 27.14 m.

I.3.2. Dimensions du bâtiment en élévation

- Hauteur de sous-sol : 3.74 m ;
- Hauteur de RDC + étages courants : 3.57 m ;
- Hauteur totale du bâtiment : 53.72 m.

I.4. Conception parasismique

I.4.1. Classification de la zone sismique « Art 3.1 RPA99 v 2003 »

Le bâtiment sera implanté à la commune d'Alger, classé par le Règlement Parasismique Algérien [RPA99 v 2003] comme une zone de forte sismicité « Zone III ».

I.4.2. Classification du sol « Art 3.3 RPA99 v 2003 »

A titre indicatif en présence du rapport du sol on a considéré le site comme rocheux(S1).

I.4.3. Classification de l'ouvrage

I.4.3.1. Selon leur importance « Art 3.2 RPA99 v 2003 »

L'ouvrage appartient au groupe d'usage (Groupe 1B : grande importance), parce qu'il est à usage administratif et sa hauteur dépasse 48 m (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m).

I.4.3.2. Selon leur configuration

I.4.3.2.1. Régularité en plan

Le bâtiment est dissymétrique dans les deux directions (irrégulier en plan).

I.4.3.2.2. Régularité en élévation

Le bâtiment a des décrochements en élévation (irrégulier en élévation).

I.4.3.3. Classification des systèmes de contreventement « Art 3.3 RPA99 v 2003 »

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8m et sera implanté en (zone III), donc selon le RPA99 version 2003 « Art III.4.b », il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.5. Conception structurelle

I.5.1. Planchers

On va utiliser deux types de planchers pour le bloc, dont le rôle est de résister aux charges verticales et le transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.5.2. Les balcons

Sont les parties saillantes de la structure, ils sont constitués de dalle pleine / corps creux. (Dans notre projet il y a seulement des balcons en dalle pleine).

I.5.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.5.4. Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.5.5. La maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses et en verre.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées par une lame d'air.
- Murs extérieurs (murs rideaux en verre) : deux vitres en verre de 1cm séparés par une lame d'Aire de 1cm d'épaisseurs.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.5.6. Les ascenseurs

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux diffèrent niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.5.7. L'infrastructure

C'est la partie d'infraction structure-sol ; qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.6. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.6.1. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.6.2. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.6.3. Le béton

On utilisera un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42.5 de 350 kg/m ^{3} ce qui donne une résistance) la compression à 28 jours égale à minimum f_{c28} = 25 MPa.

Tableau.I.1. Autres caractéristiques du béton.

Résistance à la traction « f_{c28} »		2.1 MPa
Module d'élasticité (E)	**Instantané**	32164.2 MPa
	Différé	10818.86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	**Sollicitation**	0
	Déformation	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	**Fissuration préjudiciable où Très préjudiciable**	2.5 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	**Situation durable**	14.2 MPa
	Situation accidentelle	18.5 MPa

I.6.4. Acier

I.6.4.1. Type d'acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse.

Tableau.I.2. Les type d'acier utilisé et leurs nuances.

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Limite d'élasticité (MPA)**
Rond lisse (RL)	Armatures transversales (cadres, étriers des poteaux, poutes et pièces préfabriqués)	F_eE 240	235
Barre à haute adhérence (HA)	Tous les travaux en BA (Armatures longitudinales)	F_eE 400	400
Treillis soudé	Emploi courant pour : radier, voile, plancher, dallage	TLE 520	520

Tableau.I.3. Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contrainte Limite σ_s</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armature à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>201.63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>159.4 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armature à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>130.42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments structuraux

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCUTRAUX

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts, il sera fait selon le CBA et le RPA 99 (version 2003).

Les éléments résistants de la structure du projet à savoir :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des dalles

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

h_t: L'épaisseur du plancher.

L_{max}: la longueur maximale de poutrelle (L = 540 cm).

$$\frac{540}{25} \leq h_t \leq \frac{540}{20} \Rightarrow 21.16\text{cm} \leq h_t \leq 27\text{cm}$$

On adopte**: h_t =24 cm.**

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

⇒ h_t = **20+4 cm.**

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : $h_{min} \geq 16\ cm$, d'où on a 24**cm > 16 cm** (condition vérifier).

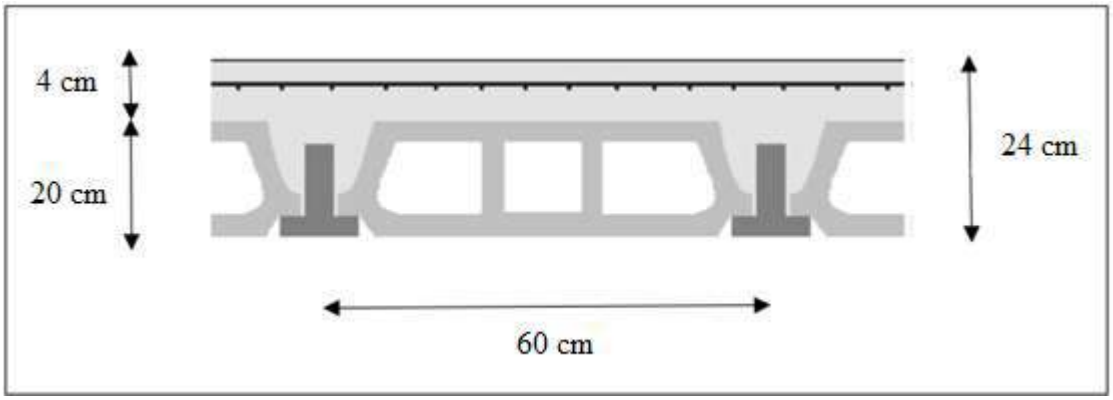


Figure II.1: coupe du plancher à corps creux

II.2.2. Plancher dalle pleine

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

e : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus petite des portées.

- Dalle reposant sur deux appuis, pour : (L = 3.3 m).

$$\frac{330}{35} \leq e \leq \frac{330}{30} \quad \Longrightarrow \quad 9.42\ cm \leq e \leq 11\ cm$$

On adopte : **e=15cm ;** (isolation acoustique).

- Dalle reposant sur quatre appuis, pour : (L = 5.4 m).

$$\frac{540}{45} \leq e \leq \frac{540}{40} \quad \Longrightarrow \quad 12\ cm \leq e \leq 13.5\ cm$$

On adopte : **e=13cm.**

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau (II.1):

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

Tableau II.1. Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	L= 510 cm ⇒34cm≤ h ≤ 51cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 510 cm ⇒ 34cm ≤ h ≤ 51cm On adopte : **h=40cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1.5 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}08 \geq \frac{1}{16} = 0.062$ **Conditions vérifiées**	$\frac{h}{L} = 0{,}08 \geq \frac{1}{16} = 0.062$ **Conditions vérifiées**

- **Section adoptée :**
  - Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×45 cm².
  - Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².

II. 4. Evaluation des charges et surcharges

L'estimation des valeurs de charges permanentes et charges d'exploitation sont prises conformément au Règlement Algérien DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et Charges d'Exploitation).

II.4.1. Charge permanentes

II.4.1.1. Maçonnerie

- **Murs intérieurs (simple cloison)**

Tableau II.2. Charges permanentes du mur simple cloison.

N	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**P.volumique(KN/m²)**	**P.surfacique(KN/m²)**
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**1.62**

❖ **Murs extérieur (double cloison)**

Tableau II.3. Charges permanentes du mur double cloison.

N	Composants	Epaisseur (m)	P.volumique(KN/m²)	P.surfacique(KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Lame d'aire	-	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**2.52**

❖ **Murs rideau**

Tableau II.4. Charges permanentes du mur rideau en verre.

N	Composants	e (m)	Caractéristique	Types	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Alucobande	0.05	-Largeur inférieur 5cm -Largeur extérieur 5cm -Profondeur montante 4.2 à 23 cm -Profondeur traverse 0.5 à 19.3 cm	CW50	27	1.35
2	Verre	0.01	-Anti feu -Isloation élevée -Solar -Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
3	Lame d'aire	-	-	-	-	-
4	Verre	0.01	-Anti feu -Isloation élevée -Solar -Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
Charge permanente G						**1.85**

II.4.1.2. Plancher corps creux

- **Plancher Terrasse**

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher Terrasse (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.04	0.80
2	Etanchéité Multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	2.20
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Plancher corps creux (20+4)	0.24	3.30
9	Enduit en platre	0.02	0.20
Charge permanente G			**6.90**

- **Plancher étage courant**

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher Etage courant (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Plancher corps creux (20+4)	0.24	3.30
5	Enduit en plâtre	0.02	0.20
6	Simple cloison	0.10	1.62
Charge permanente G			**6.46**

II.4.1.3. Plancher dalle pleine

❖ **Plancher étage courant**

Tableau II.7. Charges permanentes du plancher Etage courant (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Plancher en dale pleine	0.15	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	0.20
6	Simple cloison	0.10	1.62
Charge permanente G			**6.91**

II.4.2. Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse accessible : Q=1.5 kN/m².
- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m².
- ✓ Etage courant à usage administratif : Q=2.5 kN/m^2.
- ✓ Balcon Q=3.5 kN/m^2.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera Pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.5.1. Les dimensions des poteaux

On a commencé avec les sections minimales exigées par le RPA99v2003, elles ne sont pas vérifiées donc on a augmenté les sections jusqu'à leurs vérifications avec l'effort normal admissible.

II.5.2. Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 « Art 7.4.1 ».

On doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (pot carré) , $i = \frac{D}{4}$ (pot circulaire)

λ: l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : longueur du poteau

l_f: longueur de flambement ($0.7 \times l_0$).

f_{c28}=25 MPa ; f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.5.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate qu'on a deux poteaux plus sollicités :

II.5.2.1.1. Poteau carré

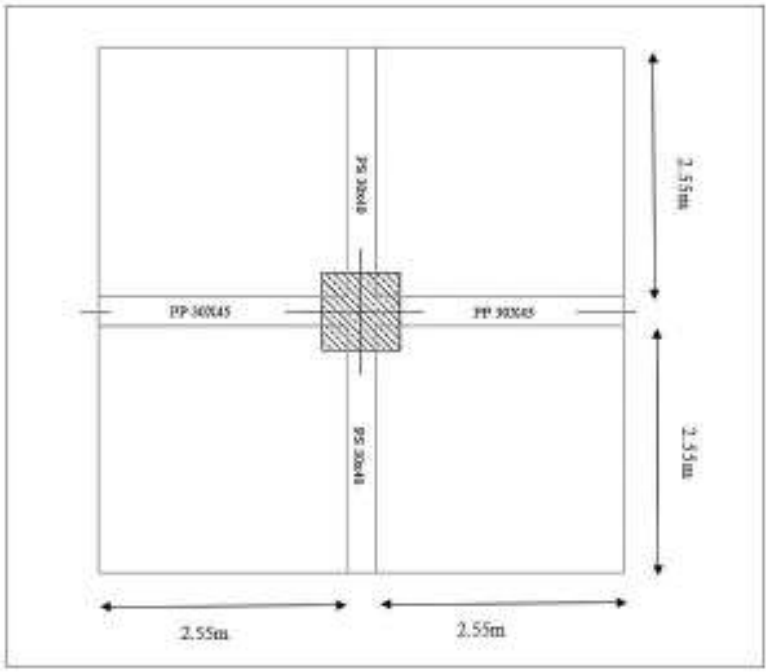


Figure II.2: Surface du plancher supportée par le poteau carré le plus sollicité.

- **Les surfaces du plancher de chaque niveau :**

SS ⇒ 7éme: St = 29.16 m²; Sp = 26.01 m²

8éme : St = 24.48m²; Sp = 21.46 m²

9éme,12éme, 11éme : St = 15.39 m² ; Sp = 13 m²

II.5.2.1.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

Tableau II.8. Calcul de l'effort normale limite.

Etage	Dimmension (cm^2)	Lf (m)	i	λ	Br (cm2)	AS (cm2)	α	$\bar{N}$(kN)
11	40×40	2.499	0.115	21.64	1444	1.6	0.790	2155.44
10	45×45	2.499	0.130	19.23	1849	2.025	0.802	2801.09
9	45×45	2.499	0.130	19.23	1849	2.025	0.802	2801.09
8	45×45	2.499	0.130	19.23	1849	2.025	0.802	2801.09
7	50×50	2.499	0.144	17.31	2304	2.5	0.810	3527.92
6	50×50	2.499	0.144	17.31	2304	2.5	0.810	3527.92
5	50×50	2.499	0.144	17.31	2304	2.5	0.810	3527.92
4	55×55	2.499	0.159	15.74	2809	3.025	0.817	4335.64
3	55×55	2.499	0.159	15.74	2809	3.025	0.817	4335.64
2	55×55	2.499	0.159	15.74	2809	3.025	0.817	4335.64
1	60×60	2.499	0.173	14.42	3364	3.6	0.822	5224.07
EDC	60×60	2.499	0.173	14.42	3364	3.6	0.822	5224.07
SS	60×60	2.618	0.173	15.11	3364	3.6	0.819	5207.38

II.5.2.1.1.2. Détermination des charges permanentes *et charges d'exploitation*

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II.9. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.

Etage	$G_{plancher}$	G_{pot}	G_{pp}	G_{ps}	G_{Niv}	G_{cum}
11	89.700	12.680	17.210	13.380	132.970	132.970
10	83.980	16.048	17.210	13.380	130.618	263.588
9	132.623	16.048	17.210	13.380	179.261	442.849
8	168.025	16.048	17.210	13.380	214.663	657.512
7	168.025	19.813	17.210	13.380	218.427	875.939
6	168.025	19.813	17.210	13.380	218.427	1094.366
5	168.025	19.813	17.210	13.380	218.427	1312.793
4	168.025	23.973	17.210	13.380	222.588	1535.381
3	168.025	23.973	17.210	13.380	222.588	1757.969
2	168.025	23.973	17.210	13.380	222.588	1980.556
1	168.025	28.530	17.210	13.380	227.145	2207.701
EDC	168.025	28.530	17.210	13.380	227.145	2434.845
SS	168.025	30.060	17.210	13.380	228.675	2663.520

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) : $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots Q_n)$

Tableau II.10. Les surcharges d'exploitations.

Niveaux	Q plancher		Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
11	Q0	1.5	23.085	0	-	23.085
10	Q1	2.5	38.475	1	1	61.560
9	Q2	2.5	61.200	2	0.95	117.776
8	Q1	2.5	72.900	3	0.9	178.403
7	Q2	2.5	72.900	4	0.85	231.739
6	Q3	2.5	72.900	5	0.8	277.785
5	Q4	2.5	72.900	6	0.75	316.541
4	Q5	2.5	72.900	7	0.714	354.506
3	Q6	2.5	72.900	8	0.69	235.467
2	Q7	2.5	72.900	9	0.67	462.672
1	Q8	2.5	72.900	10	0.65	496.935
EDC	Q9	2.5	72.900	11	0.64	536.301
SS	Q10	2.5	72.900	12	0.625	569.835

II.5.2.1.1.3. *Vérification de l'effort normal ultime*

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.11:

- $N_{ultime} = 1{,}35G + 1{,}5Q$
- $N_U = 1{,}1N_{ultime}$

Tableau II.11. Calculs et vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U.

Niveaux	Gcum(KN)	Qcum (kN)	Nu	1,1Nu	$\bar{N}$u(kN)	verification
11	132.970	23.085	214.137	235.551	2155.442	**cv**
10	263.588	61.560	448.184	493.002	2801.090	**cv**
9	442.849	117.776	774.511	851.962	2801.090	**cv**
8	657.512	178.403	1155.245	1270.769	2801.090	**cv**
7	875.939	231.739	1530.126	1683.138	3527.922	**cv**
6	1094.366	277.785	1894.072	2083.479	3527.922	**cv**
5	1312.793	316.541	2247.083	2471.791	3527.922	**cv**
4	1535.381	354.506	2604.523	2864.975	4335.647	**cv**
3	1757.969	235.467	2726.458	2999.104	4335.647	**cv**
2	1980.556	462.672	3367.759	3704.535	4335.647	**cv**
1	2207.701	496.935	3725.799	4098.379	5224.073	**cv**
EDC	2434.845	536.301	4091.493	4500.642	5224.073	**cv**
SS	2663.520	569.835	4450.505	4895.555	5207.383	**cv**

Remarque :

Concernant les étages qui nous restent (12éme, terrasse et L'étage technique), on les continue avec des poteaux de section de (40×40) cm².

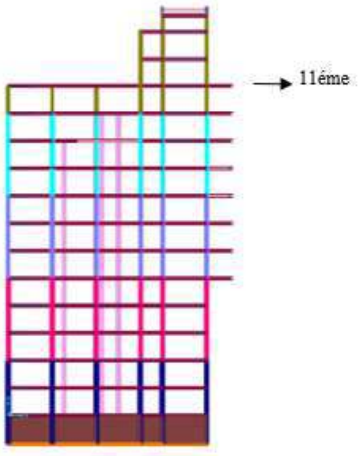


Figure II.3: Coupe du bâtiment.

II.5.2.1.1.4. Vérification des dimensions RPA99(version2003) « Art 7.5.1 »

Tableau II.12. Vérification selon le RPA99 version 2003.

Conditions à vérifier	Application de condition		Vérification
Min(b,h)≥ 30 cm	40 cm > 30 cm		**Condition vérifié**
Min(b,h)≥ he /20	E. tec	40 > 10	**Condition vérifié**
	Etage	40 > 17.85	
	SS	60 > 18.7	
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	E. tec	0.25 ≤ 1 ≤ 4	**Condition vérifié**
	Etage	0.25 ≤ 1 ≤ 4	
	SS	0.25 ≤ 1 ≤ 4	

II.5.2.1.2. Poteau circulaire

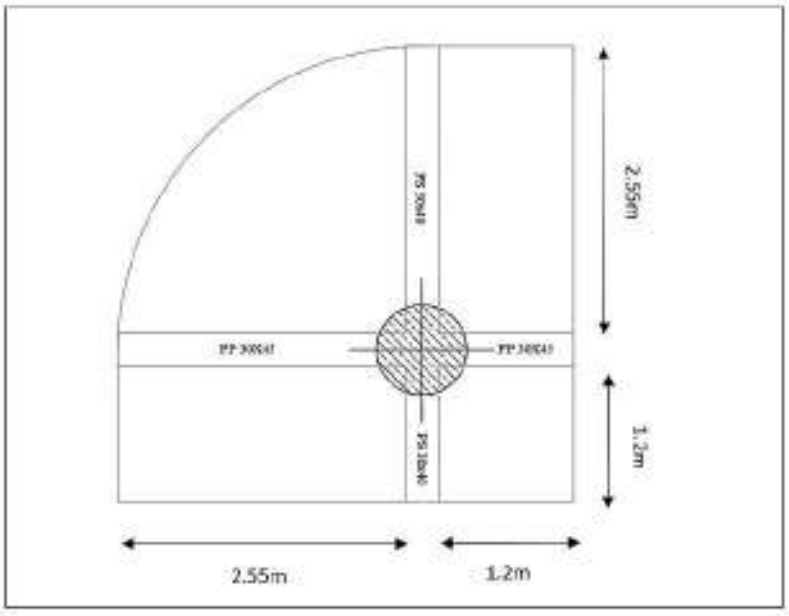


Figure II.4: Surface du plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité.

II.5.2.1.2.1. Vérification de *l'effort normal ultime*

Tableau II.13. Calcule et vérifications du $1{,}1N_{ultime}$ et N_U.

Niveaux	D (cm)	Nu	1,1Nu	$\bar{N}$u(kN)	verification
terasse	55	101.660	111.826	3361.648	**cv**
12	55	209.759	230.735	3361.648	**cv**
11	55	315.580	347.138	3361.648	**cv**
10	55	470.336	517.370	3361.648	**cv**
9	55	689.257	758.182	3361.648	**cv**
8	55	902.451	992.696	3361.648	**cv**
7	55	1109.919	1220.910	3361.648	**cv**
6	55	1316.024	1447.627	3361.648	**cv**
5	55	1522.435	1674.679	3361.648	**cv**
4	55	1727.803	1900.583	3361.648	**cv**
3	55	1930.880	2123.968	3361.648	**cv**
2	55	2137.074	2350.781	3361.648	**cv**
1	55	2339.133	2573.046	3361.648	**cv**
RDC	55	2542.750	2797.025	3361.648	**cv**
SS	55	2782.769	3061.046	3344.959	**cv**

II.5.2.1.2.2. Vérification des dimensions RPA99(version2003) « Art 7.5.1 »

Tableau II.14. Vérification selon le RPA99 version 2003.

Conditions à vérifier	Application de condition		Vérification
D ≥ 35 cm	D = 55cm		**Condition vérifié**
D ≥ he /15	Etage	55 > 23.8	**Condition vérifié**
	SS	55 > 24.93	**Condition vérifié**

II.5.2.1.3. Les raidisseurs

On prend (b×h) = (25×25) cm².

II.6. Prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1. Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4\ a$) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.
- a : épaisseur du voile.

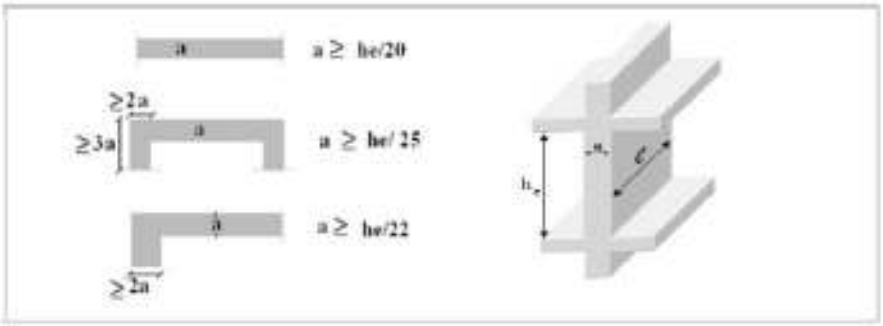


Figure II.5. Vue en plan et vue en 3D du voile.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités.

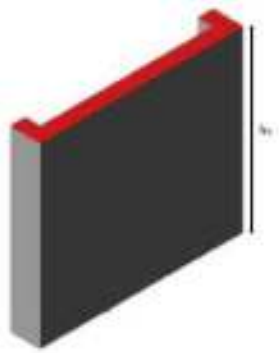
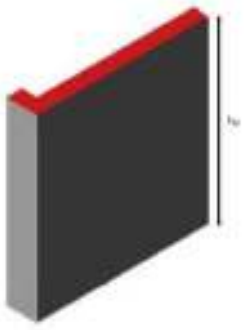
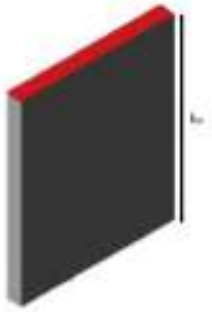
		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$	$L \geq 4.a$	

Figure II.6 : Règle de prédimensionnement des voiles.

- Pour le Sous-sol (h_e= 3,74m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(374-40)}{22} = 15.18\text{cm}\right]$$

- Pour E.C (h_e=3,57m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(357-40)}{22} = 14.41\text{cm}\right]$$

⇒ On adopte un voile périphérique (SS) d'une épaisseur de 20 cm et un voile de contreventement de 15cm pour les autres étages.

II.7. Les longrines

Les dimensions minimales des longrines sont données par :

- (25×30) cm² ⇒ site de catégorie S2 ou S3.
- (30×30) cm² ⇒ site de catégorie S4.

⇒ Notre site est de (catégorie S1) ⟶ (30×30) cm².

II.8. Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre III :

Calcul des éléments Secondaires

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considéré comme tels, dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils font considérer comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande d'un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

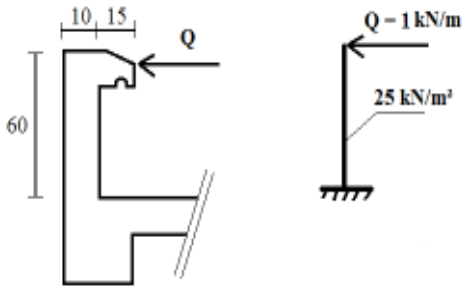


Figure III.1 : L'acrotère (dimensions et charges exercées).

III.2.1. Détermination des efforts

Tableau. III.1. Les efforts exercés sur l'acrotère.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	Nu(kN)	Mu(kN.m/ml)	Tu(kN/ml)
ELU	1.875	1.00	1.35G = 2.53	1.5Q.h = 0.9	1.5Q = 1.5
ELS			G= 1.875	Q.h = 0.6	/

III.2.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

Section minimale : $A_{min} = A_{s1} + A_{s2}$ = max [4%u ;0.2B/100] = 8.8 cm²/ml.

Section maximale : $A_{max} = \frac{5B}{100}$ = 50 cm²/ml.

Tableau. III.2. Armature verticale et horizontale.

	Verticales		Horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0.6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0.6m)
Calculée	0.37	0.00	$A_{s1}/4$ = 1.38	$A_{s1}/4$ = 1.38
Choisie	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	5HA8 = 2.51	5HA8 = 2.51

Tableau. III.3. Espacement des armatures.

	Vertical (cm)	Horizontal (cm)²
Calculé	100/7 = 14.28	(60-2×2.5)/(5-1) = 13.75
Choisie	15	15
Admissible	Max (3h,33 cm) = 30	Max (4h,45 cm) = 40

III.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau. III.4. Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

Contraintes (MPa)			Contraintes admissible (MPa)			Vérification
σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\overline{\sigma_s}'$	Oui
0.34	2.16	2.16	15	206.63	206.63	

III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement l'ELU

Tableau. III.5. Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification		
b (cm)	**h (cm)**	**T (kN)**	**T_u (MPa)**	**T_{adm} (MPa)**	Oui
100	10	1.5	0.02	2.50	

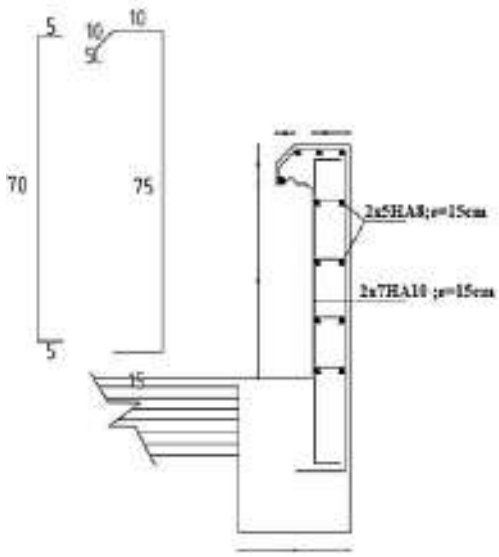


Figure III.2 : Dessin de ferraillage de l'acrotère.

III.3. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en BA , déposées parallèlement de 60cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.3.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. : (2 x (0,60/2) x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

III.3.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids du corps creux (entrevous) et la couche de béton.
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

III.3.1.1.1. Calcul des charges des poutrelles avant coulages

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12×4 cm^2 :

Tableau. III.6. Charge permanente et charge d'exploitation.

Charges permanentes G	**Charges d'exploitation Q**
Poids des poutrelles 0.12 × 0.04 × 25 = 0.12 kN/ml	Poids de l'ouvriers et les matériaux Q = Max {1KN ; 0.5 × L kN.m de portée} = 2.7 kN
Poids du corps creux :0.6 × 1 = 0.6 kN/ml	
0.72 kN/ml	**2.7 kN/ml**

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de table de compression.

III.3.1.1.2. Calcul du *nombre d'étaiements*

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements c'est-à-dire, on suppose qu'on dispose d'un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied

nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu'à avoir une flèche inferieure a la flèche admissible.

$$f = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10\ mm \qquad pour\ L \leq 5m$$

$$Fmax = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times EI} + \frac{Q \times L^3}{48 \times EI} = \frac{5 \times 0.72 \times 5400^4}{384 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} + \frac{2.7 \times 10^3 \times 54000^3}{48 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} = 817.53mm$$

Tableau. III.7. Calcul des étaiements.

Nmbr Etais	**G (kN/ml)**	**Q (kN)**	**E (MPa)**	**L (mm)**	**I (mm^4)**	**f (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	**f < $\bar{f}$**
0	0.72	2.7	32164.20	5400	640000	817.53	10.4	cnv
1	0.72	1.35	32164.20	2700	640000	51.10	5.4	cnv
2	0.72	1	32164.20	1800	640000	10.68	3.6	cnv
3	0.72	1	32164.20	1350	640000	4.00	2.7	cnv
4	0.72	1	32164.20	1080	640000	1.89	2.16	cv

Commentaire : on doit disposer 4 étaiements.

III.3.1.2. Après coulage :

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on un type de poutrelle à traiter sous les charges et les surcharges de tous les étages :

- ✓ Poutrelle à 6 travées.
- ✓ Poutrelle à 3 travées.
- ✓ Poutrelle à 2 travées.
- ✓ Poutrelle à 1 travée.

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 2000

III.3.1.2.1. Calcul des sollicitations

Tableau. III.8. Evaluation des charges et surcharges.

G (kN/m ^{2})	Q (kN/m ^{2})	Pu (kN/m)	Ps (kN/m)
6.46×0.6 = 3.88	2.5×0.6= 1.5	7.488	5.38

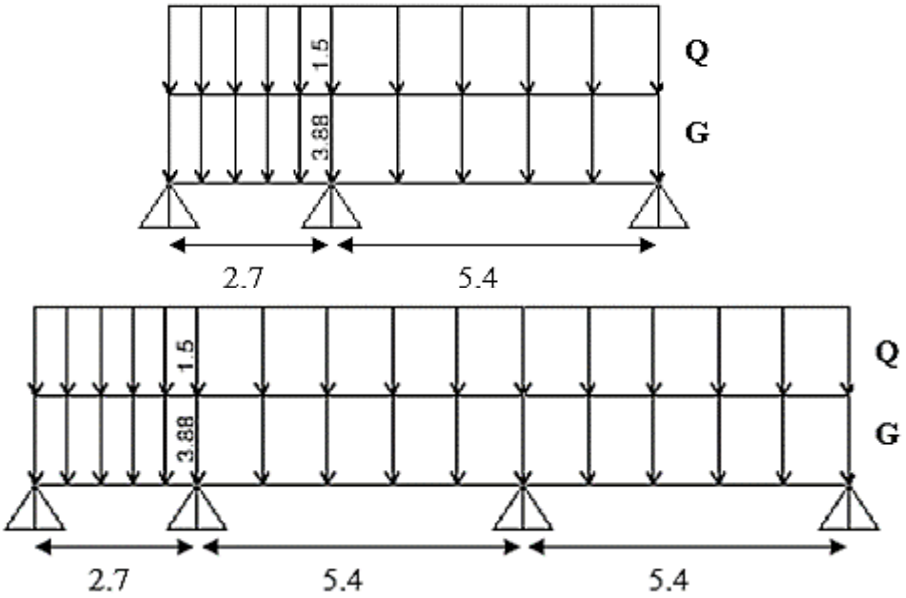


Figure III.3 : Schéma statique des poutrelles avec les dimensions des travées.

III.3.1.2.2. Calcul de ferraillage *à l'ELU*

Le ferraillage est généralisé sur toutes les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximum (moment d'étage courant).

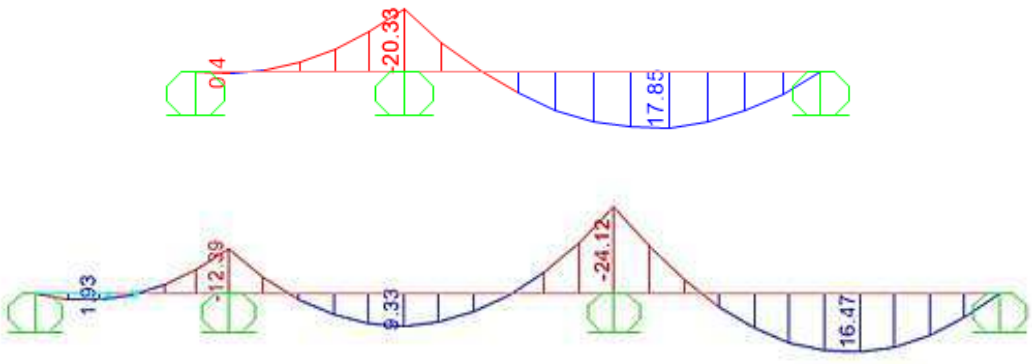


Figure III.4 : Diagramme des moments max à l'ELU.

Tableau. III.9. Armature longitudinale.

Position	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	14.28	A_{s1} = 1.9	2HA12 = 2.26
		A_{s2} = 0	1HA12 = 1.13
Aux appuis	24.67	A'_{s1} = 0.5	2HA12 = 2.26
		A'_{s2} = 4.6	1HA12+2HA14 = 4.21

III.3.1.2.3. *Vérification des contraintes normales à l'ELS*

Le type de fissuration est peut nuisible donc en vérifié seulement la contrainte du béton.

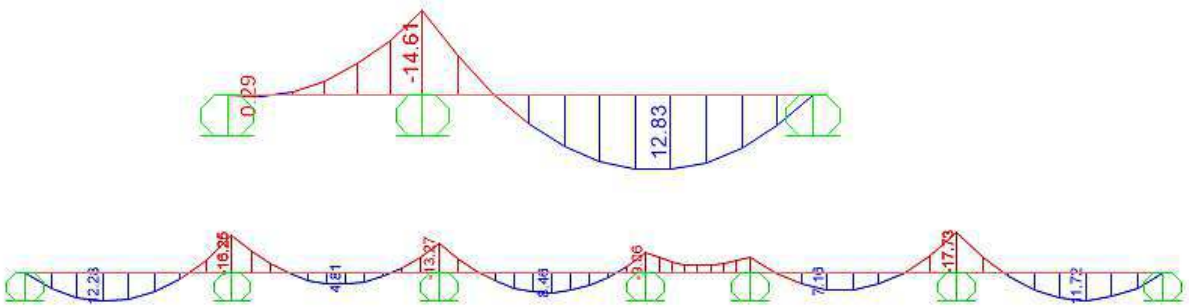


Figure III.5 : Diagramme des moments max à l'ELS.

Tableau. III.10. Vérification des contraintes normales.

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	Oui
10.264	17.73	3.7	13.45	15	

III.3.1.2.4. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU*

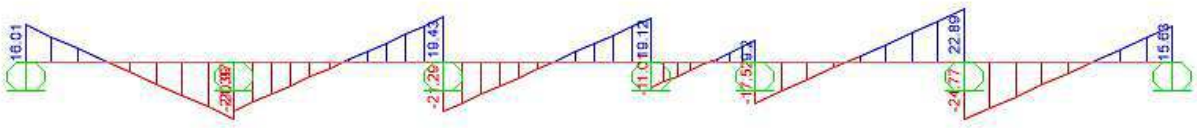


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Tableau. III.11. Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	At (cm^2)
24.77	1.4	3.33	Oui	20	20	2HA6=0.57

III.3.1.2.5. *Vérification de la flèche a l'ELS*

Tableau. III.12. Vérification de la flèche.

Elément	Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
	M_{ag} (kN. m)	M_t (kN. m)	M_{ad} (kN. m)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	
Poutrelle	-14.61	10.264	-2.566	2.26	4.21	8	10.4	Oui

Remarque

Pour les poutrelles d'une seule travée, les vérifications ne sont pas justifiées parce que le moment est très élevé donc on a créé un chainage de (30×30) dans cette travée pour minimiser la charge.

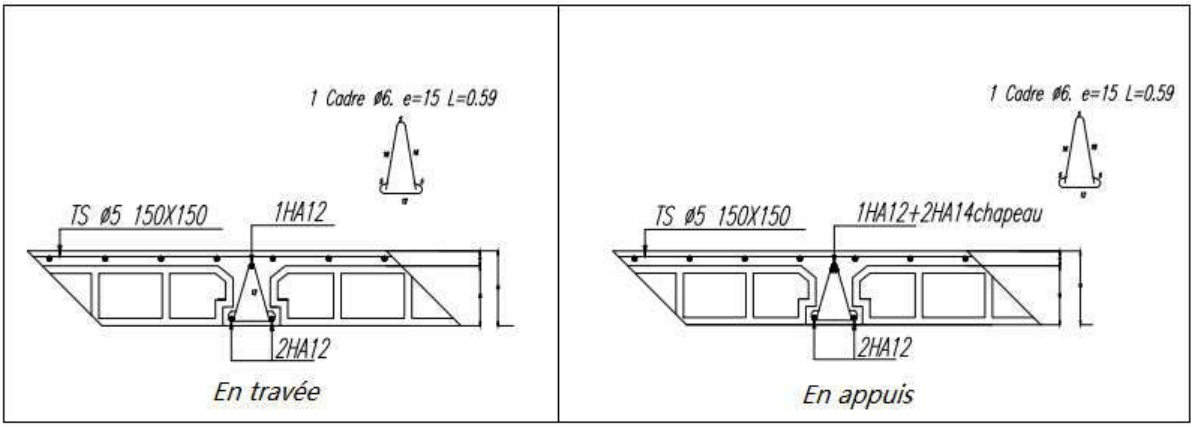


Figure III.7 : Dessin de ferraillage des poutrelles

III.3.1.3. Ferraillage de chainage

III.3.1.3.1. *Calcul de ferraillage à l'ELU*

Tableau. III.13. Calcul de ferraillage de chainage.

M_{max} (kN.m)		$A_{calculé}$ (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)	
Travée	**Appuis**	**Travée**	**Appuis**	**Travée**	**Appuis**
62.59	-70.9	7.3	8.5	5HA14 = 7.7	6HA14 = 9.2

III.3.1.3.2. *Vérification des contraintes normales à l'ELS*

Tableau. III.14. Vérification des contraintes normales.

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	Vérification
Travée	45.08	7.7	9.2	15	Oui
Appui	-51.10	9.2	9.9	15	Oui

III.3.1.3.3. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU*

Tableau. III.15. Vérification des contraintes de cisaillement.

T_{Max} (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Φ (mm)	At (cm^2)
99.4	1.2	3.33	Oui	10	15	8	4HA8

III.3.1.3.4. *Vérification de la flèche à l'ELS*

Tableau. III.16. Vérification de la flèche.

Elément	Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
	M_{ag} kN. m	M_t kN. m	M_{ad} kN. m	As1 cm^2	As2 cm^2	f mm	$\bar{f}$ mm	
Chainage	-50	45.08	-49.71	4.62	4.62	7.5	10.4	Oui

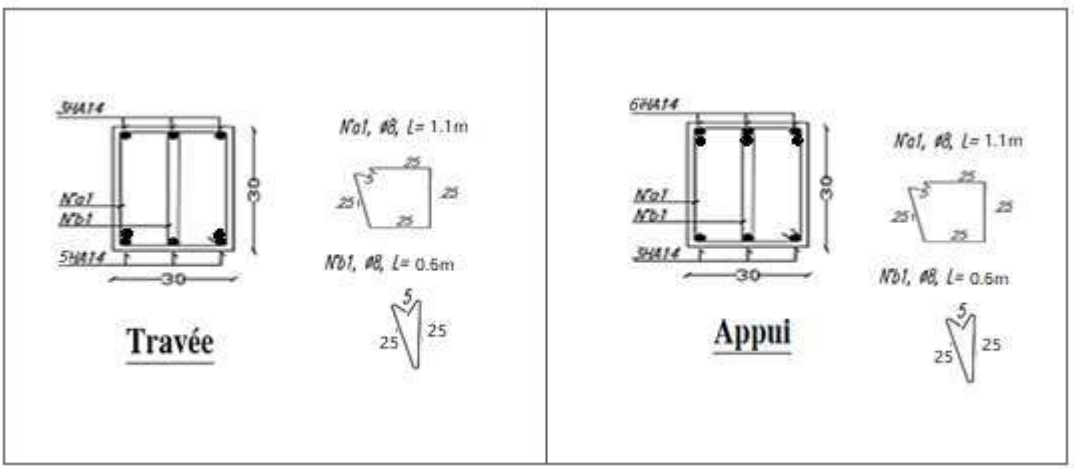


Figure III.8: Dessin de ferraillage de chainage.

III.3.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE525 ($F_e = 525$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a : } L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{525} = 0{,}46cm^2/ml$$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}46}{2} = 0{,}23cm^2/ml$$

$$\text{On choisira : } A_{t1} = 5\,\emptyset\,4{,}5 = 0.98cm^2 \text{avec un éspacement de } 15cm.$$

$$A_{t2} = 4\,\emptyset\,5 = 0{,}78cm^2 \text{avec un éspacement de } 15cm.$$

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (annexe 4)

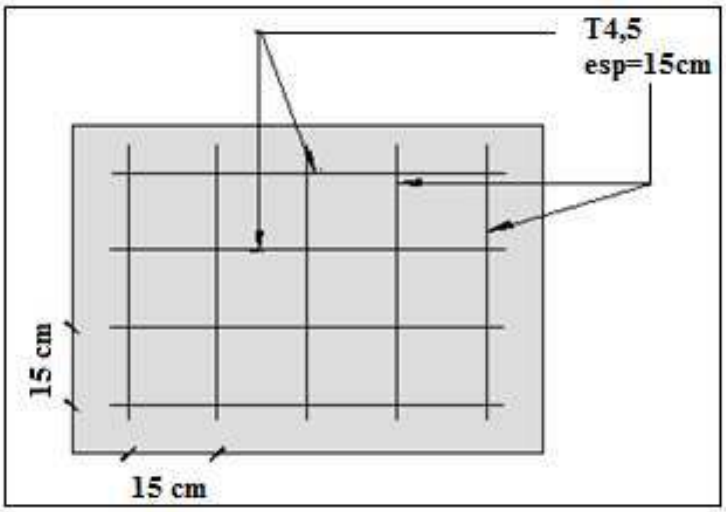


Figure III.9 : Disposition des armatures de dalle de compression.

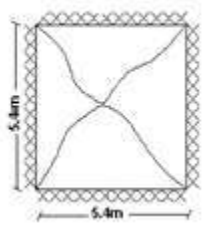
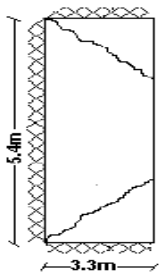
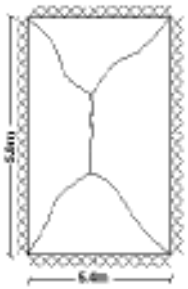
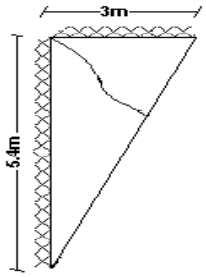
III.4. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe B) pour la détermination des moments (à l'ELU) et la méthode forfaitaire (annexe C) pour la détermination des moments (à l'ELS).

III.4.1. Type des dalles

Tableau. III.17. Les types des dalles.

 **Type 1**	 **Type 2**	 **Type 3**	 **Type 4**
Dalle carée encastrée sur 4 cotée	Dalle rectangulaire encastrée sur 2 cotée	Dalle rectangulaire encastrée sur 4 cotée	Dalle triangulaire encastrée sur 2 cotée

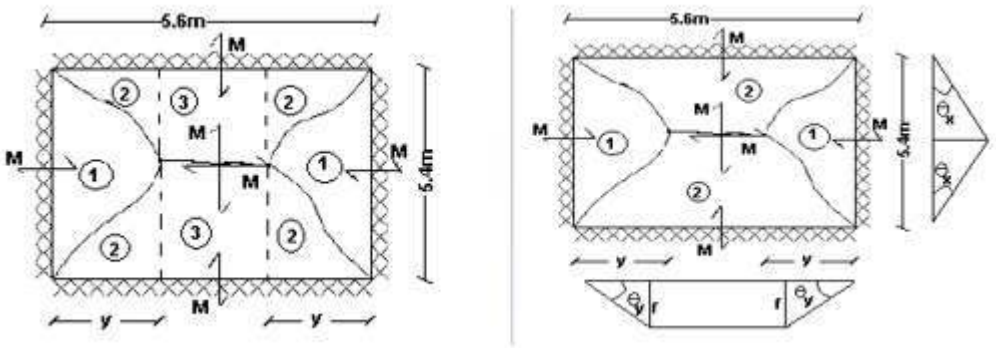


Figure III.10 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine de type 3.

Tableau. III.18. Charge et surcharge appliqué a dalle pleine.

Type	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)	M_u(kN.m)
3	6.91	2.5	13.08	9.41	0.625×Pu = 8.23
2	6.91	3.5	14.58	10.41	0.73×Pu = 10.64
4	6.91	3.5	14.58	10.41	0.14×Pu = 1.83

III.4.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

Tableau. III.19. Ferraillage à l'ELU (sens X et sens Y).

Type	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	As1(cm^2)	As2(cm^2)
3	7	-4.12	1.7	1.7	7HA8 = 3.52	7HA8 = 3.52
2	9.04	-5.32	1.7	1.7	7HA8 = 3.52	7HA8 = 3.52
4	1.73	-1.02	2.1	1.7	7HA8 = 3.52	7HA8 = 3.52

III.4.3. Vérification des contraintes normal à l'ELS

Tableau. III.20. Vérification des contraintes normal (sens X).

Type	M_{ser} (KN.m)		σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
3	**Mt**	9.15	4.9	15	/	/	/	Oui
	Ma	6.5	1.6	15	/	/	/	Oui
2	**Mt**	3.45	0.8	15	8.4	8.4	201.63	Oui
	Ma	2.3	0.6	15	5.6	5.6	201.63	Oui
4	**Mt**	3.23	0.8	15	7.9	7.9	201.63	Oui
	Ma	1.9	0.5	15	4.6	4.6	201.63	Oui

Tableau. III.21. Vérification des contraintes normal (sens Y).

Type	M_{ser} (KN.m)		σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
3	**M t**	11.05	6	15	/	/	/	Oui
	M a	6.5	1.6	15	/	/	/	Oui
2	**M t**	8.38	4.5	15	12.4	12.4	201.63	Oui
	M a	4.93	1.2	15	12	12	201.63	Oui
4	**M t**	6.93	1.7	15	16.9	16.9	201.63	Oui
	M a	4.07	1	15	9.9	9.9	201.63	Oui

III.4.4. Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU

Tableau. III.22. Vérification des contraintes normal (sens X, Y).

Type	T_{Max} (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
3	23.83	0.191	1.16	Oui
2	18.43	0.147	1.16	Oui
4	17.11	0.136	1.16	Oui

III.4.5. Vérification de la flèche à l'ELS

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{bxd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

On a pour le 2eme et 4eme type les conditions sont vérifié alors il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche mais Pour le 3eme type ces conditions ne sont pas vérifiées alors on doit faire la vérification.

Tableau. III.23. Vérification de la flèche (sens X, Y).

Type	L (m)	Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
		M_{ag} (kN. m)	M_t (kN. m)	M_{ad} (kN. m)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	
3	5.4	-3.9	9.15	-6.5	3.25	3.25	4.9	10.4	Oui

III.5. Dalle machine

III.5.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Elle se compose d'un moteur (machine), une dalle supporte la machine et une cabine d'ascenseur.

III.5.2. Pré dimensionnent de la dalle

On a 2 conditions à vérifier :

- **Critère de résistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec :

Lx : La plus petite portée de la dalle mesurée à nus d'appuis (Lmax=2.1m).

e : L'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \qquad \Rightarrow \qquad 4.66 \leq e \leq 5.25$$

- **Condition de L'E.N.A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm, donc on prend e=25 cm.

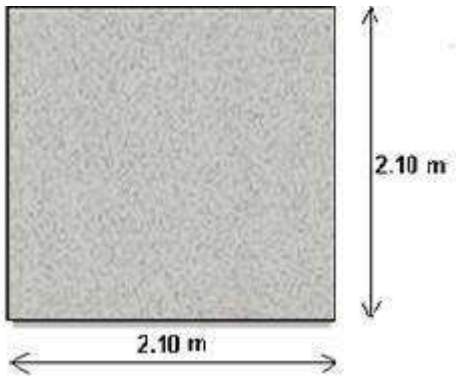


Figure III.11 : Dimension de la dalle machine.

III.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitations

❖ **Charges permanentes**

Tableau. III.24. Poids de la machine.

P(kg)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

Poids de la machine supportée $q = \frac{\sum p_i}{S} = \frac{17300}{2{,}10 \times 2{,}10} = 3922.90$ kg/m² = 39.22 KN/m²

Charge permanente de la dalle = 10.01 kN/m²

$\Rightarrow$ G = 10.01+39.22 = 49.23 kN/m²

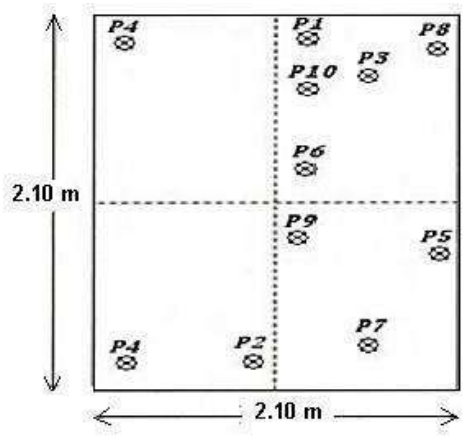


Figure III.12 : Les différents poids sur la dalle machine.

❖ **Charge d'exploitation**

L'E.N.A exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de Q=5 kN/m².

Tableau. III.25. Détermination des charges.

G kN/m²	Q kN/m²	Pu kN/m²	Pser kN/m²
49.23	5	73.96	54.23

III.5.4. Détermination des sollicitations

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe c) pour déterminer moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour déterminer les moments à l'ELS.

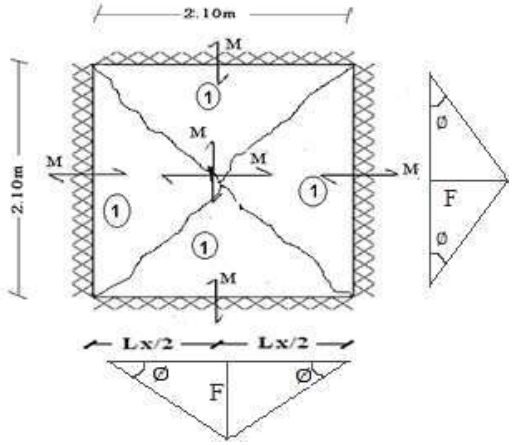


Figure III.13 : Les encastrements de la dalle machine (les lignes de rupture).

Tableau. III.26. Sollicitation de la dalle machine.

Cas	M (kN.m)	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)
ELU	0.09×Pu=6.65	6.65	3.32

Avec : $M_{Travée} = M$, $M_{Appuis} = 0.5M$.

III.5.5. Calcul de ferraillage à l'ELU

Tableau. III.27. Ferraillage à l'ELU (sens X et sens Y).

b(cm)	e(cm)	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	As1(cm^2)	As2(cm^2)
100	25	6.65	3.32	2.7	2.7	4HA10 =3.14	4HA10 =3.14

III.5.6. Vérification des normales contraintes à l'ELS

Le type de fissuration est peu nuisible donc on vérifie seulement $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Tableau. III.28. Vérification des contraintes normales (sens X et sens Y).

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Mt	0.7	3.14	0.7	15	Oui
Ma	0.5	3.14	0.5	15	Oui

III.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau. III.29. Vérification des contraintes normal (sens X, Y).

T_{Max} (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
51.77	0.23	1.16	Oui

III.5.8. Vérification de la flèche à l'ELS

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées

$$\frac{h}{lx} = \frac{25}{210} = 0.11 \geq \frac{M_t}{20.M_t} = \frac{7.9}{20\times7.9} = 0.05.$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.14}{100\times22.5} = 0.0014 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005.$$

Les deux vérifications sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9. Vérification de poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$P \leq \frac{(0.045U_c \times h \times f_{cj})}{\gamma_b}$$

Avec : P = max [P1….P9] ⇒ P1 = 8400 kg = 84 kN.

Et $\gamma_b = 1.5$; $f_{cj} = 25$; h = 25 cm.

Uc = 2 (u+v).

On a (v = u) ⇒ Uc = 4a + 4h + 8e; (a = b = e = 0).

Uc = 4h = 4 × 25 = 100 cm.

$$P \leq \frac{(0.045 \times 1000 \times 250 \times 25)}{1.5} = 187.5 \text{ kN}.$$

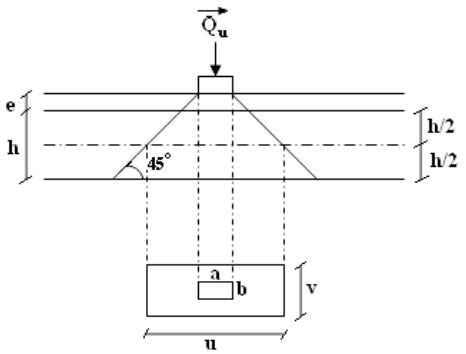


Figure III.14 : Vérification de poinçonnement.

III.6. Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.6.1. Dimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 21.
- Hauteur du palier : H = 1.87 m (on va traiter la partie qui contient 11 contre marches)
- Hauteur du contre marche : $h = \frac{3.57}{21} = 17$ cm.
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

$60cm \leq g+ 2h \leq 64cm \Longrightarrow g+2h = 64cm$ (CV)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1.87/3.3= 0,566 D'où alors : **α =29,54°**

$L=\sqrt{3.3^2 + 1.87^2} = 3.79 \Longrightarrow L_{tot} = L_1 + L_2 = 1.39 + 3.79 = 5.18m.$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 14.8 \leq e \leq 17.26 \Longrightarrow$ **e = 18cm.**

NB:

On a pris (e=18 cm) à cause de la vérification de la flèche.

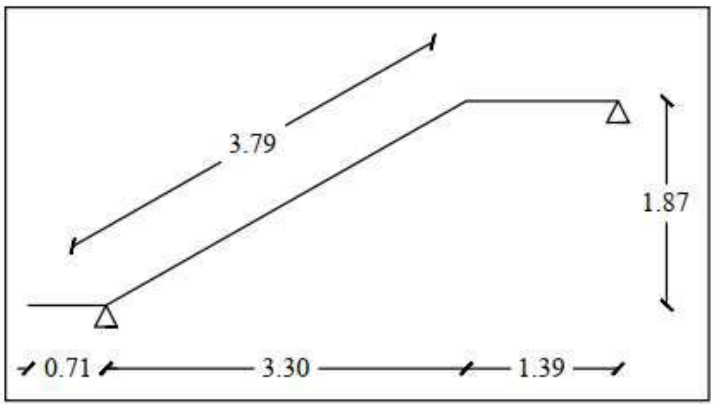


Figure III.15 : schéma statique de l'escalier.

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanentes

Tableau. III.30. Charge permanente de palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.50
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**6.20**

Tableau. III.31. Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de paillasse	0.18/ cos α	25	5.17
5	Les marches	0.17/2	25	2.13
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total				**9.00**

b) Charge d'exploitation

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage administratif, on aura : Q = 2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS.

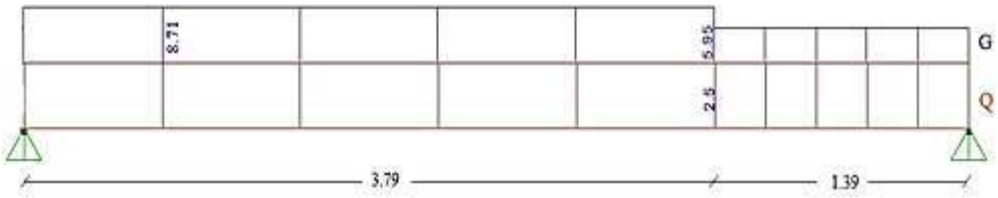


Figure III.16 : Le chargement dans l'escalier.

Tableau. III.32. Combinaison des charges dans l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Pu (kN/ml)	Pser (kN/ml)
Paillasse	9.00	2.5	15.90	11.50
Palier	6.20	2.5	12.12	8.70

III.6.3. Détermination des efforts

Tableau. III.33. Sollicitations de l'escalier.

Sollicitation	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	T (kN)
ELU	42.6	-24.80	41.07
ELS	30.17	-17.75	/

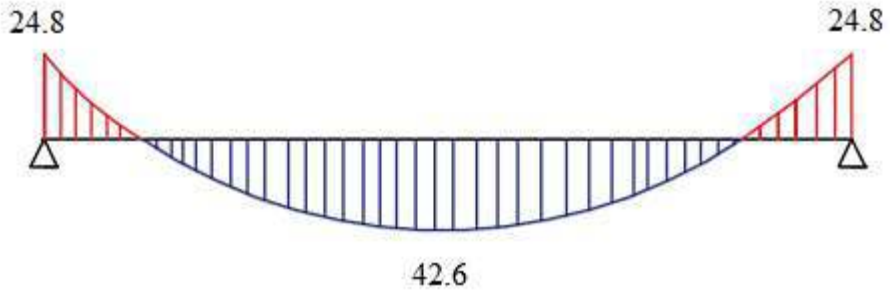


Figure III.17 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.

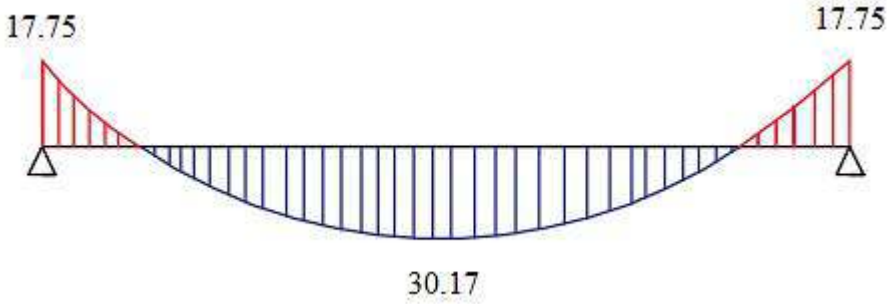


Figure III.18 : Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.

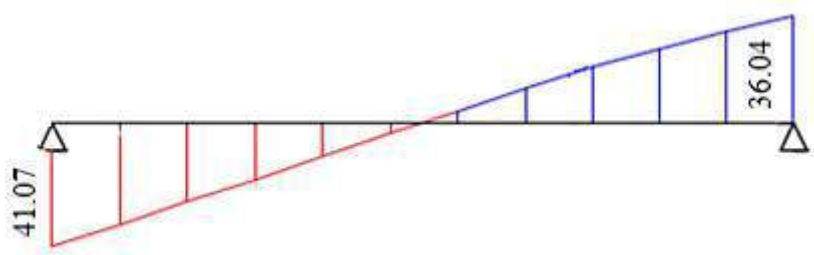


Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU

a) Armatures longitudinales

Tableau. III.34. Section d'armature longitudinale dans l'escalier.

M_{max} (kN.m)		$A_{calculé}$ (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)		St (cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	**Appuis**	**Travée**	**Appuis**	**Travée**	**Appuis**	/	/	/
42.16	24.80	8.4	4.8	7HA14	7HA14	15	33	Oui

Condition de non fragilité

On doit vérifier : $A \geq A_{min} = 0.1\%\ B$

Avec : $A = 10.78\ cm^2$ et $A_{min} = 1.8\ cm^2 \Rightarrow A \geq A_{min}$ (cv).

b) Armatures de répartition

Tableau. III.35. Section d'armature de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travée	2.695	7HA8 = 3.52	15	45	Oui
Appuis	2.695	7HA8 = 3.52	15	45	Oui

III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Le type de fissuration est peu nuisible donc on vérifie seulement $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Tableau. III.36. Vérification des contraintes normales de l'escalier.

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	Vérification
Travée	30.17	10.78	7.8	15	Oui
Appuis	17.75	10.78	4.6	15	Oui

III.6.6. Vérification des contraints de cisaillement à l'ELU

Tableau. III.37. Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.

T_{Max} (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
41.07	0.26	1.16	Oui

III.6.7. Vérification de la flèche à l'ELS

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau. III.38. Vérification de la flèche.

Dalle			Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b cm	h cm	L cm	M_{ag} kN. m	M_t kN. m	M_{ad} kN. m	As1 cm^2	As2 cm^2	f mm	$\bar{f}$ mm	
100	18	5.18	17.75	30.17	17.75	10.78	0.00	9.9	10.18	Oui

III.6.8. Ferraillage de la section comprimé en appui

Section de non fragilité

$$A_{min} = \min\{0.26 \frac{f_{28}}{f_e} \times b \times d ; 0.0013 b \times d\} = 2\ cm^{2.}$$

Tableau. III.39. Ferraillage choisie de la section comprimée de l'escalier.

A (cm^2)	S_t (cm)	$A_{rép}$ (cm^2)	S_t (cm)	A_{min} (cm^2)	Vérification
7HA8 = 3.52	15	7HA8 = 3.52	15	2	Oui

III.6.9. Armatures longitudinales pour éviter les poussées aux vides

$\Rightarrow$ Av = 7HA8 = 3.52 cm^2 ; Avec e = 15 cm.

III.6.10. Poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

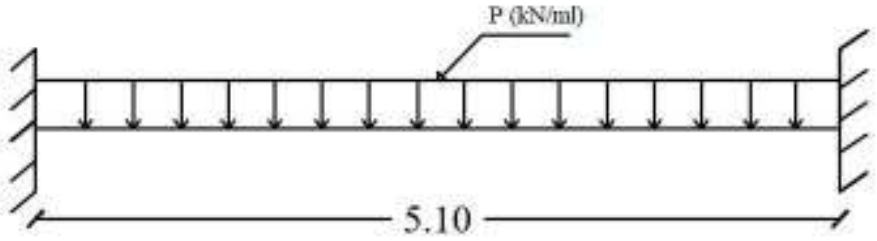


Figure III.20 : Schéma statique de la poutre palière.

III.6.10.1. Pré dimensionnement

Elle est pré dimensionnée selon les deux formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.3h \leq b \leq 0.7$$

Tableau. III.40. Pré dimensionnement de la poutre palière.

Condition de résistance	L=510 cm ⇒ 34.0 cm ≤ h ≤ 51.0 cm ⇒ h = 35 cm ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm ⇒ b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) « ART.7.5 »	B = 30 cm ≥ 20 cm ; h = 30 cm ≥ 30 cm ; h/b =1.16 ≤ 4 (cv)
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (cv)

III.6.10.2. Evaluation des charges

$$R_A = R_B = T = \frac{Pl}{2} \; ; \quad P = \frac{R \times 2}{L} \; ; \; M_a = -\frac{pl^2}{12} \; , \; M_t = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau. III.41. Calcul des charges de la poutre palière.

Charge (kN/ml)		$\mathbf{R_A(kN)}$	$\mathbf{M_t(kN.m)}$	$\mathbf{M_a(kN.m)}$
Pu	16.12	41.07	20.71	-42.47
Pser	11.64	29.69	16.38	-33.6

IV.3.1.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU

Tableau. III.42. Calcul de ferraillage de la poutre palière.

M_{max} (kN.m)		$A_{calculé}$ (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)	
Travée	**Appuis**	**Travée**	**Appuis**	**Travée**	**Appuis**
20.71	-42.47	1.9	4	3HA14 = 4.62	3HA14 = 4.62

IV.3.1.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau. III.43. Vérification des contraintes normales.

	M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	Vérification
Travée	16.38	4.62	3.7	15	Oui
Appui	33.60	4.62	7.6	15	Oui

IV.3.1.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau. III.44. Vérification des contraintes de cisaillement.

T_{Max} (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Φ (mm)	At (cm^2)
49.97	0.51	3.33	Oui	10	15	8	4HA8

IV.3.1.3.4. Vérification de la flèche à l'ELS

Tableau. III.45. Vérification de la flèche.

Elément	Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
	M_{ag} kN. m	M_t kN. m	M_{ad} kN. m	As1 cm^2	As2 cm^2	f mm	$\bar{f}$ mm	
P.palière	-33.6	16.38	-33.6	4.62	4.62	0.9	10.1	Oui

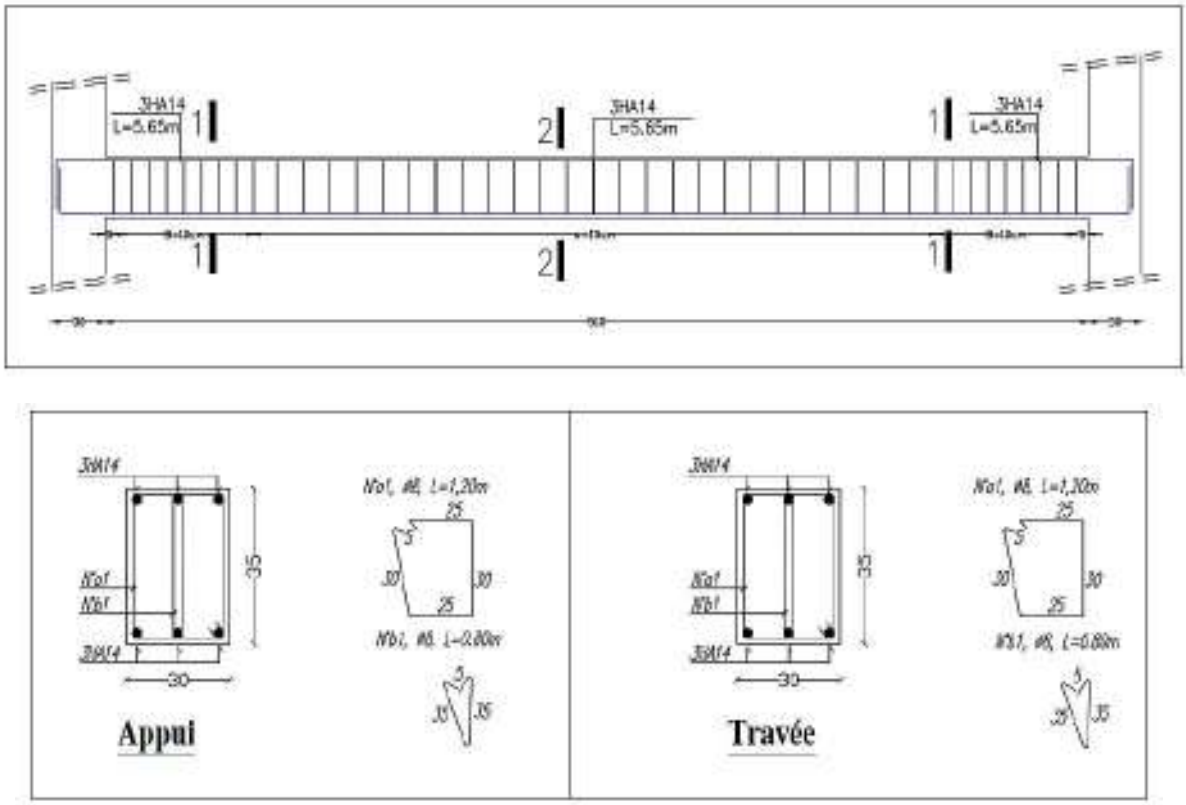


Figure III.21 : Dessin de ferraillage de poutre palière.

Chapitre IV

Etude Dynamique

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croute terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée ; la faille ainsi créée coupe les terrains sans égard pour la morphologie superficielle et constitue une surface de moindre résistance. Si les déformations continuent dans la même région, c'est donc de préférence sur une faille déjà formée que se produit la nouvelle rupture. Cette faille « rejoue », et c'est là, beaucoup plus fréquemment que la formation d'une faille nouvelle, la cause ordinaire des séismes.

Lors des tremblements de terre, une instabilité du sol peut apparaitre qui entraine des déplacements importants de la surface ; il en résulte généralement des dégâts considérables dans les structures

Le mouvement sismique est appliqué à la surface du sol. Le calcul dynamique suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie (celles-ci n'existant que pendant la durée du séisme) mises en jeu. La connaissance de l'état de contrainte à tout instant en découle.

Les constructions subissent des oscillations horizontales, verticales, et de torsion. Ces oscillations sont provoquées par des mouvements du sol d'assise, qui imposent donc aux ouvrages des déformations, et non des forces extérieures.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse

(Ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité

C'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical ; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y), R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

- **Les poteaux**

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E . I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x, y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

Poteau carré: $I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$

Poteau circulaire: $I_x = I_y = \frac{D}{4}$

- **Les refends pleins**

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$:la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E : module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie**

$I_x = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " XG ".

$I_Y = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " YG ".

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par : $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV.2.5. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

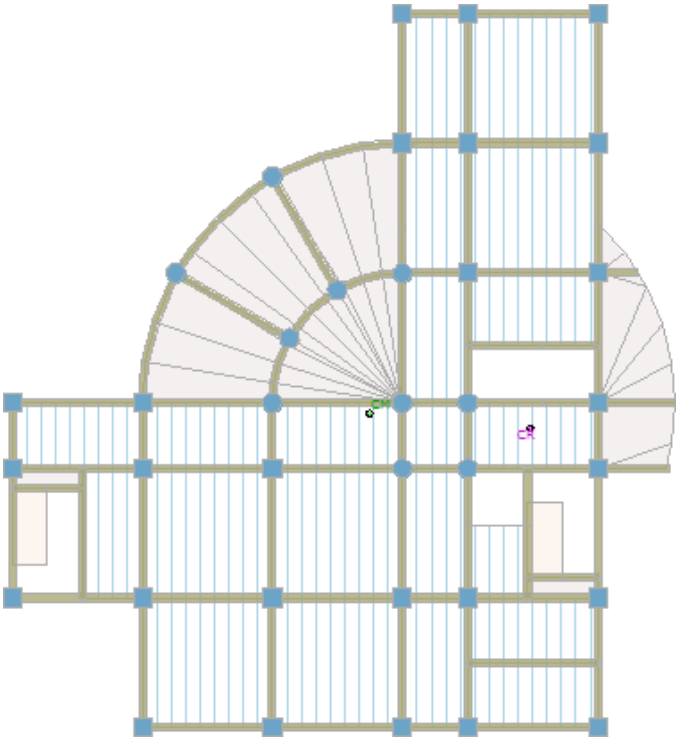


Figure IV.1 : Position de centre de masse et centre de rigidité (Auto stable).

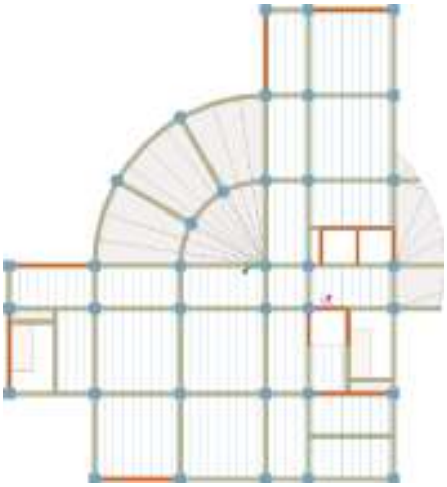
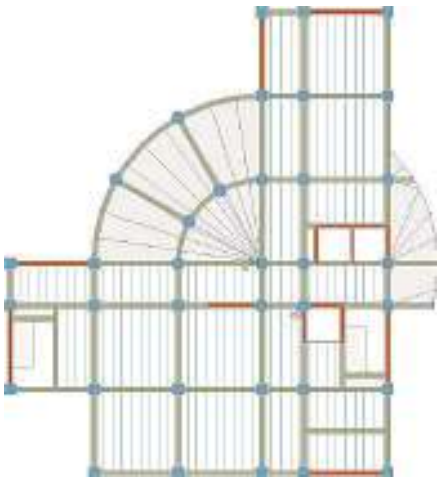
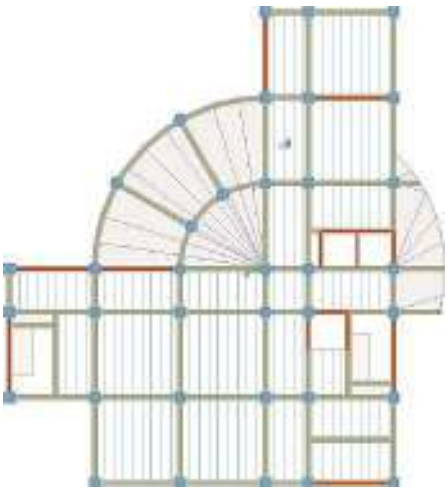
IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Alger, zone III (sismicité élevée) selon la règle parasismique algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 53.72m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

Tableau. IV.1. Les différentes dispositions des voiles et leurs périodes.

	Disposition des voiles	ex (m)	ey (m)	Période T (s)
Disposition N °1		5.35	1.7	1.33
Disposition N °2		2.8	3.5	1.22
Disposition N °3		2.87	8.13	1.20

IV.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

✓ La disposition d'une manière qui ne gêne pas la conception architectural …

IV.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000) on a choisi une variante (Figure IV 2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

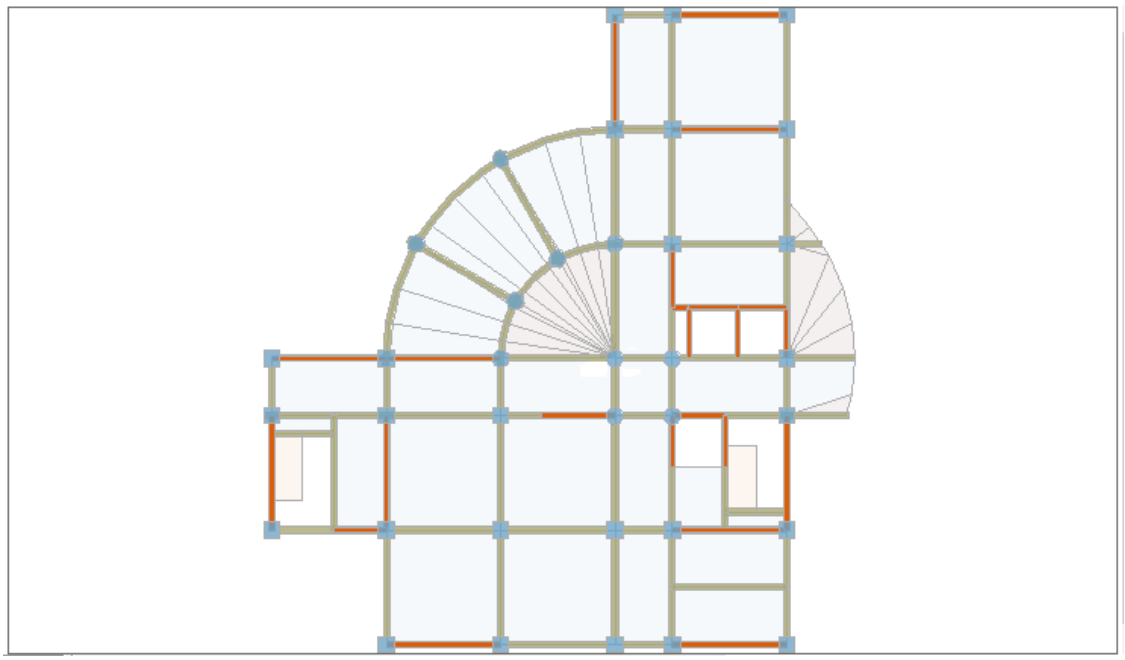
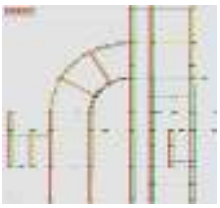
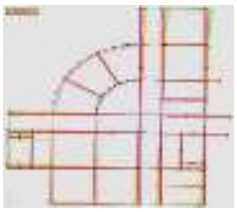


Figure IV.2 : Disposition des voiles (vue en plan).

IV.3.4. Analyse modale

IV.3.4.1.Comportement modal

Tableau. IV.2. Comportement modal.

Modes	**Mode 1 / T1 = 0.97 s**	**Mode 2 / T2 = 0.81 s**	**Mode 3 / T3 = 0.73 s**
Sens	**Participation massique %**		
Suivant X	0.49	61.74	0.32
Suivant Y	63.54	0.49	0.27
Autour de Z	0.40	0.53	61.33
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

Commentaire : nous avons obtenu un bon comportement modal avec cette disposition des voiles.

IV.3.4.2.Participation Massique RPA version 2003 « Art 4.3.4 »

Tableau. IV.3. Participation massique.

Mode propres		**Cumule des masses modales effectives (%)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**
Modes	**Périodes (s)**	**Sens-X**	**Sens-Y**	**Sens-Z**
72	0.066	88.202	**90.46**	86.608
88	0.058	**91.025**	90.696	86.670
106	0.051	91.888	91.071	**90.171**

Commentaire :

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au **72ème** mode suivant l'axe (y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au **88ème** mode suivant l'axe (x).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au **106ème** mode autour de l'axe (z).

⇒ Le Nombre des modes totales = 1894 modes.

⇒ Le temps des modes totales = 25.22 s.

⇒ Le Nombre des modes retenus = 106 modes.

⇒ Le temps des modes retenus = 10.51 s.

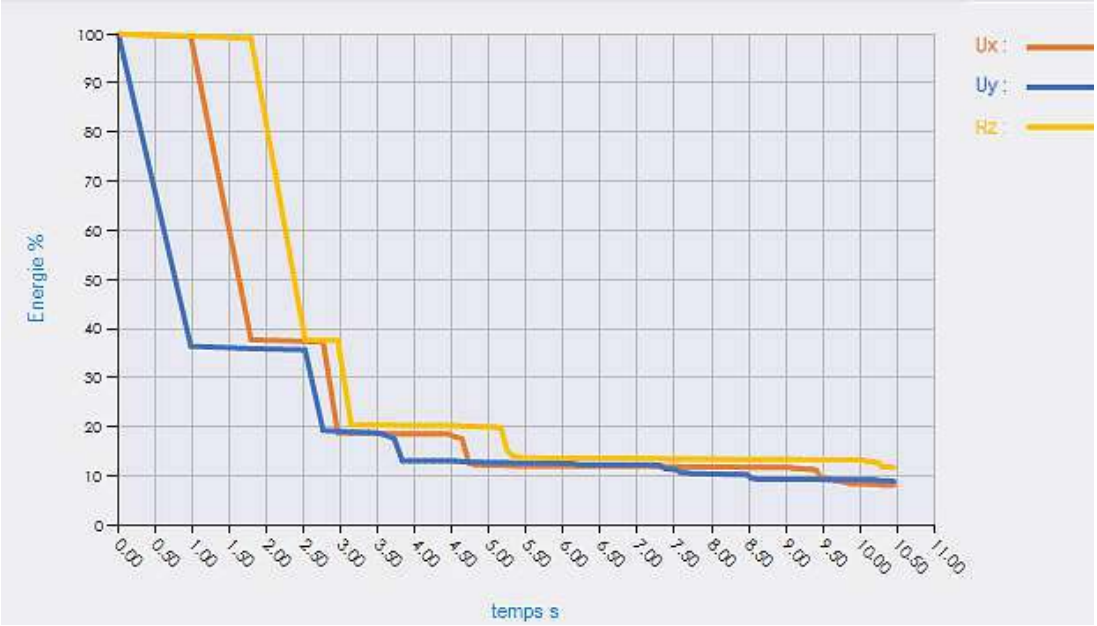


Figure IV.3 : Participation massique.

IV.3.4.3.Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 « Art 3.5.1-a »

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

  Longueur du bâtiment = 27.14 m

  Largeur du bâtiment = 29.70 m

- **Excentricité admissible :**

  Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.07 m

  Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 4.46 m

Tableau. IV.4. Centre de rigidité et centre de masse.

Niveau (m)	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
	Poids (kN)	XG (m)	YG	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR	YR
3.74	9325.152	14.873	13.021	2.806E+003	1.516E+004	17.430	14.864
7.31	7914.340	15.033	12.630	2.806E+003	1.516E+004	16.879	14.027
10.88	7842.404	15.013	12.628	2.806E+003	1.516E+004	16.848	13.991
14.45	8083.507	14.758	12.905	2.806E+003	1.516E+004	16.877	13.982
18.02	8039.513	14.801	12.872	2.806E+003	1.516E+004	16.909	13.982
21.59	8340.296	14.927	12.971	2.806E+003	1.516E+004	16.937	13.987
25.16	8265.268	14.930	12.975	2.806E+003	1.516E+004	16.958	13.994
28.73	8262.532	14.926	12.976	2.806E+003	1.516E+004	16.974	14.004
32.30	8228.636	14.973	12.957	2.806E+003	1.516E+004	16.986	14.015
35.87	8080.318	15.109	13.139	2.806E+003	1.516E+004	16.995	14.028
39.44	7593.396	15.443	13.764	2.806E+003	1.516E+004	17.007	14.047
43.01	6875.484	15.953	13.553	2.806E+003	1.516E+004	17.024	14.064
46.58	5813.133	17.207	13.492	2.806E+003	1.516E+004	17.049	14.079
50.15	4135.413	20.253	14.684	2.806E+003	1.516E+004	17.080	14.097
53.72	3568.847	20.431	14.434	2.806E+003	1.516E+004	17.092	14.116

Tableau. IV.5. Excentricité théorique.

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
3.74	2.557	1.843	Oui
7.31	1.846	1.397	Oui
10.88	1.835	1.363	Oui
14.45	2.119	1.077	Oui
18.02	2.108	1.110	Oui
21.59	2.010	1.016	Oui
25.16	2.028	1.019	Oui
28.73	2.048	1.028	Oui
32.30	2.013	1.058	Oui
35.87	1.886	0.889	Oui
39.44	1.564	0.283	Oui
43.01	1.071	0.511	Oui
46.58	0.158	0.587	Oui
50.15	3.173	0.587	Oui
53.72	3.339	0.318	Oui

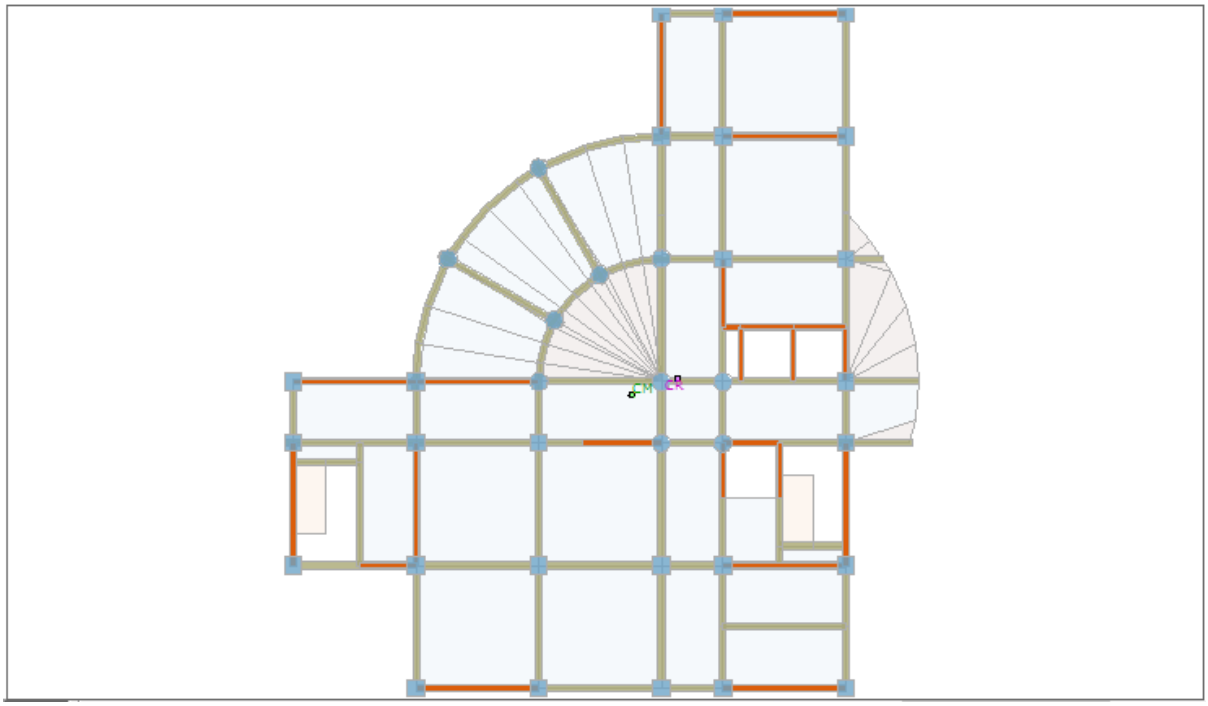


Figure IV.4 : Position de centre de masse et centre de rigidité.

IV.3.5. Analyse statique et dynamique

IV.3.5.1. Stabilité de la structure

IV.3.5.1.1. Coefficient de comportement ‘‘R’’ RPA2003 « Art 3.4 »

Notre projet se trouve à Alger, zone III (sismicité élevée) avec une hauteur de 53.72m donc on a choisi un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=3.5).

Le système de contreventement est constitué de voile uniquement ou de voile et de portiques dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.3.5.1.2. Vérification de la force sismique à la base RPA2003 « Art 4.3.6 »

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc, il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 1B) ⇒ A=0.3

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \geq 3\text{ sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 1) ⇒ $T_2 = 0.30\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 \times 55.72}{\sqrt{27.14}} = 0.96 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 \times 55.72}{\sqrt{29.7}} = 0.92$$

$$\Rightarrow D_x = 1.102 \quad , \quad D_y = 1.044$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

Tableau. IV.6. Valeur de Q.

Pq				
Critère « q »	**Observé**	**N/observé**	**Qx**	**Qy**
1-conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2-redondance en plan	0	0.05	0	0
3-régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4-régularité en élévation	0	0.05	0.05	0.05
5-contrôles de qualité des matériaux	0	0,05	0	0
6-contrôles de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
$\sum$			**0.10**	**0.10**

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \ , \qquad W_i = G + \beta\ Q \ , \qquad \beta = 0.2$$

$$\Rightarrow W = 110525.551\text{kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau **IV.9**

Tableau IV.7. Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	R	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0.3	1.102	1.044	1,1	1,1	3.5	110525.551	10389.402	10720.978

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 10690.214\text{kN} \quad , \quad V_{ty} = 9637.962\text{kN}$$

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$\mathbf{V(kN)}$	$\mathbf{V_t(kN)}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0.8}$
Sens X	10389.402	10690.214	1.029	Oui
Sens Y	10720.978	9637.962	0.899	Oui

IV.3.5.1.3. Stabilité au renversement RPA2003 « Art 4.4.1»

❖ **Moment de renversement**

$$M_R = \sum_{i=1}^{n} M_{ri} = \sum_{i=1}^{n} F_i \cdot h_i$$

❖ **Moment de stabilité**

$$M_S = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} \cdot W_i$$

La structure est stable au renversement si : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

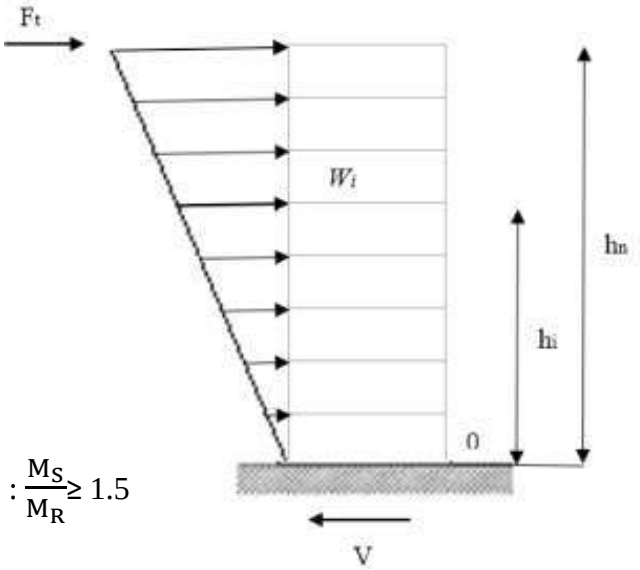


Figure IV.5 : Répartition de charge.

Tableau IV.9. Stabilité au renversement.

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
Msx [kN.m]	Msy [kN.m]	M_{Rx} [kN.m]	M_{Ry} [kN.m]	$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} \geq 1.5$	Oui
1564766.472	1862482.96	305457.8552	340450.5343	5.12	5.47	Oui

Commentaire : La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les 2 directions x, y.

IV.3.5.1.4. Vérification du déplacement en tête du bâtiment RPA2003 « Art 5.8»

✓ Déplacement réel = R. Déplacement théorique (RPA2003 « Art 5.8»)

✓ Coefficient de comportement **R**= 3.5

❖ **Déplacement suivant x sous la force Edx :**

$$R.\,\delta_x = 3.704 \times 3.5\ \text{cm} = 12.964\ \text{cm} < \frac{H}{250} = 21.488\ \text{cm}$$

❖ **Déplacement suivant x sous la force Edy :**

$$R.\,\delta_y = 4.16 \times 3.5\ \text{cm} = 14.560\ \text{cm} < \frac{H}{250} = 21.488\ \text{cm}$$

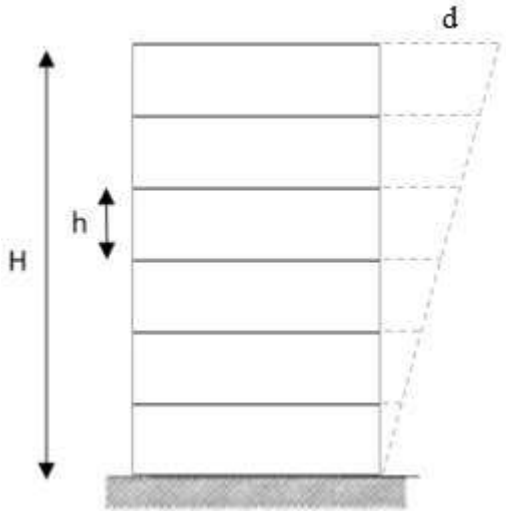


Figure IV.6 : Déplacement en tête.

Commentaire : Les déplacements en tête du bâtiment sont inferieur au déplacements admissibles du bloc dans les deux direction x, y.

IV.3.5.1.5. Vérification des déplacements inter-étage RPA2003 « Art 5.10»

✓ Déplacement réel = R. Déplacement théorique

(RPA2003 « Art 5.8»)

✓ Coefficient de comportement **R**= 3.5

✓ $\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) \times R$

✓ $\Delta_k \leq h/100$

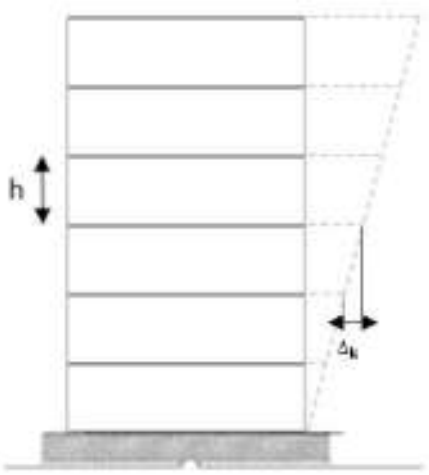


Figure IV.7 : Déplacement inter-étages.

Tableau IV.10. Les déplacements inter-étages sous la force sismique Edx.

Niveau(m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
53.72	4.028	14.098	1.13	3.57	Oui	2.22	3.5
50.15	3.705	12.968	1.159	3.57	Oui	2.27	3.5
46.58	3.374	11.809	1.162	3.57	Oui	2.28	3.5
43.01	3.042	10.647	1.172	3.57	Oui	2.3	3.5
39.44	2.707	9.475	1.183	3.57	Oui	2.32	3.5
35.87	2.369	8.292	1.18	3.57	Oui	2.31	3.5
32.3	2.032	7.112	1.162	3.57	Oui	2.28	3.5
28.73	1.7	5.95	1.127	3.57	Oui	2.21	3.5
25.16	1.378	4.823	1.071	3.57	Oui	2.1	3.5
21.59	1.072	3.752	0.994	3.57	Oui	1.95	3.5
18.02	0.788	2.758	0.892	3.57	Oui	1.75	3.5
14.45	0.533	1.866	0.76	3.57	Oui	1.49	3.5
10.88	0.316	1.106	0.595	3.57	Oui	1.17	3.5
7.31	0.146	0.511	0.395	3.57	Oui	0.77	3.5
3.74	0.033	0.116	0.116	3.74	Oui	0.22	3.5

Tableau IV.11. Les déplacements inter-étages sous la force sismique Edy.

Niveau(m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
53.72	53.72	4.16	14.56	0.931	Oui	1.83	3.57
50.15	50.15	3.894	13.629	0.123	Oui	0.24	3.57
46.58	46.58	3.929	13.752	1.309	Oui	2.57	3.57
43.01	43.01	3.555	12.443	1.337	oui	2.62	3.57
39.44	39.44	3.173	11.106	1.358	Oui	2.66	3.57
35.87	35.87	2.785	9.748	1.365	Oui	2.68	3.57
32.3	32.3	2.395	8.383	1.362	Oui	2.67	3.57
28.73	28.73	2.006	7.021	1.33	Oui	2.61	3.57
25.16	25.16	1.626	5.691	1.274	Oui	2.5	3.57
21.59	21.59	1.262	4.417	1.19	Oui	2.33	3.57
18.02	18.02	0.922	3.227	1.074	Oui	2.11	3.57
14.45	14.45	0.615	2.153	0.91	Oui	1.78	3.57
10.88	10.88	0.355	1.243	0.7	Oui	1.37	3.57
7.31	7.31	0.155	0.543	0.445	Oui	0.87	3.57
3.74	3.74	0.028	0.098	0.098	Oui	0.18	3.74

Commentaire : Les déplacements inter-étages sont inférieurs aux déplacements admissibles dans les 2 directions x, y et dans tous les étages.

IV.3.5.2. Résistance des éléments

IV.3.5.2.1. Vérification du cisaillement des éléments RPA2003 « Art 7.4.3.2»

Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{Tmax}{b.d} \leq \tau adm$$

a) Poutres

Contrainte de cisaillement :

Fissuration peu nuisible $\longrightarrow$ $\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right]$

Fissuration préjudiciable
Ou très préjudiciable $\longrightarrow$ $\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{Mpa}\right]$

Tableau IV.12. Vérification des contraintes de cisaillement des poutres.

Section	h (cm)	b (cm)	T.fiss	Combinaisons (Max)	T max (kN)	τ max (MPa)	τ adm (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
P. P	45	30	F. Pn	G + Q – Edx	281.39	2.21	4.35	Oui
P. S	40	30	F. Pn	G + Q + Edy	268.10	2.38	4.35	Oui
P. Palière	35	30	F.P	G + Q – Edx	79.28	0.81	3.26	Oui
Chainage1	30	30	F. Pn	1.35G+1.5Q	99.30	1.20	3.33	Oui
Chainage2	35	30	F. Pn	1.35G+1.5Q	43.72	0.45	2.5	Oui

Commentaire : Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes tangentielles de cisaillement avec toutes les combinaisons de calcul.

b) Voiles (Vérification du cisaillement des voiles RPA2003 « Art 7.2.2»)

⇒ **Suivant X :**

Tableau IV.13. Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Voile	b (cm)	L (cm)	Combinaison	Txmax (kN)	τxmax (MPa)	τadm (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
1	25	540	G+Q-Edx	1676.27	1.932	5	Oui
2	25	540	G+Q+Edx	1671.85	1.926	5	Oui
3	25	540	G+Q+Edx	1577.99	1.818	5	Oui
4	25	540	G+Q+Edx	1440.62	1.66	5	Oui
5	25	540	G+Q+Edx	1386.78	1.598	5	Oui
6	25	540	G+Q-Edx	1338.16	1.542	5	Oui
7	25	540	G+Q-Edx	1194.23	1.376	5	Oui
8	25	250	G+Q+Edx	513.43	1.278	5	Oui
9	25	350	G+Q-Edx	283.84	0.505	5	Oui

⇒ **Suivant Y :**

Tableau IV.14. Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Voile	b (cm)	L (cm)	Combinaison	Txmax (kN)	τxmax (MPa)	τadm (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
a	25	540	G+Q-Edy	2451.43	2.825	5	Oui
b	25	540	G+Q+Edy	1662.22	1.915	5	Oui
c	25	540	G+Q-Edy	1552.3	1.789	5	Oui
d	25	540	G+Q+Edy	1311.14	1.511	5	Oui
e	25	300	G+Q+Edy	712.41	1.478	5	Oui

Commentaire : L'épaisseur du voile choisi b=25 et suffisant pour équilibrer toutes les contraintes tangentielles du cisaillement avec toutes les combinaisons de calcul et dans les 2 directions (x, y) et au tous les étages du bâtiment.

c) Poteaux

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

IV.3.5.2.2. Effort normal réduit dans les poteaux

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d= Effort normal réduit.

B_c= Section brute du béton.

Les sections choisies au prédimensionnement ont été modifiées après les avoir vérifiés, on a donc augmenté les sections comme présentées dans ces tableaux :

Sens X : Combinaison (G+Q+EDX)

Tableau IV.15. Vérification de l'effort réduit suivant x.

Poteaux	b (cm)	h (cm)	D (cm)	Section brute (cm²)	E. N (kN)	ν	Vérification
Pot carré	80	80	/	6084	4307.25	0.283	Oui
Pot circu	/	/	80	4536.46	3115.3	0.261	Oui

Sens Y : Combinaison (G+Q+EDY)

Tableau IV.16. Vérification de l'effort réduit suivant y.

Poteaux	b (cm)	h (cm)	D (cm)	Section brute (cm²)	E. N (kN)	ν	Vérification
Pot carré	80	80	/	6084	4137.46	0.272	Oui
Pot circu	/	/	80	4536.46	2849.53	0.239	Oui

Commentaire : Les sections des poteaux choisie (80×80), (75×75), (70×70), (65×65), (60× 60) et (D=80) sont capable pour résister au risque de la rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme.

IV.3.5.2.3. Justification vis-à-*vis de l'effet P-Δ* RPA 2003 « Art7.5.9 »

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

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

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

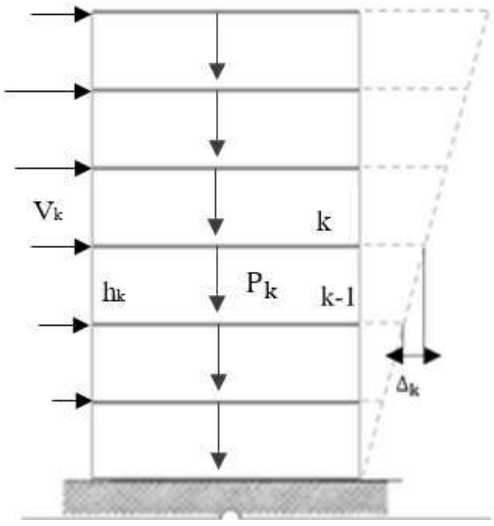


Figure IV.8 : L'effet P-Δ.

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.17. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveaux (m)	**P_k (kN)**	**Δ_{kx} (cm)**	**Δ_{ky} (cm)**	**V_{kx} (kN)**	**V_{ky} (kN)**	**h_k (cm)**	**θ_{kx}**	**θ_{ky}**	**$\theta \leq 0.1$**
53.72	3568.85	1.13	0.93	659.64	594.71	357	0.017	0.016	Oui
50.15	4135.41	1.16	0.12	713.56	643.33	357	0.019	0.002	Oui
46.58	5813.13	1.16	1.31	931.65	839.94	357	0.02	0.025	Oui
43.01	6875.48	1.18	1.33	1017.45	917.3	357	0.022	0.028	Oui
39.44	7593.4	1.18	1.36	1030.42	929	357	0.024	0.031	Oui
35.87	8080.32	1.18	1.37	997.25	899.09	357	0.027	0.034	Oui
32.3	8228.64	1.16	1.36	914.48	824.46	357	0.029	0.038	Oui
28.73	8262.53	1.13	1.33	816.75	736.36	357	0.032	0.042	Oui
25.16	8265.27	1.07	1.27	715.5	645.07	357	0.035	0.046	Oui
21.59	8340.3	0.99	1.19	619.55	558.57	357	0.037	0.05	Oui
18.02	8039.51	0.9	1.08	498.46	449.39	357	0.041	0.054	Oui
14.45	8083.51	0.75	0.91	401.89	362.33	357	0.042	0.057	Oui
10.88	7842.4	0.6	0.7	293.58	264.68	357	0.045	0.058	Oui
7.31	7914.34	0.39	0.44	199.06	179.46	357	0.043	0.054	Oui
3.74	9325.15	0.12	0.1	120	108.19	374	0.025	0.023	Oui

Commentaire : l'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions (x, y) et pour tous les étages.

IV.4. Conclusion

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.18. Dimensions finales des éléments.

Eléments	**Section (cm^2)**	**Eléments**		**Section (cm^2)**
Poutre principale	30×45	**Voile d'ascenseur**		23×L
Poutre secondaire	30×40	**Poteaux**	11éme, 12éme, 13éme	60×60
Poutre Paliére	30×35		8éme, 9éme, 10éme	65×65
Poutre de chainage 1 (De poutrelle à 1 travée)	30×30		5éme, 6éme, 7éme	70×70
Poutre chainage 2 (d'escalier)	30×35		4éme, 3éme, 2éme	75×75
Voiles périphérique	25×L		SS, RDC, 1er	80×80
Voile de contreventement	25×L		Circulaire	D=80

Chapitre V

Ferraillage des éléments Structuraux

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

➢ **Combinaisons données par le CBA93**

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

➢ **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1. Ferraillage longitudinale des poutres à l'ELU

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barre à haute adhérence F_eE400.

V.2.1.1. Poutre porteuse

Tableau. V.1. La section calculée d'armatures des poutres porteuse.

Elément	$(\mathbf{bxh})$ $(\mathbf{cm^2})$	$\mathbf{M_t}$ $(\mathbf{kN.m})$	Combinaison	$\mathbf{A_{S1}}$ $(\mathbf{cm^2})$	$\mathbf{M_a}$ $(\mathbf{kN.m})$	Combinaison	$\mathbf{A_{S2}}$ $(\mathbf{cm^2})$
PP	30x45	235.78	G+Q+Edx	16.1	-277.38	G+Q-Edx	15.4

Tableau. V.2. La section choisie d'armature des poutres porteuse.

Elément	Section calculée		Section choisie	
PP	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
	16.1	15.4	9HA16 = 18.01	8HA16 = 16.08

V.2.1.2. Poutre non porteuse

Puisque on a des moments et des charges élevées dans les poutres de petite travée ; on va faire 2 cas des poutres secondaires (PS1 de travée 5.4 ; PS2 de travée 2.7)

Tableau. V.3. La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	$(\mathbf{bxh})$ $(\mathbf{cm^2})$	$\mathbf{M_a}(+)$ $(\mathbf{kN.m})$	Combinaison	$\mathbf{A_{S1}}$ $(\mathbf{cm^2})$	$\mathbf{M_a}(-)$ $(\mathbf{kN.m})$	Combinaison	$\mathbf{A_{S2}}$ $(\mathbf{cm^2})$
PS1	30x40	208.72	0.8G+Edy	16.52	200.86	G+Q-Edy	15.8
PS2	30x40	87.64	0.8G+Edy	6.2	106.37	G+Q-Edy	7.7

Tableau. V.4. La section choisie d'armature des poutres non porteuse.

Elément	Section calculée		Section choisie	
PS1	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
	16.52	15.8	3HA12+5HA16 +1HA20 = 16.59	3HA12+5HA16 +1HA20 = 16.59
PS2	6.2	7.7	6HA12=6.79	7HA12=7.92

V.2.2. Vérification des normales contraintes à l'ELS

V.2.2.1. Poutre porteuse

Tableau. V.5. Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elément	$M_{t\,ser}$ (kN.m)		σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
PP	Appui	139.29	10.8	15	Oui	/	/	/	Oui
	Travée	77.45	5.9	15	Oui	/	/	/	Oui

V.2.2.2. Poutre non porteuse

Tableau. V.6. Vérification des contraintes des poutres non porteuses à l'ELS.

Elément	$M_{t\,ser}$ (kN.m)		σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérifiée	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérifiée
PS 1	Appui	47.98	5	15	Oui	/	/	/	Oui
	Travée	22.813	3.9	15	Oui	/	/	/	Oui
PS 2	Appui	56.23	7.2	15	Oui	/	/	/	Oui
	Travée	40.67	5.5	15	Oui	/	/	/	Oui

- **Section minimale :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2) & \text{RPA2003 «Art 7.5.2.1» .} \\ \text{Section tendue :}\ A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2) & \text{CBA93 «Art B. 6.4» .} \end{cases}$$

- **Section maximale :**

$$\begin{cases} A_{max} = 4\%\ b.h\ (cm^2) \text{ en zone courante} \\ A_{max} = 6\%\ b.h\ (cm^2) \text{ en zone de recouvrementen} \end{cases} \quad \text{RPA2003 « Art 7.5.2.1».}$$

Tableau. V.7. Vérification de section d'armatures.

Eléments	A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{tmin}	A_{max} (cm^2) ZC	A_{max} (cm^2) ZR	Verification
Poutre principale	24.04	22.21	6.75	1.35	54	81	Oui
Poutre secondaire 1	6.8	19.98	6.00	1.20	48	72	Oui
Poutre secondaire 2	6.8	11.31	6.00	1.20	48	72	Oui

V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'Acc

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau. V.8. Vérification de contrainte de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP	30x45	281.393	$G + Q - E_x$	2.21	4.35	CV
PS1	30x40	205.034	$G + Q + E_y$	1.82	3.26	CV
PS2	30x40	93.09	$1.35G + 1.5Q$	0.83	3.33	CV

V.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$$M_t = k x M_0$$

k : Est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$), on prend : k=0.8

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe A » du CBA93.

$\Rightarrow$ Les 3 inégalités sont vérifiées pour les deux types de poutre donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

V.2.4.1. Poutre porteuse

Tableau. .9. Vérification de la flèche de poutre porteuse à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
	M_{ag} kN.m	M_t kN.m	M_{ad} kN.m	As1 cm^2	As2 cm^2	f mm	$\bar{f}$ mm	
PP	-84.07	77.45	-46.46	18.01	6.03	5.2	10.4	Oui

V.2.4.2. Poutre non porteuse

Tableau. V.10. Vérification de la flèche de poutre non porteuse à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		Fléche		Vérification
	M_{ag} kN. m	M_t kN. m	M_{ad} kN. m	As1 cm^2	As2 cm^2	f mm	$\bar{f}$ mm	
PS 1	0.00	22.813	-47.98	3.39	3.39	0.4	5.4	Oui
PS 2	-56.24	40.67	-31.44	3.39	3.39	5.6	10.4	Oui

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes (annexe D) :

- **Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3**: $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\,, 40cm] \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$

- **Selon le RPA2003 Art 7. 5. 2. 2**: $\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0.003\times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset_{l,}, 30cm\right] & \text{Zone nodal} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$

Tableau. V.11. La section des armatures transversales.

Eléments	$\tau_u(MPa)$	$S_{calculée}(cm)$			$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)	
			ZN	ZC			
Poutre porteuse	2.21	53.16	11.25	22.5	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutre non porteuse 1	1.82	51.42	10	20	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutre non porteuse 2	0.83	138	10	20	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

✓ Toutes les vérifications sont vérifiées avec ce choix de section des armatures.

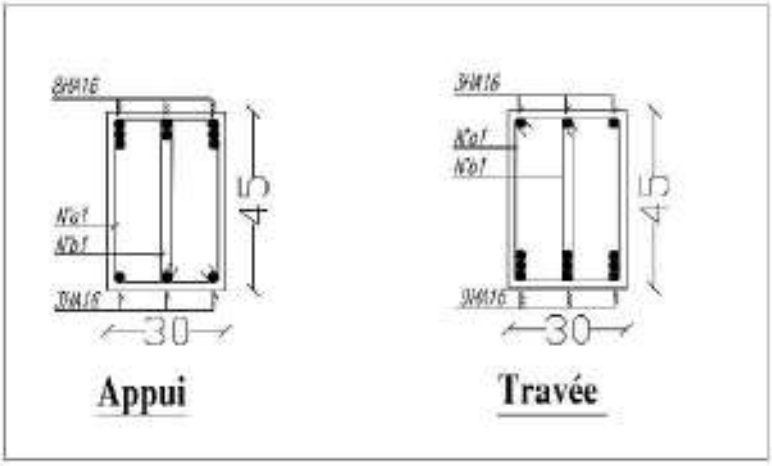


Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres principales.

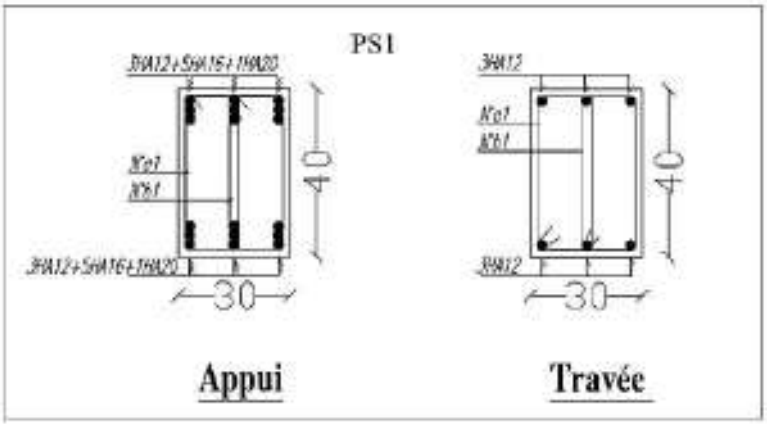


Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaire N1.

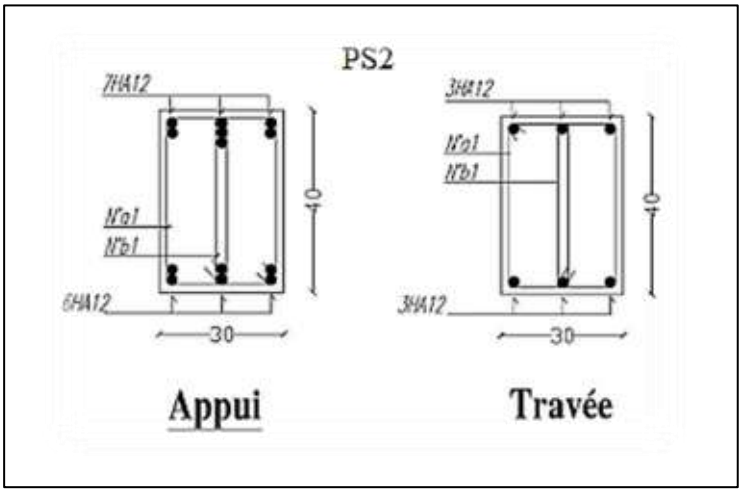


Figure V.3 : Dessin de ferraillage des poutres secondaire N2.

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

- **Selon le CBA93**

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité:} \quad A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 »**

✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

✓ Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

✓ Le diamètre minimum est de 12mm.

✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.

✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.

✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ✓ N_{max} et $M_{correspondant}$
- ✓ M_{max} et $N_{correspondent}$
- ✓ N_{min} et $M_{correspondent}$

Tableau. V.12. La section des armatures des poteaux.

Type	Dim	Cas	N KN	M_{xcorr} kN.m	M_{ycorr} kN.m	A_{S1} cm^2	A_{S2} cm^2	A_{min} cm^2	$A_{choisie}$ cm^2
Carrés	**80x80**	Nmax->Mcorr	5242.60	0.88	-8.98	4	2.4	57.6	20HA20 =62.83
		Mmax->Ncorr	4092.40	0.28	19.86	4	2.4		
		Nmin->Mcorr	1265.30	-1.22	-9.52	4	2.4		
	75x75	Nmax->Mcorr	3837.88	-4.02	-8.17	3.8	2.3	50.63	12HA20 +8HA16 =53.78
		Mmax->Ncorr	3005.51	-2.10	92.11	3.8	2.3		
		Nmin->Mcorr	2275.58	-9.12	41.04	3.8	2.3		
	70x70	Nmax->Mcorr	2528.37	-6.81	-13.13	3.5	2.1	44.1	4HA20+ 16HA16 =44.74
		Mmax->Ncorr	2059.81	-0.91	110.90	3.5	2.1		
		Nmin->Mcorr	1516.11	-10.74	46.82	3.5	2.1		
	65x65	Nmax->Mcorr	1289.40	-14.07	-14.93	6.6	4	38.03	20HA16 =40.21
		Mmax->Ncorr	1209.27	2.94	118.86	6.6	4		
		Nmin->Mcorr	815.20	48.14	49.60	6.6	4		
	60x60	Nmax->Mcorr	382.24	7.28	87.26	6	3.6	32.40	4HA16+ 16HA14 =32.67
		Mmax->Ncorr	382.24	7.28	87.26	6	3.6		
		Nmin->Mcorr	190.82	61.70	52.12	6.4	3.2		
	25x25	Nmax->Mcorr	10.40	-7.11	-21.15	1	1.8	5.63	8HA12 =9.05
		Mmax->Ncorr	10.40	-7.11	-21.15	1	1.5		
		Nmin->Mcorr	10.40	-7.11	-21.15	1	1.5		
Circulaires	**80**	Nmax->Mcorr	3110.61	-1.24	-3.87	10.1		45.24	16HA20 =50.27
		Mmax->Ncorr	603.58	27.84	42.26	10.1			
		Nmin->Mcorr	603.58	27.84	42.26	10.1			

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau. V.13. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

Type	Dim	Cas	N KN	M_{xcorr} kN.m	M_{ycorr} kN.m	σ_b MPa	σ_s MPa	σ_s' MPa	vérif
Carrés	80x80	Nmax->Mcorr	3801.73	0.65	-6.53	5.3	/	/	Oui
		Mmax->Ncorr	2975.39	0.21	14.24	4.2	/	/	Oui
		Nmin->Mcorr	924.97	-0.91	-6.96	1.3	0	19.8	Oui
	75x75	Nmax->Mcorr	2784.47	-2.93	-5.89	4.4	/	/	Oui
		Mmax->Ncorr	2186.93	-1.53	66.35	4.2	/	/	Oui
		Nmin->Mcorr	1663.05	-6.68	29.75	3	0	44	Oui
	70x70	Nmax->Mcorr	1836.50	-4.95	-9.48	3.5	/	/	Oui
		Mmax->Ncorr	1501.05	-0.66	79.93	3.9	/	/	Oui
		Nmin->Mcorr	1105.11	29.84	31.02	2.9	/	/	Oui
	65x65	Nmax->Mcorr	939.97	-10.25	-10.73	2.4	/	/	Oui
		Mmax->Ncorr	884.61	2.20	85.71	3.4	/	/	Oui
		Nmin->Mcorr	594.70	34.78	35.69	2.5	/	/	Oui
	60x60	Nmax->Mcorr	282.13	5.43	63.34	2.7	24	34.7	Oui
		Mmax->Ncorr	282.13	5.43	63.34	2.7	24	34.7	Oui
		Nmin->Mcorr	140.79	44.62	37.73	3.4	/	/	Oui
	25x25	Nmax->Mcorr	7.66	-5.10	-15.36	2.7	198	97	Oui
		Mmax->Ncorr	7.66	-5.10	-15.36	13.9	198	97	Oui
		Nmin->Mcorr	7.66	-5.10	-15.36	3.4	198	97	Oui
Circulaires	80	Nmax->Mcorr	2265.21	-0.83	-2.79	4	/	/	Oui
		Mmax->Ncorr	441.04	20.02	30.28	1.3	0	19.6	Oui
		Nmin->Mcorr	441.04	20.02	30.28	1.3	0	19.6	Oui

V.3.2. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » (Annexe D).

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

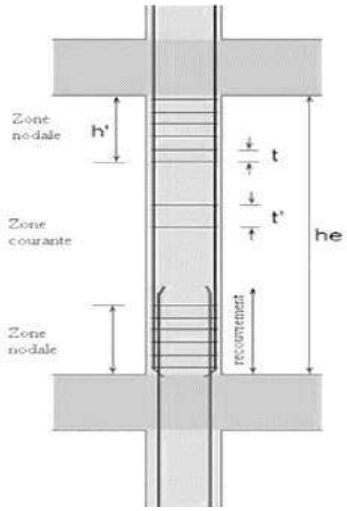


Figure V.4 : Disposition des armatures applicables aux poteaux.

Tableau. V.14. La section des armatures transversales des poteaux.

Type	Dim	Vu (KN)	λ_g	ρ	Zone	S_t RPA	A_tChoix (cm^2)
Carrés	**80x80**	21.08	11.33	2.5	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
	75x75	53.51	11.54	2.5	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
	70x70	64.20	12.36	2.5	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
	65x65	68.39	13.32	2.5	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
	60x60	50.04	14.43	2.5	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
	25x25	11.39	34.62	2.5	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
Circulaire	**80**	16.90	12.5	2.5	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
					Courante	15	$4Ø8 = 2.01$

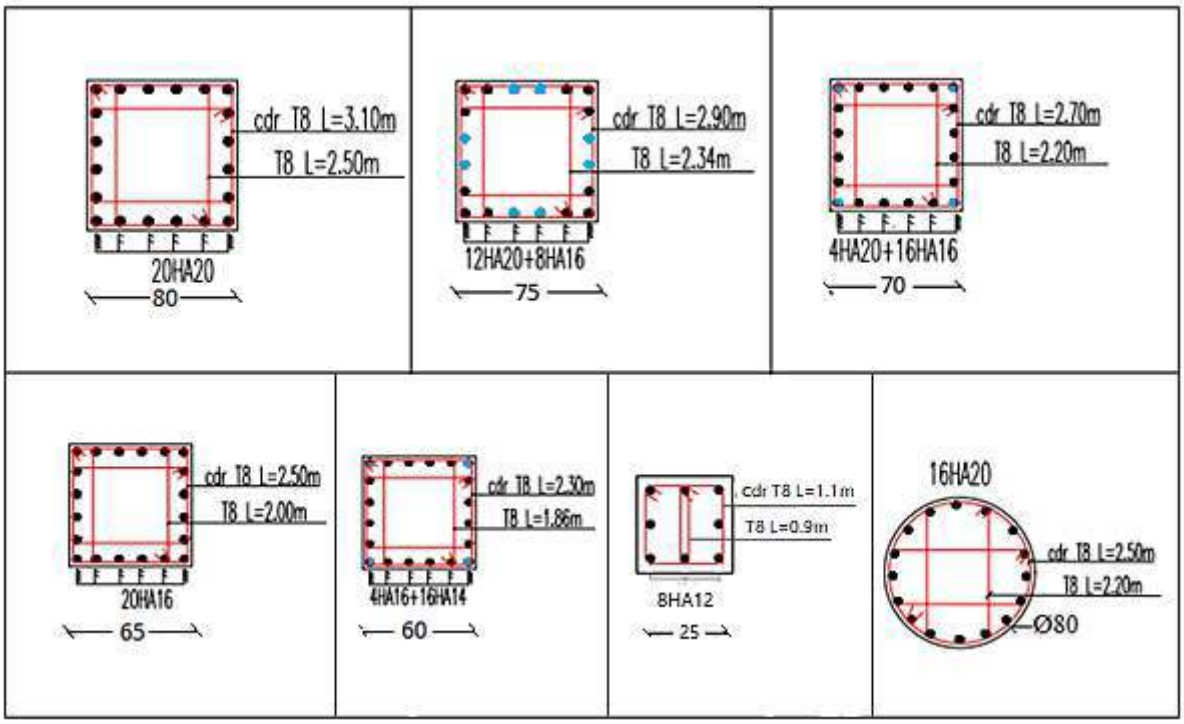


Figure V.5 : Dessin de ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée suivant la méthode des forces.

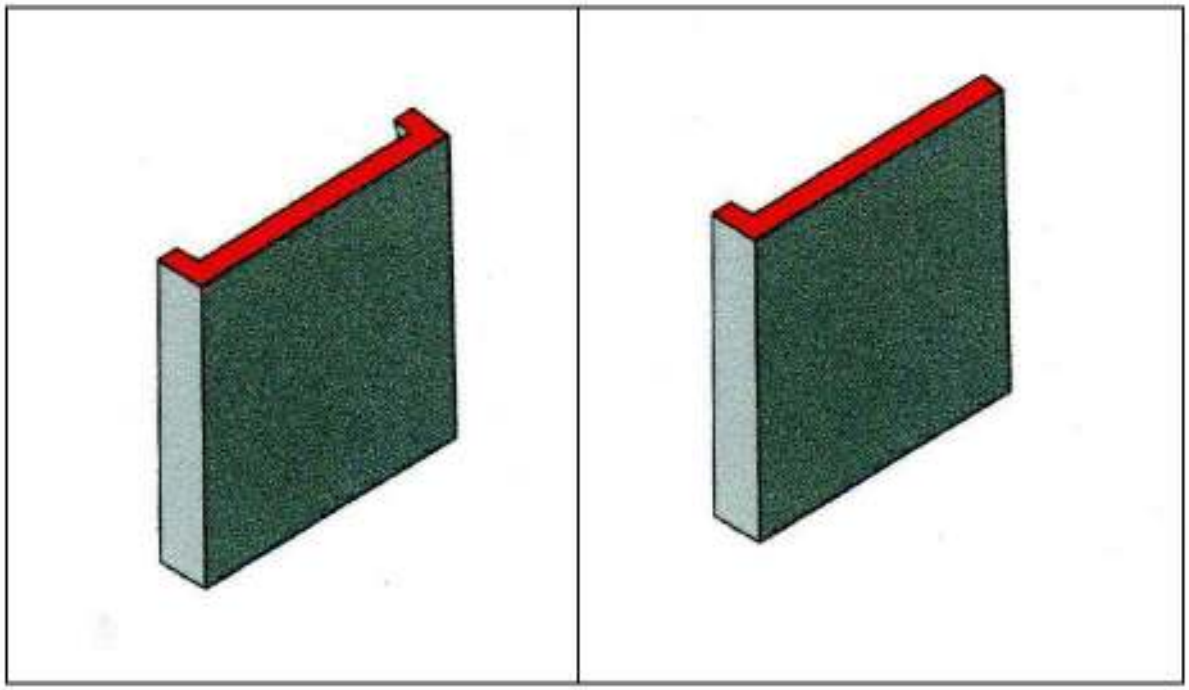


Figure V.6 : Les types de voiles a ferraillé.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

- Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux ;
- Le calcul en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

V.4.1.1. Calcul des armatures verticales

- **Recommandations selon les règlements**
  - **Selon le RPA99 version2003 [Art 7.7.4.1]**

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

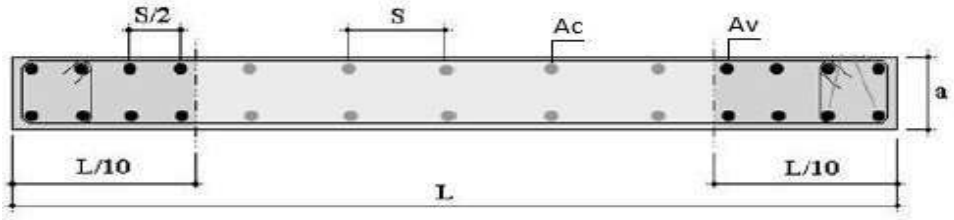
  - **Selon le CBA93 [Art B.6.4]**

$$0.1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\%B_t$$

$S_v \leq \min [1.5a; 30cm]$ S_v : (l'espacement des barres verticales).

S_v (Zone courante)

$S_v / 2 \leq 15$ cm (zone d'extrémité = $L/10$)



FigureV.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

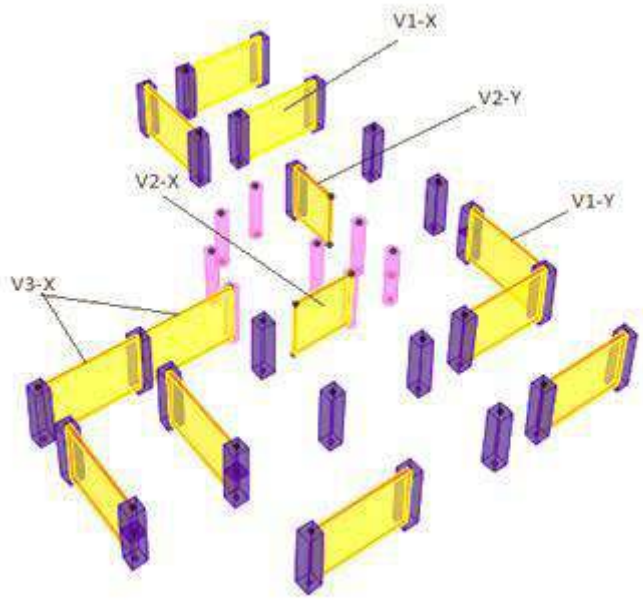


Figure V.8 : Disposition des voiles.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V.15. La section calculée des armatures verticales des voiles.

voiles	S (cm^2)	d (cm)	c (cm)	L/10 (cm)	N (KN)	M (kN.m)	cas	A_{cal} (cm^2)	A'_{cal} (cm^2)
V1-x	620×25	587	31	62	3433.58	-8829.13	SEC	0	0
V2-x	390×25	370.5	19.5	39	4066.79	1611.73	SEC	0	0
V3-x	1160×25	1102	58	116	14322.7	12010.63	SEC	0	0
V1-y	620×25	587	31	62	2992.33	-9905.31	SPC	7.27	0
V2-y	340×25	323	17	34	-405.38	-2196.46	SPC	22.54	0

Tableau V.16. La section choisie des armatures des voiles.

voiles	A_{cal} cm^2	A'_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	$A_{v\ choisie}$ cm^2	St cm	$A_{c\ choisie}$ cm^2	St cm	$A_{v\ globale}$ cm^2
V1-x	0	0	15.5	2x(8HA14) =24.63	10	2x(23HA8) =23.12	20	72.38
V2-x	0	0	9.75	2x(8HA10) =12.57	10	2x(12HA8) =12.06	20	55.04
V3-x	0	0	29	2x(10HA14) =30.79	10	2x(46HA8) =72.26	20	107.82
V1-y	7.27	0	15.5	2x(8HA14) =24.63	10	2x(23HA8) =23.12	20	72.38
V2-y	22.54	0	8.50	2x(8HA14) =24.63	10	2x(9HA8) = 9.04	20	58.3

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.17. Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.

Voile	L cm	N kN	M kN.m	$A_{choisie}$ cm^2	σ_b MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Verifie
V1-x	620	4316.64	1064.88	24.63	3.2	48.5	15	201.63	oui
V2-x	390	2854.75	27.40	12.57	2.9	86.3	15	201.63	oui
V3-x	1160	5785.66	545.08	30.79	2	30.3	15	201.63	oui
V1-y	620	4097.64	597.34	24.63	2.9	42.7	15	201.63	oui
V2-y	340	2088.04	73.54	24.63	2.4	35.7	15	201.63	oui

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}$, $V_u = 1{,}4 \times T$ « Art 7.7.2 RPA99 version 2003 »

Et

$\bar{\tau}$ = 0.2 fc28= 5 Mpa , d = $\frac{19\,L}{20}$: hauteur utile

Tableau V.18. Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L cm	d cm	b_0 cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1-x	620	587	25	1692.85	1,61	5	oui
V2-x	390	370.5	25	286.21	0.43	5	oui
V3-x	1160	1102	25	2967.92	1,51	5	oui
V1-y	620	578	25	2474.3	2.40	5	oui
V2-y	340	323	25	724.22	1.26	5	oui

V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement) et pour supportée les efforts tranchantes V.(annexe D)

- **Selon le CBA**

$$\emptyset_h = \min\left(\frac{h}{35}\,;\emptyset_v\,;\frac{a}{10}\right)$$

Øh : Diamètre d'armatures horizontales ;

Øv : Diamètre d'armatures verticales.

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

$S_h \leq \frac{A_h \times f_e}{0.4\,a}$

$\frac{A_h}{a\,S_h} \geq \frac{\gamma_s\,(\tau_u - 0.3\,f_{tj}\,K)}{a\,f_e}$ « Art A.5.1.2.3 CBA93 »

- **Selon le RPA99 version 2003**

$\emptyset_h \leq \frac{a}{10}$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

- **Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 « Art 2.233-b »**

$$A_{h\,cal} = \text{Max}\{\frac{2}{3} \times A_{v\,g}; 0{,}15.\,\%.\,a.\,h_v\}$$

Avec $A_{v\,g} = 2 \times A_v + A_c$

Tableau V.19. La section d'armatures horizontales des voiles.

Voiles	S cm^2	hv cm	$A_{v\,g}$ cm^2	$A_{h\,cal}$ cm^2	$A_{h\,choisie}$ cm	St cm
V1-x	620×25	312	72.38	48.25	2x26 HA12=58.82	10
V2-x	390×25	312	55.04	37.20	2x26 HA 8 =26.14	10
V3-x	1160×25	312	107.82	71.88	2x32HA12= 72.38	10
V1-y	620×25	317	72.38	48.25	2x26 HA12=58.82	10
V2-y	340×25	317	58.3	38.87	2x26HA10= 40.84	10

V.4.1.5. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

- **Autres recommandations : (CBA93 et RPA2003)**

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ;
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

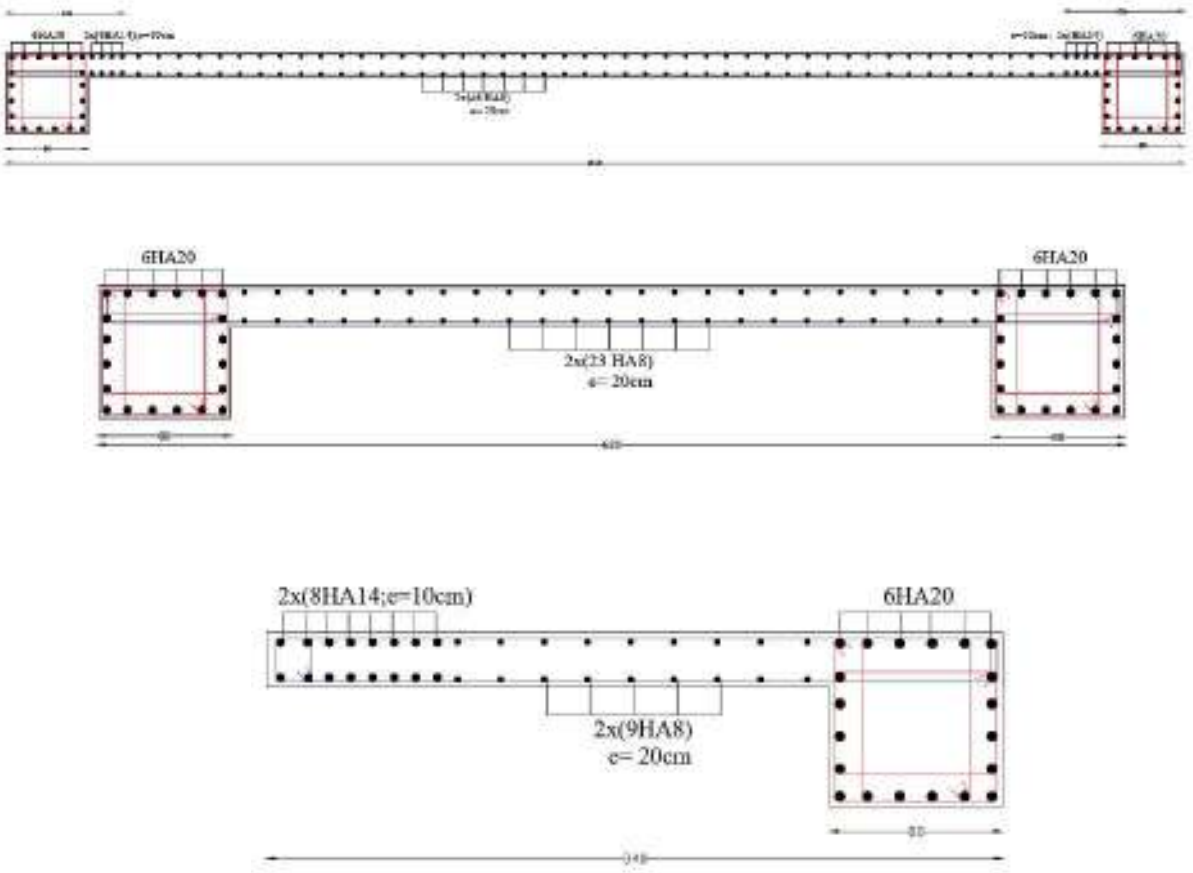


Figure V.9 : Dessin de ferraillage des voiles.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier) ;
- Fondations semi-profonds (les puits) ;
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 3 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 3m$$

Vue qu'on a un seul niveau sous-sols, l'ancrage exigé par le rapport géotechnique est atteint donc, on va poser nos fondations avec un ancrage de 0.5 m sous le niveau de sous-sol (-3.74 m) donc : D = 3.74 m.

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

- Poids volumique total humide $\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 45°$
- La cohésion $C = 0$ bar
- Coefficient de compressibilité $Cc = 0$
- Tassement du sol (site rocheux) $\triangle H = 0$ m

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10 cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;

- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Les efforts normaux à la base de la structure

- A ELS

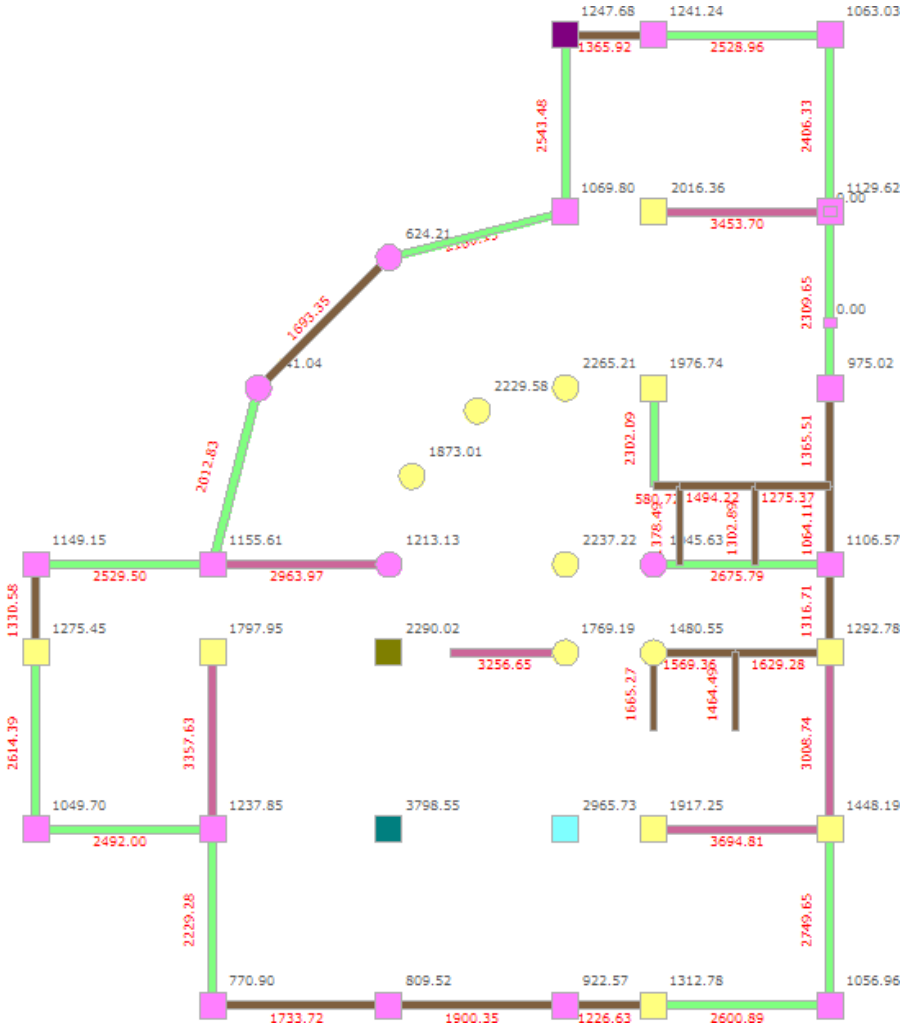


Figure VI.1 : Les efforts normaux à la base à L'ELS.

VI.5. Semelle isolée

- **Répartition trapézoïdale**

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

Il faut résoudre :

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle :

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 3\ \text{bar} = 0.3\ \text{MPa}\ ,\quad a = b = 80\text{cm}\ ,\quad c = 3\text{cm}\ ,\qquad l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Tableau VI.1. Dimensionnement initial des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	**N (kN)**	**M_x (kN.m)**	**M_y (kN.m)**	**A (m)**	**B (m)**	**h (cm)**	**A_{ch} (m)**	**B_{ch} (m)**	**h_{ch} (cm)**
S1	1247.68	0.29	-3.24	1.99	1.99	36	2.10	2.10	45
S2	2290.02	3.60	-13.56	2.88	2.88	61	3.10	3.10	75
S3	3798.55	0.12	-1.53	3.53	3.53	78	3.8	3.8	100

VI.5.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

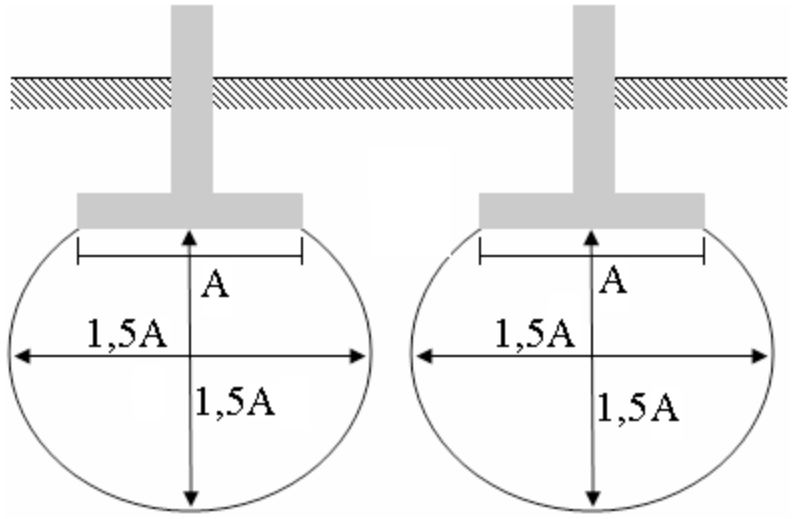


Figure VI.2 : Les bulbes de pression sous la semelle.

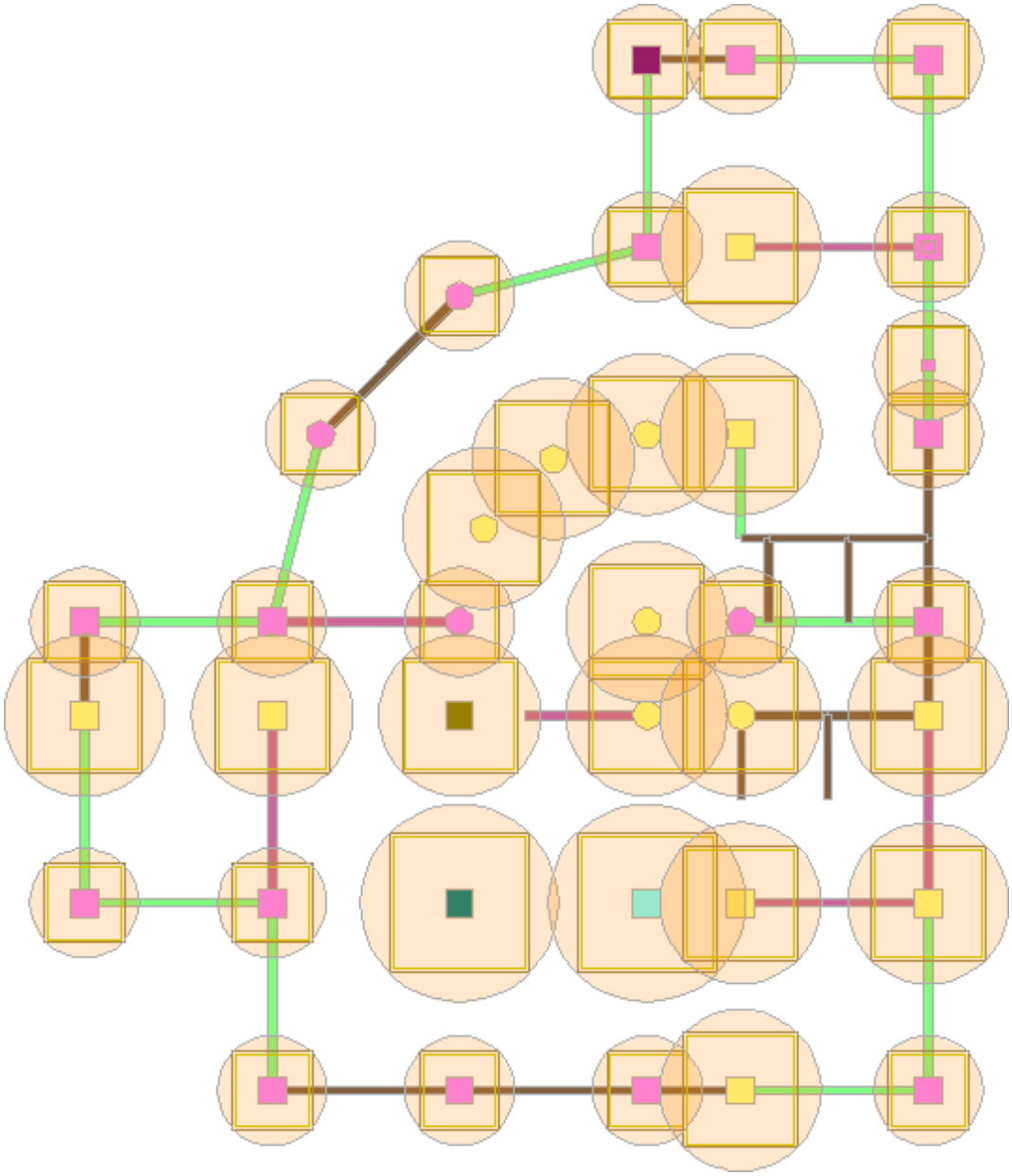


Figure VI.3 : Chevauchement des bulbes de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.6. Semelle filante

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante sous un voile ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.

❖ **Dimensionnement des semelles**

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm) ;
- Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

Et pour les contraintes normales :

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle}}{B_{ch} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{ch} \times L$$

Tableau VI.2. Dimensionnement et vérification des contraintes normales des semelles filantes à l'ELS.

sens	Semelles	L (m)	N (kN)	B_{cal} (cm)	h_{cal} (cm)	B_{ch} (cm)	h_{ch} (cm)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)
X	**SF1**	21.10	13288.72	1.80	28	2.20	50	2.86	3
	SF2	26.95	14665.38	1.53	21	2.20		2.47	
	SF3	26.50	12460.82	1.52	21	1.70		2.77	
	SF4	14.56	6109.50	1.36	17	1.70		2.47	
	SF5	23.97	15161.40	2.04	34	2.20		2.88	
	SF6	10.30	6518.08	2.04	34	2.20		2.88	
Y	**SF1**	10.30	6546.45	2.05	34	2.20		2.89	
	SF2	15.70	8413.48	1.71	26	2.20		2.44	
	SF3	31.90	18958.60	1.91	31	2.20		2.70	

$\Rightarrow$ La condition des contrainte est vérifiée.

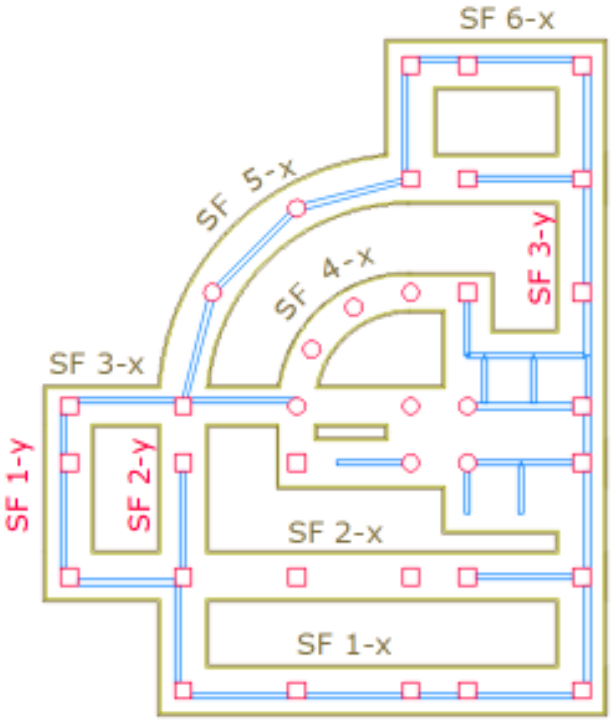


Figure VI.4 : Dimensionnement finale des semelles filante.

VI.6.1. Semelle filante sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue ;
- La poutre de libage.

La poutre de libage utilisée pour rigidifier la semelle et pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \qquad l_e = 4\sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 12 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.{h_p}^3}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.3. Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} **(m)**	B_{ch} **(cm)**	$h_{p\ calculé}$ **(cm)**	$h_{p\ ch}$ **(cm)**	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
SF2-x	5.40	60	116.62	140	6.20	CV

❖ **Vérification de poinçonnement**

$$F(ELU) < \frac{(0.045 \times h \times Uc \times Fcj)}{\gamma b}$$

Tableau VI.4. Vérification de poinçonnement.

a (m)	**b (m)**	**h (m)**	**Uc (m)**	**Fcj (MPa)**	**ɣb**	**F (ELU) (KN)**	**F limit (KN)**	**verifications**
0.8	0.8	1.40	8.80	25	1.5	5238.23	9240	CV

$\Rightarrow$ Donc la section de la poutre de libage : 60×140 cm².

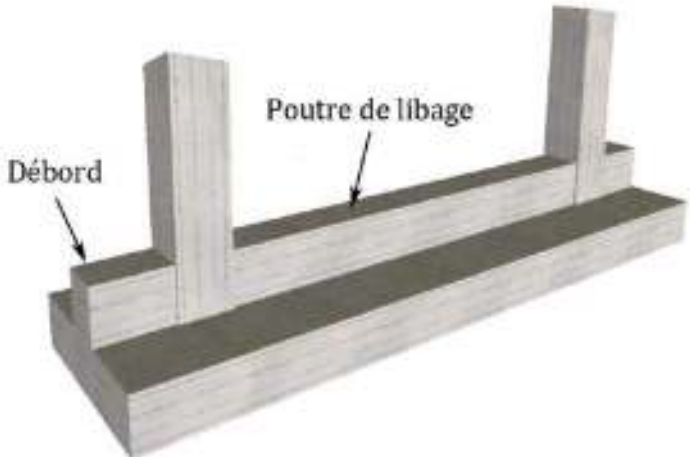


Figure VI.5 : Semelle filante sous poteaux.

❖ **Calcul de Ferraillage à l'ELU**

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

VI.6.1.1. Transversalement (semelle continue)

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle a A.

Tableau VI.5. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u **(kN/ml)**	M_u **(kN.m)**	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ **(cm)**	$\frac{B}{6}$ **(cm)**	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF2-x	5438.71	-2.12	-0,04	36.67	Diagramme trapezoidal

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU.

a) Armatures principales

Tableau VI.6. Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u kN/ml	M_u kN.m	A m	B m	$A_{b.calculée}$ cm^2	$A_{b.adoptée}$ cm^2	S_t cm
SF2-x	5438.71	-2.12	5,4	2.2	58.19	45HA14=69.27	10

b) Armature de repartitions

$A_{a,rép} = (13.85 \times 2.2)/4 = 7.62\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 2 * 4HA12 = 9.05\ cm^2$

Avec un espacement de 20 cm.

VI.6.1.2. Longitudinalement (Poutre de libage)

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{pL})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

PL	L (m)	B (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF2-x	26.50	2.20	16985.36	583	357.35	3.13	2.28	688.6	501.6

VI.6.1.2.1. Détermination des moments de poutre de libage

Tableau VI.8. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-1588.56	1165.92	2021.14	-1157.16	849.30

VI.6.1.2.2. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la P. Libage à L'ELU.

P. libage		M_u (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF2-x	Travée	1165.92	25.4	0.00	6HA20+4HA16= 26.89
	Appuis	-1588.56	0.00	34.7	6HA20+8HA16= 34.93

VI.6.1.2.3. Vérification des contraintes normales de poutre de libage *à l'ELS*

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.10. Vérifications des armatures longitudinales de P.Libage à l'ELS.

P. libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF2-x	Travée	849.30	26.89	18.85	5.80	201.6	0	CV	CV
	Appuis	-1157.16	18.85	34.93	7.40	201.6	0		

VI.6.1.2.4. Vérification du cisaillement de poutre de libage *l'ELU*

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2.50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{2021.14 \times 10}{60 \times 137} = 2.46\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

VI.6.1.2.5. Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.11. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libage	T kN	τ_U MPa	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ cm^2
			S_t cm	A_t cm^2	S_{ZN} cm	S_{ZC} cm	A_t cm^2	S_{ZN} cm	S_{ZC} cm	
S1-F1	2021.14	2.46	12.33	3.50	24	70	4.32	10	30	6HA10=4.71

VI.6.1.2.6. Armatures de peau CBA93 « Art.7.3 »

Puisque la poutre de libage a une hauteur de h=140 cm, le CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armatures de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$A_p = 3 \times 2.4 = 7.20 cm^2$, donc on adopte 6 HA14 $= 9.24\ cm^2$.

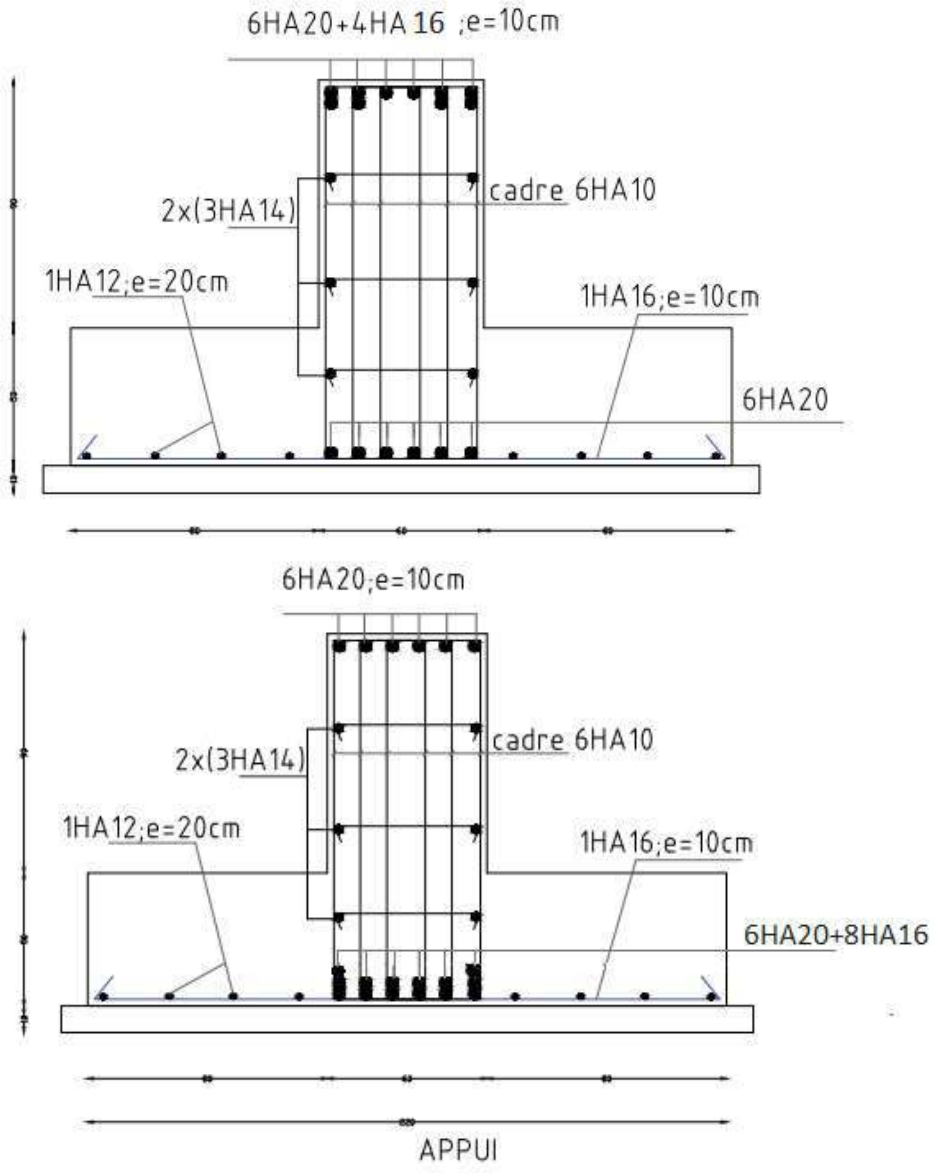


Figure VI.6 : Dessin de ferraillage de poutre de libage.

VI.6.2. Semelle filante sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B (par la méthode des bielles).

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.12. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	**B(m)**	**N_u (kN/ml)**	**M_u (kN.m)**	**$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)**	**$\frac{B}{6}$ (cm)**	**$e_0 \leq \frac{B}{6}$**
SF2-x	2.20	1135.80	65.22	5.74	36.67	Diagramme trapézoïdal
SF3-x	1.70	909.06	-28.2	3.10	28.33	

Tableau VI.13. Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	**B m**	**N_u kN/ml**	**M_u kN.m**	**$A_{b.calculé}$ cm^2**	**$A_{b.adoptée}$ cm^2**	**S_t cm**	**$A_{a.rép}$ cm^2**	**S_t cm**
SF2-x	2.2	1135.80	65.22	18.17	10 HA 16=20.11	10	11HA12 = 12.44	20
SF3-x	1.7	909.06	-28.2	9.53	10 HA 12=11.31	10	8HA10= 6.23	20

VI.7. Ferraillage des voiles périphériques

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est : $e \geq 15$ cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal, vertical)

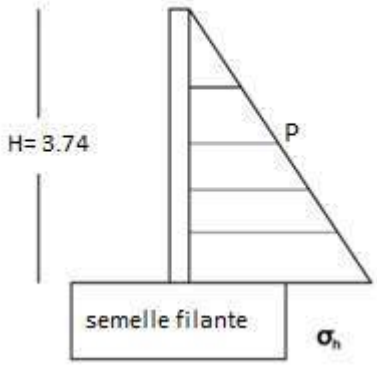


Figure VI.7 : Schéma statique du voile périphérique.

VI.7.1. Calcul de la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho_h . K_p . H^2$$

Avec:

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\rho_h = 19\ kN/m^3 \quad , \quad H = 3.74\ m \quad , \quad \varphi = 45° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0.17$$

ρ_h : poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$$P = \frac{1}{2} \times 19 \times 0{,}17 \times (3.74)^2 = 21.59\ kN/m$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

Tableau VI.14. Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.

P**(kN/m)**	P_u **(kN/m)**	P_s **(kN/m)**	**Mu=0,800**P_u	M_s **=0,800** P_s
21.59	30.50	21.59	24.40	17.27

VI.7.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

Avec:

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = -0{,}5M \end{cases}$$

b=100cm, h=25 cm; c=3 cm σ_b=14,20MPa;σ_s==348 MPa

La fissuration est préjudiciable**.**

Tableau VI.15. La section d'armatures du voile périphérique.

	M_U (kN.m)	A (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choix}(cm^2)$	S_t (cm)
travée	24.40	3.2	2.50	7HA10=5.5	15
appuis	-12.2	2.8	2.50	7HA10=5.5	15

VI.7.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau VI.16. Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	17.27	1.5	15	oui	17.7	17.7	201.63	Oui
Appuis	-8.63	0.7	15	oui	8.8	8.8	201.63	Oui

VI.7.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{42.36 \times 10^3}{(1000 \times 220)} = 0{,}192\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\text{ MPa} \quad \text{(cv)}$$

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude nous a permis de tirer des conclusions intéressantes liées à l'ingénierie d'étude.

- Après l'analyse approfondie de notre projet, il ressort que le choix des dispositions des voiles de contreventement est un facteur prédominant pour une bonne conception : dit un comportement optimal de la structure.
- La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre des torsions donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

- Cette étude nous a permis aussi l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation. Et l'utilisation du logiciel SAP 2000 qui est très pratique pour les constructions.

Parallèlement, on a atteint autant que possible les 4 critères principaux « la stabilité, la résistance, la ductilité et l'économie » de notre bâtiment afin de le rendre confortable.

Bibliographie

Documents réglementaires

[1] Règle parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003, " **Document techniques réglementaire D.T.R-B.C.2.48**".

[2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93, "**Document techniques réglementaire D.T.R-B.C.2.41**".

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C.22.

[4] Alain CARPA-Victor Davidoch, "**Calcul dynamique des structures en zone sismique**", (1982).

[5] BELAZOGHI "**Calcul des ouvrages en béton armé**",

Logiciel

- Logiciel d'analyse des structures "**SAP2000 Version 20.2.0** ".
- Logiciel de ferraillage "**ROBOT EXPERT**".
- Logiciel de dessin "**AUTOCAD Structural 2020**".

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les poutres

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bxd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les poutrelles

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{bxd} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les dalles pleines

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{bxd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$)

A N N E X E B

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture.**

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes ;

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle ;

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions ;

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support ;

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide ;

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

g) Conventionnellement on désignera :

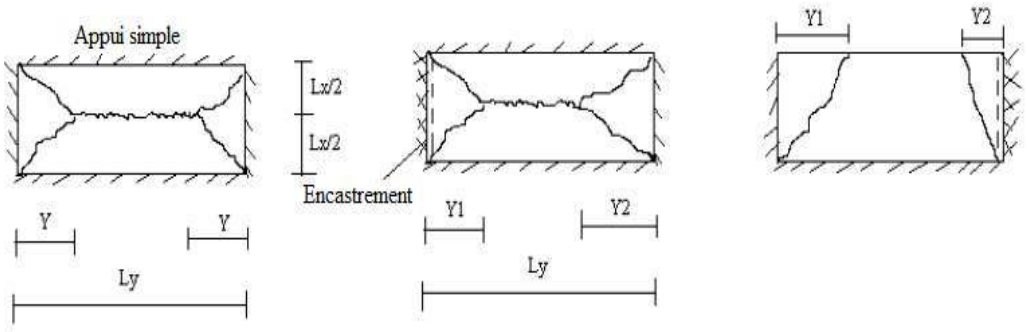
-Un côté libre par un trait sans hachures ;

-Un appui simple par une hachure ;

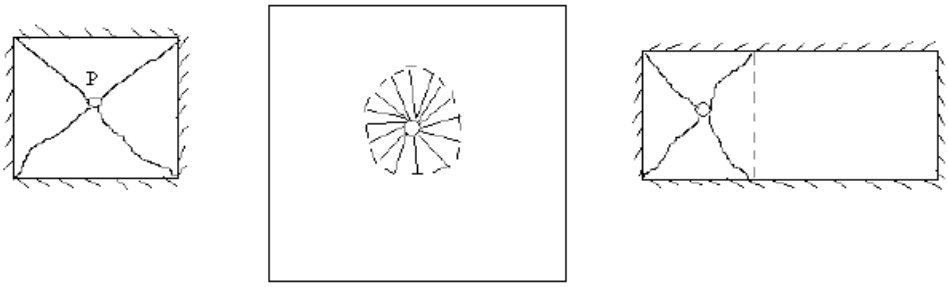
- Un encastrement par une double hachure.

Exemples de fissuration de dalle

a) Cas des charges réparties



b) Cas des charges concentrées



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

a) Travail externe

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

Text = P. f

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail interne

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$\mathbf{Tint = M.l.\Theta}$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

A N N E X E C

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS

1. **Dalle travaillant suivant une seule direction**

   a) Elle est encastrée sur un seul côté

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

   b) Elle repose simplement sur deux côtés

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

   c) Elle est articulée sur ses quatre côtés

$$M_t = 0.8\, M_0$$

$$M_a = -0.5\, M_0$$

Avec

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8}$$

2. **Dalle travaillant suivant les deux directions**

   a) Dalle articulée sur leur contour

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

   b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour

   - Panneau de dalle de rive

$$M_{tx} = 0.85\, M_x$$

$$M_{ty} = 0.85\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_x \text{ (Appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x \text{ (Appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire

$$M_{tx} = 0.75\ M_x$$

$$M_{ty} = 0.75\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT

1. **Dalle travaillant suivant une seule direction**

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. **Dalle travaillant suivant deux directions**

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_y = \frac{ql_x}{3}$$

3. **Armatures transversales**

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0.07 f_e}{\gamma_b}$$

Ferraillage

1. **Dalle travaillant suivant une seule direction**

- Diamètre

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement

a ≤ Min [3h et 33cm] (charge uniformément réparties)

a ≤ Min [2h et 22cm] (charge concentrées)

- Armatures de répartitions

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

a ≤ Min [4h et 45cm] (charge uniformément réparties)

a ≤ Min [3h et 33cm] (charge concentrées)

2. Dalle travaillant suivant deux directions

- Dalle simplement appuyées sur leur contour

$$M_x \longrightarrow A_x$$

$$M_Y \longrightarrow A_Y$$

$$\emptyset_x \text{et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

a ≤ Min [3h et 33cm] (charge uniformément réparties)

a ≤ Min [2h et 22cm] (charge concentrées)

- Dalle encastrées sur leur contour

$$M_{tx} \longrightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \longrightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \longrightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \longrightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty,} \emptyset_{ax} \text{et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

a ≤ Min [3h et 33cm] (charge uniformément réparties)

a ≤ Min [2h et 22cm] (charge concentrées)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - (\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2})$$

A N N E X E D

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPASEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $\emptyset_t$ est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_l$ **:** étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

$A_t = n_t \times a_t$: avec n_t le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$S_t \leq$ Min [0.9d; 40cm] et $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$ MPa et $S_t \leq \frac{0.9\, f_e\, A_t}{b_0\, \gamma_s\, (\tau_u - 0.3\, f_{tj}\, K)}$

Dans le cas de la flexion composée : $K = 1 + 3x \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales

b : largeur de la section droite

h : hauteur de la section droite

S_t : L'espacement des armatures transversales

On prend f_e = 400 MPa

Pour les poutres

Selon le RPA 2003

$$\begin{cases} S_h \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq \min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\text{cm}\right] \text{ zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

Pour les poteaux

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 [Art 7.4.2.2] :**

$$A_t = \frac{\rho_a T_u t}{h_1 f_e}$$

T_u : effort tranchant

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il prit égal à :

2.5 Si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : l'espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset_l\right] & \text{Zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$ **:** étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

h_1 : hauteur totale de la section brute

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\ \% \qquad \text{si :} \qquad \lambda > 5$$

$$0.8\ \% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\ \% \text{ si :} \qquad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\ \% \qquad \text{si :} \qquad \lambda \leq 3$$