

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID-TLEMEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures

Thème :

***ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN
BATIMENT EN BETON ARME
"S/SOL ET RDC + 10 ETAGES"***

Présenté le 11 Juin 2017 par :

ADJROUD Mohammed Amine
SEKKAL Mohammed Fayçal

Devant le jury composé de:

Présidente : M^{me}. BENHACHELIF S.
Encadrant : M^r. HASSAINE N.
Encadrant : M^r. BENYELLES Z.
Examinateur : M^r. TALEB O.
Examinatrice : M^{elle}. MEDJAHED A.

Année Universitaire 2016-2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à DIEU, en premier lieu, le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos promoteurs :

Mr HASSAINE N. Et Mr BENYELLES Z. pour leurs orientations et leurs conseils durant l'évolution de ce travail et la sollicitude avec laquelle ils l'ont suivis et guidés.

Nous remercions tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation et spécialement Mr CHERIF BENMOUSSA qui nous a beaucoup aidés pour s'avancer par ces informations et connaissances dans le domaine du génie civil, ainsi Melle MEDJAHED qui nous donnée beaucoup d'informations pour franchir les différents obstacles.

Comme nous tenons à remercier les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Enfin, nous ne saurions terminer ces remerciements sans y associer nos familles, nos amis et toute personne qui, de près ou de loin, nous a apportée son aide ou sa sympathie.

DEDICACES

Avec beaucoup de bonheur et d'amour je dédie ce modeste travail, fruits de mes longues années d'études :

A ma chère grand-mère qui a sacrifiée a fin de me voir devenir ce que je suis Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études, Que dieu garde mes parents et les protège et j'espère que j'ai pu réaliser leurs rêves.

A mes frères et sœurs.

Je dédie ce mémoire aussi à toute la famille ADJROUD, aussi qu'à la famille TRARI TANI mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines.

A tous mes amis : Soufiane, Djelloul, Abdelkader, Tarik, Amine, Hassane, Omar, Saleh, Abdessami, Zaki, Hichem, Amina, Basma, Khadidja et toute ma promotion 2016 M2 GC d'université de TLEMCEM.

A mon binôme Fayçal, ses parents et toute sa famille.

A tous mes enseignants et à tous ceux qui me connaissant.

ADJROUD MED AMINE

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a toujours cru en moi et mes études, mon père qui m'a toujours encouragé et guidé, merci mes parents.

Mon frère mourad

Mes oncles et tantes, sofiane khemis

Mes cousins et cousines

Toute la famille : SEKKAL ET TALEB

Toutes personnes qui m'ont aidée à poursuivre mes études

Mon binôme AMINE ainsi ses parents et toute sa famille

Tous mes amis :salah , amine ,rabie ,fares , mohamed , sami , saad-allah , tarik , djelloul , sofiane , omar , abdelkader ,Hassane, saleh , abdessami , yassmine ,hadjer ,hala , linda ,manel , et toute la promotion de génie civil 2016/2017.

Mr Cherif Benmoussa et Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

SEKKAL MED FAYÇAL

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية و اقتصادية لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكّلة من الخرسانة المسلحة تتألف من طابق ارضي مخصص للتجارة و عشرة طوابق مخصصة للسكن بالإضافة إلى طابق تحت ارضي كمراب للسيارات.

تقع البناية المدروسة في وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** - من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل **RPA 99 V 2003**

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر **CBA 93** بتطبيق **BAEL 91**

الكلمات المفتاحية :

MS Project -الاقتصاد - SAP2000 - RPA99 v 2003 -بناية -الخرسانة المسلحة

RESUME:

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique et économique d'une structure (R+10+S /Sol) contreventée par voiles a usage multiple (habitation, commerce).

La structure est implantée à ORAN, zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le Règlement Parasismique Algériennes 99 modifiés en 2003. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul **SAP2000**.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), en appliquant le **BAEL91**.

Mots-clés :

Béton armé –Bâtiment- RPA99 v 2003-BAEL91– SAP2000 – Economie - MS Project.

ABSTRACT:

This project consists mainly in dynamic and economic analysis of a structure (Ground floor+10+ basements) for multipurpose (housing, trade) with shear walls.

The structure is located in ORAN which is characterized by a medium seismic activity (**zone IIa**). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (**CBA93**) and the limits states of reinforced concrete **BAEL91**.

Key words:

Reinforced concrete – Building – RPA 99 v 2003- SAP2000 – Economy -MS Project

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1. Historique	1
I.2. Introduction	1
I.3. Présentation de l'ouvrage	1
I.3.1. Caractéristiques géométriques	2
I.3.2. L'ossature	2
I.3.3. Les planchers	2
I.3.4. Les escaliers	2
I.3.5. Local d'ascenseur	2
I.3.6. Maçonnerie	2
I.3.7. Revêtements	2
I.4. Caractéristiques des matériaux	3
I.4.1. Béton	3
I.4.2. Acier	5
I.4.3. Coefficient d'équivalence	6
I.4.4. Hypothèses de calcul	6

Chapitre II: Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction	7
II.2. Pré-dimensionnement	7
II.2.1. Les poutres	7
II.2.1.a. Les poutres principales	7
II.2.1.b. Les poutres secondaires	8
II.2.2. Les poteaux	9
II.2.2.1. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003)	10
II.2.2.2. Vérification au flambement	10
II.2.3. Les planchers	11
II.2.3.1. Planchers étages courants et terrasse inaccessible : (corps creux)	11
II.2.3.2. Planchers du RDC et cage d'ascenseur et d'escaliers : (dalle pleine)	11
II.2.3.2.a. Planchers RDC	11
II.2.3.2.b. Cage d'ascenseur et d'escaliers	12

II.2.4. Les voiles.....	12
II.2.4.1. Sous sol	12
II.2.4.2. RDC.....	12
II.2.4.3. Les étages	12
II.3. Descente des charges.....	13
II.3.1. Plancher RDC	13
II.3.2. Plancher des étages	14
II.3.3. Terrasse inaccessible.....	15
II.3.4. Terrasse inaccessible (cage d'escaliers)	16
II.3.5. Mur intérieur	16
II.3.6. Mur extérieur	17
II.3.7. Balcons.....	17

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Introduction.....	18
III.2. Etude des poutrelles	18
III.2.1. Méthode de calcul.....	18
III.2.2. Types de poutrelles.....	18
III.2.3. Moments fléchissants et efforts tranchants.....	19
III.2.3.a. Méthode des trois moments	19
III.2.3.b. Moments fléchissants et efforts tranchants obtenus par le SAP2000	21
III.2.4. Ferrailage des poutrelles.....	26
III.3. Etude de la dalle pleines du RDC	32
III.3.1. Détermination des moments fléchissants.....	33
III.3.2. Ferrailage	33
III.4. Etude des balcons.....	37
III.4.1. Type 1	37
III.4.1.1. Calcul de la force P	37
III.4.1.2. Calcul des charges	37
III.4.1.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	37
III.4.1.4. Calcul du ferrailage.....	38
III.4.2. Type 2.....	40
III.4.2.1. Calcul de la force P	41
III.4.2.2. Calcul des charges	41
III.4.2.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	41
III.4.2.4. Calcul du ferrailage.....	41

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1. L'acrotère.....	45
IV.1.1. Définition	45
IV.1.2. Calcul des sollicitations.....	45
IV.1.3. Calcul du ferrailage	46

IV.2. Les escaliers	49
IV.2.1. Définition	49
IV.2.2. Calcul des escaliers	49
IV.2.2.1. Nombre de marches et contre marches.....	49
IV.2.2.2. Longueur de la ligne de foulée	49
IV.2.2.3. L'inclinaison des paillasses	50
IV.2.2.4. Calcul des épaisseurs	51
IV.2.3. Descente des charges.....	51
IV.2.4. Ferrailage.....	52
IV.2.4.1. Détermination des moments fléchissant et des réactions	52
IV.2.4.2. Calcul du ferrailage	57
IV.3. Les poutres palières	65
IV.3.1. Pré-dimensionnement.....	65
IV.3.2. Evaluation des charges et calcul des moments fléchissant	65
IV.3.3. Ferrailage.....	66
IV.4. L'ascenseur	72
IV.4.1. Définition	72
IV.4.2. Evaluation des charges et surcharges	72
IV.4.3. Vérification du poinçonnement	73
IV.4.4. Détermination des sollicitations	73
IV.4.5. Etude de la dalle d'ascenseur	75
IV.4.6. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	76
IV.5. Etude de la dalle de la cage d'escaliers.....	79
IV.5.1. Ferrailage.....	80

Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Introduction	83
V.2. Présentation du programme SAP2000	83
V.3. Modélisation de la structure	83
V.3.1. Modélisation de rigidité.....	83
V.3.2. Modélisation de masse.....	84
V.4. Méthodes de calcul.....	85
V.4.1. Méthode statique équivalente	85
V.4.1.1. Principe	85
V.4.1.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	85
V.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	88
V.4.2.1. Disposition des voiles	88
V.4.2.2. Poids de la structure W	94
V.4.2.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure ...	95
V.4.2.4. Evaluation des excentricités.....	97
V.4.2.5. Spectre de réponse de calcul	98

V.4.2.6. Représentation graphique du Spectre.....	99
V.4.2.7. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur	99
V.4.2.8. Vérification du coefficient de comportement R.....	100
V.4.2.9. Résultante des forces sismiques de calcul.....	102
V.4.3. Vérification des déplacements	102
V.4.4. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble	103

Chapitre VI : Etude des éléments porteurs

VI.1. Introduction.....	105
VI.2. Les poteaux	106
VI.2.1. Combinaison des charges	106
VI.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales	106
VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	107
VI.2.4. Ferrailage des poteaux.....	107
VI.2.4.1. Détermination des sollicitations	107
VI.2.4.2. Exemple de calcul du ferrailage	108
VI.3. Les poutres	112
VI.3.1. Combinaison des charges	112
VI.3.2. Ferrailage des poutres.....	112
VI.3.2.1. Poutres principales.....	112
VI.3.2.2. Poutres secondaires.....	116
VI.4. Les voiles	120
VI.4.1. Combinaison des charges	120
VI.4.2. Ferrailage des voiles.....	120
VI.4.2.1. Détermination des sollicitations	120
VI.4.2.2. Exemple de calcul du ferrailage	121
VI.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement.....	124
VI.4.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	124

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	125
VII.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle.....	125
VII.2.1. Semelle isolée.....	125
VII.2.2. Semelle filante.....	126
VII.2.3. Radier général	126
VII.2.3.1. Dimensionnement.....	126
VII.2.3.2. Vérification du poinçonnement	128
VII.2.3.3. Détermination des moments	128
VII.2.3.4. Ferrailage de la dalle du radier	130
VII.2.3.5. Ferrailage de la nervure du radier.....	134

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

VIII.1. Introduction	138
VIII.2. Le management de projet	138

VIII.3. Projet	138
VIII.3.1. Cycle de vie d'un projet	139
VIII.3.2. Les différents intervenants dans un projet	140
VIII.4. Objectifs	141
VIII.4.1. Définition de MS Project	141
VIII.4.2. Création d'un projet sur MS Project	141
VIII.5. Planification du projet	141
VIII.5.1. WBS (Work Break-down Structure)	142
VIII.5.2. Diagramme de GANTT	142
VIII.5.3. Chemin critique.....	142
VIII.6. Définition des ressources.....	143
VIII.6.1. Ressources humaines	143
VIII.6.2. Ressources matérielles	143
VIII.7. Etude économique	144
VIII.7.1. Résultats obtenus	144
VIII.7.2. Courbe financière du projet	144
VIII.7.3. Rapport des flux trésorières du projet.....	145
VIII.7.4. Rapport des coûts des ressources.....	146
VIII.7.5. Disponibilité des ressources.....	148
VIII.7.6. Détermination des coûts des logements ressources	149
VIII.8. Conclusion.....	149

Conclusion générale

Bibliographie

Rapport du sol

Annexes

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité

Fig. I.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELU 4

Fig. I.2. Diagramme contrainte – déformation de l’acier 5

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Fig. II.1. Le poteau le plus sollicité 9

Fig. II.2. Constituants de la dalle du RDC (dalle pleine) 13

Fig. II.3. Constituants des dalles des étages courants..... 14

Fig. II.4. Constituants de la dalle de la terrasse inaccessible..... 15

Fig. II.5. Constituants de la dalle de la cage d’escaliers..... 16

Fig. II.6. Constituants maçonnerie intérieure 16

Fig. II.7. Constituants maçonnerie extérieure..... 17

Chapitre III : Etude des planchers :

Fig. III.1. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l’ELU obtenus par SAP2000..... 21

Fig. III.2. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l’ELU obtenus par SAP2000..... 22

Fig. III.3. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l’ELS obtenus par SAP2000..... 23

Fig. III.4. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l’ELS obtenus par SAP2000..... 23

Fig. III.5. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l’ELU obtenus par SAP2000..... 24

Fig. III.6. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l’ELU obtenus par SAP2000..... 25

Fig. III.7. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l’ELS obtenus par SAP2000..... 25

Fig. III.8. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l’ELS obtenus par SAP2000..... 26

Fig. III.9. Schéma statique de la dalle et des moments fléchissants..... 32

Fig. III.10. Schéma statique du balcon type 1 37

Fig. III.11. Schéma statique du balcon type 2 40

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Fig. IV.1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère	45
Fig. IV.2. Ferrailage de l'acrotère	48
Fig. IV.3. Coupe d'escalier.....	49
Fig. IV.4. Les différents types d'escaliers avec dimensions	50
Fig. IV.5. Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000.....	54
Fig. IV.6. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus pas SAP2000	55
Fig. IV.7. Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus pas SAP2000.....	56
Fig. IV.8. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus pas SAP2000	56
Fig. IV.9. Schéma d'un ascenseur mécanique.....	72
Fig. IV.10. Schéma statique de la dalle d'ascenseur	73

Chapitre V : Etude dynamique

Fig. V.1. Structure modélisée sur logiciel SAP2000.....	84
Fig. V.2. Structure contreventée modélisée sur logiciel SAP2000	94
Fig. V.3. Spectre de réponse R=5	99
Fig. V.4. Spectre de réponse R=4.....	101

Chapitre VI : Etude des éléments porteurs

Fig. VI.1. Schéma statique d'une section partiellement comprimée.....	122
---	-----

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Fig. VII.1. Semelle isolée	125
Fig. VII.2. Déplacement UZ en ELS donné par le logiciel SAP2000.....	127
Fig. VII.3. Radier nervuré	128
Fig. VII.4. Moment M11 de la dalle à l'ELU.....	129
Fig. VII.5. Moment M22 de la dalle à l'ELU.....	129

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

Fig. VIII.1. Concept du projet	138
Fig. VIII.2. Objectifs d'un projet.....	139

Fig. VIII.3. Courbe financière du projet.....	144
Fig. VIII.4. Histogramme des coûts fournis par mois	145
Fig. VIII.5. Pourcentage des couts des ressources matériaux et matérielles	146
Fig. VIII.6. Pourcentage des coûts des ressources humaines	147
Fig. VIII.7. Histogrammes de la disponibilité des ingénieurs.....	148

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralité

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1. Tableau de calcul des sections des poteaux	11
--	----

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1. Charges supportées par les poutrelles.....	19
Tableau III.2. Différents efforts à l'ELU et l'ELS	26
Tableau III.3. Ferrailage des travées des poutrelles	32
Tableau III.4. Ferrailage des appuis des poutrelles	32
Tableau III.5. Ferrailage de la dalle pleine du RDC.....	36
Tableau III.6. Ferrailage des balcons	44

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.1. Evaluation des charges du palier	51
Tableau IV.2. Evaluation des charges de la volée.....	52
Tableau IV.3. Inclinaison et différentes charges et surcharges des types d'escaliers	52
Tableau IV.4. Moments fléchissant et efforts tranchants des escaliers.....	56
Tableau IV.5. Ferrailage des escaliers.....	64
Tableau IV.6. Charges et moments fléchissant en ELU et ELS des poutres palières	66
Tableau IV.7. Ferrailage des poutres palières	71
Tableau IV.8. Sollicitations de la dalle d'ascenseur en ELU	74
Tableau IV.9. Sollicitations de la dalle d'ascenseur en ELS.....	75

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1. Valeurs de la pénalité P_q	87
Tableau V.2. Périodes et masses modales de la structure	93
Tableau V.3. Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment.....	94
Tableau V.4. Centre de torsion de chaque niveau de la structure	96
Tableau V.5. Centre de masse de chaque niveau de la structure.....	96
Tableau V.6. Valeurs de l'excentricité théorique de chaque niveau	97

Tableau V.7. Valeurs de l'excentricité accidentelle de chaque niveau	98
Tableau V.8. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=5	100
Tableau V.9. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=4.....	102
Tableau V.10. Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques.....	102
Tableau V.11. Vérification du déplacement dans le sens X.....	103
Tableau V.12. Vérification du déplacement dans le sens Y	103
Tableau V.13. Valeur de M_s et M_r suivant X.....	104
Tableau V.14. Valeur de M_s et M_r suivant Y	104

Chapitre VI : Etude des éléments porteurs

Tableau VI.1. Vérifications de poteaux sous sollicitations normales.....	106
Tableau VI.2. Vérifications de poteaux sous sollicitations tangentes	107
Tableau VI.3. Sollicitations des poteaux (N_{max} ; M_{corr})	108
Tableau VI.4. Sollicitations des poteaux (M_{max} ; N_{corr})	108
Tableau VI.5. Ferrailage longitudinal des poteaux	110
Tableau VI.6. Section des armatures transversales des poteaux	111
Tableau VI.7. Ferrailage transversal et espacements entre les cadres.....	111
Tableau VI.8. Moments fléchissant des poutres principales (en KN.m)	112
Tableau VI.9. Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	115
Tableau VI.10. Ferrailage transversal des poutres principales.....	115
Tableau VI.11. Vérification de la contrainte de cisaillement	116
Tableau VI.12. Moments fléchissant des poutres secondaires (en KN)	116
Tableau VI.13. Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	119
Tableau VI.14. Ferrailage transversal des poutres secondaires.....	119
Tableau VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement	119
Tableau VI.16. Sollicitations des voiles plus sollicités (N_{max} ; M_{corr})	120
Tableau VI.17. Sollicitations des voiles plus sollicités (M_{max} ; N_{corr})	121
Tableau VI.17. Ferrailage des deux types de voiles.....	124
Tableau VI.18. Vérification des contraintes tangentielles.....	124

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1. Moments fléchissants du radier nervuré à l'ELU et l'ELS.....	130
---	-----

Tableau VII.2. Ferrailage de la dalle et de la nervure	137
--	-----

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

Tableau VIII.1. Ressources humaines du projet.....	143
Tableau VIII.2. Ressources matérielles du projet (Engins)	143
Tableau VIII.3. Ressources matérielles du projet (Matériaux)	143
Tableau VIII.4. Coût des appartements du bâtiment étudié	149

Notations

- A : Coefficient d'accélération de zone.
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 B_r : Section réduite.
 C_t : Coefficient de période.
 C_p : Facteur de force horizontal.
 D : Facteur d'amplification dynamique.
 d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
 d' : Distance entre les armatures supérieures et la fibre neutre.
 ELU : Etat limite ultime.
 ELS : Etat limite service.
 E_a : Excentricité accidentelle.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 E_t : Excentricité théorique.
 e : Epaisseur, Excentricité.
 F : Force concentrée.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 G : Charge permanente.
 H : hauteur .
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 I_x, I_y : Moment d'inertie.
 i_x, i_y : Rayon de giration.
 I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX).
 I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY).
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 K_b : Coefficient de raideur de sol (coefficient de BALLAST).
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 L_t : Longueur de la section tractée
 M : Moment fléchissant, Masse.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

M_a : Moment sur appuis.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

P : Force concentrée, Poids.

P_q : Facteur de pénalité

Q : Charge d'exploitation.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

S_t : Espacement.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

V : Force sismique total.

V_0 : Effort tranchant a la base.

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

z : Bras de levier.

Z : Déplacement.

λ : Elancement.

ϕ : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

ξ : Déformation relative.

θ : Coefficient d'application.

η : Facteur de correction d'amortissement.

μ_u : Moment ultime réduite

α : Position relative de la fibre neutre.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement admissible.

ρ_a : Coefficient correcteur pour tenir compte de la rupture.

u_u : Périmètre

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction. La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité des bâtiments, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (Zone II a), comportant un sous sol, un RDC et dix étages, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

L'étude a été divisée en plusieurs chapitres :

- ❖ Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- ❖ Le troisième chapitre concerne le calcul des planchers (les dalles en corps creux : poutrelles, les dalles pleines, les balcons).
- ❖ Le quatrième chapitre est réservé au calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers, l'ascenseur).
- ❖ Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP2000.
- ❖ Le sixième chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP 2000.
- ❖ Le septième chapitre portera sur le calcul et le dimensionnement de l'infrastructure pour la détermination du type de fondations.

En plus de la sécurité du public et du respect de l'environnement, il est primordial d'être le plus économique possible, c'est pourquoi on a consacré un huitième chapitre pour présenter l'étude managériale et économique de notre bâtiment en se basant sur les résultats des sept précédents chapitres.

I.1. Historique :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception. Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'artetc. il permet d'avoir des grandes portées contrairement aux constructions avec la pierre et le bois. En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français Joseph-Louis Lambot et Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

I.2. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier

I.3. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+10+S/Sol) à usage multiple constitué de :

- Un sous-sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1er au 10ème étage à usage d'habitation. Chaque niveau contient quatre appartements (2 F3 et 2 autres F4)

Le bâtiment sera implanté à **OUED TLILAT** wilaya **d'ORAN** classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa)

➤ **I.3.1. Caractéristiques géométriques :**

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Dimensions en élévation	Hauteur du sous sol	3.00 m
	Hauteur du RDC	3.60 m
	Hauteur des étages courants	2.88 m
	Hauteur de la buanderie	3.25 m
	Hauteur totale du bâtiment	38.65 m
Dimensions en plan	Longueur totale en plan	25.50 m
	Largeur totale en plan	20.30 m

➤ **I.3.2. L'ossature :**

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens.

➤ **I.3.3. Les planchers :**

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

➤ **I.3.4. Les escaliers:**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ **I.3.5. Local d'ascenseur:**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vient) et donne accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

➤ **I.3.6. Maçonnerie:**

a. Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une âme d'air de 5 cm (10+5+10).

b. Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

➤ **I.3.7. Revêtements :**

- Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.4. Caractéristiques des matériaux:

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

➤ I.4.1. Béton :

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utilisé en grande masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé », car en général, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

- Ciment:** est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison des granulats entre eux.
- Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5 \text{ mm}$)
 - Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$)
- Eau de gâchage:** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

- **Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur. D'après CBA 93 pour un béton à un âge < 28 jrs.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28}$$

Pour notre projet la valeur fixée est de : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton. $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ Déduite de la formule donnée par CBA 93 :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

- **Déformations longitudinales du béton:**

- **Déformations instantanées :**

D'après CBA 93 $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$ déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

- **Déformations différée :**

Du CBA 93 $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ et donc $E_{vj} = 1.08 * 10^4 \text{ MPa}$ pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = 0$ Aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ Aux états limites de services (béton non fissuré).

- **Les contraintes limites :**

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour durée} > 24\text{h} \\ 0.9 & 1\text{h} < \text{durée} < 24\text{h} \\ 0.85 & \text{pour une durée} < 1\text{h} \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{cas général} \\ 1.15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

Donc dans notre cas $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

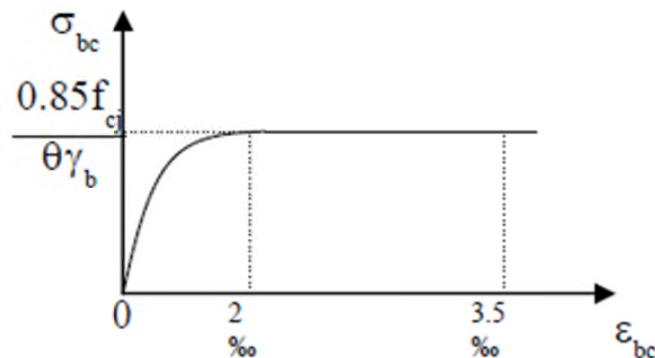


Fig. I.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

- **Etat limite de service :**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$. Donc dans notre cas :

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

- **Contrainte limite de cisaillement :**

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

Avec : V_u : L'effort tranchant ultime

b_0 : Largeur de la section.

d : Hauteur utile

On vérifie par la suite :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ Si la fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.50 \text{ MPa} \text{ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

➤ **I.4.2. Acier :**

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (150*150 mm²) avec $\phi \leq 6$ mm .

• **Module d'élasticité longitudinale :**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier :

$$E_s = 2 * 10^5 \text{ MPa}$$

• **Contraintes limites:**

- **Etat limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{Avec } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation générale} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Etat limite de service :**

Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification à faire (pas de limitation)

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta} f_{t28} \text{ MPa})$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e; 90\sqrt{\eta} f_{t28} \text{ MPa})$

Avec : η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

$\eta = 1.6$ Pour les aciers HA

• **Diagramme contraintes - déformations:**

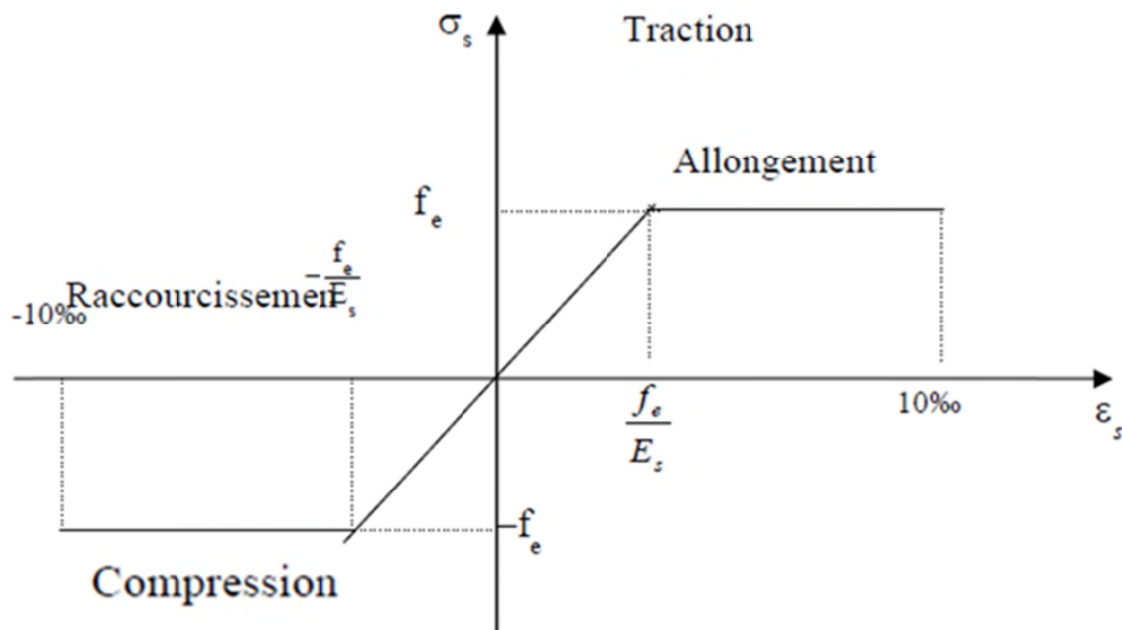


Fig. I.2. Diagramme contrainte – déformation de l'acier

➤ **I.4.3. Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donnée par la formule :

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

Avec : E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

➤ **I.4.4. Hypothèses de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **BAEL91**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2. Pré-dimensionnement:

➤ **II.2.1. Les poutres:**

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

• **II.2.1.a. Les poutres principales:**

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

D'après les règles du BAEL 91 on a :

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

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux et on choisie la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

On a **L=5.10 m**

$$\rightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10}$$
$$34 \leq h \leq 51$$

On prend: **h=45 cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5h$$

On prend **b=30 cm**

Selon les règles du RPA : $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \rightarrow \text{C.V}$$

- **II.2.1.b. Les poutres secondaires:**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles du BAEL 91 on a :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

On a : **L=5.00 m**

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \leq h \leq 50$$

On prend: **h=40 cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend **b=30 cm**

Selon les règles du RPA : $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{25} \leq 4 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **II.2.2. Les poteaux:**

Le Pré dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA99 v 2003. On prend le poteau le plus chargé.

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \Theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = \mathbf{14,17 \text{ MPa}}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8%B en zone IIa, on peut prendre $A_s/B_r=1\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\}$$

$$N_u = Q * S * n$$

Q : charge moyenne supporté par le poteau

On suppose une charge moyenne de **Q = 1t/m²**

n : nombre d'étage (plancher).

S : la surface chargée supportée par le poteau

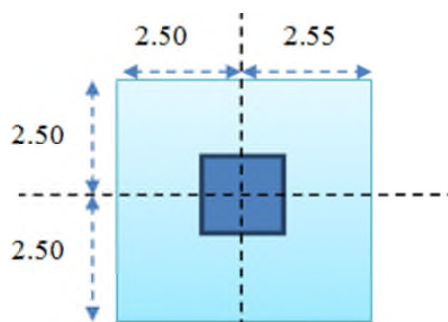


Fig. II.1 Le poteau le plus sollicité

Pour le sous-sol (parking) :

$$N_u = 1 * 25,25 * 12 = 303 \text{ t} = \mathbf{3.03 \text{ MN}}$$

$\lambda = 35$ (poteau rectangulaire)

$$\beta = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1.2 * 3.03}{\frac{14.17}{0.9} + 0,85 \frac{1}{100} \frac{400}{1.15}}$$

$$\mathbf{Br \geq 0.1944}$$

$$Br \geq (a - 0.02)^2$$

$$\mathbf{a \geq 46 \text{ cm}}$$

Donc on prend $\mathbf{a=b= 50 \text{ cm}}$

- **II.2.2.1. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) :**

$$\text{Min (a, b)} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \rightarrow \text{C.V}$$

$$1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \rightarrow \text{C.V}$$

- **II.2.2.2. Vérification au flambement :**

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833.3333 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = \sqrt{I/A} = \sqrt{520833.3333 / 50 * 50} = \mathbf{14.43 \text{ cm}}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{0.71}{i}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{2.1}{14.43} = \mathbf{14.55 < 50 \text{ C.V}}$$

Tableau II.1. Tableau de calcul des sections des poteaux

Niveau	N_u (MN)	B_r (m)	L_0 (m)	a (cm)	b (cm)	L_f (m)	$\lambda_x = \lambda_y$
sous-sol	3,03	0,19442868	3	50	50	2,1	14,55
RDC	2,7775	0,17822629	3,6	50	50	2,52	17,46
Etage 1	2,5225	0,16186348	2,88	45	45	2,016	15,52
Etage 2	2,2725	0,14582151	2,88	45	45	2,016	15,52
Etage 3	2,02	0,12961912	2,88	40	40	2,016	17,41
Etage 4	1,7675	0,11341673	2,88	40	40	2,016	17,41
Etage 5	1,515	0,09721434	2,88	35	35	2,016	19,96
Etage 6	1,2625	0,08101195	2,88	35	35	2,016	19,96
Etage 7	1,01	0,06480956	2,88	30	30	2,016	23,28
Etage 8	0,7575	0,04860717	2,88	30	30	2,016	23,28
Etage 9	0,505	0,03240478	2,88	30	30	2,016	23,28
Etage 10	0,2525	0,01620239	2,88	30	30	2,016	23,28

REMARQUE :

Pour les étages 9 et 10 on a gardé la section des poteaux 30*30 car la section 25*25 n'a pas vérifiée les conditions du flambement (l'élanement trouvé est supérieur à 25 cm).

➤ **II.2.3. Les planchers :**

- **II.2.3.1. Planchers étages courants et terrasse inaccessible : (corps creux)**

$$h \geq L/22.5$$

Avec : L : longueur de la poutrelle entre nu d'appuis

$$h \geq \frac{4.70}{22.5} = 0.209 \text{ m}$$

Donc on prend **h=21 cm** (16 cm corps creux + 5 cm dalle de compression).

- **II.2.3.2. Planchers du RDC et cage d'ascenseur et d'escaliers : (dalle pleine)**

II.2.3.2.a. Planchers du RDC :

$$h \geq L_x/30 \quad \text{Si } \frac{L_x}{L_y} < 0.4$$

$$h \geq L_x/40 \quad \text{Si } 0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

L_y C'est la plus grande travée $L_y = 4.60 \text{ m}$

$$L_x = 4.50$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.50}{4.60} = 0.97$$

$0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow$ Dalle portante dans les deux sens.

$$h \geq \frac{L_x}{40} = 4.50/40$$

$h \geq 0.1125 \rightarrow$ On prend **h= 20 cm**

II.2.3.2.b. Cage d'ascenseur et d'escaliers :

$$L_x = L_y = 4.70 \text{ m}$$

$\frac{L_x}{L_y} = 1 \rightarrow$ Dalle portante dans les deux sens

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{4.70}{40} = 0.1175$$

h= 15 cm

➤ II.2.4. Les voiles :

Selon RPA 99 Version 2003

Zone IIa : - Nombre d'étages ≥ 4

- La hauteur $\geq 12\text{m}$

Le RPA 99 version 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants la condition suivantes : $a > \frac{h_e}{20} \quad l \geq 4 a$

- II.2.4.1. Sous sol :

$$a > \frac{3}{20} = 0.15 \quad \text{Donc on prend } \mathbf{a=20\text{cm}}$$

$$l \geq 4 * 20 \rightarrow \mathbf{l \geq 80}$$

- II.2.4.2. RDC :

$$a > \frac{3.6}{20} = 0.18 \quad \text{Donc on prend } \mathbf{a=20\text{cm}}$$

$$l \geq 4 * 20 \rightarrow \mathbf{l \geq 80}$$

- II.2.4.3. Les étages :

$$a > \frac{2.88}{20} = 0.144 \quad \text{Donc on prend } \mathbf{a=15\text{cm}}$$

$$l \geq 4 * 15 \rightarrow \mathbf{l \geq 60}$$

II.3. Descente des charges :

○ **II.3.1. Plancher RDC :**

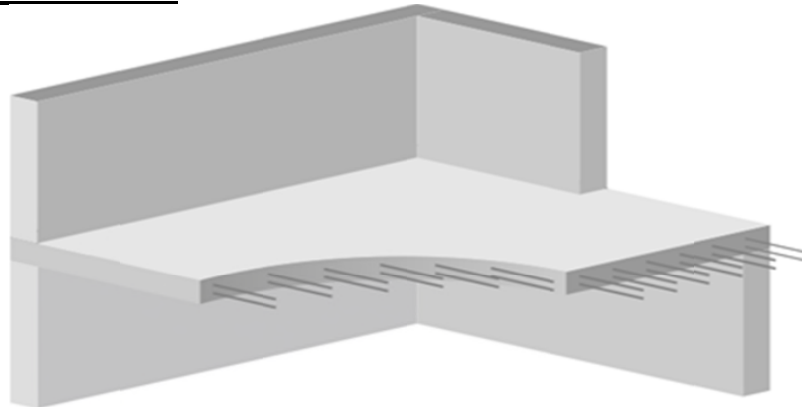


Fig. II.2. Constituants de la dalle du RDC (dalle pleine)

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.2	25	5
5	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
6	Cloison légère	0.1	10	1
				G=7.52 KN/m²

Surcharge d'exploitation : usage de commerce **Q=5 KN/m²**

○ **II.3.2. Plancher des étages :**

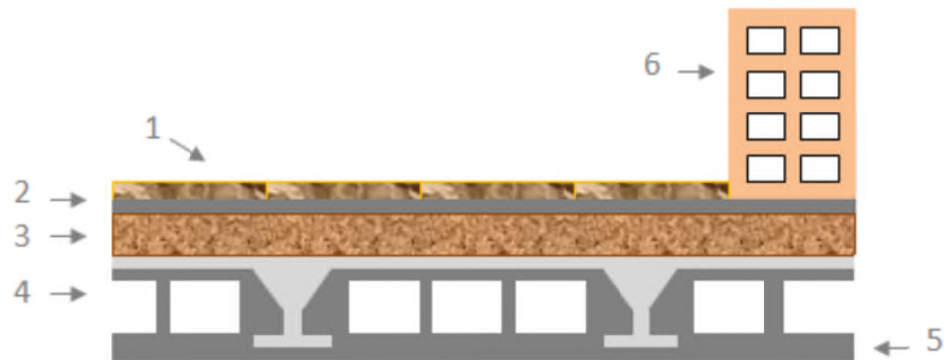


Fig. II.3. Constituants des dalles des étages courants

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle corps creux +dalle de compression	0.16+0.05		3
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison légère	0.1	10	1
				G=5.36 KN/m²

Surcharge d'exploitation : usage d'habitation **Q=1.5 KN/m²**

○ **II.3.3. Terrasse inaccessible :**

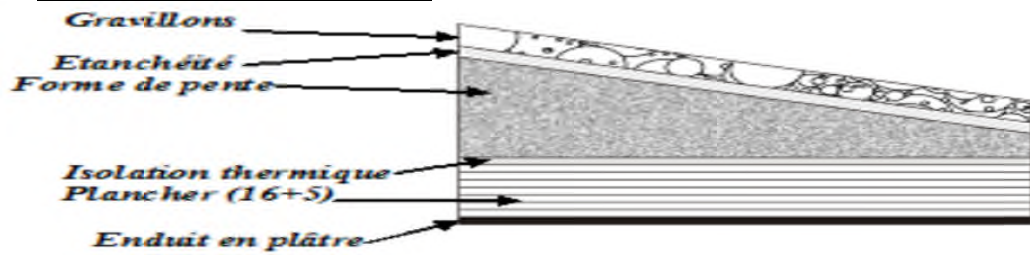


Fig. II.4. Constituants de la dalle de la terrasse inaccessible

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	15	0.75
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.06	22	1.32
4	Isolation thermique	0.03	1	0.03
5	Dalle corps creux +dalle de compression	0.21		3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.42 KN/m²

Surcharge d'exploitation **Q=1KN/m²**

○ **II.3.4. Terrasse inaccessible (cage d'escaliers) :**



Fig. II.5. Constituants de la dalle de la cage d'escaliers

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	15	0.75
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.04	22	0.88
4	Isolation thermique	0.03	1	0.03
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
				G=5.89KN/m²

Surcharge d'exploitation **Q=1 KN/m²**

○ **II.3.5. Mur intérieur :**

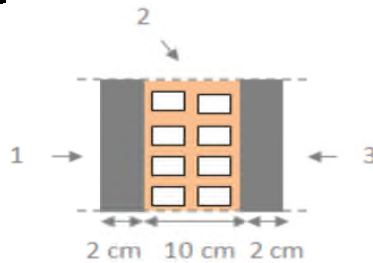


Fig. II.6. Constituants maçonnerie intérieure

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	0.02	12	0.24
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Enduit intérieur	0.02	12	0.24
				G=1.38 KN/m²

○ **II.3.6. Mur extérieur :**

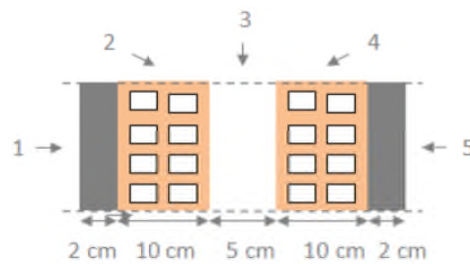


Fig. II.7. Constituants maçonnerie extérieure

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	0.02	12	0.24
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit intérieur	0.02	12	0.24
				G=2.28 KN/m²

○ **II.3.7. Balcons :**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
				G=5.27 KN/m²

Surcharge d'exploitation **Q=3.5 KN/m²**

III.1. Introduction :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il constitue le sol d'un étage et également une couverture de l'espace intérieur.

Un plancher est considéré comme élément infiniment rigide et peut être exécuté en bois, en acier ou en béton armé.

Dans notre structure, on a deux types de planchers :

- ✓ **Plancher en béton armé (dalle pleine)** : Sous sol – Cage d'escaliers
- ✓ **Plancher corps creux (16+5 cm)** = poutrelles + corps creux + dalle de compression : Etages courants

III.2. Etude des poutrelles :

➤ III.2.1. Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutrelles, ainsi que les moments fléchissants et les efforts tranchants tel que :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot
- La méthode des trois moments

La méthode de calcul utilisée dans notre cas est celle des trois moments car les conditions des deux autres méthodes ne sont pas vérifiées.

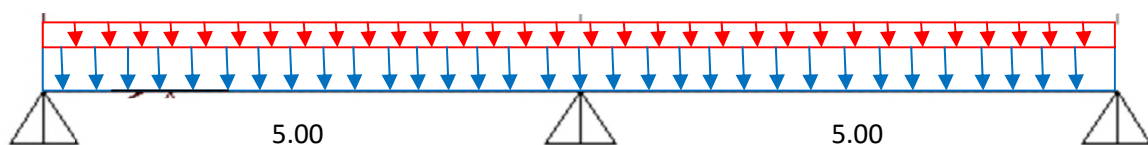
Les moments et les efforts tranchants sont aussi obtenus en utilisant le logiciel SAP 2000.

➤ III.2.2. Types de poutrelles :

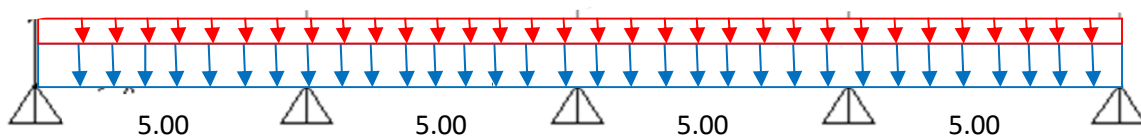
- Etages courants :

$$G=5.36 \text{ KN/m}^2$$

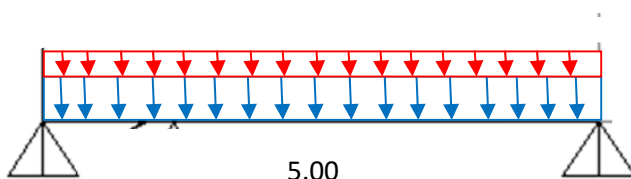
$$Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$$



Type -1-



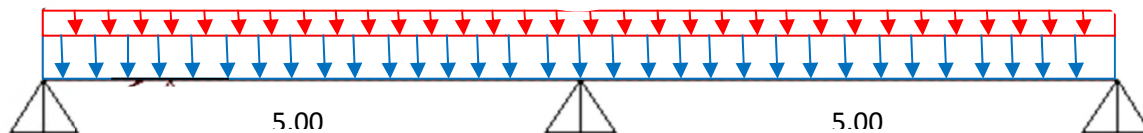
Type -2-



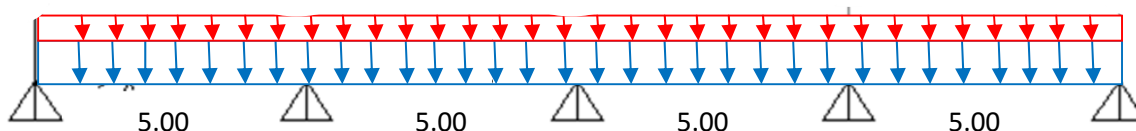
Type -3-

- **Terrasse inaccessible :**

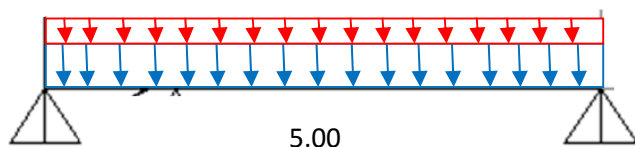
$G=5.42 \text{ KN/m}^2$ $Q= 1 \text{ KN/m}^2$



Type -1-



Type -2-



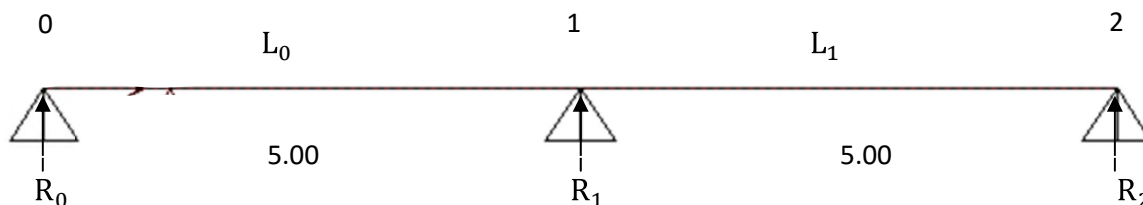
Type -3-

Tableau III.1. Charges supportées par les poutrelles

Niveau	b (m)	h (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1.35G+1.5Q)*b	ELS (KN/ml) (G+Q)*b
Etage courant	0.65	0.21	5.36	1.5	6.17	4.342
Terrasse inaccessible	0.65	0.21	5.42	1	5.73	4.173

➤ **III.2.3. Moments fléchissants et efforts tranchants :**

II.2.3.a. Méthode des trois moments :



➤ **ELU :**

○ **Travée 0-1-2 :**

Au nœud 1 :

$$L_0 M_0 + 2M_1 (L_0 + L_1) + L_1 M_2 + 6A = 0$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$2M_1 (L_0 + L_1) + 6A = 0$$

$$A = EI_z (W_d - W_g)$$

W_d, W_g : Respectivement les rotations à droite et à gauche de l'appui

$$W_d = \frac{qL^3}{24EI_z} \text{ et } W_g = -\frac{qL^3}{24EI_z}$$

$$6A = \frac{qL^3}{2}$$

$$q = (1.35G + 1.5Q) * 0.65 = 6.17 \text{ KN/m}$$

$$6A = \frac{6.17 * 5^3}{2} = 385.625 \text{ KN.m}$$

$$2M_1 * (5 + 5) + 385.625 = 0$$

$$\Rightarrow M_1 = -385.625/20$$

$$\Rightarrow M_1 = \mathbf{-19.2813 \text{ KN.m}}$$

Calcul des sollicitations :

$$R_0 L - ql^2/2 = M_1$$

$$M_1 = -19.2813$$

$$\Rightarrow R_0 = 11.57$$

$$0 \leq x \leq 5$$

$$M(x) = R_0 x - qx^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(5) = -19.2813$$

$$T(x) = R_0 - qx = 11.57 - 6.17x$$

$$T(0) = 11.57$$

$$T(5) = -19.28$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_0 - qx = 0$$

$$\rightarrow x = R_0/q = 11.57/6.17$$

$$\rightarrow \mathbf{x = 1.88}$$

Le moment max en travée $M(1.88) = 10.85 \text{ KN.m}$

➤ **ELS :**

○ **Travée 0-1-2 :**

Au nœud 1 :

$$q = (G + Q) * 0.65 = 4.46 \text{ KN/m}$$

$$6A = \frac{qL^3}{2} = \frac{4.46 * 5^3}{2} = 278.75$$

$$2M_1 * (5 + 5) + 278.75 = 0$$

$$\Rightarrow M_1 = -278.75/20$$

$$\Rightarrow M_1 = \mathbf{-13.94 \text{ KN.m}}$$

Calcul des sollicitations :

$$R_0L - ql^2/2 = M_1$$

$$M_1 = -13.94$$

$$\Rightarrow R_0 = 8.362$$

$$0 \leq x \leq 5$$

$$M(x) = R_0x - qx^2/2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(5) = -13.94$$

$$T(x) = R_0 - qx = 8.362 - 4.46x$$

$$T(0) = 8.362$$

$$T(5) = -13.938$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_0 - qx = 0$$

$$\rightarrow x = R_0/q = 11.57/6.17$$

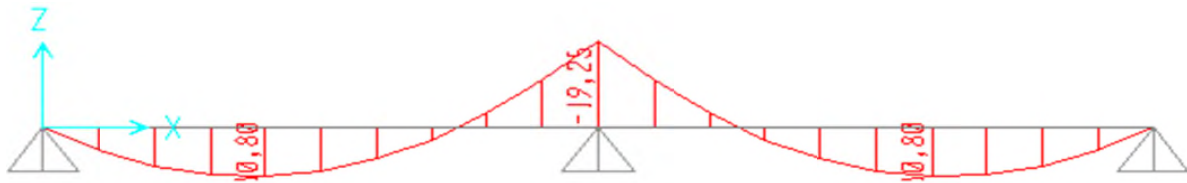
$$\rightarrow x = 1.88$$

Le moment max en travée $M(1.88) = 7.83 \text{ KN.m}$

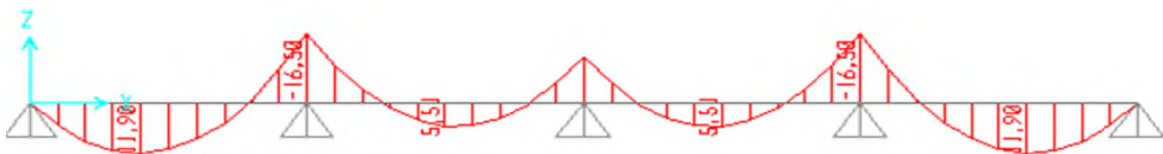
III.2.3.b. Moments fléchissants et efforts tranchants obtenus par le SAP2000:

Le logiciel SAP 2000 nous a permis d'obtenir les moments fléchissants et les efforts tranchants des poutrelles

- **Etage courant**
 - **ELU :**

Moments fléchissant :

Type -1-



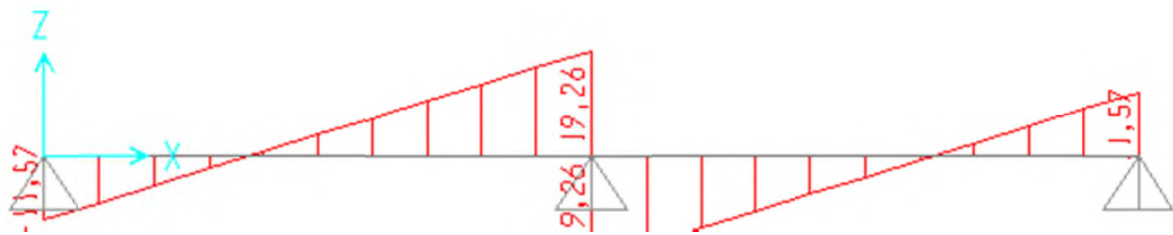
Type -2-



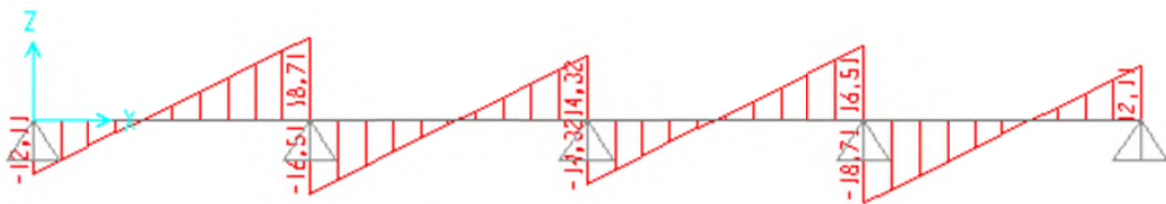
Type -3-

Fig. III.1. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000

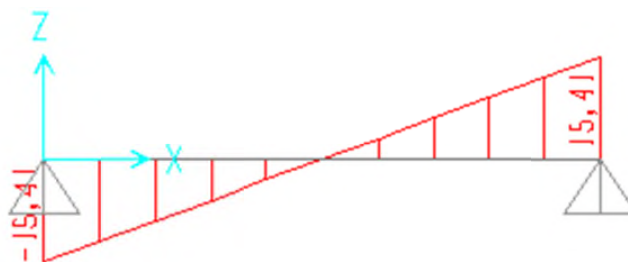
Efforts tranchants :



Type -1-



Type -2-

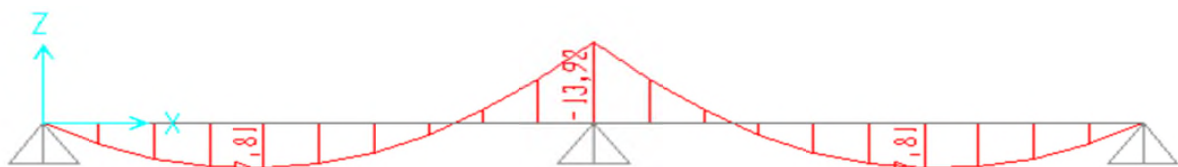


Type -3-

Fig. III.2. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000

- **ELS :**

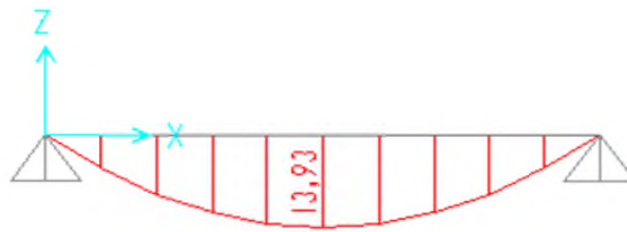
Moments fléchissants :



Type -1-

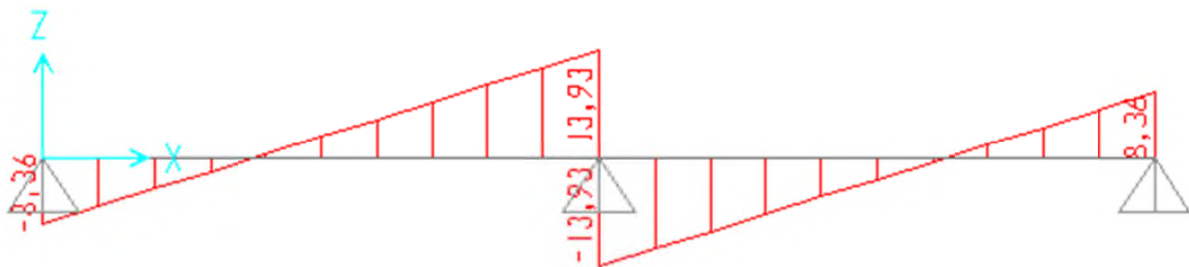


Type -2-

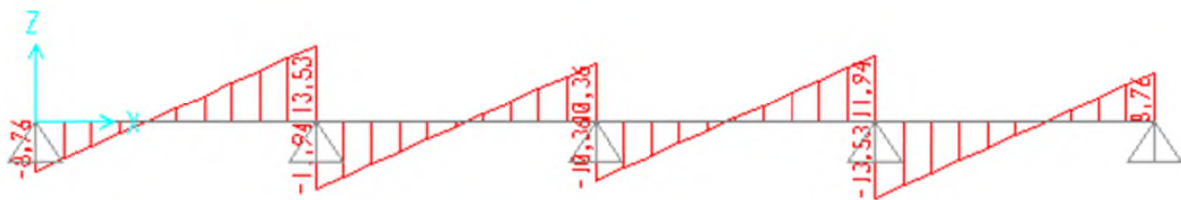


Type -3-

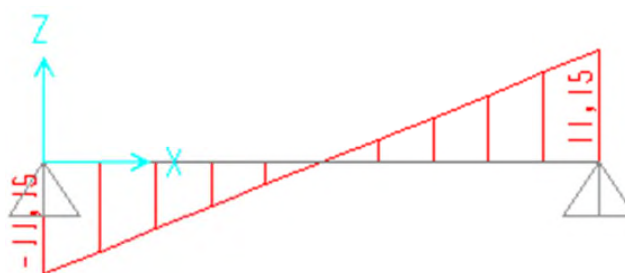
Fig. III.3. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP 2000

Efforts tranchants :

Type -1-



Type -2-

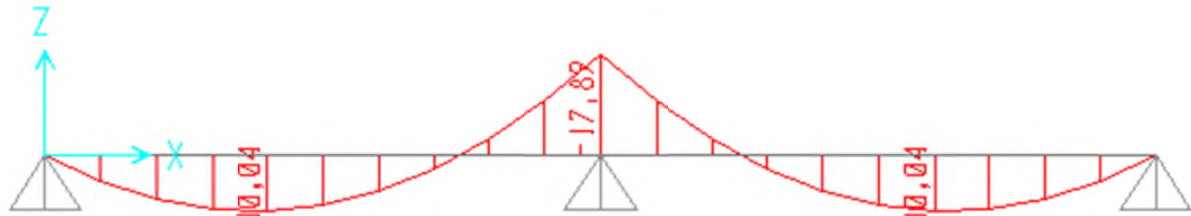


Type -3-

Fig. III.4. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000

- **Terrasse inaccessible :**
 - **ELU :**

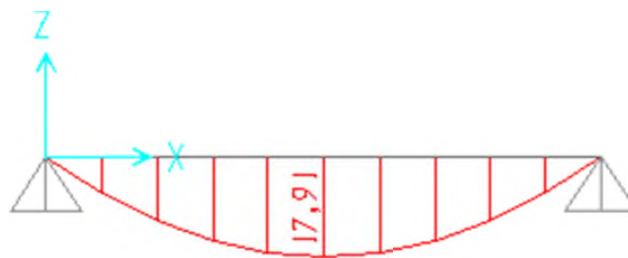
Moments fléchissants :



Type -1-



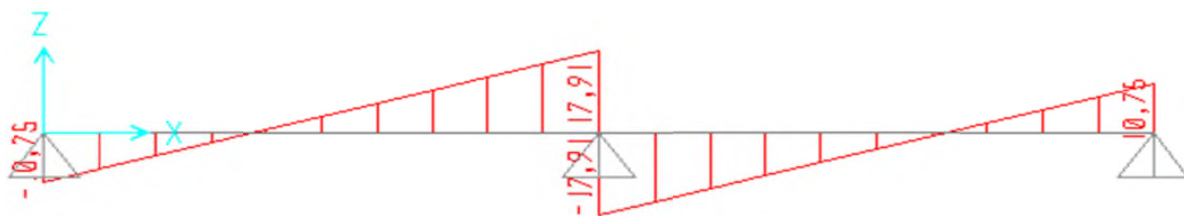
Type -2-



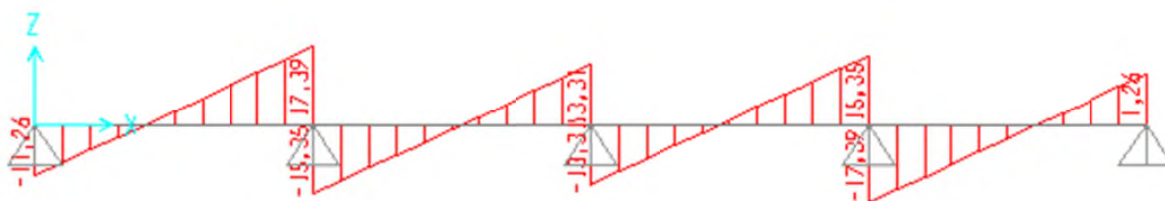
Type -3-

Fig. III.5. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP 2000

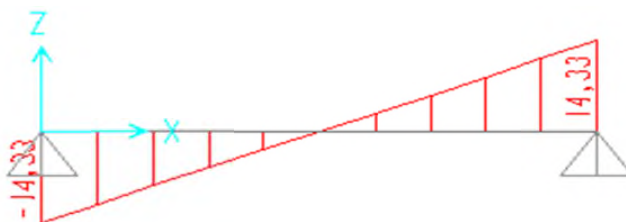
Efforts tranchants :



Type -1-



Type -2-

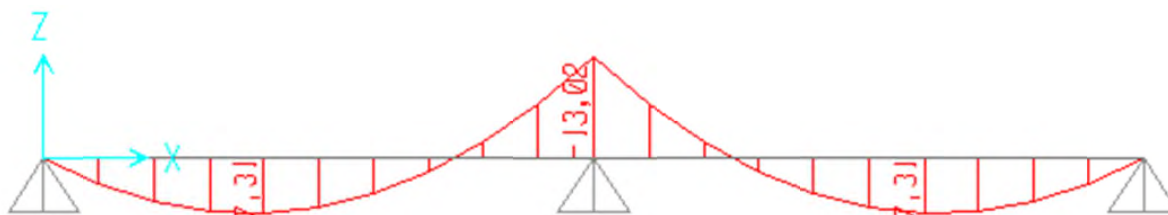


Type -3-

Fig. III.6. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000

o ELS :

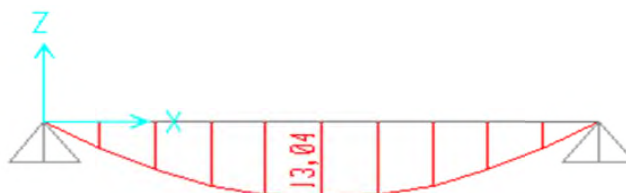
Moments fléchissants :



Type -1-

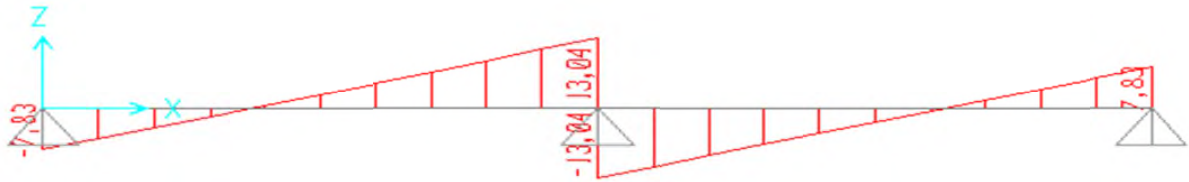
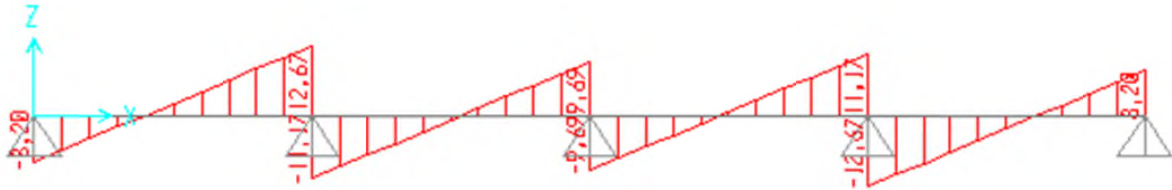
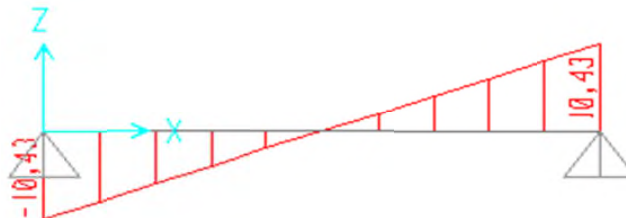


Type -2-



Type -3-

Fig. III.7. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP 2000

Efforts tranchants :**Type -1-****Type -2-****Type -3-****Fig. III.8. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000****Tableau III.2. Différents efforts à l'ELU et l'ELS**

Niveau	Type	$M_{travée}$ (KN.m)		M_{appuis} (KN.m)		$T_{u\ max}$ (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courant	1	10.80	7.81	19.25	13.92	19.26	13.93
	2	11.90	8.60	16.50	11.93	18.71	13.53
	3	19.27	13.93	0	0	15.41	11.15
Terrasse inaccessible	1	10.04	7.31	17.89	13.02	17.91	13.04
	2	11.06	8.05	15.34	11.17	17.39	12.67
	3	17.91	13.04	0	0	14.33	10.43

➤ **III.2.4. Ferrailage des poutrelles :**○ **En travées :****ELU :**

Du **Tableau.III.2** on a le moment ultime max en travée

$$M_{\max} = 19.27 \text{ KN.m} = 0,01927 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0 / 2)$$

$$b = 0,65 \text{ m}, h_0 = 0,05 \text{ m}, h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,189 \text{ m}$$

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

$$M_t = 0,6 * 0,05 * 14,17 (0,189 - 0,025) = 0,0755 \text{ MN.m} \rightarrow \text{moment qui équilibre la table.}$$

$$M_u < M_t \text{ (L'axe neutre sera à l'intérieur de la table)}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,01927}{0,65 * 0,189^2 * 14,17} = 0,059$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,183 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01927}{0,183 * 347,82} = 3,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max[(b \cdot h)/1000 ; 0,23 b \cdot d f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \max[(65 * 21)/1000 ; 0,23 * 65 * 18,9 * 2,1/400]$$

$$A_{st} \geq \max[1,365 ; 1,48]$$

$$A_{st} > 1,48 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 19,27 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13,93 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{19,27}{13,93} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,076 \leq 0,44 \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \rightarrow \text{CV}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

○ **En appuis :**

ELU :

On prend le moment max des appuis :

$$M_u = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.01925}{0.12 * 0.189^2 * 14.17} = \mathbf{0.316}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.492}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.152 \text{ m.}}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0.01925}{z * \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq 3.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = \mathbf{2T16 = 4.02 \text{ cm}^2}$$

ELS:

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{12x^2}{2} - 15 * 4.02 * (18.9 - x) = 0$$

$$6x^2 + 60.3x - 1139.67 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 60.3^2 - 4 * 6 * 1139.67 = \mathbf{30988.17}$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{176.04}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow \mathbf{x=9.645}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{12 * 9.645^3}{3} + 15 * 4.02 * (18.9 - 9.645)^2$$

$$I = 8753.94 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.01392 * 0.0965}{8753.94 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 14.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite (fissuration peu préjudiciable)}$$

Vérification au cisaillement:

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{0.01926}{0.12 * 0.189}$$

$$\mathcal{T}_u = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\mathcal{T}_u < \bar{\mathcal{T}}_u \text{ Donc C.V}$$

Vérification au glissement:

$$\text{En appuis } T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$$

$$0.01926 - \frac{0.01925}{0.9 * 0.189} = -0.094$$

$$-0.094 \leq 0 \text{ C.V}$$

Vérification de la flèche:

Selon les règles du BAEL 91 : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = 0.65 * \frac{0.21^3}{12} + 15 * 3.08 * 10^{-4} * \left(\frac{0.21}{2} - 0.1 * 0.21\right)^2$$

$$I_0 = 5.34 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \varphi}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{3.08}{0.12 * 0.189} = 0.014$$

$$\lambda_i = 0.05 * 2 * \frac{1}{\left(2 + 3 * \frac{0.12}{0.65}\right) * 0.014} = 2.94$$

$$\mu = 1 - 1.75 * \frac{f_{t28}}{4\varphi\sigma_{st} + f_{t28}} = 0.84$$

$$I_{fi} = 1.1 * \frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{1.1 * 5.34 * 10^{-4}}{1 + 2.94 * 0.89} = 1.71 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{ts} * L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{13.93 * 4.7^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 1.71 * 10^{-4}} = 0.0056 \text{ m}$$

0.56 cm < 0.93 cm → C.V

○ **Ferrailage transversal :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1.4; 1.2)$$

$$\rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 * \frac{\pi * 0.6^2}{4} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_t = 2T6$

Espacements entre les barres:

D'après les règles du RPA 99 v.2003:

Zone nodale :

$$S_T \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq 5.25 \text{ cm}$$

On prend **$S_T = 7 \text{ cm}$** (min RPA)

Zone courante :

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 10.5$$

$$\rightarrow S_T' = 10\text{cm}$$

Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{\tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 * 10^{-2}}{4} * \frac{400}{2.835} \approx 49.38$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$

On adopte un crochet à $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1.87$$

$$\beta = 2.19$$

$$\varphi = 0.4$$

$$r = 5.5 \phi \text{ (HA)}$$

$$L_2 = l_s - \alpha * L_1 - \beta r \quad \text{Avec } L_1 = 10\phi$$

$$L_2 = 500 - 1.87 * (10 * 14) - 2.19 * (5.5 * 14)$$

$$L_2 = 69.57 \text{ mm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} = 69.57 + 5.5 * 14 + 7 = 153.57 \text{ mm}$$

$$L = 15.357 \text{ cm}$$

Tableau III.3. Ferrailage des travées des poutrelles

Niveau	Type	M_u (MN.m)	A_{st} (cm ²)	Choix
Etage courant	1	0,0108	1,6708	2T12
	2	0,0119	1,8442	2T12
	3	0,01927	3,0226	2T14
Terrasse inaccessible	1	0,01004	1.5513	2T12
	2	0,01106	1.7117	2T12
	3	0,01791	2.8029	2T14

Tableau III.4. Ferrailage des appuis des poutrelles

Niveau	Type	M_u (MN.m)	A_{st} (cm ²)	Choix
Etage courant	1	0,01925	3,6489	2T16
	2	0,0165	2,9957	2T14
	3	0,01927	3,654	2T16
Terrasse inaccessible	1	0,01789	3,3169	1T14+1T16
	2	0,01106	1,8721	2T12
	3	0,01791	3,3216	1T14+1T16

III.3. Etude de la dalle pleine du RDC:

$$l_x = 5\text{m} \quad l_y = 5.10\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.98 \rightarrow \text{On a } 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Dalle portante dans les deux sens

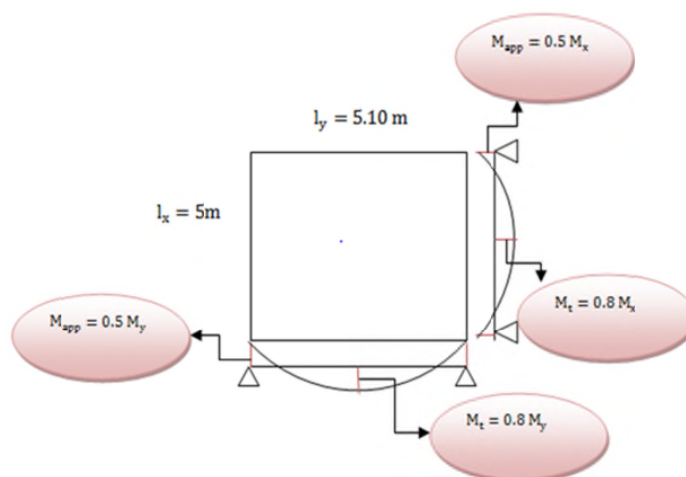


Fig. III.9. Schéma statique de la dalle et des moments fléchissants

➤ **III.3.1. Détermination des moments fléchissants :**

ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 * 7.52 + 1.5 * 5 = \mathbf{17.652 \text{ KN/m}}$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

On a $\frac{l_x}{l_y} = \mathbf{0.98}$ donc du tableau : $\mu_x = \mathbf{0.0384}$ et $\mu_y = \mathbf{0.9545}$

$$M_x = 0.0384 * 16.652 * 5^2 = \mathbf{16.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 0.9545 * 16.95 = \mathbf{16.18 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.8 M_{x \text{ ou } y}$$

$$M_a = 0.5 M_{x \text{ ou } y}$$

ELS :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 7.5 + 5 = \mathbf{12.5 \text{ KN/m}}$$

$$M_x = \mu_x * P_s * l^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

$$\mu_x = \mathbf{0.0457} \text{ et } \mu_y = \mathbf{0.9694}$$

$$M_x = 0.0457 * 12.5 * 5^2 = \mathbf{14.30 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 0.9694 * 14.30 = \mathbf{13.87 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.8 M_{x \text{ ou } y}$$

$$M_a = 0.5 M_{x \text{ ou } y}$$

➤ **III.3.2. Ferrailage:**

○ **En travées :**

ELU :

Les moments trouvés suivant X et Y sont presque égaux donc on calcul le ferrailage avec le moment max ➔ $M_u = \mathbf{16.95 \text{ KN.m}}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.8 * 0.01695}{1 * 0.18^2 * 14.17} = \mathbf{0.03}$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{13.56 * 10^{-3}}{0.178 * 347.82} = 2.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1220.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 67.8^2 - 4 * 50 * 1220.4 = 248676.84$$

$$\sqrt{\Delta} = 498.67$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 4.31 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 4.31^3}{3} + 15 * 4.52 * (18 - 4.31)^2$$

$$I = 15377.8 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.8 * 0.01430 * 0.0431}{15377.8 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.206 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 0.8 * 0.01430 * (0.18 - 0.0431)}{15377.8 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 152.76 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

○ **En appuis:**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.5 * 0.01695}{1 * 0.18^2 * 14.17} = 0.02$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.177 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{8.475 * 10^{-3}}{0.177 * 347.82} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1220.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 67.8^2 - 4 * 50 * 1220.4 = 248676.84$$

$$\sqrt{\Delta} = 498.67$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 4.31 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100x^3}{3} + 15 * 4.52 * (18 - 4.31)^2$$

$$I = 15377.8 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.5 * 0.01430 * 0.0431}{15377.8 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.5 * 0.01430 * (0.18 - 0.0431)}{15377.8 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 95.48 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Tableau III.5. Ferrailage de la dalle pleine du RDC

Niveau	M_u (KN.m)	En travées	En appuis
RDC	16.95	4T12	4T12

III.4. Etude des balcons :

➤ III.4.1. Type 1:

$$G=5.27 \text{ KN/m} \quad Q=3.5 \text{ KN/m}$$

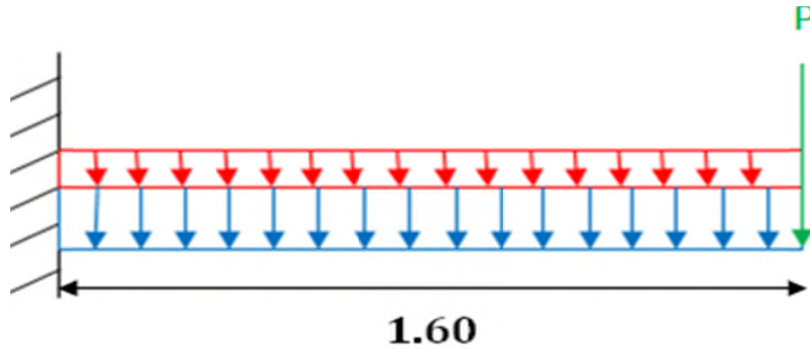


Fig. III.10. Schéma statique du balcon type 1

○ III.4.1.1. Calcul de la force P :

$$P=G_{\text{mur}} * h_{\text{mur}} * 1\text{ml} = 1.38 * 1.1 * 1 = \mathbf{1.518 \text{ KN}}$$

○ III.4.1.2. Calcul des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 5.27 + 1.5 * 3.5 = \mathbf{12.37 \text{ KN/m}}$$

$$P_u = 1.35 * P = 1.35 * 1.518 = \mathbf{2.05 \text{ KN/m}}$$

ELS:

$$q_s = G + Q = \mathbf{8.77 \text{ KN/m}}$$

$$P_s = P = \mathbf{1.518 \text{ KN/m}}$$

○ III.4.1.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

ELU :

$$M(x)=-P_u x - \frac{q_u x^2}{2} = -2.05x - 12.37 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0)=\mathbf{0}$$

$$M(1.6)=-19.11 \text{ KN.m}$$

$$T(x)=-P_u - q_u x = -2.05 - 12.37x$$

$$T(0)=\mathbf{-2.05 \text{ KN}}$$

$$T(1.6)=\mathbf{-21.842 \text{ KN}}$$

ELS:

$$M(x) = -P_s x - \frac{q_s x^2}{2} = -1.518x - 8.77 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.6) = -13.65 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -P_s - q_s x = -1.518 - 8.77x$$

$$T(0) = -1.518 \text{ KN}$$

$$T(1.6) = -15.55 \text{ KN}$$

○ **III.4.1.4. Calcul du ferrailage:**

On considère le balcon comme une poutre en console calculée en flexion simple, le calcul se fait par bande de 1ml :

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01911}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17} = \mathbf{0.074}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.1}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.13 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = \mathbf{347.82 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = \frac{19.11 * 10^{-3}}{0.13 * 347.82} = \mathbf{4.24 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Choix : } A_{st} = \mathbf{4T12 = 4.52 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} = 0.23bd * \frac{f_{t28}}{400} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

selon RPA 99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% (b.h) = 0.5\% * (1 * 0.15)$$

$$A_{\text{min}} \geq 7.5 \text{ cm}^2$$

On a $A_{st} < A_{\text{min}}$ donc on adopte un ferrailage de

$$\mathbf{7T12=7.92 \text{ cm}^2}$$

Armatures de répartition:

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } \mathbf{4T10=3.14 \text{ cm}^2}$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 7.92 * (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 118.8x - 1603.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 118.8^2 - 4 * 50 * 1603.8 = 334873.44$$

$$\sqrt{\Delta} = 578.68$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 4.6 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100x^3}{3} + 15 * 7.92 * (13.5 - 4.6)^2$$

$$I = 12654.68 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.01365 * 0.046}{12654.68 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.01365 * (0.135 - 0.046)}{12654.68 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 144 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Vérification au cisaillement:

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{0.021842}{1 * 0.135}$$

$$\mathcal{T}_u = \mathbf{0.162 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min(0.33; 5\text{MPa}) = \mathbf{3.33}$$

$$\mathcal{T}_u < \bar{\mathcal{T}}_u \text{ Donc C.V}$$

Vérification au glissement:

$$\text{En appuis } T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$$

$$0.021842 - \frac{0.01911}{0.9 * 0.135} = \mathbf{-0.135}$$

$$\mathbf{-0.135 \leq 0 \text{ C.V}}$$

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.6} = 0.09 \geq 0.0625 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{7.92 * 10^{-4}}{1 * 0.135} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$\mathbf{0.0058 \leq 0.0105 \rightarrow C.V}$$

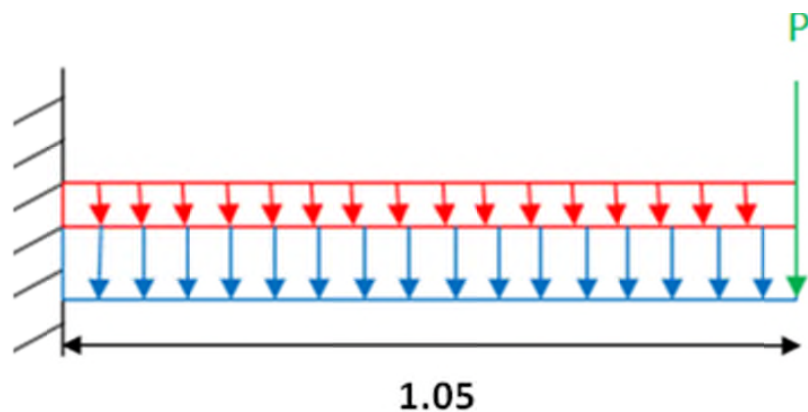
➤ **III.4.2. Type 2:**

Fig. III.11. Schéma statique du balcon type 2

○ **III.4.2.1. Calcul de la force P :**

$$P = G_{\text{mur}} * h_{\text{mur}} * 1\text{ml} = 1.38 * 1.1 * 1 = \mathbf{1.518 \text{ KN}}$$

○ **III.4.2.2. Calcul des charges :**

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 5.27 + 1.5 * 3.5 = \mathbf{12.37 \text{ KN/m}}$$

$$P_u = 1.35 * P = 1.35 * 1.518 = \mathbf{2.05 \text{ KN/m}}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = \mathbf{8.77 \text{ KN/m}}$$

$$P_s = P = \mathbf{1.518 \text{ KN/m}}$$

○ **III.4.2.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

ELU :

$$M(x) = -P_u x - \frac{q_u x^2}{2} = -2.05x - 12.37 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = \mathbf{0}$$

$$M(1.05) = \mathbf{-8.97 \text{ KN.m}}$$

$$T(x) = -P_u - q_u x = -2.05 - 12.37x$$

$$T(0) = \mathbf{-2.05 \text{ KN}}$$

$$T(1.05) = \mathbf{-15.04 \text{ KN}}$$

ELS :

$$M(x) = -P_s x - \frac{q_s x^2}{2} = -1.518x - 8.77 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = \mathbf{0}$$

$$M(1.05) = \mathbf{-6.43 \text{ KN.m}}$$

$$T(x) = -P_s - q_s x = -1.518 - 8.77x$$

$$T(0) = \mathbf{-1.518 \text{ KN}}$$

$$T(1.05) = \mathbf{-10.73 \text{ KN}}$$

○ **III.4.2.4. Calcul du ferrailage:**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.00897}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17} = \mathbf{0.04}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{8.97 * 10^{-3}}{0.13 * 347.82} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} = 0.23bd * \frac{f_{t28}}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

selon RPA 99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0.5\%(b.h) = 0.5\% * (1 * 0.15)$$

$$A_{\text{min}} \geq 7.5 \text{ cm}^2$$

On a $A_{st} < A_{\text{min}}$ donc on adopte un ferrailage de

$$7T12=7.92 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition:

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T10=3.14 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 7.92 * (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 118.8x - 1603.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 118.8^2 - 4 * 50 * 1603.8 = 334873.44$$

$$\sqrt{\Delta} = 578.68$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 4.6 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100x^3}{3} + 15 * 7.92 * (13.5 - 4.6)^2$$

$$I = 12654.68 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.00643 * 0.046}{12654.68 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.00643 * (0.135 - 0.046)}{12654.68 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 67.83 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$ Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Vérification au cisaillement:

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{0.01504}{1 * 0.135}$$

$$\mathcal{T}_u = 0.1114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min(0.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33$$

$$\mathcal{T}_u < \bar{\mathcal{T}}_u \text{ Donc C.V}$$

Vérification au glissement:

$$\text{En appuis } T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$$

$$0.01504 - \frac{0.00897}{0.9 * 0.135} = -0.06$$

$$-0.06 \leq 0 \text{ C.V}$$

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.05} = 0.14 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{7.92 * 10^{-4}}{1 * 0.135} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$0.0058 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau III.6. Ferrailage des balcons

Type	M_u (KN. m)	Ferrailage	Armatures de répartition
Type 1	19.11	7T12	4T10
Type 2	8.97	7T12	4T10

IV.1. L'acrotère:

➤ IV.1.1. Définition:

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastree au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F_p = 4 A_p C_p W_p$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone

C_p : facteur de force horizontale.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

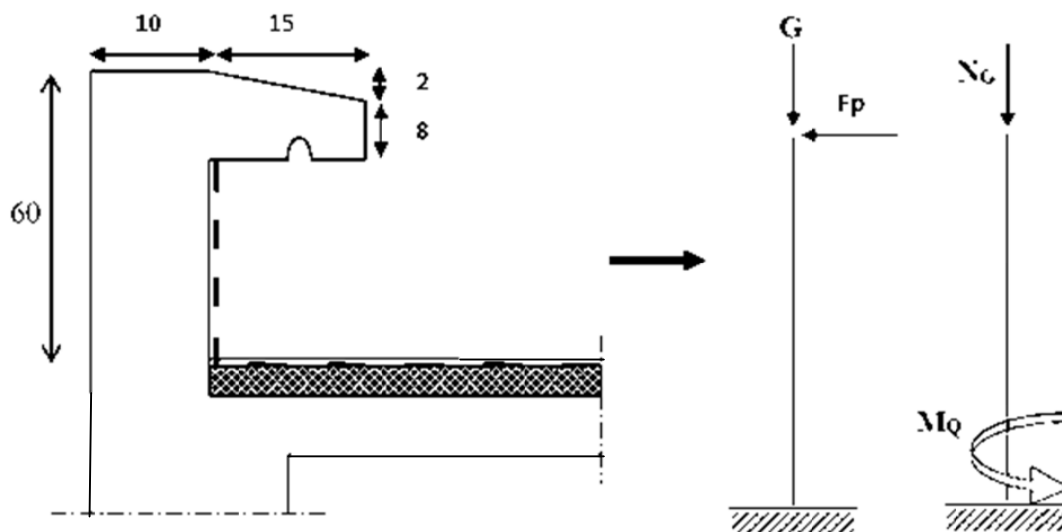


Fig. IV.1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère

➤ IV.1.2. Calcul des sollicitations:

Calcul de surface :

$$S = (0.1 \cdot 0.6) + (0.15 \cdot 0.1) - (0.02 \cdot 0.15 \cdot 1/2)$$

$$S = 0.0735 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre G (charge permanente):

$$G = S \cdot \rho_p = 0.0735 \cdot 25 = 1.85 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la force horizontale :

$$F_p = 4 A_p C_p W_p$$

$$A = 0.15 \quad C_p = 0.8 \quad (\text{d'après RPA 99 v.2003 groupe d'usage 2-hauteur} < 48\text{m-Zone II a})$$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.84$$

$$F_p = \mathbf{0.8832 \text{ KN/ml}}$$

○ ELU :

Calcul du moment fléchissant:

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q \quad \text{avec : } M_G = \mathbf{0}$$

$$M_u = 1.5 * F_p * l = \mathbf{0.8 \text{ KN.m}}$$

Calcul de l'effort normal:

$$N_u = 1.35 * G$$

$$N_u = 1.35 * 1.84 = \mathbf{2.484 \text{ KN}}$$

○ ELS :

$$M_s = M_Q = \mathbf{0.8832 \text{ KN.m}}$$

$$N_u = G = \mathbf{1.84 \text{ KN}}$$

➤ IV.1.3. Calcul du ferrailage :

L'excentricité:

« e » c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.8}{2.484} = \mathbf{0.32 \text{ m}}$$

$$h_t = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm} = \mathbf{0.05 \text{ m}}$$

➔ C se trouve à l'extérieur et la section est partiellement comprimée

Le moment au centre de gravité des armatures inférieures e_a :

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = N * e_a = N * e + N\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = M + N\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\mathbf{\underline{\text{En ELU :}} } M_A = M_u + N_u * \left(d - \frac{h}{2}\right) = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$$

Vérification des conditions des domaines :

$$\text{Domaine 2 : } N_u * (d - d') - M_A \leq \left(0.337 - \frac{0.81d}{d'}\right) bd^2 f_{bc}$$

$$-0.70 < 0.03 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc on se trouve dans le domaine 2, 3^{eme} cas :

○ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.9 * 10^{-3}}{1 * (0.1 * 0.9)^2 * 14.17} = 7.84 * 10^{-3}$$

$\mu < 0.392$ donc il ne faut pas prévoir des armatures comprimées c-à-d :

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1 * \left(\frac{M_A}{z} - N_u\right)}{\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 9.8 * 10^{-3}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m.}$$

$$A_1 = A_{st} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0.23bd * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 * 0.1 * 0.09 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

○ **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.8832}{1.84} = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.0168 \text{ m} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{S}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - d')}{S}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2 * (x - d')$$

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

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) = -0.5453 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 = 0.1541$$

On calcule e_1 par la méthode d'itération successive en utilisant une des deux formules

$$e_1 = \frac{-e_1 - q}{p} \dots(1) \quad e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots(2)$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0.5$ et on remplace dans la formule (2)

Après calcul on trouve que la valeur de e_1 s'est stabilisée à $e_1 = 0.457$ Donc :

X=2.7 cm

S=5.55*10⁻⁴m³

$$\sigma_{bc} = \frac{1.84 * 10^{-3} * 0.027}{5.55 * 10^{-4}} = 8.95 * 10^{-2} \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{1.84 * 10^{-3} (0.09 - 0.01)}{5.55 * 10^{-4}} = 3.97 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage calculé en Elu convient à l'ELS

Les armatures de répartition:

$$A_1 = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.012}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8=2.01 cm²

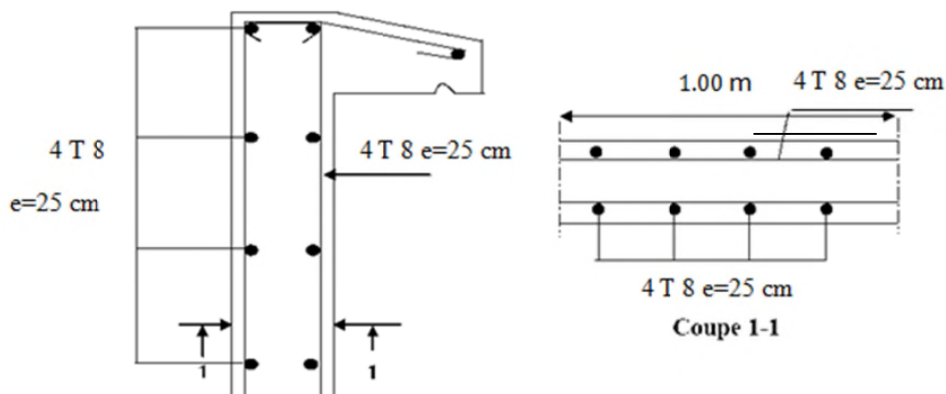


Fig. IV.2. Ferrailage de l'acrotère

IV.2. Les escaliers:

➤ IV.2.1. Définition:

L'escalier est un ouvrage permettant de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction, il est construit d'une suite de niveaux horizontaux.

Notre structure comporte des escaliers a deux volées, ils sont constitués de: paillasse palier de repos et un palier d'étage courant.

➤ IV.2.2. Calcul des escaliers:

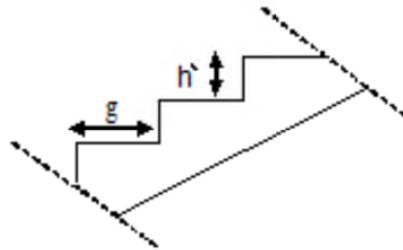


Fig. IV.3. Coupe d'escalier

h' : la partie verticale qui limite la marche-contre marche.

Elle est comprise entre 16 à 18 cm on prend $h'=18\text{cm}$

g : c'est la partie horizontale entre deux contre marches.

D'après la formule de blondel

$$59\text{cm} \leq 2h' + g \leq 66\text{cm} \rightarrow 23\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

On prend $g=30\text{ cm}$

○ IV.2.2.1. Nombre de marches et contre marches:

$$n = \frac{H_e}{h'} = \frac{360}{18} = 20 \text{ Contre marches}$$

Nombre de marches $n'=n-1=19$ marches

- Pour la première volée : $n_1 = 5$; $n_1' = 4$
- Pour la deuxième volée : $n_2 = 8$; $n_2' = 7$
- Pour la troisième volée : $n_3 = 7$; $n_3' = 6$

○ IV.2.2.2. Longueur de la ligne de foulée:

$$L_1 = g * n_1' = 30 * 4 = 120 \text{ cm}$$

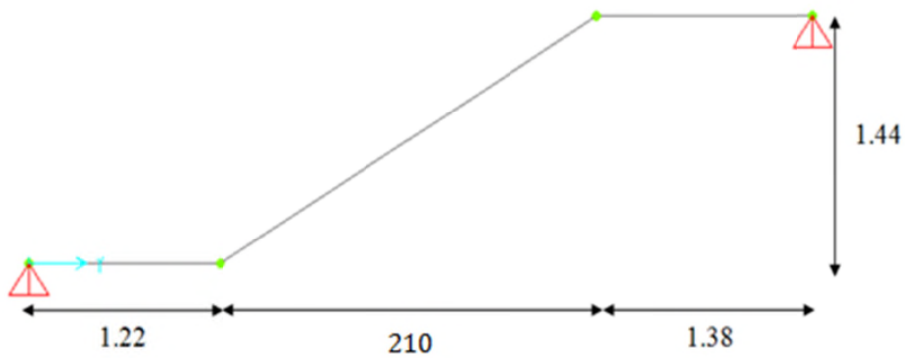
$$L_2 = g * n_2' = 30 * 7 = 210 \text{ cm}$$

$$L_3 = g * n_3' = 30 * 6 = 180 \text{ cm}$$

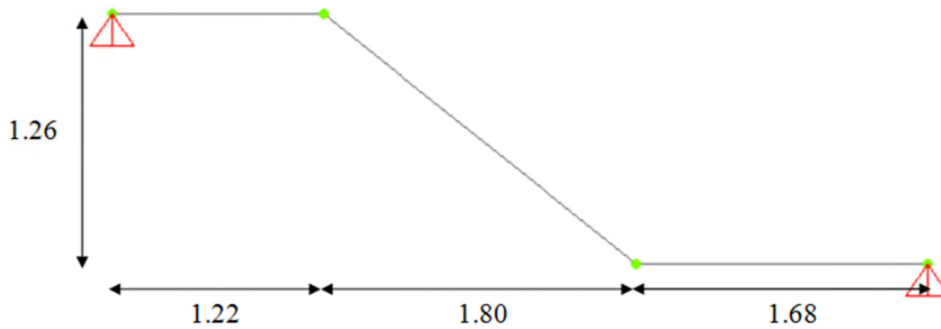
○ **IV.2.2.3. L'inclinaison des paillasses:**



Type -1- (RDC)



Type -2- (RDC+EC)



Type -3- (RDC)

Fig. IV.4. Les différents types d'escaliers avec dimensions

$$\alpha_1 = \arctg \frac{0.9}{1.20} = 36.86^\circ$$

$$\alpha_2 = \arctg \frac{1.44}{2.10} = 34.44^\circ$$

$$\alpha_3 = \arctg \frac{1.26}{1.80} = 34.99^\circ$$

○ **IV.2.2.4. Calcul des épaisseurs:**

✓ **Palier :**

$$\frac{L_t}{20} \leq e \leq \frac{L_t}{15}$$

$$\frac{168}{20} \leq e \leq \frac{168}{15}$$

$$\rightarrow 8.4 \leq e \leq 11.2 \text{ cm}$$

On prend **e=12 cm**

✓ **Paillasse:**

$$\frac{L_t}{30\cos\alpha} \leq e \leq \frac{L_t}{20\cos\alpha}$$

Type1 : $L_t = 1.20 \text{ m}$

$$4.99 \leq e \leq 7.5 \text{ cm}$$

Type2 : $L_t = 2.10 \text{ m}$

$$8.49 \leq e \leq 12.73 \text{ cm}$$

Type3 : $L_t = 1.80 \text{ m}$

$$7.32 \leq e \leq 10.98 \text{ cm}$$

On généralise et on prend : **e=12 cm**

➤ **IV.2.3. Descente des charges:**

○ **Palier :**

Tableau IV.1. Evaluation des charges du palier

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en BA	0.12	25	3
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=4.36

Surcharge d'exploitation : **Q=2.5 KN/m²**

- volée :

Tableau IV.2. Evaluation des charges de la volée

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Carrelage contre marche	0.02	20*0.18/0.3	0.23
4	Mortier vertical	0.02	20*0.18/0.3	0.23
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	Paillasse en BA	0.12	25	3/cos α
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
8	Contre marche	0.02	25*0.18/2	2.13

Surcharge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV.3. Inclinaison et différentes charges et surcharges des types d'escaliers

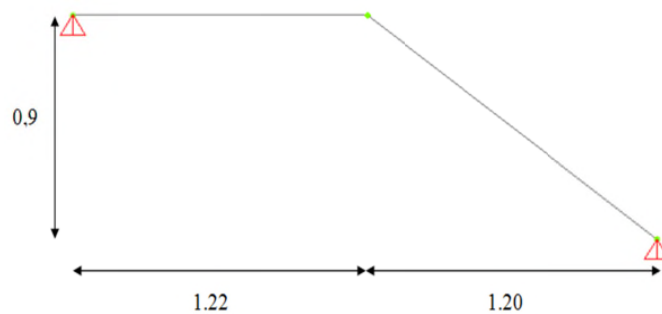
Type	α (°)	$G_{\text{paillasse}}$ (KN/m ²)	G_{palier} (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1	36.86	8.32	4.36	2.5
2	34.44	8.19	4.36	2.5
3	34.99	8.22	4.36	2.5

➤ **IV.2.4. Ferrailage:**

- **IV.2.4.1 Détermination des moments fléchissant et des réactions:**

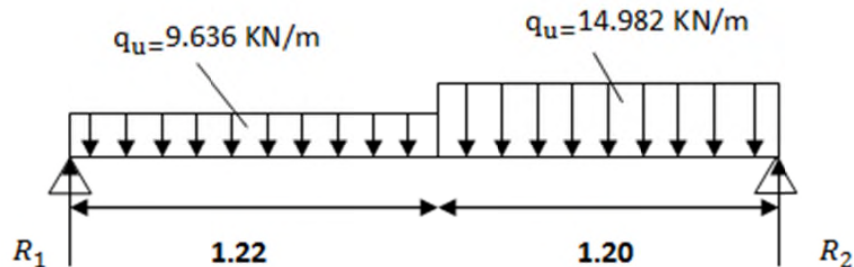
- ELU :

On prend comme exemple le type-1- :



$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 4.36 + 1.5 * 2.5 = \mathbf{9.636 \text{ KN/m}}$$

$$q_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 8.32 + 1.5 * 2.5 = \mathbf{14.982 \text{ KN/m}}$$



$$\sum M_{/1} = R_2(L_1 + L_2) - q_{u \text{ volée}} * \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) * L_2 - q_{u \text{ palier}} * \frac{L_1^2}{2} = 0$$

$$\sum M_{/1} = R_2 * 2.42 - 14.982 * \left(\frac{1.20}{2} + 1.22\right) * 1.20 - 9.636 * \frac{1.22^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow \mathbf{R_2 = 16.48 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/2} = -R_1(L_1 + L_2) - q_{u \text{ palier}} * \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) * L_1 + q_{u \text{ volée}} * \frac{L_2^2}{2} = 0$$

$$\sum M_{/1} = -R_2 * 2.42 - 9.636 * \left(\frac{1.22}{2} + 1.20\right) * 1.22 + 14.982 * \frac{1.20^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow \mathbf{R_1 = 13.25 \text{ KN}}$$

Section : $0 \leq x \leq 1.20$

$$M(x) = R_2x - \frac{qx^2}{2} = 16.48x - 14.982 * \frac{x^2}{2}$$

$$\mathbf{M(0)=0}$$

$$\mathbf{M(1.20)=8.98 \text{ KN.m}}$$

$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = R_2/q = 16.48/14.982$$

$$\rightarrow \mathbf{x=1.1 \text{ m}}$$

$$\mathbf{\text{Le moment max } M(1.1)=9.06 \text{ KN.m}}$$

o **ELS :**

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 4.36 + 2.5 = \mathbf{6.86 \text{ KN/m}}$$

$$q_{s \text{ volée}} = G + Q = 8.32 + 2.5 = \mathbf{10.82 \text{ KN/m}}$$

$$\sum M_{/1} = R_2(L_1 + L_2) - q_{u \text{ volée}} * \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) * L_2 - q_{u \text{ palier}} * \frac{L_1^2}{2} = 0$$

$$\sum M_{/1} = R_2 * 2.42 - 10.82 * \left(\frac{1.20}{2} + 1.22\right) * 1.20 - 6.86 * \frac{1.22^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow \mathbf{R_2 = 11.87 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/2} = -R_1(L_1 + L_2) + q_{u \text{ palier}} * \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) * L_1 + q_{u \text{ volée}} * \frac{L_2^2}{2} = 0$$

$$\sum M_{/1} = -R_2 * 2.42 + 6.86 * \left(\frac{1.22}{2} + 1.20\right) * 1.22 + 10.82 * \frac{1.20^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_1 = 9.38 \text{ KN}$$

Section : $0 \leq x \leq 1.20$

$$M(x) = R_2 x - \frac{q x^2}{2} = 11.87x - 10.82 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.20) = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = R_2/q = 11.87/10.82$$

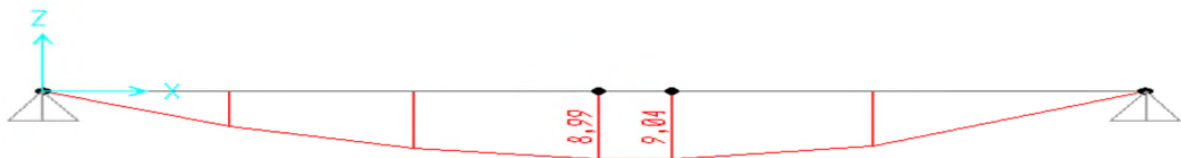
$$\rightarrow x = 1.1 \text{ m}$$

Le moment max M (1.1) = 6.51 KN.m

Le logiciel de calcul SAP2000 nous a permis de déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants de tous les types

○ **ELU :**

Moments fléchissants :



Type -1-



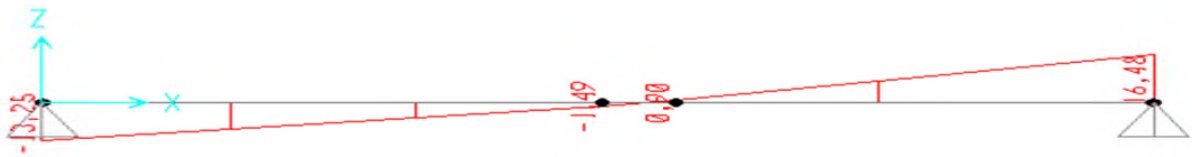
Type -2-



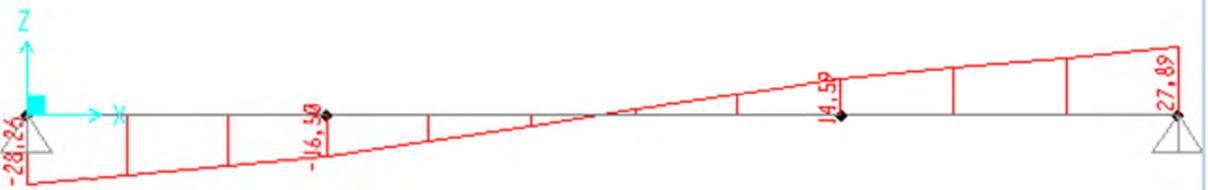
Type-3-

Fig. IV.5. Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

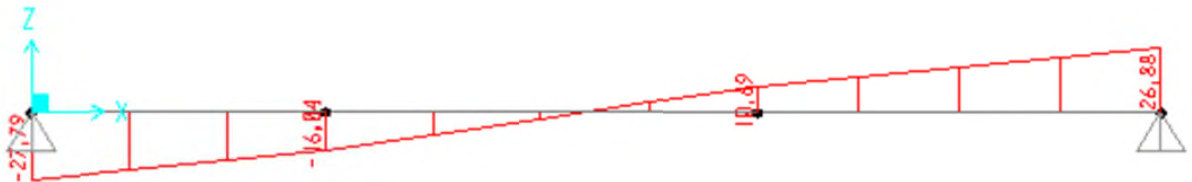
Efforts tranchants:



Type -1-



Type -2-

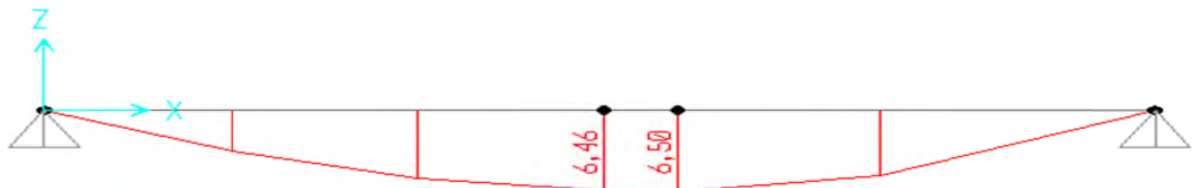


Type -3-

Fig. IV.6. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

○ **ELS :**

Moments fléchissants :



Type -1-



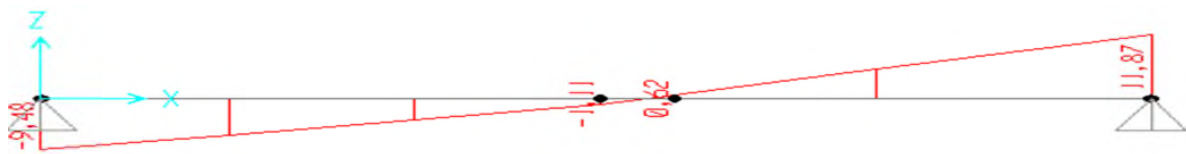
Type -2-



Type -3-

Fig. IV.7. Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus par SAP2000

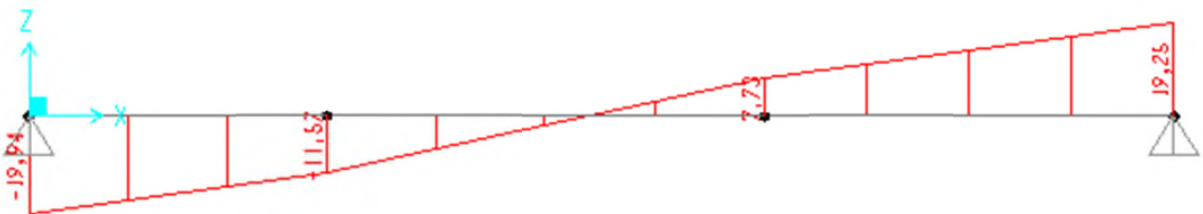
Efforts tranchants:



Type -1-



Type -2-



Type -3-

Fig. IV.8. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus pas SAP2000

Tableau IV.4. Moments fléchissants et efforts tranchants des escaliers

Type	ELU		ELS	
	M_{max}	T_{max}	M_{max}	T_{max}
1	9.04	16.48	6.50	11.87
2	36.34	28.26	26.16	20.28
3	35.16	27.79	25.28	19.94

- **IV.2.4.2. Calcul du ferrailage :**

- ❖ **Type 1 :**

- **En travée :**

ELU :

$$M_{\max} = 9.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 * M_{\max} = 0.85 * 9.04 = 7.684 \text{ KN * m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.007684}{1 * (0.9 * 0.12)^2 * 14.17} = 0.047$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.11 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.007684}{0.11 * 347.82} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 b.d f_{t28}/f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 1 * 0.108 * 2.1/400$$

$$A_{st} \geq 1.30 \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de cisaillement :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_u \max}{b * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{0.01648}{1 * 0.108}$$

$$\mathcal{T}_u = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min(0.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33$$

$$\mathcal{T}_u < \bar{\mathcal{T}}_u \text{ Donc C.V}$$

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{3.6}{4.7} = 0.8 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{4.52 * 10^{-4}}{1 * 0.108} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$0.0042 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$0,8 \geq \frac{7,684}{10 * 9,04}$$

$$0,8 > 0,085 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (10.8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 732.24 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 151044.84$$

$$\sqrt{\Delta} = 388.64$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 3.21 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3.21^3}{3} + 15 * 4.52 * (10.8 - 3.21)^2$$

$$I = 5008.37 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.85 * 0.00650 * 0.0321}{5008.37 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 3,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.85 * 0.00650 * (0.108 - 0.0321)}{5008.37 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{125,59 \text{ MPa}}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

○ En appuis :

ELU :

$$M_{app} = 0.5 * M_{max} = 0.5 * 9.04 = \mathbf{4.52 \text{ KN} * \text{m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.00452}{1 * (0.9 * 0.12)^2 * 14.17} = 0.027$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.03}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.11m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = \mathbf{347.82 \text{ Mpa}}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.00542}{0.11 * 347.82} = \mathbf{1.18 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Choix : } A_{st} = \mathbf{4T12 = 4.52 \text{ cm}^2}$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (10.8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 732.24 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 151044.84$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{388.64}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x=3.21 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3.21^3}{3} + 15 * 4.52 * (10.8 - 3.21)^2$$

$$I = 5008.37 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.5 * 0.00650 * 0.0321}{5008.37 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.5 * 0.00650 * (0.108 - 0.0321)}{5008.37 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 73.88 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

❖ **Type 2:**

○ **En travée :**

ELU :

$$M_{\max} = 36,34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 * M_{\max} = 0.85 * 36,34 = 30,89 \text{ KN * m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.03089}{1 * (0.9 * 0.12)^2 * 14.17} = 0.19$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.27$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.10 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = \mathbf{347.82 \text{ Mpa}}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.03089}{0.10 * 347.82} = \mathbf{8,88 \text{ cm}^2}$$

Choix : $A_{st} = \mathbf{8T12} = \mathbf{9,03 \text{ cm}^2}$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 b.d f_{t28}/f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 1 * 0.108 * 2.1/400$$

$$A_{st} \geq 1.30 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Vérification de cisaillement :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_u \max}{b * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{0.02826}{1 * 0.108}$$

$$\mathcal{T}_u = \mathbf{0.26 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min(0.33; 5\text{MPa}) = \mathbf{3.33}$$

$$\mathcal{T}_u < \bar{\mathcal{T}}_u \text{ Donc } \mathbf{C.V}$$

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{2,88}{4,7} = 0.61 \geq 0.0625 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{9,03 * 10^{-4}}{1 * 0.108} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$\mathbf{0.0084 \leq 0.0105 \rightarrow C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{2,88}{4,7} \geq \frac{30,89}{10 * 36,34}$$

$$0,61 > 0,085 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 9,03 * (10,8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 135.45x - 1462.86 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 310918.7$$

$$\sqrt{\Delta} = 557.6$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 4,22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 4.22^3}{3} + 15 * 9.03 * (10.8 - 4.22)^2$$

$$I = 8369.55 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.85 * 0.02616 * 0.0422}{8369.55 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 8,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 0.85 * 0.02616 * (0.108 - 0.0422)}{8369.55 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 262,22 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Il faut augmenter la section du ferrailage}$$

$$\text{On prend } 8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$x=5,82 \text{ cm}$$

$$I = 11154.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 148.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 8T14=12.32 \text{ cm}^2$$

○ En appuis :

ELU :

$$M_{app} = 0.5 * M_{max} = 0.5 * 30.89 = 18.17 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.01817}{1 * (0.9 * 0.12)^2 * 14.17} = 0.109$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.14$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.10 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.01817}{0.10 * 347.82} = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (10.8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84.75x - 915.3 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 190242.56$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x=3.51 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3.51^3}{3} + 15 * 5.65 * (10.8 - 3.51)^2$$

$$I = 5945.41 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.5 * 0.02616 * 0.0351}{5945.41 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.5 * 0.02616 * (0.108 - 0.0351)}{5945.41 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 240.57 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$ Il faut augmenter le ferrailage

On prend 6T12=6.79 cm²

$$x=3.8 \text{ cm}$$

$$I = 6819.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 201.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$$

Choix : A_{st} = 6T12=6.79 cm²

REMARQUE : le moment fléchissant et l'effort tranchant du type 3 sont presque les mêmes que celles du deuxième type donc on garde le même ferrailage.

Tableau IV.5. Ferrailage des escaliers

Type	En travée	En appui
1	4T12	4T12
2	8T14	6T12
3	8T14	6T12

IV.3. Les poutres palières:

➤ IV.3.1. Pré-dimensionnement:

D'après les règles du BAEL 91 modifié en 99 on a :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux.

- h : hauteur de la poutre.

On a :

L=5.00 m

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \leq h \leq 50$$

On prend: **h=40 cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend **b=30 cm**

Selon les règles du RPA : $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{25} \leq 4 \rightarrow \text{C.V}$

➤ IV.3.2. Evaluation des charges et calcul des moments fléchissant:

G= poids propre de la poutre + maçonnerie*hauteur*épaisseur

Prenant comme exemple la première poutre palière du RDC

$$G=(0.3*0.4*25)+(0.1*9+0.02*2*12)*(2.7-0.45)$$

G=6.105 KN/m

ELU :

Du logiciel SAP2000 on a obtenue la réaction des escaliers qui est $T_{u \max} = 16.48 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + \frac{2T_u}{l}$$

$$Q=0$$

$$q_u = 1.35 * 6.105 + 2 * \frac{16.48}{5} = \mathbf{14.83 \text{ KN/m}}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 14.83 * \frac{5^2}{8} = \mathbf{46.36 \text{ KN.m}}$$

ELS:

$$T_{s \text{ max}} = 11.87 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q + \frac{2T_s}{l}$$

$$Q=0$$

$$q_s = 6.105 + 2 * \frac{11.87}{5} = \mathbf{10.85 \text{ KN/m}}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = 10.85 * \frac{5^2}{8} = \mathbf{33.91 \text{ KN.m}}$$

Tableau IV.6. Charges et moments fléchissants en ELU et ELS des poutres palières

	G	q_u	M_u	q_s	M_s
RDC 1	6.105	14.83	46.36	10.85	33.91
RDC2	4.85	17.70	55.31	15.60	48.75
Etages courants	5.28	18.28	57.40	16.032	50.10

➤ **IV.3.3. Ferrailage :**

○ **En travée :**

ELU :

$$M_{\text{max}} = \mathbf{46.36 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.85 * M_{\text{max}} = 0.85 * 46.36 = \mathbf{39.41 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.03941}{0.3 * (0.9 * 0.4)^2 * 14.17} = \mathbf{0.07}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.091}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.35m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = \mathbf{347.82 \text{ Mpa}}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.03941}{0.35 * 347.82} = 3.24 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 b.d f_{t28}/f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 0.3 * 0.36 * 2.1 / 400$$

$$A_{st} \geq 1.30 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 * 3.39 * (36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 50.85x - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 112421.7225$$

$$\sqrt{\Delta} = 335.2934$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 9.47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 * 9.47^3}{3} + 15 * 3.39 * (36 - 9.47)^2$$

$$I = 35791.15 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.03391 * 0.0947}{3.579115 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 8.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.03391 * (0.36 - 0.0947)}{3.579115 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 377.035 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n} * f_{t28}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$ Il faut augmenter la section du ferrailage

On prend 6T12=6.79 cm²

$$x=12.605$$

$$I = 75772.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 157.04 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Choix : } A_{st} = 6T12=6.79 \text{ cm}^2$$

Vérification de cisaillement :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_u \max}{b * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{0.01648}{0.3 * 0.36} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\mathcal{T}}_u = \min(0.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33$$

$$\mathcal{T}_u < \bar{\mathcal{T}}_u \text{ Donc C.V}$$

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.4}{4.7} = 0.0851 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{3.39 * 10^{-4}}{0.3 * 0.36} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$0.0031 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$0,0851 \geq \frac{39,41}{10 * 46,36}$$

$$0,851 > 0,085 \rightarrow \text{C.V}$$

○ **En appuis :**

ELU :

$$M_{\text{app}} = 0,5 * M_{\text{max}} = 0,5 * 46,36 = \mathbf{23,18 \text{ KN} * \text{m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,02318}{0,3 * (0,9 * 0,4)^2 * 14,17} = \mathbf{0,042}$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,054}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = \mathbf{0,35 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = \mathbf{347,82 \text{ Mpa}}$$

$$A_{st} = \frac{0,02318}{0,35 * 347,82} = \mathbf{1,90 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Choix : } A_{st} = \mathbf{3T12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 b.d f_{t28}/f_e$$

$$A_{st} \geq 0,23 * 0,3 * 0,36 * 2,1/400$$

$$A_{st} \geq 1,30 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 * 3,39 * (36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 50,85x - 1830,6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 112421,7225$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{335,2934}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow \mathbf{x=9,47 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 * 9.47^3}{3} + 15 * 3.39 * (36 - 9.47)^2$$

$$I = 35791.15 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.01696 * 0.0947}{3.579115 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.01696 * (0.36 - 0.0947)}{3.579115 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 188.57 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$ le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

Condition du RPA:

$$A_{\min} = 05\%(b * h) = 0.5\% * .03 * 0.4$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{st} = 6.79 + 3.39 = 10.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \rightarrow \text{C.V}$$

Calcul des armatures transversales:

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.14; 1.2; 3)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul des espacements:

D'après les règles du RPA 99 v.2003:

Zone nodale :

$$S_T \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_{1 \min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq 10 \text{ cm}$$

On prend $S_T = 7 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 20$$

$$\rightarrow S_T' = 15 \text{ cm}$$

Tableau IV.7. Ferrailage des poutres palières

	En travées		En appuis	
	A_{st}	Choix	A_{st}	Choix
RDC1	3.24	6T12	1.90	3T12
RDC2	3.98	6T12	2.27	3T12
Etages courants	4.11	6T12	2.35	3T12

IV.4. L'ascenseur:

➤ IV.4.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment.

Il représente un avantage car il permet la facilité de la circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (un moteur électrique, un contre poids et des câbles).

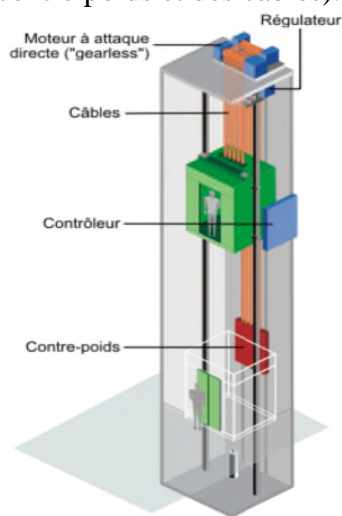


Fig. IV.9. Schéma d'un ascenseur mécanique

➤ IV.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

- Poids du moteur = 200 Kg
- Poids de la cabine vide = 600 Kg
- Poids des câbles :

$$S = 3.14 * 2^2 / 4 = 3.14 \text{ cm}^2$$

La longueur l = hauteur totale – hauteur de la cabine

$$l = 35.45 - 2.88 - 0.9 = 31.67 \text{ m}$$

On a 2 câbles donc $2 * 3.14 * 31.67 = 0.01988 \text{ m}^3$

$$P = 0.01988 * 7500 = 149.1 \text{ Kg}$$

- Poids du contre poids:

$$200 + 600 + 49.1 + Q/2 = 1249.1 \text{ Kg}$$

$$G = 200 + 600 + 149.1 + 1249.1$$

$$G=2198.2 \text{ Kg}=21.982 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 21.982 + 1.5 * 6 = 35.69 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = 8.92 \text{ KN}$$

$$Q_s = G + Q = 21.982 + 6 = 27.982 \text{ KN}$$

➤ **IV.4.3. Vérification du poinçonnement :**

$$q_u \leq 0.045 * v_u * h_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h_0 = 20 = (10 * 10) \text{ cm}^2$$

$$v_u = 2(U + V)$$

$$U=U_0 + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V=V_0 + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$v_u = 2 * (35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$q_u \leq 0.045 * 1.4 * 0.2 * \frac{25000}{1.5} = 262.5 \text{ KN}$$

$$8.92 < 262.5 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **IV.4.4. Détermination des sollicitations :**

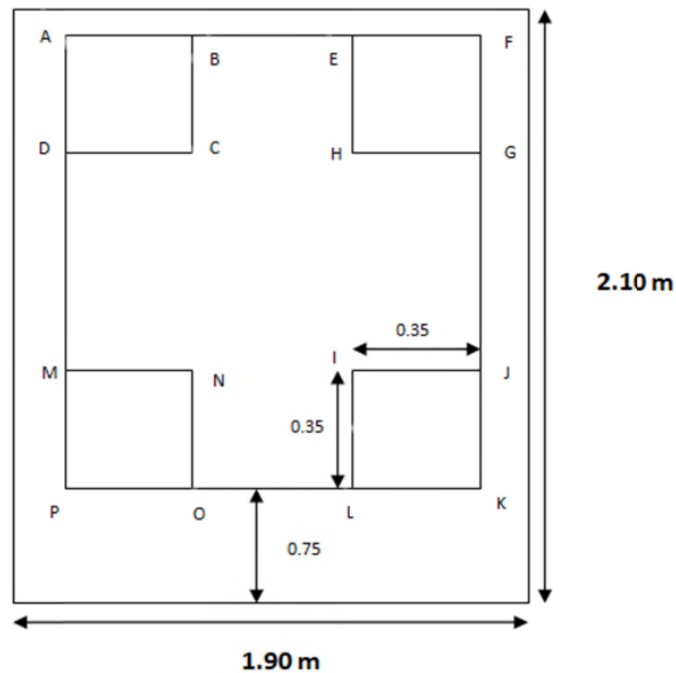


Fig. IV.10. Schéma statique de la dalle d'ascenseur

❖ **Rectangle 1 [AFKP] :**

$$U=0.9 \text{ m} \quad V=1.10 \text{ m}$$

❖ **Rectangle 2 [BELO] :**

$$U=0.2 \text{ m} \quad V=1.10 \text{ m}$$

❖ **Rectangle 3 [CHIN] :**

$$U=0.2 \text{ m} \quad V=0.4 \text{ m}$$

❖ **Rectangle 4 [DGJM] :**

$$U=0.9 \text{ m} \quad V=0.4 \text{ m}$$

Méthode de Pigeaud :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2)P$$

ν : coefficient de poisson

En ELU $\nu = 0$

$$P_u = P'_u * S$$

$$S = U_0 * V_0$$

$$P'_u = \frac{q_u}{U * V} = \frac{8.9227}{0.35 * 0.35} = 72.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.902}{2.10} = 0.91$$

Tableau IV.8. Sollicitations de la dalle d'ascenseur en ELU

rectangle	U_0	V_0	U_0/L_x	V_0/L_y	$S(\text{m}^2)$	$P_u(\text{MN})$	$M_x(\text{MN.m})$	$M_y(\text{MN.m})$
1	1.15	1.35	0.605	0.643	0.99	8.833	0.73	0.574
2	0.45	1.35	0.237	0.643	0.22	1.962	0.23	0.15
3	0.45	0.65	0.237	0.309	0.08	0.713	0.11	0.09
4	1.15	0.65	0.605	0.309	0.36	3.21	0.32	0.327

En ELU :

$$M_x = M_1 - M_2 + M_3 - M_4$$

$$M_x = 0.29 \text{ MN.m}$$

$$M_y = 0.193 \text{ MN.m}$$

Tableau IV.9. Sollicitations de la dalle d'ascenseur en ELS

Rectangle	P_s (MN)	M_x (MN.m)	M_y (MN.m)
1	6.93	0665	0.6
2	1.54	0.212	0.156
3	0.56	0.102	0.061
4	2.52	0.297	0.301

En ELS :

$$M_x = 0.258 \text{ MN.m}$$

$$M_y = 0.204 \text{ MN.m}$$

➤ IV.4.5. Etude de la dalle d'ascenseur :

$$l_x = 1.90 \text{ m} \quad l_y = 2.10 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.91 \rightarrow \text{On a } 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Dalle portante dans les deux sens

ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.83$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

$$\text{On a } \frac{l_x}{l_y} = 0.91 \text{ donc du tableau : } \mu_x = 0.0447 \text{ et } \mu_y = 0.8036$$

$$M_x = 0.0447 * 12.83 * 1.90^2 = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8036 * 4.19 = 3.367 \text{ KN.m}$$

$$M_{x \text{ g\u00e9n\u00e9ral}} = 0.19 + 4.19 = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y \text{ g\u00e9n\u00e9ral}} = 0.193 + 3.367 = 3.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_{x \text{ ou } y} \text{ Et } M_{\text{app}} = 0.5 M_{x \text{ ou } y}$$

ELS :

$$P_s = G + Q = 9.39$$

$$M_x = \mu_x * P_s * l^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

$$\mu_x = 0.0518 \text{ et } \mu_y = 0.8646$$

$$M_x = 0.0518 * 9.39 * 1.902^2 = 1.76 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8646 * 1.76 = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{x \text{ général}} = 0.25 + 1.76 = 2.018 \text{ KN.m}$$

$$M_{y \text{ général}} = 0.2038 + 1.52 = 1.7238 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_{x \text{ ou } y} \text{ Et } M_{app} = 0.5 M_{x \text{ ou } y}$$

➤ **IV.4.6. Ferrailage de la dalle d'ascenseur :**

○ **En travées :**

ELU :

Les moments trouvés suivant X et Y sont presque égaux donc on calcul le ferrailage avec le moment max ➔ $M_u = 4.48 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.8 * 0.00448}{1 * 0.225^2 * 14.17} = 0.0049$$

$\mu < 0.392$ ➔ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.224 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{3.584 * 10^{-3}}{0.224 * 347.82} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (22.4 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1525.5 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 309696.84$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

➔ $x = 4.887 \text{ cm}$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100x^3}{3} + 15 * 4.52 * (22.5 - 4.887)^2$$

$$I = 24923.27 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.0016144 * 0.04887}{24923.27 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.317 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.0016144 * (0.225 - 0.04887)}{24923.27 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 17.11 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

○ **En appuis:**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.5 * 0.00448}{1 * 0.225^2 * 14.17} = 0.0031$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.225 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.5 * 0.00448}{0.225 * 347.82} = 0.2862 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 4\text{T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (22.4 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1525.5 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = \mathbf{309696.84}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow \mathbf{x=4.887 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100x^3}{3} + 15 * 4.52 * (22.5 - 4.887)^2$$

$$\mathbf{I = 24923.27 \text{ cm}^4}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.001009 * 0.04887}{24923.27 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.197 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 0.001009 * (0.225 - 0.04887)}{24923.27 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{10.69 \text{ MPa}}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

IV.5. Etude de la dalle de la cage d'escaliers:

$$l_x = 5.00 \text{ m} \quad l_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 1 \rightarrow \text{On a } 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Dalle portante dans les deux sens

ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 * 5.89 + 1.5 * 1 = \mathbf{9.45 \text{ KN/m}}$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

On a $\frac{l_x}{l_y} = 1$ donc du tableau : $\mu_x = \mathbf{0.0368}$ et $\mu_y = \mathbf{1}$

$$M_x = 0.0368 * 9.45 * 5^2 = \mathbf{8.7 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 1 * 8.7 = \mathbf{8.7 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.8 M_{x \text{ ou } y}$$

$$M_{app} = 0.5 M_{x \text{ ou } y}$$

ELS :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5.89 + 1 = \mathbf{6.89 \text{ KN/m}}$$

$$M_x = \mu_x * P_s * l^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

$\mu_x = \mathbf{0.0441}$ et $\mu_y = \mathbf{1}$

$$M_x = 0.0441 * 6.89 * 5^2 = \mathbf{7.6 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 1 * 7.6 = \mathbf{7.6 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.8 M_{x \text{ ou } y}$$

$$M_{app} = 0.5 M_{x \text{ ou } y}$$

➤ **IV.5.1. Ferrailage :**
 ○ **En travées :**

ELU :

Les moments trouvés suivant X et Y sont égaux donc ➔ $M_u = 8.7 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.8 * 0.0087}{1 * 0.135^2 * 14.17} = \mathbf{0.027}$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.034}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.13m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = \mathbf{347.82 \text{ MPa}}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.8 * 8.7 * 10^{-3}}{0.13 * 347.82} = \mathbf{1.53 \text{ cm}^2}$$

Choix : $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = \mathbf{187656.84}$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{433.19}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = \mathbf{3.65 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100x^3}{3} + 15 * 4.52 * (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = \mathbf{8199.03 \text{ cm}^4}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.8 * 0.0076 * 0.0365}{8199.03 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 0.8 * 0.0076 * (0.135 - 0.0365)}{8199.03 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 109.56 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

○ **En appuis:**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.5 * 0.0087}{1 * 0.135^2 * 14.17} = 0.0168$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0211$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.5 * 8.7 * 10^{-3}}{0.13 * 347.82} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 * (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 187656.84$$

$$\sqrt{\Delta} = 433.19$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 3.65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100x^3}{3} + 15 * 4.52 * (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.5 * 0.0076 * 0.0365}{8199.03 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 0.5 * 0.0076 * (0.135 - 0.0365)}{8199.03 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 68.47 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} \rightarrow = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

V.1. Introduction:

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 14.0.0.

V.2. Présentation du programme SAP2000:

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

V.3. Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

➤ V.3.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- ✓ Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- ✓ Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- ✓ Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- ✓ Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- ✓ La dalle est modélisée par un élément surfacique type Slab à quatre nœuds.
- ✓ A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- ✓ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

➤ **V.3.2. Modélisation de masse :**

- ✓ La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- ✓ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25KN/m³.
- ✓ La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- ✓ La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

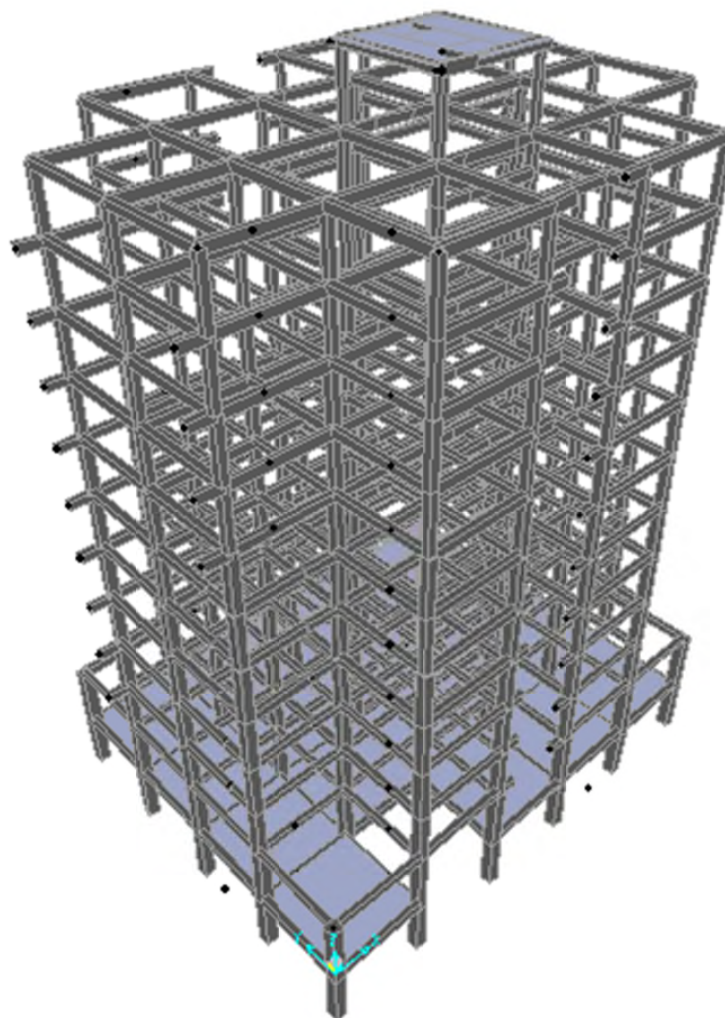


Fig. V.1. Structure modélisée sur logiciel SAP2000

V.4. Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99 version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

➤ **V.4.1. Méthode statique équivalente :**

○ **V.4.1.1. Principe :**

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

○ **V.4.1.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

V : effort tranchant à la base

A : coefficient d'accélération de la zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

W : poids total du bâtiment

R : coefficient de comportement global de la structure

- **Coefficient d'accélération A** : Donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Oran → Zone **II a**

Bâtiment à usage de commerce et d'habitation → Groupe d'usage **2**

Donc **$A=0.15$**

- **Facteur d'amplification dynamique moyen :** En fonction de la catégorie de site, du facteur de Correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0 \text{ s} \end{array} \right\}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du RPA 99 version 2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du tableau (4.7)

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad \text{Et} \quad T_2 = 0.40 \text{ s}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau (4.2) du RPA 99 version 2003

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense $\rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 > 0.7 \quad \text{C.V}$$

T : la période fondamentale de la structure

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée à partir de la base de la structure

$$h_n = 38.65 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4,6) du RPA 99 version 2003

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie $\rightarrow C_T = 0.05$

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction du calcul considéré

Suivant X : $D = 25.50 \text{ m}$

$$T_x = \min(0.05 * 38.65^{\frac{3}{4}}; 0.09 * \frac{38.65}{\sqrt{25.5}})$$

$$T_x = \min(0.775 ; 0.689)s$$

$$T_x = \mathbf{0.689\ s}$$

On a $T_2 \leq T \leq 3,0\ s$ donc

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{0.689} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$D_x = \mathbf{1.53}$$

Suivant Y : D = 20.30 m

$$T_y = \min\left(0.05 * 38.65^{\frac{3}{4}} ; 0.09 * \frac{38.65}{\sqrt{20.3}}\right)$$

$$T_y = \min(0.775 ; 0.772)s$$

$$T_y = \mathbf{0.772\ s}$$

On a $T_2 \leq T \leq 3,0\ s$ donc

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{0.772} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$D_y = \mathbf{1.42}$$

$$T = \max(T_x; T_y) = \mathbf{0.772\ s}$$

- **Facteur de qualité Q:** Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Pénalité à retenir tous dépend d'observation ou non du critère « q » selon le tableau (4.4) du RPA 99 version 2003

Tableau V.1. Valeurs de la pénalité P_q

Critère	Observation	P_{qx}	Observation	P_{qy}
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Oui	0.00	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.1 = \mathbf{1.1}$$

Justification du choix des critères:

1. Régularité en plan : notre structure ne vérifie pas la condition **a3** du RPA 99 version 2003. En effet les parties saillantes dans notre structure
 $L_1 = L_2 = 5 \text{ m}$ Donc $\frac{L_1+L_2}{L_t} = \frac{10}{20} = 0.5 > 0.25$ et donc la condition n'est pas vérifiée.
2. Les matériaux utilisés pour réaliser notre structure sont fournis par des commerçants ou bien des entreprises donc il y'a un risque pour que les matériaux ne respectent pas les critères de sécurité.

- **Coefficient de comportement R :** donné par le tableau (4.3) du RPA 99 version 2003 en fonction du système de contreventement de la structure

Pour notre structure on choisi le système « mixte portiques/voiles avec interaction » et une hauteur totale de la structure **h=38.65 m** donc **R=5**

- **Poids total de la structure W :** Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

$$W_T = \sum_{i=1}^N W_i$$

W_i Étant donné par : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec : W_{Gi} : poids des charges permanentes

W_{Qi} : Poids des charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération

Du tableau (4.5) du RPA 99 V2003 **$\beta = 0.2$** (bâtiment à usage d'habitation)

➤ **V.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

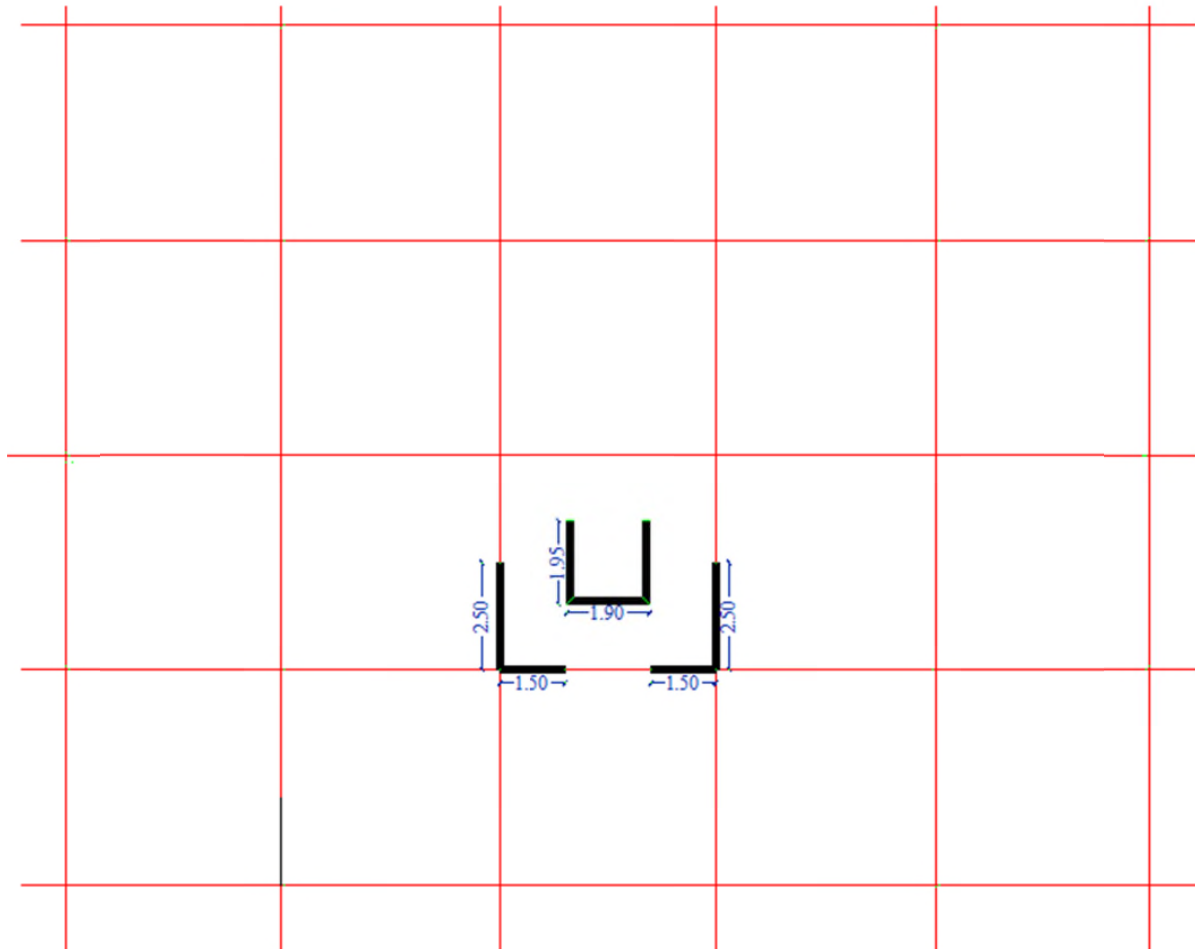
○ **V.4.2.1. Disposition des voiles :**

Selon RPA 99 version 2003 la période de la structure ne doit pas dépasser $1.3T=1.0036 \text{ s}$

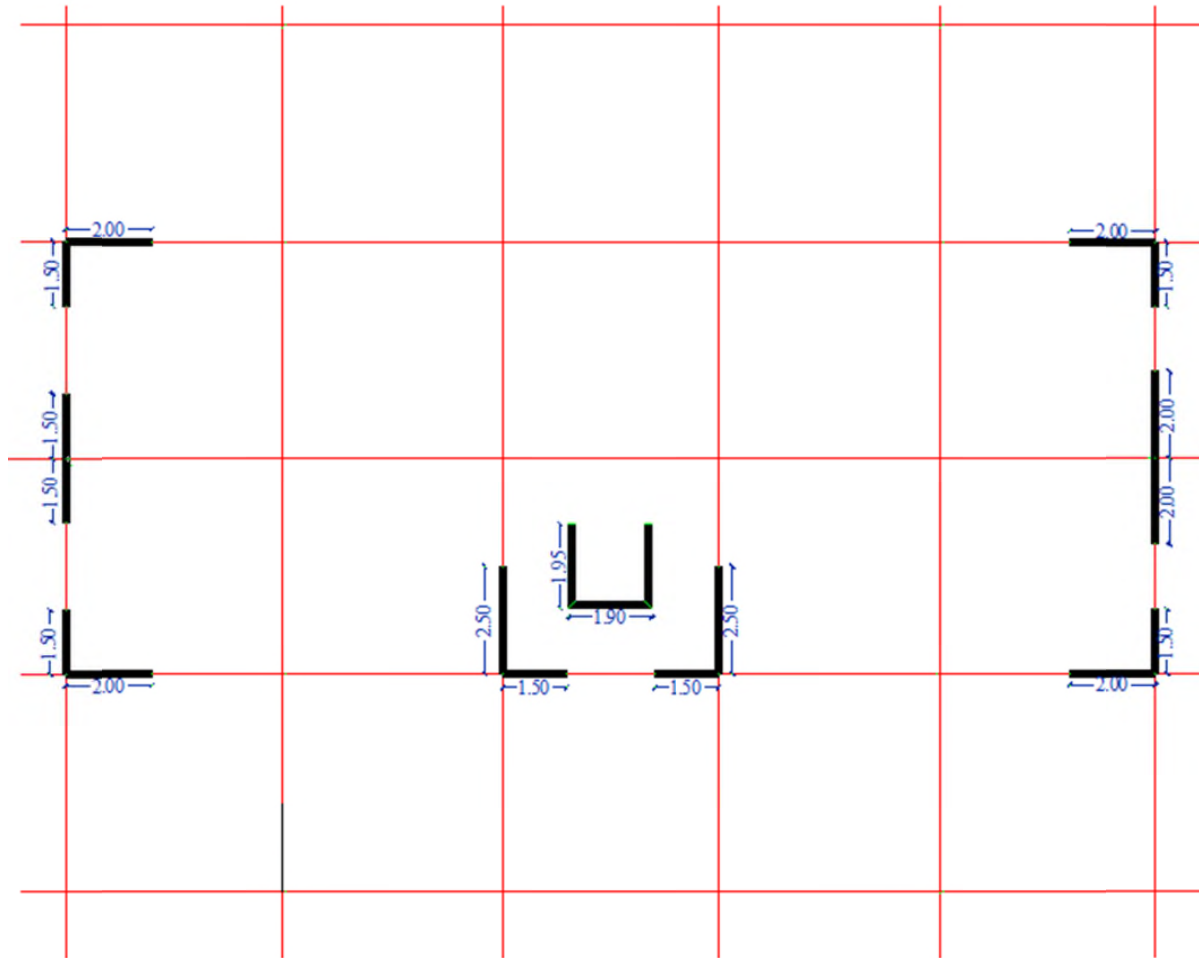
La période de la structure est déterminée après la modélisation de la structure sur logiciel de calcul SAP2000. Cette période doit être inférieure ou égale à $T=1.0036$

Il faut diminuer la période pour se faire on doit rigidifier la structure en posant des voiles d'une manière symétrique et suivant les deux directions en respectant l'architecture du bâtiment jusqu'à ce que la condition soit vérifiée

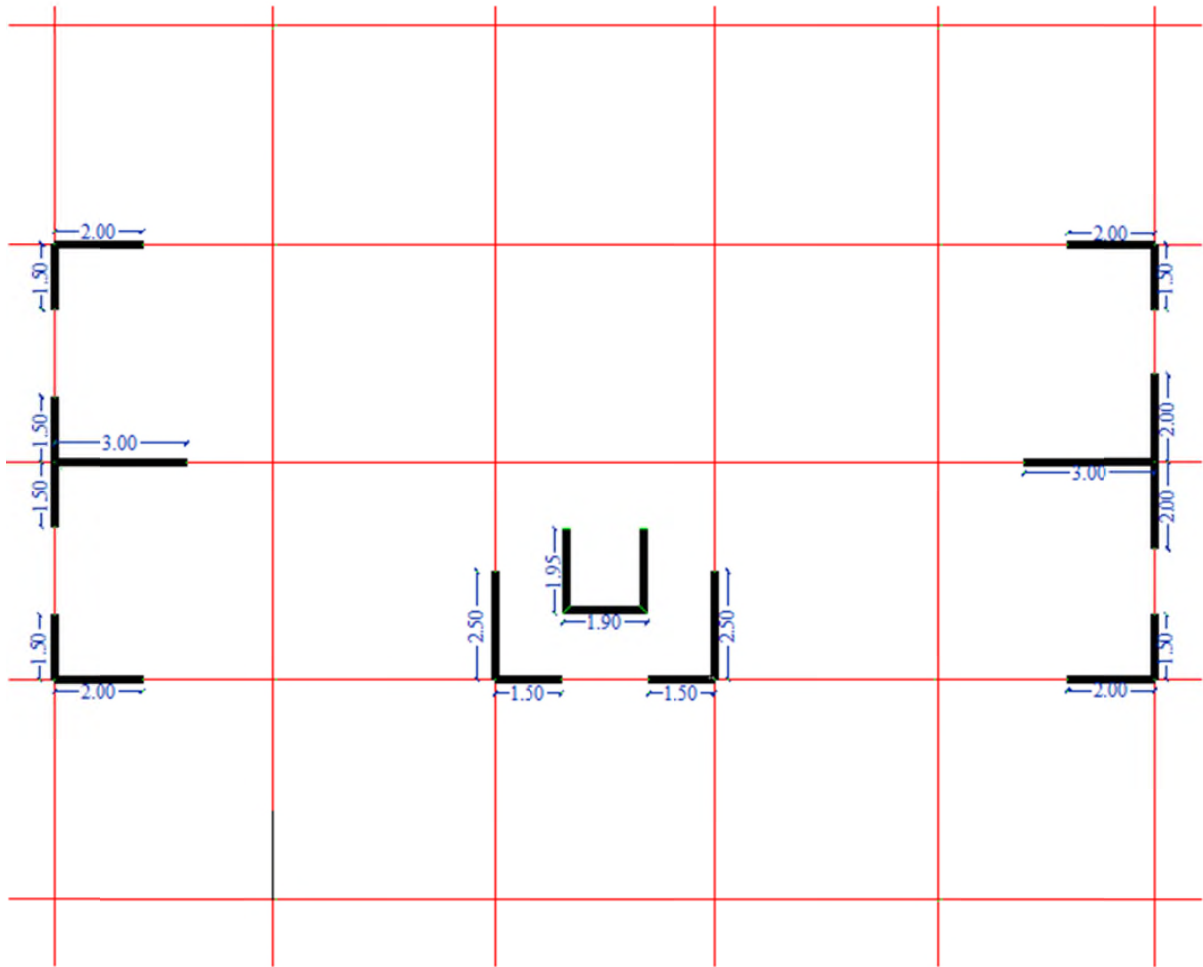
Sur la structure modélisée sur le logiciel SAP2000 on ajoute des sections en béton armé (voiles) et on marque à chaque fois la valeur de la période obtenue de chaque disposition et après chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions. Après plusieurs essais et d'une centaine de variantes étudiées on propose les suivantes :



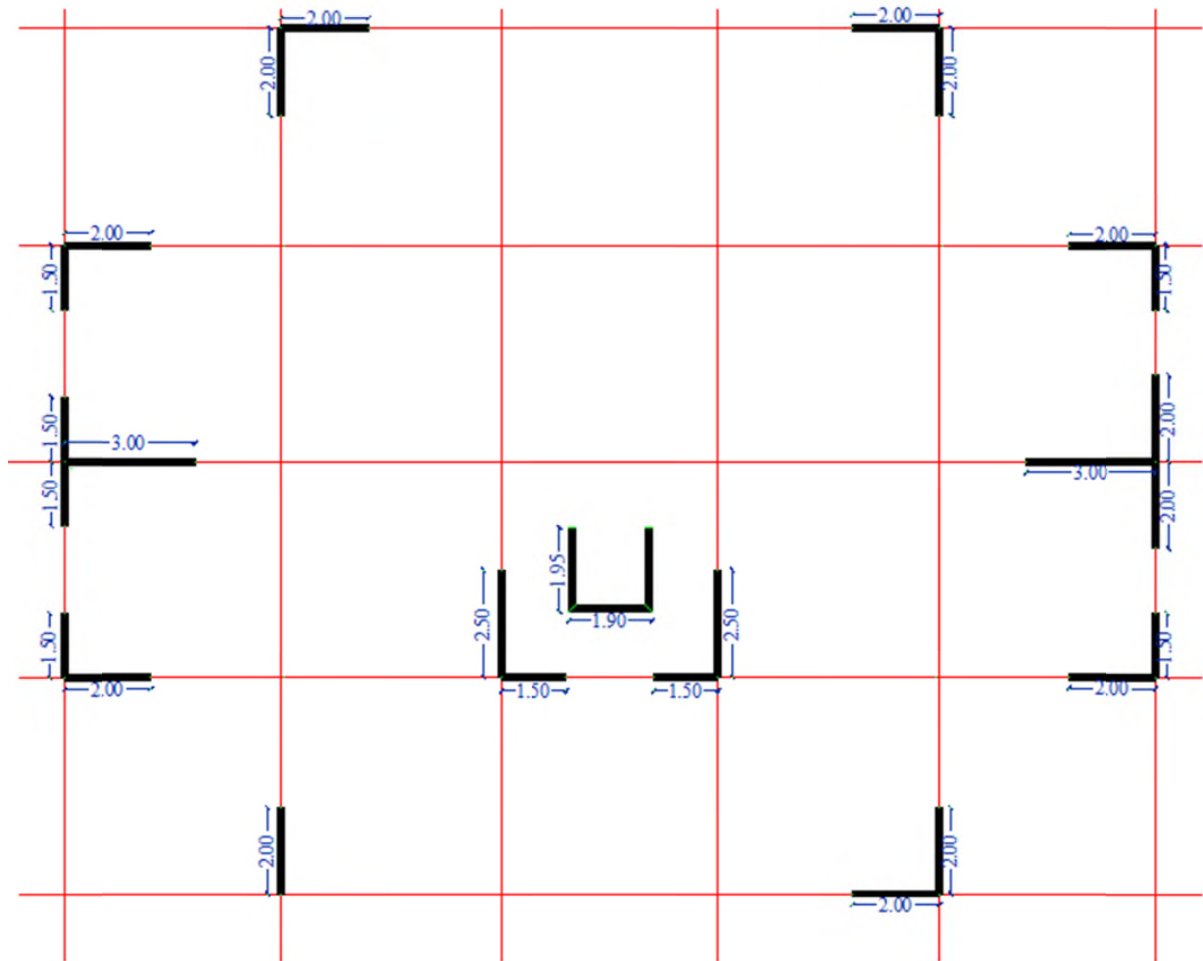
Variante 01 : T=2.01 s



Variante 02 : $T=1.42$ s



Variante 03 : T=1.28 s



Variante 04 : T=1.05 S

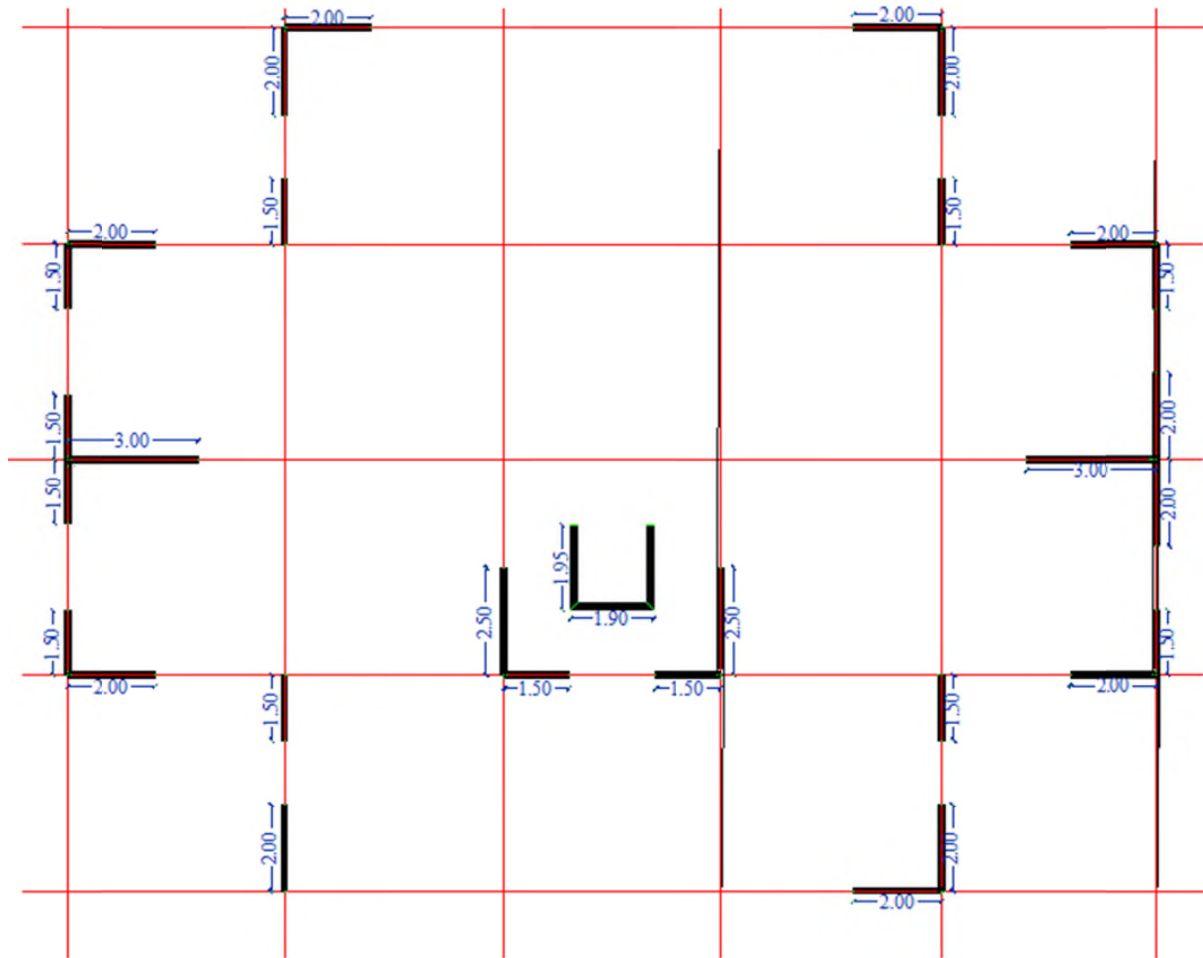
Variante 05 : $T=0.98$ s

Tableau V.2. Périodes et masses modales de la structure

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,98507	0,65746	0,00067
MODAL	Mode	2	0,772062	0,65802	0,64435
MODAL	Mode	3	0,59612	0,65811	0,68211
MODAL	Mode	4	0,281148	0,81685	0,68232
MODAL	Mode	5	0,230461	0,8171	0,81917

D'après les résultats de tableau (V.2) on constate que :

- La période dynamique $T_{dyn} = 0.98507$, par contre $1.3T_e = 1.0036$ s
Donc : la condition du RPA 99 version 2003 est vérifiée $1.3T_e > T_{dyn}$
- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le 3eme mode de torsions.

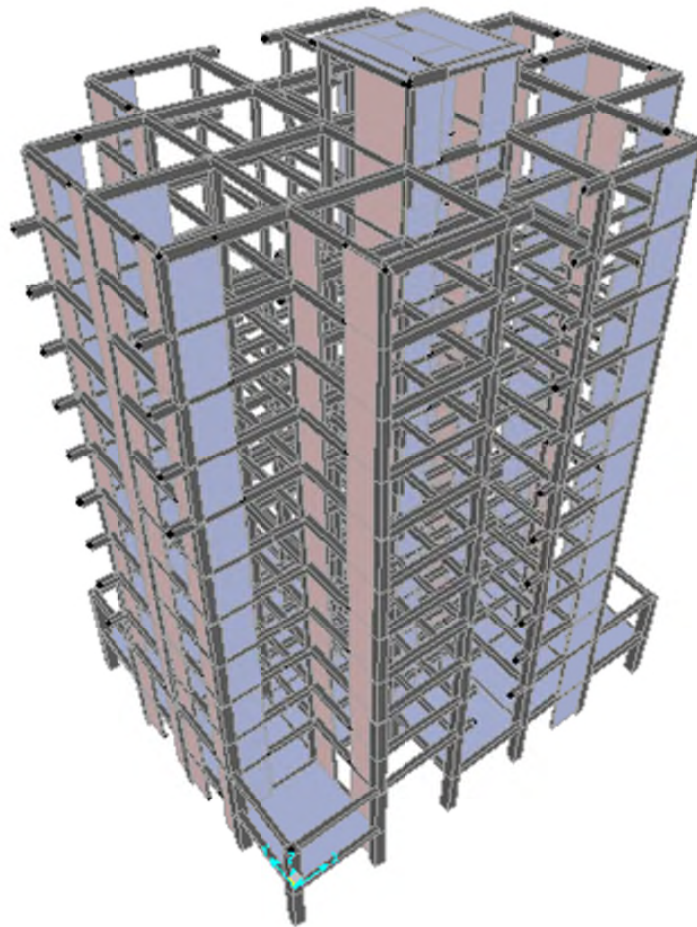


Fig. V.2. Structure contreventée modélisée sur logiciel SAP2000

○ **V.4.2.2. Poids de la structure W :**

Concernant le poids des différents niveaux de la structure, le tableau suivant résume le poids de chaque étage obtenus du logiciel SAP 2000 :

Tableau V.3. Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment

Niveau	Poids (T)	Niveau	Poids (T)
SS	752.65	Etage 6	443.90
RDC	568.14	Etage 7	440.92
Etage 1	480.20	Etage 8	440.92
Etage 2	457.30	Etage 9	440.92
Etage 3	453.40	Etage 10	341.94
Etage 4	449.96	Buanderie	54.15
Etage 5	446.52		

$$W_T = 5751.913 \text{ T}$$

Donc l'effort tranchant statique à la base :

$$V_x = \frac{AD_x Q_x}{R} W = \frac{0.15 * 1.53 * 1.10}{5} * 5751.913$$

$$V_x = 290.41 \text{ T} = 2904.1 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{AD_y Q_y}{R} W = \frac{0.15 * 1.42 * 1.10}{5} * 5751.913$$

$$V_y = 269.53 \text{ T} = 2695.3 \text{ KN}$$

○ **V.4.2.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**

▪ **a. Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} * x_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} * y_i)}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

✓ **Pour les poteaux :**

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{a * b^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{b * a^3}{12} \end{cases} \dots \dots \dots (A)$$

On a $a = b$ donc $I = \frac{a^4}{12}$

✓ **Pour les voiles :**

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{L * e^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{e * L^3}{12} \end{cases} \dots \dots \dots (B)$$

Tableau V.4. Centre de torsion de chaque niveau de la structure

Niveau	X_t (m)	Y_t (m)
SS	11.984125	9.758621
RDC	11.984125	9.758621
Etage 1	11.172586	9.359752
Etage 2	11.172586	9.359752
Etage 3	11.145789	9.023659
Etage 4	11.145789	9.023659
Etage 5	11.086879	8.836594
Etage 6	11.086879	8.836594
Etage 7	11.015746	8.365975
Etage 8	11.015746	8.365975
Etage 9	11.015746	8.365975
Etage 10	11.015746	8.365975
buanderie	11.015746	8.365975

▪ **b. Centre de masse :**

$$X_m = \frac{\sum(W_i * x_i)}{\sum W_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum(W_i * y_i)}{\sum W_i}$$

Les centres de masse de chaque niveau sont donnés par le logiciel SAP2000 comme suit :

Tableau V.5. Centre de masse de chaque niveau de la structure

Niveau	X_m (m)	Y_m (m)
SS	12.839413	10.188714
RDC	12.609537	10.084206
Etage 1	12.468109	10.047453
Etage 2	12.466984	10.046152
Etage 3	12.465839	10.044829
Etage 4	12.464813	10.043642
Etage 5	12.463771	10.042437
Etage 6	12.453725	10.008967
Etage 7	12.452735	10.007675
Etage 8	12.452735	10.007675
Etage 9	12.452735	10.007675
Etage 10	12.635605	9.899471
buanderie	12.600000	7.341711

○ **V.4.2.4. Evaluation des excentricités :**

Selon RPA 99 version 2003 il faut analyser deux types d'excentricités :

❖ **L'excentricité théorique :**

$$\begin{cases} E_{xt} = |X_m - X_t| \\ E_{yt} = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Avec : X_m ; Y_m :les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t :les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Valeurs de l'excentricité théorique de chaque niveau

Niveau	E_{xt} (m)	E_{yt} (m)
SS	0,855288	0,430093
RDC	1,2609525	0,325585
Etage 1	1,295523	0,687701
Etage 2	1,294398	0,6864
Etage 3	1,32005	1,02117
Etage 4	1,319024	1,019983
Etage 5	1,376892	1,205843
Etage 6	1,366846	1,172373
Etage 7	1,436989	1,6417
Etage 8	1,436989	1,6417
Etage 9	1,436989	1,6417
Etage 10	1,619859	1,533496
buanderie	1,584254	1,024264

❖ **L'excentricité accidentelle :**

$$E_{xa} = \max(5\% * L_{x\max}; E_{xt})$$

$$E_{ya} = \max(5\% * L_{y\max}; E_{yt})$$

Avec : $L_x=25.50$ m $L_y=20.30$ m

Le tableau suivant regroupe les résultats des excentricités accidentelles :

Tableau V.7. Valeurs de l'excentricité accidentelle de chaque niveau

Niveau	E_{xa} (m)	E_{ya} (m)
SS	1,275	1,015
RDC	1,275	1,015
Etage 1	1,295523	1,015
Etage 2	1,294398	1,015
Etage 3	1,32005	1,02117
Etage 4	1,319024	1,019983
Etage 5	1,376892	1,205843
Etage 6	1,366846	1,172373
Etage 7	1,436989	1,6417
Etage 8	1,436989	1,6417
Etage 9	1,436989	1,6417
Etage 10	1,619859	1,533496
buanderie	1,584254	1,024264

○ **V.4.2.5. Spectre de réponse de calcul :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements max d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant donné par RPA 99 version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \left. \begin{array}{l} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_1 \\ T_1 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0s \\ T > 3.0 s \end{array}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur = 10m/s²

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T_1 , T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

○ **V.4.2.6. Représentation graphique du Spectre :**

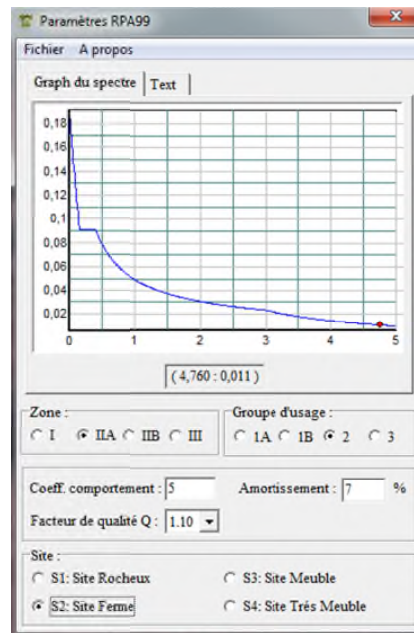


Fig. V.3. Spectre de réponse R=5

○ **V.4.2.7. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur :**

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

$$V = F_t + \sum_{i=1}^N F_i$$

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

$$F_t = 0.07 T.V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0.7 \text{ s}$$

Donc :

$$F_{tx} = 0 \quad (T = 0.689 < 0.7 \text{ s})$$

$$F_{ty} = 0.07 * 0.772 * 269.53$$

$$F_{ty} = 14.57 \text{ T}$$

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

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

Les résultats des forces sismiques et les efforts tranchants à la base de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant donnés en utilisant le programme MSE :

Tableau V.8. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=5

Niveau	Force F_x (T)	Effort tranchant sens X	Force F_y (T)	Effort tranchant sens Y
SS	6.295	291.286	5.519	269.963
RDC	10.455	284.991	9.166	264.444
Etage 1	12.190	274.536	10.687	255.279
Etage 2	15.759	262.346	13.817	244.591
Etage 3	19.265	246.587	16.890	230.776
Etage 4	22.532	227.322	19.929	213.886
Etage 5	26.143	204.591	22.920	193.957
Etage 6	29.554	178.447	25.911	171.036
Etage 7	32.896	148.893	28.840	145.126
Etage 8	36.437	115.997	31.944	116.285
Etage 9	39.977	79.560	35.048	84.341
Etage 10	33.748	39.583	29.588	49.293
buanderie	5.835	5.835	19.705	19.705

○ **V.4.2.8. Vérification du coefficient de comportement R:**

On doit vérifier la condition du RPA

$$\frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} \leq 75\%$$

V_{global} = l'effort tranchant de la structure globale

V_{voiles} = l'effort tranchant des voiles

Du SAP2000 :

$$V_x = \sqrt{F_{xx}^2 + F_{yx}^2} = 3773.19 \text{ KN}$$

$$V_y = \sqrt{F_{xy}^2 + F_{yy}^2} = 3983.74 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 3372.332 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ voiles}} = 3768.434 \text{ KN}$$

$$\frac{3372.332 + 3768.434}{3773.19 + 3983.75} = 0.92 > 75\% \quad \text{C. N. V}$$

Suivant X :

$$\frac{3372.332}{3773.19} = 0.89 > 75\% \quad \text{C. N. V}$$

Suivant Y :

$$\frac{3768.434}{3983.75} = 0.94 > 75 \% \quad \text{C.N.V}$$

Donc on change la valeur de R et on prend **R=4** (portiques contreventés par des voiles)

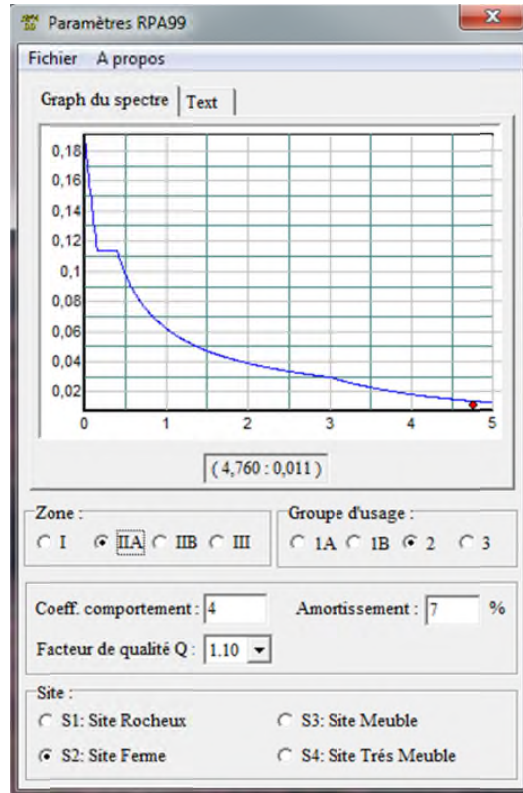


Fig. V.4. Spectre de réponse R=4

Les nouveaux résultats des efforts tranchants et des forces sismiques sont représentés comme suit :

$$V_x = 363.02 \text{ T} = 3630.2 \text{ KN}$$

$$V_y = 336.91 \text{ T} = 3369.1 \text{ KN}$$

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ty} = 0.07 * 0.772 * 336.91$$

$$F_{ty} = 18.21 \text{ T} = 182.1 \text{ KN}$$

Les résultats des forces sismiques et les efforts tranchants à la base de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant donnés en utilisant le programme MSE :

Tableau V.9. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=4

Niveau	Force F_x (T)	Effort tranchant sens X	Force F_y (T)	Effort tranchant sens Y
SS	7.869	364.107	6.899	337.454
RDC	13.068	356.238	11.457	330.555
Etage 1	15.237	343.170	13.359	319.098
Etage 2	19.698	327.933	17.270	305.739
Etage 3	24.081	308.234	21.112	288.469
Etage 4	28.415	284.153	24.912	267.357
Etage 5	32.679	255.738	28.650	242.446
Etage 6	36.943	223.059	32.388	213.795
Etage 7	41.120	186.116	36.051	181.407
Etage 8	45.546	144.996	39.930	145.357
Etage 9	49.971	99.450	43.810	105.426
Etage 10	42.186	49.479	36.985	61.616
buanderie	7.293	7.293	24.631	24.631

○ **V.4.2.9. Résultante des forces sismiques de calcul :**

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Le tableau suivant représente les résultats obtenus après l'analyse :

Tableau V.10. Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques

Statique		Dynamique	
V_x (KN)	V_y (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
3630.2	3369.1	3311.86	3496.94

$$0.8(V_x + V_y)_{\text{statique}} = 5599.44 \text{ KN}$$

$$(V_x + V_y)_{\text{dynamique}} = 6808.80 \text{ KN}$$

$$6808.80 \text{ KN} > 5599.44 \text{ KN}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition est vérifiée

➤ **V.4.3. Vérification des déplacements :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

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

R : coefficient de comportement =4

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement admissible = 1% hauteur d'étage

Tableau V.11. Vérification du déplacement dans le sens X

Niveau	Hauteur (m)	$\delta_{ck/x}$ (cm)	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\bar{\Delta}_{k,x}$ (cm)	observation
SS	3.00	0,5	2,5	2.5	3	C.V
RDC	3.60	1,1	5,5	3	3.6	C.V
Etage 1	2.88	1,6	8	2.5	2.88	C.V
Etage 2	2.88	2	10	2	2.88	C.V
Etage 3	2.88	2,5	12,5	2.5	2.88	C.V
Etage 4	2.88	3	15	2.5	2.88	C.V
Etage 5	2.88	3,5	17,5	2.5	2.88	C.V
Etage 6	2.88	3,9	19,5	2	2.88	C.V
Etage 7	2.88	4,4	22	2.5	2.88	C.V
Etage 8	2.88	4,9	24,5	2.5	2.88	C.V
Etage 9	2.88	5,4	27	2.5	2.88	C.V
Etage 10	2.88	5,8	29	2	2.88	C.V
Buanderie	3.25	6,4	32	3	3.25	C.V

Tableau V.12. Vérification du déplacement dans le sens Y

Niveau	Hauteur (m)	$\delta_{ck/y}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	$\bar{\Delta}_{k,y}$ (cm)	observation
SS	3.00	0.5	2.5	2.5	3	C.V
RDC	3.60	1.2	6	3.5	3.6	C.V
Etage 1	2.88	1.7	8.5	2.5	2.88	C.V
Etage 2	2.88	2.2	11	2.5	2.88	C.V
Etage 3	2.88	2.7	13.5	2.5	2.88	C.V
Etage 4	2.88	3.	15.5	2	2.88	C.V
Etage 5	2.88	3.5	17.5	2	2.88	C.V
Etage 6	2.88	4	20	2.5	2.88	C.V
Etage 7	2.88	4.5	22.5	2.5	2.88	C.V
Etage 8	2.88	4.9	24.5	2	2.88	C.V
Etage 9	2.88	5.4	27	2.5	2.88	C.V
Etage 10	2.88	5.9	29.5	2.5	2.88	C.V
Buanderie	3.25	6.5	32.5	3	3.25	C.V

➤ **V.4.4. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble :**

Pour justifier la stabilité de l'ouvrage il faut vérifier la condition:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : Moment stabilisant provoqué par les charges verticales $M_s = \sum W_i * X_i$

W_i : Poids de l'étage « i »

X_i : Coordonnée du centre de masse de l'étage « i »

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales $M_r = \sum F_i * h_i$

F_i : Force sismique du niveau i

h_i : Hauteur du niveau i

Tableau V.13. Valeur de M_s et M_r suivant X

Niveau	W_i	X_i	$W_i * X_i$	F_{xi}	h_i	$F_i * h_i$
SS	7526.5	12.839413	96640.26	78.69	3	236,07
RDC	5681.4	12.609537	71642.45	130.68	6.6	862,488
Etage 1	4802	12.468109	59880.94	152.37	6.48	987,3576
Etage 2	4573	12.466984	57025.31	196.98	12.36	2434,673
Etage 3	4534	12.465839	56538.98	240.81	15.24	3669,944
Etage 4	4499.6	12.464813	56065.02	284.15	18.12	5148,798
Etage 5	4465.2	12.463771	55636.39	326.79	21	6862,59
Etage 6	4439	12.453725	56996.76	369.43	23.88	8821,988
Etage 7	4409.2	12.452735	54894.54	411.20	26.76	11003,71
Etage 8	4409.2	12.452735	54894.54	455.46	29.64	13499,83
Etage 9	4409.2	12.452735	54894.54	499.71	32.52	16250,57
Etage 10	3419.4	12.635605	43221.22	421.86	35.4	14933,84
Buanderie	541.5	12.600000	6822.9	72.93	38.65	2818,745
somme			725153.85			87530,6133

$$\frac{725153.85}{87530,6133} = 8.28 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

Tableau V.14. Valeur de M_s et M_r suivant Y

Niveau	W_i (T)	Y_i (m)	$W_i * Y_i$	F_{yi}	h_i (m)	$F_i * h_i$
SS	7526.5	10.188714	76695.04	68.99	3	206,97
RDC	5681.4	10.084206	57268.51	114.57	6.6	756,162
Etage 1	4802	10.047453	50276.94	133.59	6.48	865,6632
Etage 2	4573	10.046152	45958.65	172.70	12.36	2134,572
Etage 3	4534	10.044829	45566.7	211.12	15.24	3217,469
Etage 4	4499.6	10.043642	45175.98	249.12	18.12	4514,054
Etage 5	4465.2	10.042437	44696.65	286.50	21	6016,5
Etage 6	4439	10.008967	44434.39	323.88	23.88	7734,254
Etage 7	4409.2	10.007675	44136.09	360.51	26.76	9647,248
Etage 8	4409.2	10.007675	44136.09	399.30	29.64	11835,25
Etage 9	4409.2	10.007675	44136.09	438.10	32.52	14247,01
Etage 10	3419.4	9.899471	33852.06	369.85	35.4	13092,69
Buanderie	541.5	7.341711	3974.61	246.31	38.65	9519,882
somme			580307.8			83787,7279

$$\frac{580307.8}{83787,7279} = 6.93 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

VI.1. Introduction:

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, RPA 99 V.2003 et BAEL91.

Les règles C.B.A.93 « Règles de conception étude calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les RPA99 version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Pour pouvoir déterminer le ferrailage on considère le cas le plus défavorable, le calcul de la section d'armature dépend à la fois du moment fléchissant, et de l'effort normal, ces valeurs sont données par le logiciel de calcul SAP2000.

VI.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

➤ **VI.2.1. Combinaison des charges :**

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons.

Combinaisons fondamentales: (BAEL 91) $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right\}$

Combinaisons accidentelles: (RPA 99 v 2003) $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$

➤ **VI.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :**

Avant de calculer le ferrailage des poteaux, on doit d'abord faire une vérification prescrite par le RPA 99 v 2003 afin d'éviter ou bien limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition du RPA 99 v 2003 suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul qui s'exerce sur une section de béton (L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaisons sismiques.)

B_c : L'aire (la section) brute du poteau.

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

Le tableau suivant résume les vérifications et donne les nouvelles sections des poteaux des différents niveaux pour que la condition soit vérifiée.

Après vérification on a changé les dimensions des poteaux, le tableau ci-dessous récapitule les nouvelles dimensions:

Tableau VI.1. Vérifications de poteaux sous sollicitations normales

Niveau	N_d (KN)	B_c (m ²)	v	observation
SS	2546.61	0.6*0.6	0.28	C.V
RDC	2151.247	0.6*0.6	0.24	C.V
Etage 1	1927.571	0.55*0.55	0.25	C.V
Etage 2	1717.137	0.55*0.55	0.23	C.V
Etage 3	1510.299	0.50*0.5	0.24	C.V
Etage 4	1310.082	0.5*0.5	0.21	C.V
Etage 5	1112.356	0.45*0.45	0.22	C.V
Etage 6	919.347	0.45*0.45	0.18	C.V
Etage 7	727.124	0.4*0.4	0.18	C.V
Etage 8	536.813	0.4*0.4	0.14	C.V
Etage 9	349.341	0.35*0.35	0.11	C.V
Etage 10	164.946	0.35*0.35	0.05	C.V

Buanderie	131.52	0.3*0.3	0.06	C.V
-----------	--------	---------	------	-----

➤ **VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

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

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaisons sismiques.

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \dots \dots \dots \text{(RPA 99 v 2003)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau donné par la formule du RPA99 v 2003

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

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

l_f : La longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0.7l_0$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification

Tableau VI.2. Vérifications de poteaux sous sollicitations tangentes

Niveau	$B_c(m^2)$	V (KN)	τ_u (MPA)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPA)	observation
SS	0.6*0.6	34.29	0.105	3.5	0.04	1	C.V
RDC	0.6*0.6	42.8	0.132	4.2	0.04	1	C.V
Etage 1	0.55*0.55	51.69	0.189	3.67	0.04	1	C.V
Etage 2	0.55*0.55	30.67	0.112	3.67	0.04	1	C.V
Etage 3	0.50*0.5	27.73	0.123	4.03	0.04	1	C.V
Etage 4	0.5*0.5	33.55	0.149	4.03	0.04	1	C.V
Etage 5	0.45*0.45	29.73	0.163	4.48	0.04	1	C.V
Etage 6	0.45*0.45	31.70	0.173	4.48	0.04	1	C.V
Etage 7	0.4*0.4	23.38	0.162	5.04	0.075	1.875	C.V
Etage 8	0.4*0.4	26.217	0.182	5.04	0.075	1.875	C.V
Etage 9	0.35*0.35	17.275	0.157	5.76	0.075	1.875	C.V
Etage 10	0.35*0.35	20.146	0.183	5.76	0.075	1.875	C.V
Buanderie	0.3*0.3	15.766	0.195	7.58	0.075	1.875	C.V

➤ **VI.2.4. Ferrailage des poteaux:**

• **VI.2.4.1. Détermination des sollicitations :**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Sollicitations des poteaux (N_{max} ; M_{corr})

Niveau	Section	ELU		G + Q ± E		0.8G ± E		ELS	
		N_{max}	M_{corr}	N_{max}	M_{corr}	N_{max}	M_{corr}	N_{max}	M_{corr}
SS+RDC	60*60	3683.49	2.69	2841.88	48.38	2030.87	50.71	2676.44	1.39
Etage 1+2	55*55	2795.91	11.59	2096.09	35.77	1549.99	43.32	2036.63	8.32
Etage 3+4	50*50	2191.81	7.64	1607.83	46.75	1141.71	35.32	1596.58	5.51
Etage 5+6	45*45	1613.11	9.65	1184.54	38.60	805.19	37.86	1175.04	6.97
Etage 7+8	40*40	1055.03	10.85	775.52	28.58	528.32	28.62	768.65	7.85
Etage 9+10	35*35	510.15	10.85	375.38	18.27	257.88	18.71	371.96	7.85
Buanderie	30*30	82.49	36.50	84.90	30.30	59.54	24.37	59.20	26.39

Tableau VI.4. Sollicitations des poteaux (M_{max} ; N_{corr})

Niveau	Section	ELU		G + Q ± E		0.8G ± E		ELS	
		M_{max}	N_{corr}	M_{max}	N_{corr}	M_{max}	N_{corr}	M_{max}	N_{corr}
SS+RDC	60*60	65.21	107.87	117.72	762.48	108.38	305.30	47.34	78.78
Etage 1+2	55*55	89.28	1489.75	163.34	577.04	141.16	239.72	64.91	1087.19
Etage 3+4	50*50	100.39	1082.33	169.73	479.02	144.92	233.7	73.02	789.88
Etage 5+6	45*45	104.46	726.78	154.58	373.61	128.93	209.03	76.02	530.46
Etage 7+8	40*40	98.97	411.56	126.54	238.85	102.44	146.51	72.05	300.54
Etage 9+10	35*35	85.37	116.34	99.36	70.97	79.11	47.33	62.23	85.32
Buanderie	30*30	36.50	82.49	32.50	44.46	24.37	59.54	26.39	59.20

• **VI.2.4.2. Exemple de calcul du ferrailage :**

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du sous sol

$$N=3683.49 \text{ KN}$$

$$M=2.69 \text{ KN.m}$$

$$T=3.70 \text{ KN}$$

$$S=b*h= (0.6*0.6) \text{ m}^2$$

$$d=0.9*h= 0.54 \text{ m}$$

$$d'=0.1*h=0.06 \text{ m}$$

a) **Armatures longitudinales :**

❖ **L'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.69}{3683.49} = 5.62 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 5.62 * 10^{-4} + 0.3 - 0.06$$

$$e_a = 0.24 \text{ m}$$

❖ **Le moment fictif M_a :**

$$M_a = N * e_a = 3683.49 * 10^{-3} * 0.24$$

$$M_a = 0.884 \text{ MN.m}$$

$$N_u * (d - d') - M_a = 3683.49 * 10^{-3} * (0.54 - 0.06) - 0.884 = 0.884 \dots \dots (1)$$

$$\left(0.337 - 0.81 * \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0.037 - 0.81 * \frac{0.06}{0.54}\right) 0.6 * 0.54^2 * 14.17 = 0.61 \dots \dots (2)$$

On a (1) > (2) → donc il s'agit d'une section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.884}{0.6 * 0.54^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.356 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0.58$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.42 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N\right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.82} * \left(\frac{0.884}{0.42} - 3.68349\right)$$

$$A_{st} = -45.4 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < 0$ Donc la section peut résister sans ferrailage

Selon RPA 99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0.8\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.8\% * 60 * 60$$

$$A_{\min} = 28.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \text{ T14} = 30.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{Zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 144 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Zone nodale : } A_{\max} = 216 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de la zone nodale :**

$$\text{D'après RPA 99 v 2003 : } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

Selon RPA 99 v 2003 $l_r \geq 40\emptyset$

$$l_r \geq 40 * 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Donc on prend $l_r = 60 \text{ cm}$

b) **Armatures transversales:**

Du RPA 99 v 2003:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V}{h * f_e}$$

Avec :

V: L'effort tranchant.

h: Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: Coefficient correcteur pour tenir compte de la rupture.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

t: l'espacement des cadres dans la zone nodale.

t': l'espacement des cadres dans la zone courante.

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

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

l_f: La longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0.7l_0$$

Le poteau étudié se trouve au sous sol donc **l₀ = 3 m**

$$l_f = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2.1}{0.6} = 3.5$$

D'après BAEL 91 :

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

φ_l: Diamètre minimal des armatures longitudinales

Zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l; 15 \text{ cm})$ (zone II a).

Zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

On adopte : **t = 10 cm** et **t' = 15 cm**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{60}{35}; \frac{60}{10}; 1.4 \text{ cm}\right)$$

On prend : φ_t = 8 mm

Le ferrailage longitudinal et transversal de chaque section des poteaux sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

Tableau VI.5. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} Zone courante (cm ²)	A _{max} Zone nodale (cm ²)	Choix	Section choisie (cm ²)
SS+RDC	60*60	-45.40	28.80	144	216	20T14	30.78
Etage 1+2	55*55	-35.22	24.20	121	181.5	16T14	24.63
Etage 3+4	50*50	-28.54	20.00	100	150	14T14	21.55
Etage 5+6	45*45	-19.06	16.20	81	121.5	12T14	18.47
Etage 7+8	40*40	-13.63	12.60	64	96	10T14	15.39
Etage 9+10	35*35	-6.74	9.80	49	73.5	8T14	12.32
Buanderie	30*30	-3.29	7.20	36	54	6T14	9.24

Tableau VI.6. Section des armatures transversales des poteaux

Niveau	h (cm)	V (KN)	λ_g	ρ_a	f_e (MPa)	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm ²)
SS	60	34.29	3.5	3.75	235	10	15	0.911
RDC	60	42.8	4.2	3.75	235	10	15	1.138
Etage 1	55	51.69	3.67	3.75	235	10	15	1.49
Etage 2	55	30.67	3.67	3.75	235	10	15	0.88
Etage 3	50	27.73	4.03	3.75	235	10	15	0.885
Etage 4	50	33.55	4.03	3.75	235	10	15	1.07
Etage 5	45	29.73	4.48	3.75	235	10	15	1.05
Etage 6	45	31.70	4.48	3.75	235	10	15	1.12
Etage 7	40	23.38	5.04	2.5	235	10	15	0.62
Etage 8	40	26.217	5.04	2.5	235	10	15	0.69
Etage 9	35	17.275	5.76	2.5	235	10	15	0.53
Etage 10	35	20.146	5.76	2.5	235	10	15	0.61
Buanderie	30	15.766	7.58	2.5	235	10	15	0.56

Tableau VI.7. Ferrailage transversal et espacements entre les cadres

Niveau	Section	$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$	choix	t (cm)	t' (cm)
SS	0.60*0.60	1.4	$\phi 8$	10	15
RDC	0.60*0.60	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 1	0.55*0.55	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 2	0.55*0.55	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 3	0.50*0.50	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 4	0.50*0.50	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 5	0.45*0.45	1.29	$\phi 8$	10	15
Etage 6	0.45*0.45	1.29	$\phi 8$	10	15
Etage 7	0.40*0.40	1.14	$\phi 8$	10	15
Etage 8	0.40*0.40	1.14	$\phi 8$	10	15
Etage 9	0.35*0.35	1	$\phi 8$	10	15
Etage 10	0.35*0.35	1	$\phi 8$	10	15
Buanderie	0.30*0.30	0.857	$\phi 8$	10	15

VI.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logicielle de calcul SAP 2000, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le RPA99 version 2003 et le BAEL 91.

Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Poutres principales (30*45) cm².

Poutres secondaires (30*40) cm².

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par RPA99/version 2003 en zone IIa.

➤ **VI.3.1. Combinaison des charges :**

Le calcul des poutres se fait en considération les combinaisons d'action Suivantes :

Combinaisons fondamentales: (BAEL 91) $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right\}$

Combinaisons accidentelles: (RPA 99 v 2003) $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$

➤ **VI.3.2. Ferrailage des poutres:**

• **VI.3.2.1. Poutres principales :**

a. **Détermination des sollicitations :**

Les résultats des moments des poutres principales pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Moments fléchissants des poutres principales (en KN.m)

niveau	Section	ELU		G + Q ± E _x		0.8G ± E _x		ELS	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
RDC	30*45	25.05	38.80	87.38	91.12	87.31	89.24	18.06	25.72
Etages courants		75.66	156.2	178.66	215.2	175.8	189.5	55.01	113.3
buanderie		20.58	58.42	47.83	59.06	43.31	53.69	15.05	44.17

b. **Exemple de calcul du ferrailage :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre la plus sollicitée du RDC par la combinaison : **G + Q ± E**

○ **Ferrailage longitudinal :**

❖ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.08738}{0.3 * 0.405^2 * 14.17} = \mathbf{0.109}$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.144$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.38 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.08738}{0.38 * 400} = 5.75 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12+2T14=6.47cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} [(b.h)/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [(30*45)/1000 ; 0.23*30*40.5*2.1/400]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [1.35 ; 1.47]$$

$$A_{st} > 1.47 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

Les poutres sont soumises à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie pas les contraintes.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{u0}}$$

$$\gamma = \frac{87.38}{18.06} = 4.84$$

$$\alpha \leq \frac{4.84 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.144 \leq 1.67 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

❖ En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.09112}{0.3 * 0.405^2 * 14.17} = 0.109$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.18$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.37 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.09112}{0.37 * 400} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12+2T14=6.47 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} [(b.h)/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [(30*45)/1000 ; 0.23*30*40.5*2.1/400]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [1.35 ; 1.47]$$

$$A_{st} > 1.47 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

Les poutres sont soumises à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie pas les contraintes.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{cr}}$$

$$\gamma = \frac{91.12}{25.72} = 3.54$$

$$\alpha \leq \frac{3.54 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.18 \leq 1.52 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Vérification des conditions du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b.h = 0.5\% * 30 * 45$$

$$A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ calc}} = 6.47 + 6.47 = 12.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{Zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Zone nodale : } A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$$

Donc on garde le ferrailage calculé précédemment

Calcul de la longueur de recouvrement :

D'après RPA 99 version 2003 la longueur minimale de recouvrement en zone IIa est de $40\phi_1$

$$l_r \geq 40\phi_1 \rightarrow l_r \geq 40 * 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Du RPA 99 v 2003 il est préférable que $l_r \geq 1.4 * h = 63 \text{ cm}$

Donc on prend $l_r = 65 \text{ cm}$

o **Ferrailage transversal :**

Selon BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right)$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Calcul des espacements :

Du RPA 99 v 2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend : $S'_t = 20 \text{ cm}$ **Tableau VI.9. Ferrailage longitudinal des poutres principales**

Niveau		Section	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{max} Zone courante (cm ²)	A_{max} Zone nodale (cm ²)	Choix	Section choisie (cm ²)
RDC	travée	30*45	5.75	6.75	54	81	3T14+2T12	6.47
	appui		6.16				3T14+2T12	6.47
Etages courants	Travée		12.76	6.75	54	81	4T16+4T12	12.81
	Appui		16.30				4T20+2T16	18.85
buanderie	Travée		3.04	6.75	54	81	3T12	3.39
	appui		3.79				4T12	4.52

Tableau VI.10. Ferrailage transversal des poutres principales

Niveau	ϕ_t (cm)	S_t (cm)	S'_t (cm)
RDC	$\phi 8$	10	20
Etages courants	$\phi 8$	10	20
buanderie	$\phi 8$	10	20

Vérification de cisaillement :

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

 T_u : L'effort tranchant maximum. b : Largeur de la section de la poutre. d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau VI.11. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
RDC	36.33	0.34	3.33	C.V
Etages courants	120.14	1.11	3.33	C.V
Buanderie	53.02	0.49	3.33	C.V

- **VI.3.2.2. Poutres secondaires :**
 - Détermination des sollicitations :**

Tableau VI.12. Moments fléchissants des poutres secondaires (en KN)

niveau	Section	ELU		$G + Q \pm E_y$		$0.8G \pm E_y$		ELS	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
RDC	30*40	17.91	32.56	75.29	79.25	70.89	75.48	12.72	24.03
Etages courants		47.28	80.25	90.75	124.3	75.26	115.2	41.14	79.53
buanderie		13.18	47.76	28.40	47.41	21.97	45.06	10.30	40.64

b. Exemple de calcul du ferrailage :

- **Ferrailage longitudinal :**

- ❖ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.07529}{0.3 * 0.36^2 * 14.17} = 0.137$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.19$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.33 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.07529}{0.33 * 400} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12+2T14=6.47cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} [(b.h)/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [(30*40)/1000 ; 0.23*30*36*2.1/400]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [1.2 ; 1.30]$$

$A_{st} > 1.30 \rightarrow$ condition vérifiée.

ELS :

Les poutres sont soumises à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie pas les contraintes.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{u,lim}}$

$$\gamma = \frac{75.29}{12.72} = \mathbf{5.92}$$

$$\alpha \leq \frac{5.92 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = \mathbf{0.19} \leq \mathbf{2.21} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

❖ En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.07925}{0.3 * 0.36^2 * 14.17} = \mathbf{0.144}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.19}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.33 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = \mathbf{400 \text{ Mpa}}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.07925}{0.33 * 400} = \mathbf{6.01 \text{ cm}^2}$$

Choix : 3T12+2T14=6.47 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} [(b.h)/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [(30*40)/1000 ; 0.23*30*36*2.1/400]$$

$$A_{st} \geq \text{Max} [1.2 ; 1.30]$$

$A_{st} > 1.30 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

ELS :

Les poutres sont soumises à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie pas les contraintes.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_u}$$

$$\gamma = \frac{79.25}{24.03} = 3.29$$

$$\alpha \leq \frac{3.29 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.19 \leq 1.40 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Vérification des conditions du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5\% \cdot 30 \cdot 40$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_{\text{st calc}} = 6.47 + 6.47 = 12.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{Zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Zone nodale : } A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

Donc on garde le ferrailage calculé précédemment

Calcul de la longueur de recouvrement :

D'après RPA 99 version 2003 la longueur minimale de recouvrement en zone IIa est de $40\phi_1$

$$l_r \geq 40\phi_1 \rightarrow l_r \geq 40 \cdot 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Du RPA 99 v 2003 il est préférable que $l_r \geq 1.4 \cdot h = 56 \text{ cm}$

Donc on prend $l_r = 60 \text{ cm}$

o Ferrailage transversal :

Selon BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right)$$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul des espacements :

Du RPA 99 v 2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{1 \min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend : $S'_t = 20 \text{ cm}$

Tableau VI.13. Ferrailage longitudinal des poutres secondaires

Niveau		Section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} Zone courante (cm ²)	A _{max} Zone nodale (cm ²)	Choix	Section choisie (cm ²)
RDC	travée	30*40	5.70	6	48	72	3T14+2T12	6.47
	appui		6.01				3T14+2T12	6.47
Etages courants	Travée		6.93	6	48	72	3T14+3T12	8.01
	Appui		9.92				3T16+3T14	14.45
buanderie	Travée		2.03	6	48	72	3T12	3.39
	appui		3.45				3T12	3.39

Tableau VI.14. Ferrailage transversal des poutres secondaires

Niveau	φ _t (cm)	S _t (cm)	S' _t (cm)
RDC	φ8	10	15
Etages courants	φ8	10	15
buanderie	φ8	10	15

Vérification de cisaillement :

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u :L'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	T _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (Mpa)	Observation
RDC	36.33	0.34	3.33	C.V
Etages courants	120.14	1.11	3.33	C.V
Buanderie	53.02	0.49	3.33	C.V

VI.4. Les voiles :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée, leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales et d'autres horizontales.

Les voiles de contreventement présentent des avantages importants :

- ✓ Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques.
- ✓ Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.
- ✓ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- ✓ Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation et le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et donc au sol

➤ **VI.4.1. Combinaison des charges :**

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes.

Combinaisons fondamentales: (BAEL 91) $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right\}$

Combinaisons accidentelles: (RPA 99 v 2003) $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$

➤ **VI.4.2. Ferrailage des voiles:**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon RPA 99 sous les efforts N_{\max} et M_{corr}

• **VI.4.2.1. Détermination des sollicitations :**

Tableau VI.16. Sollicitations des voiles plus sollicités (N_{\max} ; M_{corr})

Type	L (m)	e (m)	Combinaison	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)
Voile 1	3	0.2	$0.8G \pm E_x$	-2110.47	1832.27
			$0.8G \pm E_y$	-1675.036	741.2365
			$G + Q \pm E_x$	-2811.90	1481.26
			$G + Q \pm E_y$	-2376.47	1092.66
			ELU	3229.24	1616.31
			ELS	-2360.23	1181.32
Voile 2	3	0.15	$0.8G \pm E_x$	-1449.93	712.51
			$0.8G \pm E_y$	-1384.26	783.58
			$G + Q \pm E_x$	-2029.04	360.40
			$G + Q \pm E_y$	-1963.37	1135.69
			ELU	-2678.66	1626.25
			ELS	-1958.22	1181.32

Tableau VI.17. Sollicitations des voiles plus sollicités (M_{\max} ; N_{corr})

Type	L (m)	e (m)	Combinaison	M_{\max} (KN)	N_{corr} (KN.m)
Voile 1	3	0.2	$0.8G \pm E_x$	3492.06	-1206.58
			$0.8G \pm E_y$	918.15	-1642.02
			$G + Q \pm E_x$	3843.49	-1908.02
			$G + Q \pm E_y$	1269.57	-2343.45
			ELU	1616.31	-3229.24
			ELS	1181.32	-2360.23
Voile 2	3	0.15	$0.8G \pm E_x$	2385.35	-1307.76
			$0.8G \pm E_y$	889.25	-1373.43
			$G + Q \pm E_x$	2737.45	-1886.86
			$G + Q \pm E_y$	1241.36	-1952.54
			ELU	1626.25	-2678.66
			ELS	1181.81	-1958.22

• **VI.4.2.2. Exemple de calcul du ferrailage :**

○ **Ferrailage vertical :**

On va prendre comme exemple le premier cas dont :

$$N_{\max} = -2110.47 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 1832.27 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 * 3^3}{12} = 0.45 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{-2110.47}{0.2 * 3} + \frac{1832.27 * \frac{3}{2}}{0.45}$$

$$\sigma_1 = 2591.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{-2110.47}{0.2 * 3} - \frac{1832.27 * \frac{3}{2}}{0.45}$$

$$\sigma_2 = -9626.40 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$ donc la section est partiellement comprimée

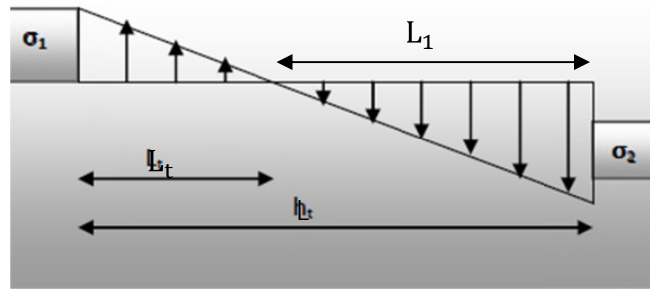


Fig. VI.1. Schéma statique d'une section partiellement comprimée

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_2}{L_1} = \frac{\sigma_1}{L_t}$$

$$L_t = \frac{\sigma_1 \cdot L_1}{\sigma_2}$$

$$L_t = \frac{\sigma_1(L - L_1)}{\sigma_2}$$

$$L_t(\sigma_2 + \sigma_1) = \sigma_1 L$$

$$L_t = \frac{\sigma_1 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$L_t = \frac{2591.5 \cdot 3}{25591.5 + 9626.4}$$

$$L_t = 0.64 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \sigma_1 = \frac{F_t}{S}$$

Alors l'effort de traction $F_t = \sigma_1 \cdot S$

Avec: S : la section tractée

$$S = \frac{b \cdot L_t}{2} = \frac{0.2 \cdot 0.64}{2}$$

$$S = 0.064 \text{ m}^2$$

$$F_t = 164.9 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_e} = \frac{164.9}{400 \cdot 10^3}$$

$$A_s = 4.12 \text{ cm}^2$$

Cette section de ferrailage sera répartie tout au long de la longueur tractée (0.64 m)

Sur 1 ml : $A_s = 6.44 \text{ cm}^2$

Selon RPA 99 v 2003

$$A_{\min} = 0.15\% b \cdot L$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

Diamètre :

$$D \leq \frac{a}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

Donc on prend $D = 12 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 v 2003 : $S_t \leq \min(1.5 a; 30 \text{ cm})$

Selon BAEL 91 : $S_t \leq \min(2 a; 33 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(S_{t \text{ RPA}}; S_{t \text{ BAEL}})$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après RPA 99 v 2003 Pour la zone nodale de longueur $l=L/10=30 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante : $S'_t = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

Choix : 6T12=6.79 cm²

○ **Ferrailage horizontal :**

Selon RPA 99 v 2003

Si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.15\% b.a$

Si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.25\% b.a$

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d}$ avec $\bar{V} = 1.4 V$

L'effort tranchant maximum $V = 405.914 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{1.4 * 405.914 * 10^{-3}}{0.2 * 0.9 * 3}$$

$\tau_b = 1.08 > 0.625 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0.25\% 100 * 20$

$A_t \geq 5 \text{ mm}$

On adopte un diamètre $D= 12\text{mm}$

Choix : 5T12 =5.65 cm²

Esp= 20 cm

Longueur de recouvrement:

Du RPA 99 v 2003 les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signes des efforts est possible.

20 \emptyset pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toute les combinaisons possibles des charges.

○ **Armatures de peau :**

$A_c = 0.2\%b.L = 4.15 \text{ cm}^2$

○ **Cadrage :**

D'après le DTR-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égale à 12 mm, un cadrage est à prévoir à raison d'une densité de 4/m², on prend 4 $\emptyset 6/\text{m}^2$

Le ferrailage des voiles est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Ferrailage des deux types de voiles

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		cadres
	A _{choisie}	S _t (cm)	A _{choisie}	S _t (cm)	
Voile 1	6 T12	20	5T12	20	Ø6
Voile 2	4 T12	30	5T12	20	Ø6

➤ **VI.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après RPA 99 v 2003 il faut que : $\tau_b \leq 0.2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V$$

Les vérifications de chaque combinaison sont mentionnées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.18. Vérification des contraintes tangentielles

Type	Combinaison	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
Voile 1	0.8G ± E	405.91	1.05	5	C.V
	G + Q ± E	415.82	1.08	5	C.V
	ELU	40.28	0.105	5	C.V
Voile 2	0.8G ± E	439.76	1.14	5	C.V
	G + Q ± E	471.73	1.22	5	C.V
	ELU	127.23	0.34	5	C.V

➤ **VI.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :**

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles du SS et RDC (e=20 cm) $N_{max} = 3229.235 \text{ KN}$

$$V = \frac{3.23}{0.2 * 3 * 25} = 0.22 < 0.3 \text{ C.V}$$

Pour les voiles des EC : (e=15 cm) $N_{max} = 2678.669 \text{ KN}$

$$V = \frac{2.68}{0.15 * 3 * 25} = 0.24 < 0.3 \text{ C.V}$$

VII.1. Introduction:

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre, les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, en égard à sa nature et à ces caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

1. L'implantation des fondations liées aux notions de nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau.
2. La résistance du sol sur lequel sont reportés les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures.
3. Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation.

Ces considérations doivent être indépendamment remplies et des précautions doivent être prises pour que les fondations aient les qualités requises.

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VII.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars, la profondeur d'ancrage serait vers 2m et la classification du sol dans la catégorie S2 (sol ferme).

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- ✓ Assurer la stabilité de la structure.
- ✓ Adopter un choix économique.

o VII.2.1. Semelle isolée:

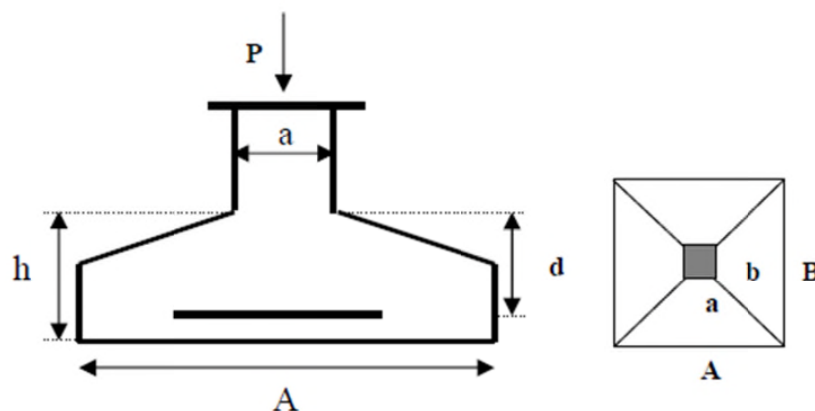


Fig. VII.1. Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} et M_{corr} qui sont obtenus à la base de tous les poteaux du RDC.

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes ($B \geq 4.12m$), donc le risque de chevauchements est inévitable.

○ **VII.2.2. Semelle filante:**

Les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise (71.27%) donc on doit éviter ce choix

Donc on choisi **un radier général.**

○ **VII.2.3. Radier général:**

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

• **VII.2.3.1. Dimensionnement:**

○ **Epaisseur de la nervure :**

$$h_N = \frac{L_{max}}{20} = \frac{5.10}{20}$$

$$h_N = 0.26m$$

On adopte : $h_D = 0.30m$

○ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_D = \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.10}{10}$$

$$h_D = 0.51m$$

On adopte : $h_D = 0.60m$

Ces dimensions ne vérifient pas la condition $\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$

On utilise le logiciel SAP 2000 pour avoir les déplacements Z_{max} et Z_{min} en ELS qui servent à calculer:

$$\sigma_{max} = K_b * Z_{max}$$

$$\sigma_{min} = K_b * Z_{min}$$

Avec :

K_b : Coefficient de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol)

Du tableau de module de réaction du sol : $K_b = 3.1 \text{ Kg/cm}^3$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

○ **Débordement:**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

Après modélisation du radier sur le logiciel de calcul SAP 2000, et suite à une vingtaine d'essais, les dimensions qui vérifient la condition sont comme suit:

$$h_N = 1.60 \text{ m Et } b_N = 0.6 \text{ m}$$

$$h_D = 0.90 \text{ m}$$

$$D = 1.50 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 0.56 \text{ cm}$$

$$Z_{\min} = 0.255 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = 3.1 * 0.56$$

$$\sigma_{\max} = 1.736 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\min} = 3.1 * 0.255$$

$$\sigma_{\min} = 0.791 \text{ bar}$$

$$\sigma_m = \frac{3 * 1.736 + 0.791}{4}$$

$$\sigma_m = 1.49 < 1.5 \text{ bar}$$

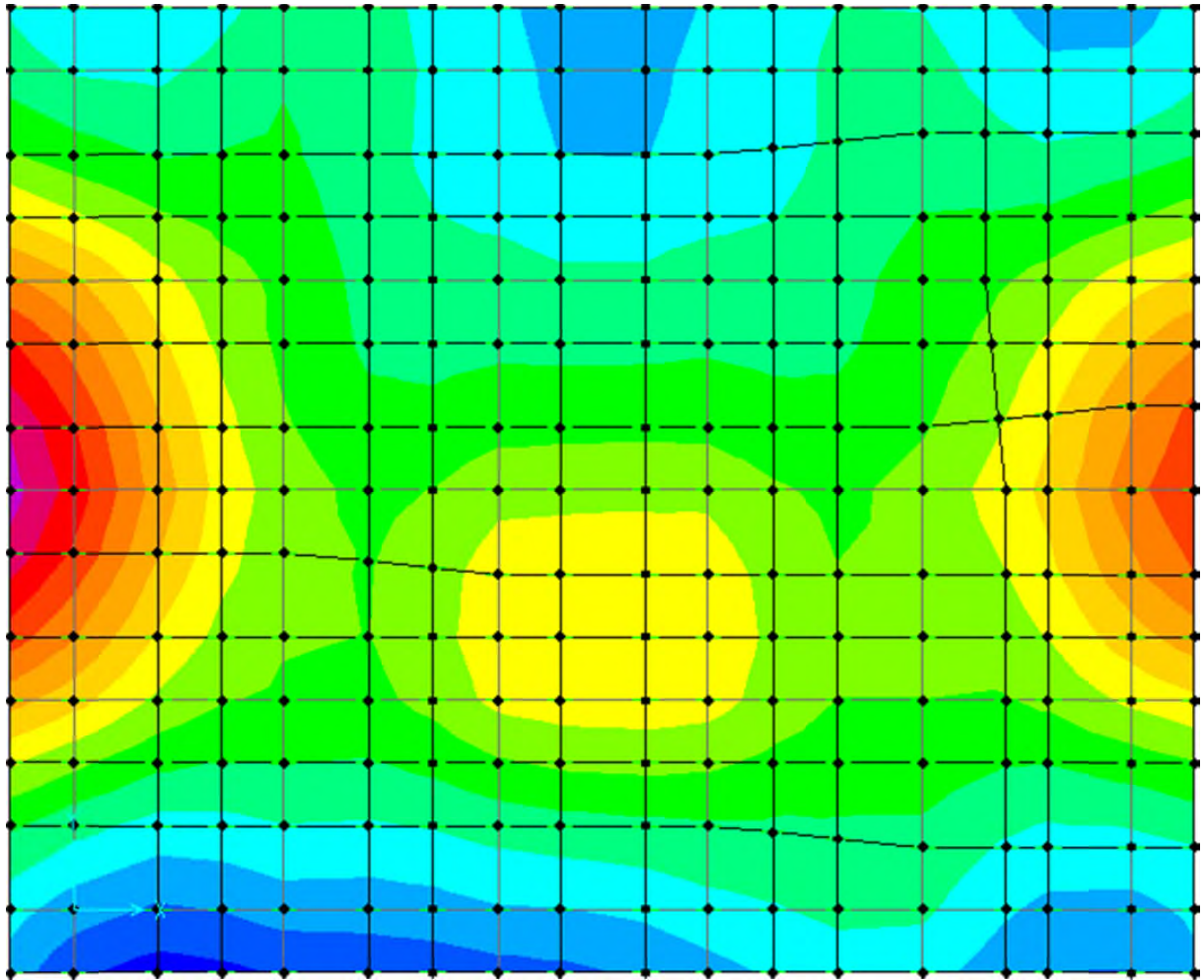


Fig. VII.2. Déplacement UZ en ELS donné par le logiciel SAP 2000

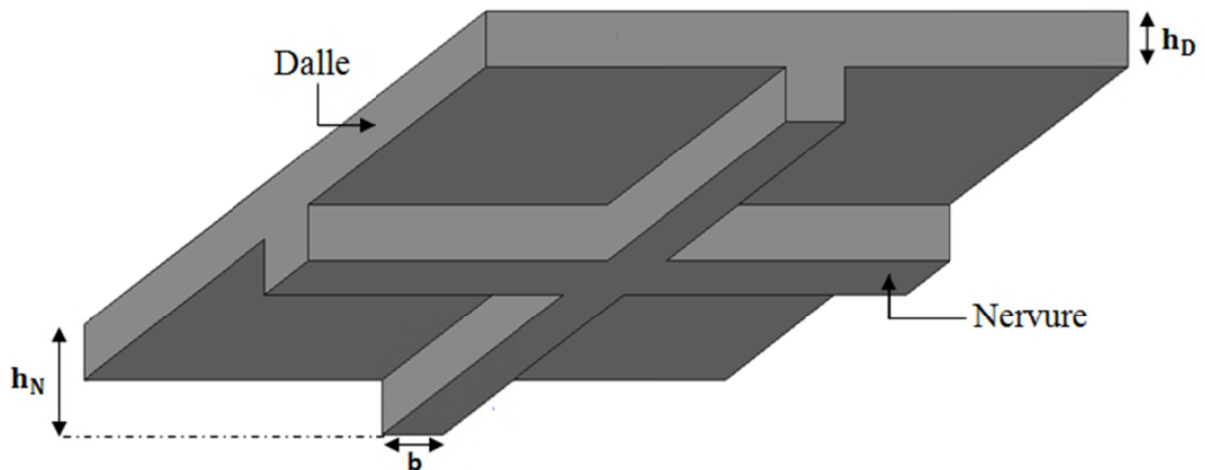


Fig. VII.3. Radier nervuré

- **VII.2.3.2. Vérification du poinçonnement:**

D'après CBA 91 on doit vérifier la condition : $N_u \leq 0.045 \cdot h_D \cdot u_u \cdot f_{c28} / \gamma_b$

N_u : L'effort normal en ELU du poteau plus sollicité.

h_D : Hauteur de la dalle = **0.90 m**.

u_u : Périmètre du poteau.

$$N_u = 3683.5 \text{ KN}$$

$$u_u = 2 \left[\left(a + \frac{h}{2} + \frac{h}{2} \right) + \left(a + \frac{h}{2} + \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$u_u = 4(a + h)$$

$$u_u = 4(0.6 + 0.9)$$

$$u_u = 6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 * 0.9 * 6 * \frac{25000}{1.5}$$

$$N_u = 3683.5 \text{ KN} < 4050 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

- **VII.2.3.3. Détermination des moments:**

Les moments fléchissants sont obtenus à l'aide du logiciel SAP 2000

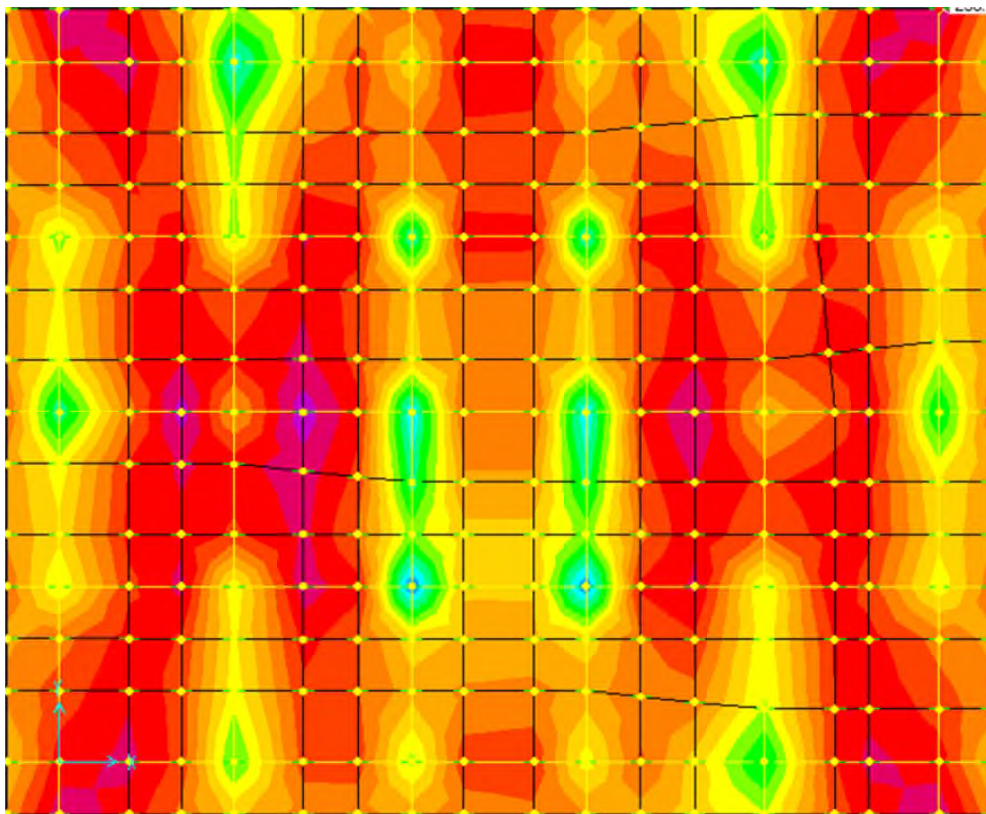


Fig. VII.4. Moment M11 de la dalle à l'ELU

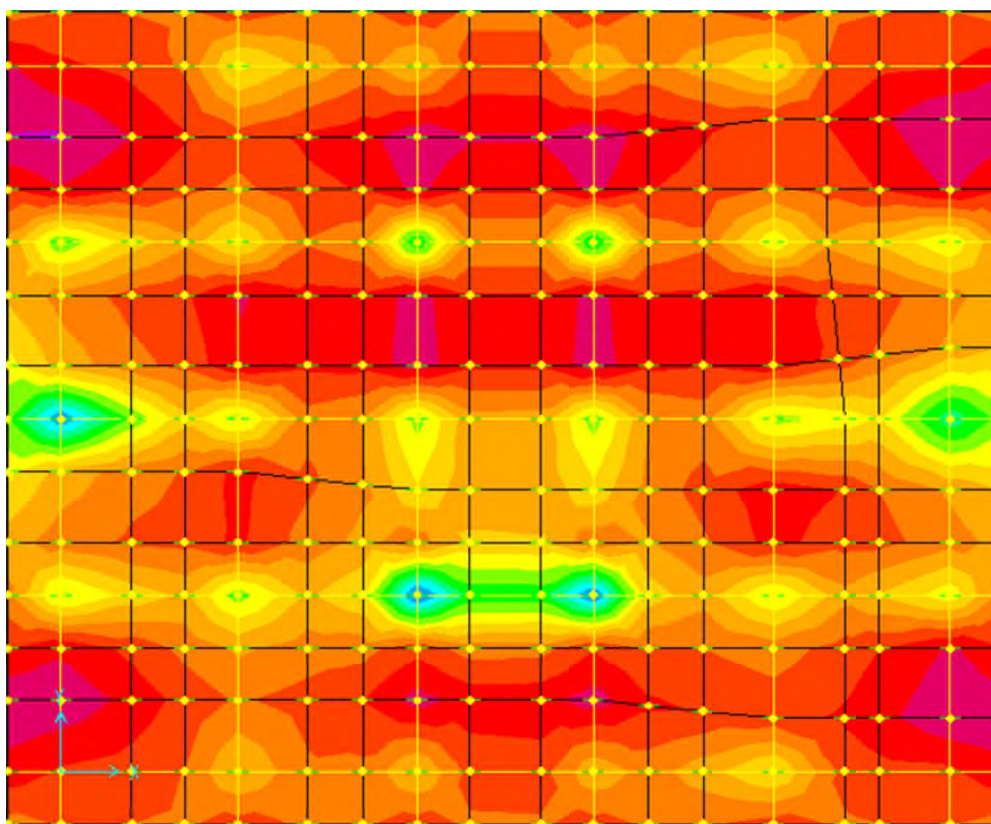


Fig. VII.5. Moment M22 de la dalle à l'ELU

Tableau VII.1. Moments fléchissants du radier nervuré à l'ELU et l'ELS

		ELU		ELS	
		M11(KN.m)	M22(KN.m)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
Dalle	Appuis	733.795	636.829	536.824	465.091
	Travée	470.749	376.167	343.890	274.466
Nervure	Appuis	1127.8646	966.9863	825.4975	705.915
	travée	680.0523	768.6354	496.3568	561.4986

- **VII.2.3.4. Ferrailage de la dalle du radier:**

- ✓ **Sens X (M11) :**

- **Travée :**

- ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.470749}{1 * (0.9 * 0.9)^2 * 14.17} = 0.05$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.79m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.470749}{0.79 * 347.82} = 17.13 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T20 = 18.85 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9 ; 9.78)$$

$$A_{st} \geq 9.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- ELS:**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 470.749 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 343.890 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{470.749}{343.890} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.06 \leq 0.435 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

○ **Appui:**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.733795}{1 * (0.9 * 0.9)^2 * 14.17} = 0.079$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.102$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.78m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.733795}{0.78 * 347.82} = 27.05 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 9T20 = 28.27 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9 ; 9.78)$$

$$A_{st} \geq 9.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 733.795 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 536.824 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{733.795}{536.824} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.104 \leq 0.43 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

✓ Sens Y (M22) :

○ Travée :

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.376167}{1 * (0.9 * 0.9)^2 * 14.17} = 0.04$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.8m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.376167}{0.8 * 347.82} = 13.52 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 7T16 = 14.07 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9 ; 9.78)$$

$$A_{st} \geq 9.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 470.749 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 343.890 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{376.167}{274.466} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.05 \leq 0.435 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

○ **Appui:**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.636829}{1 * (0.9 * 0.9)^2 * 14.17} = 0.07$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.09$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.78m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.636829}{0.78 * 347.82} = 23.47 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9 ; 9.78)$$

$$A_{st} \geq 9.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 636.829 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 469.091 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{636.829}{469.091} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.104 \leq 0.43 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

Calcul de l'espacement:

D'après BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(81 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

• **VII.2.3.5. Ferrailage de la nervure du radier:**

✓ **Sens X (M11) :**

○ **Travée :**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.680052}{0.6 * (0.9 * 1.6)^2 * 14.17} = 0.04$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.41m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.680052}{1.41 * 347.82} = 13.85 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T20 = 18.85 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9.6 ; 10.43)$$

$$A_{st} \geq 10.43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 680.052 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 496.356 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{680.052}{496.356} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.05 \leq 0.435 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

○ **Appui:**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{1.127865}{0.6 * (0.9 * 1.6)^2 * 14.17} = 0.06$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.39m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{1.127865}{1.39 * 347.82} = 23.32 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9.6 ; 10.43)$$

$$A_{st} \geq 10.43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 1127.865 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 825.497 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1127.865}{825.497} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.07 \leq 0.435 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

✓ **Sens Y (M22) :**

○ **Travée :**

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.768.635}{0.6 * (0.9 * 1.6)^2 * 14.17} = 0.04$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.4m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.768635}{1.4 * 347.82} = 15.78 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T20 = 18385 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9.6 ; 10.43)$$

$$A_{st} \geq 10.43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

ELS:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 768.635 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 561.499 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{768.635}{561.499} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.05 \leq 0.435 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

o Appui:

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.966986}{0.6 * (0.9 * 1.6)^2 * 14.17} = 0.04$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simples armatures)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.40m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = \mathbf{347.82 \text{ Mpa}}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.966986}{1.40 * 347.82} = \mathbf{19.87 \text{ cm}^2}$$

Choix : $A_{st} = 7T20 = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2}$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(bh/1000 ; 0.23 b.d f_{t28}/f_e)$$

$$A_{st} \geq \max(9.6 ; 10.43)$$

$$A_{st} \geq 10.43 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{C.V}$$

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 966.986 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 705.915 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1127.865}{825.497} = \mathbf{1.37}$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = \mathbf{0.07} \leq \mathbf{0.435} \rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

Calcul de l'espacement:

D'après BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(144 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Tableau VII.2. Ferrailage de la dalle et de la nervure

	Dalle		Nervure	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
Appuis	9T20	8T20	8T20	8T20
Travée	6T20	5T20	6T20	6T20

VIII.1. INTRODUCTION :

L'environnement des entreprises est de plus en plus évolutif. La durée de vie des produits se réduit au point de voir les sociétés amenées à trouver des nouveaux moyens pour survivre. Pour relever les défis, il a fallu chercher à améliorer les méthodes de maîtrise des processus, et identifier une fonction supplémentaire dans les entreprises humaines : le management de projet.

VIII.2. Le management de projet :

Selon PMI (Project Management Institute) le management de projet c'est l'application de connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliquées dans le projet.

Un manager de projet doit déterminer les exigences, tout en définissant des objectifs clairs et réalisable, en équilibrant les exigences concurrentes de qualité, de contenu, de délai et de coût, et en s'adaptant sur les spécifications, les plans et l'approche aux différentes préoccupations pour attentes des divers parties prenantes.

VIII.3. Projet :

Un projet est une séquence d'activités uniques, complexes et connectées, avec pour but d'atteindre un objectif. Ceci doit être réalisé à l'intérieur d'un cadre temporel, d'un budget et en respect de spécifications.

Un projet comprend un objectif défini, devant être livré dans un délai et à un coût convenu. Un système dynamique à maintenir en équilibre. Chaque changement déséquilibre le projet.

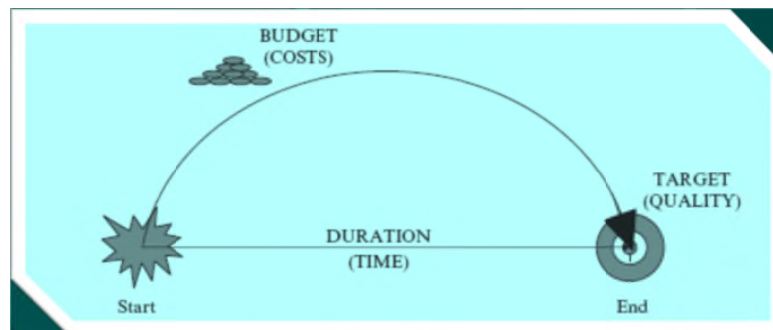


Fig. VIII.1. Concept du projet [1]

D'une manière plus globale, Le projet est caractérisé par six dimensions: **Coûts, durée, qualité, sécurité, portée et la fonctionnalité**

Souvent la portée et la fonctionnalité sont définies par le propriétaire

Les objectifs principaux d'un projet sont représentés dans la figure (VIII.2)

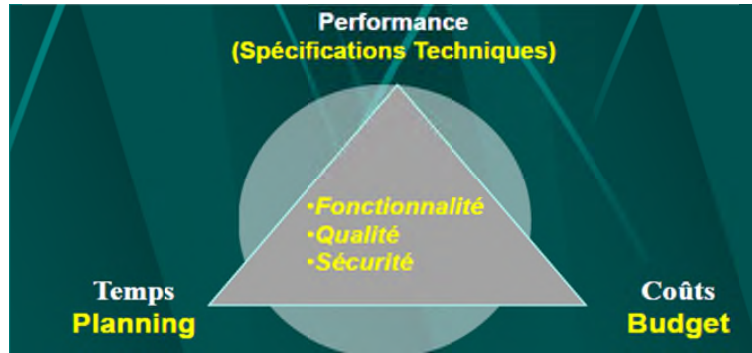


Fig. VIII.2. Objectifs d'un projet [1]

Dans la majorité des cas, les objectifs sont fixés à partir:

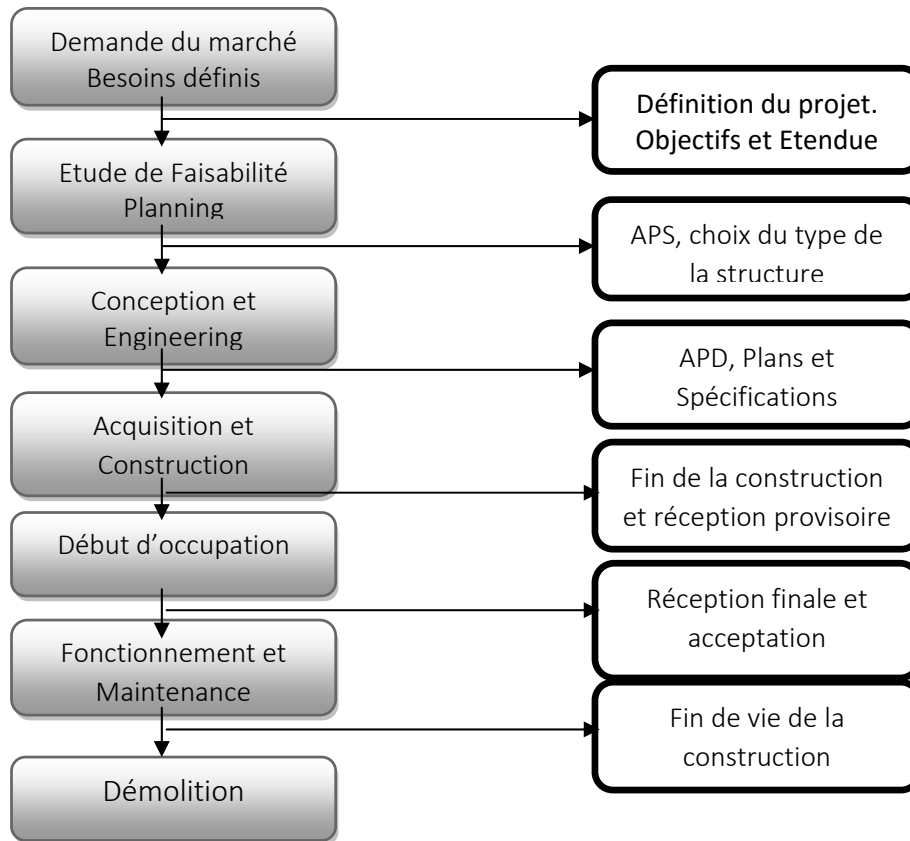
1. Performance et spécifications
 - Que veut le client? Les espérances du client doivent être atteintes ou dépassées.
 - Quelles sont les exigences externes (ex code de construction)?
2. Coûts et budget
 - Combien le client est près à payer?
 - Comment le projet a été budgétisé?
3. Temps et planning
 - Qu'est ce qui a été promis?
 - Qu'exige le plan du business?

Le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé

➤ **VIII.3.1. Cycle de vie d'un projet :**

L'organisation de projet peut être divisée en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice.

Le cycle de vie d'un projet est représenté comme suit : [2]



➤ **VIII.3.2. Les différents intervenants dans un projet :**

a. Maître d'ouvrage :

Le maître d'ouvrage est la personne, morale ou physique pour laquelle un projet est mis en œuvre et réalisé. Il doit assurer la bonne gestion à la fois prospective et curative de son projet. Il effectue la programmation des opérations nouvelles pour lesquelles il doit raisonner en coût global sur la durée de vie du projet.

b. Maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre est la personne, morale ou physique, publique ou privée, chargée de traduire en termes techniques les besoins du maître d'ouvrage et de les faire réaliser.

c. Le contrôle technique:

Le Contrôle Technique de Construction s'exerce tout au long des opérations, très en amont, dès la phase de conception pour identifier et contribuer à la prévention des aléas techniques de la construction, en cours d'exécution et jusqu'à la fin du chantier.

d. L'entreprise:

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre. [3]

Dans notre cas, les différents intervenants dans notre projet sont :

- **Maitre d'ouvrage** : Promoteur
- **Maitre d'œuvre** : Bureau d'étude
- **Contrôle technique** : assuré par CTC (Contrôle technique de constructions)
- **Réalisation** : Entreprise
- **Etude géotechnique** : LHCC

VIII.4. Objectifs :

Pour les besoins essentiels au présent Projet de Fin d'Etude, nous sommes fixés uniquement comme objectif de définir le délai et le coût de réalisation de projet.

Pour atteindre ces objectifs nous avons utilisé plusieurs outils :

- Préparation du WBS du projet
- Identification de nos ressources
- Identifié les tâches

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

➤ **VIII.4.1. Définition de MS Project :**

Ms Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets. [4]

➤ **VIII.4.2. Création d'un projet sur MS Project :**

Pour créer et gérer un projet sur MS Project il faut suivre des étapes :

- Définir le calendrier global en prenant en considération tous les jours de repos ainsi que les jours fériés durant toute la période de réalisation du projet
- Définir les tâches.
- Organiser l'enchaînement des tâches.
- Définir les ressources.
- Attribuer les ressources aux tâches.
- Démarrer le projet [Outils – Suivi – Mettre à jour le projet].
- Informer les acteurs.
- Introduire les états d'avancement.
- Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
- Clôturer le projet.

VIII.5. Planification du projet:

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation.

Un bon planning a pour objectifs de :

- Affecter les ressources aux tâches.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.
- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.

Dans le cadre du planning, les tâches sont reliées entre elles par des relations de dépendance.

- **Liaison Fin-Début (FD)** : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne commence.
- **Liaison Fin-Fin (FF)** : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne finisse.
- **Liaison Début – Début (DD)** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne commence.
- **Liaison Début-Fin (DF)** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne finisse.

➤ **VIII.5.1. WBS (Work Break-down Structure):**

Un WBS de projet permet de décomposer celui-ci visuellement en unités gérables et appréhendables par tous les membres de l'équipe, chaque niveau du WBS permettant d'approfondir le détail des tâches jusqu'au niveau final. [5]

Le WBS est une approche:

- Structurée.
- Elle permet de visualiser l'ensemble du projet.
- D'éviter les oublis.
- De faciliter les consolidations d'information.
- D'identification des éléments du projet de plus en plus simple.

WBS De notre projet (Voir tableau - Annexe C).

➤ **VIII.5.2. Diagramme de GANTT:**

Le diagramme de Gantt est l'un des outils les plus efficaces pour représenter Visuellement, graphiquement et chronologiquement l'état d'avancement des différentes activités qui constituent un projet. Ce diagramme permet de visualiser :

- Les différentes tâches à envisager
- La date de début et la date de fin de chaque tâche
- La durée escomptée de chaque tâche
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble

Diagramme de GANTT de notre projet (voir diagramme - Annexe C).

➤ **VIII.5.3. Chemin critique :**

C'est l'ensemble des tâches dont il est impossible de les retarder ou avancer sans influencer sur la date de la fin du projet.

Les tâches du chemin critiques sont tous reliées entre elles et doivent être achevées à la date prévu pour que le projet se termine à temps.

Les tâches non critiques d'un projet disposent d'un certain intervalle du temps et peuvent être retardé ou avancé dans cette marge du temps sans affecter sur la date finale du projet.

VIII.6. Définition des ressources:

Après la subdivision des tâches on doit relier chaque tâche avec une ou plusieurs ressources correspondantes.

- **VIII.6.1. Ressources humaines :** pour notre projet on a défini et affecté aux différentes tâches les ressources humaines suivantes :

Tableau VIII.1. Ressources humaines du projet

Des ingénieurs	Groupe de menuiserie
Des coffreurs	Groupe de peinture
Des ferrailleurs	Groupe pour isolation thermique
Groupe maçon	Groupe de plomberie

- **VIII.6.2. Ressources matérielles :**

a. Engins :

Tableau VIII.2. Ressources matérielles du projet (Engins)

Des camions 10 tonnes	Bétonnières
Des camions 2.5 tonnes	Pompes à béton
Des cases	Grue
pelle hydraulique	

b. Matériaux :

Tableau VIII.3. Ressources matérielles du projet (Matériaux)

Béton	vitres
Ferraillage	Grilles métalliques
enduit	Fenêtres
dalle de sol	Peinture
faïence	Quincaillerie
Zinc	Brique
Treillis soudé	Hourdis
Portes pleines (en bois et en acier)	Coffrage
vasistas	Tuyaux en PVC
Rideau électriques	plâtre
Crapaudines	Gravier roulé
échafaudage	Pax et multicouche

VIII.7. Etude économique:

➤ **VIII.7.1. Résultats obtenus :**

Après avoir introduire la durée de chaque tâche ainsi qu'affecter à chacune ces ressources identifiée avec leurs coûts, MS Project et d'une manière automatique nous donne la durée totale et aussi le coût global du projet.

Pour ce qui concerne notre projet on a obtenue les résultats suivants :

La durée totale du projet	810 Jours
La date du début du projet est prévue	Le 02/01/2018
La date de la fin du projet est prévue	Le 01/09/2020
Le coût brut du projet	172 558 017.00 DA

La durée obtenue est le résultat d'une organisation étudiée du chevauchement des tâches en fonction de la disponibilité des ressources surtout humaines.

Il faut noter qu'il y a une relation entre le cout et les délais du projet. En effet, il est préférable de clôturer le projet le plus tôt possible tout en respectant la bonne qualité de réalisation.

➤ **VIII.7.2. Courbe financière du projet :**

Le fichier préparé nous a permis de dresser la courbe en S. Cette dernière permet un bon Contrôle de l'évolution de l'investissement en fonction de la durée du projet en plus en utilisant cette courbe on peut identifier à quelle période du projet les situations doivent être effectuée et à quelle période l'évolution de l'investissement est importante.

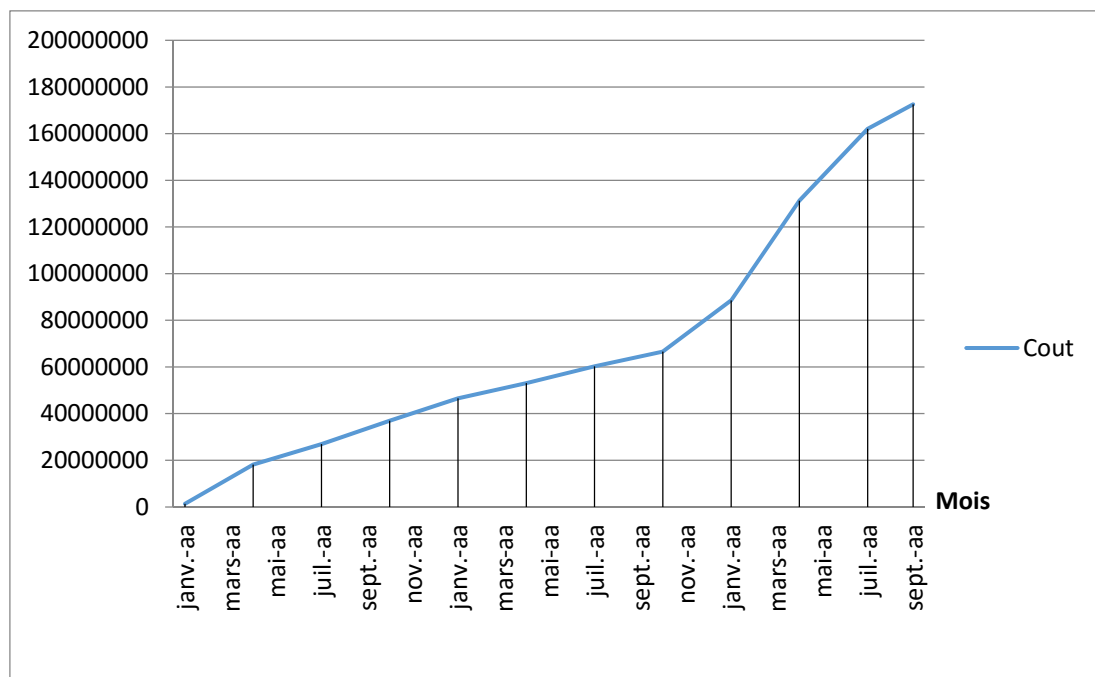


Fig. VIII.3. Courbe financière du projet

A partir de la courbe on remarque que l’investissement majeur dans notre projet va être fourni à partir du dernier semestre de l’année 2019, en effet durant une période d’une année il faut prévoir une somme qui dépasse les 100 000 000 DA pour réaliser les tâches du corps d’états secondaires et tous qui concerne la tâche finition.

➤ **VIII.7.3. Rapport des flux trésorières du projet :**

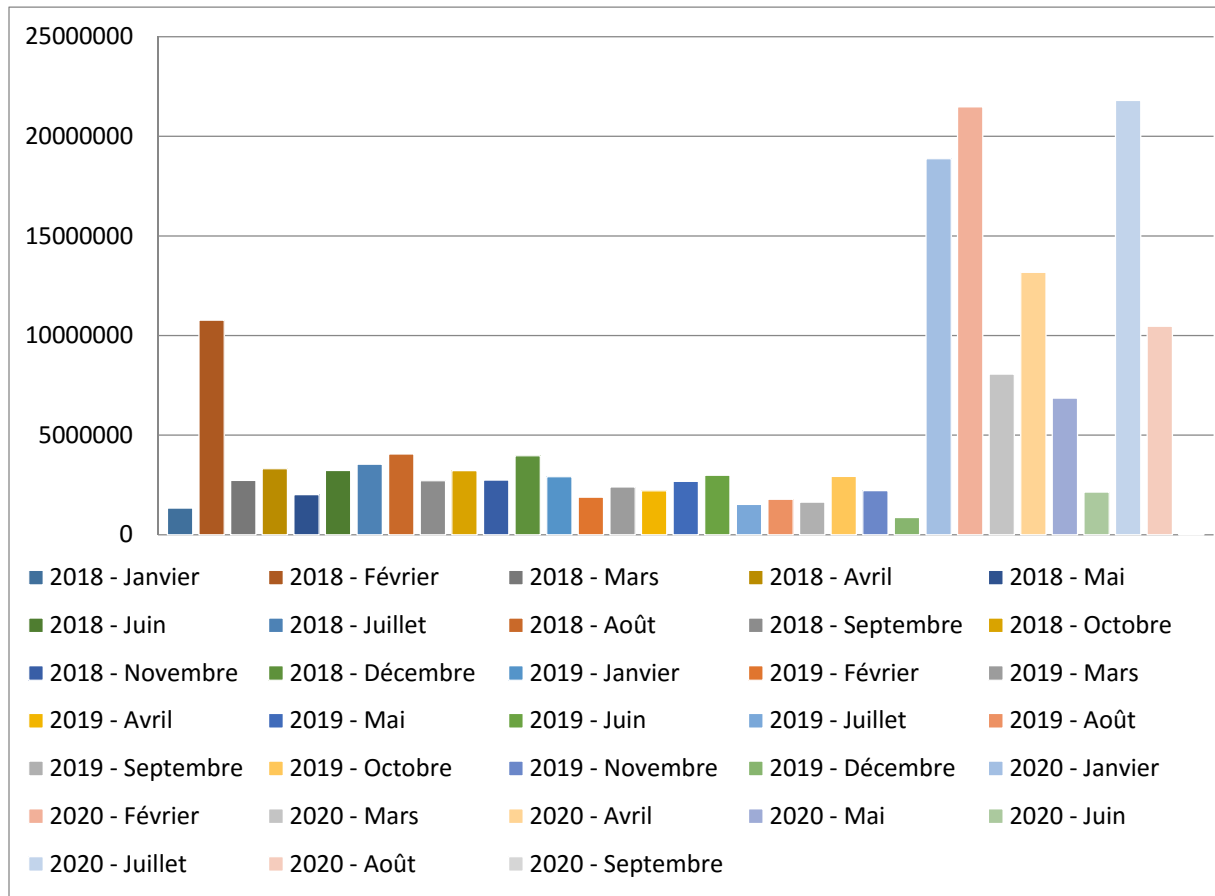


Fig. VIII.4. Histogramme des coûts fournis par mois

Le graphique représente la somme d’argent qui va être déposée pendant les 33 mois que le projet va prendre pour le réaliser.

On remarque qu’il faut prévoir un coût qui dépasse le 10 000 000 DA au mois du février 2018, c’est la période de réalisation de la fondation de l’ouvrage

Il faut noter aussi que les plus grande somme d’argent vont être investies dans les derniers mois de réalisation et donc revient à toutes les tâches qui appartiennent à la finition en prenant en considération toutes leurs ressources matérielles et humaines

➤ **VIII.7.4. Rapport des coûts des ressources :**

○ **Matériaux et matérielles :**

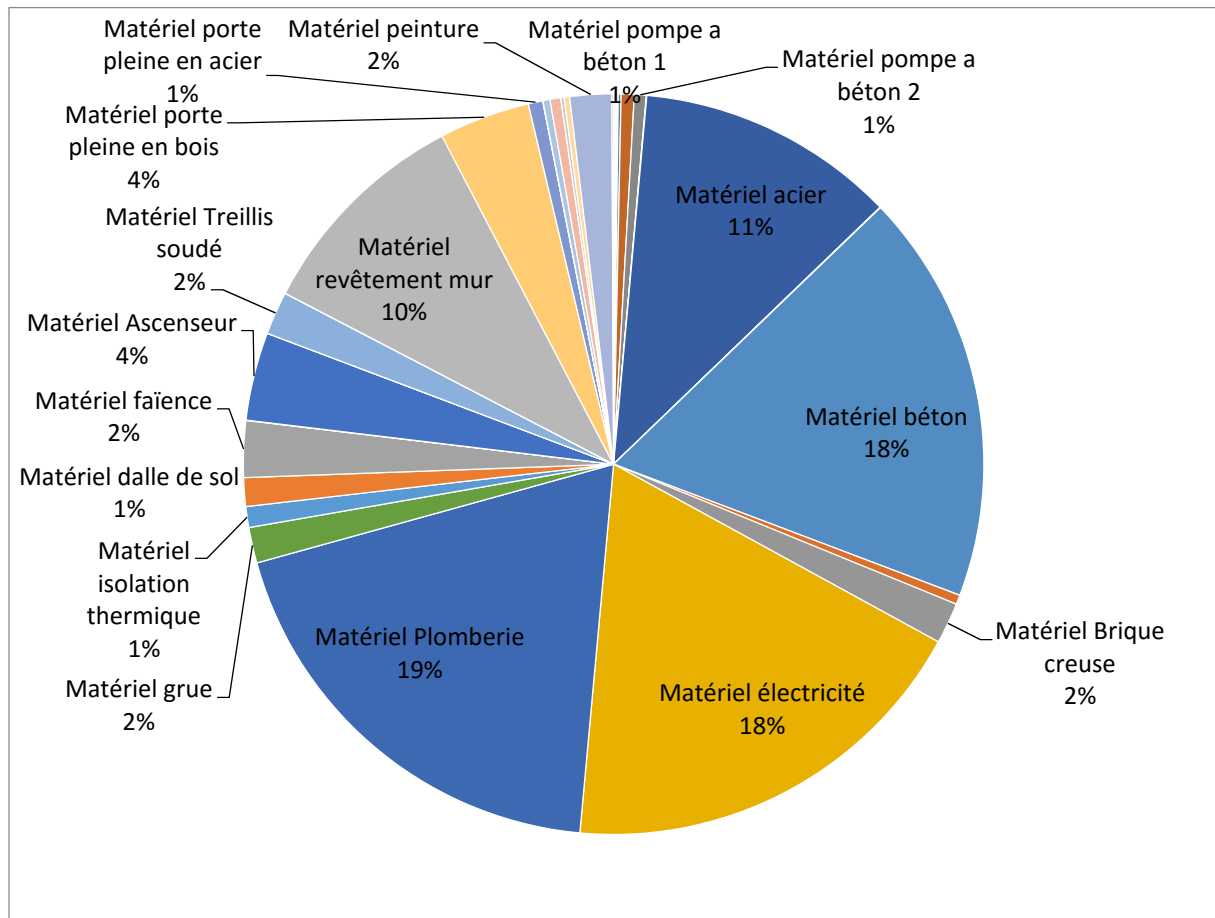


Fig. VIII.5. Pourcentage des couts des ressources matériaux et matérielles

o **Humaines :**

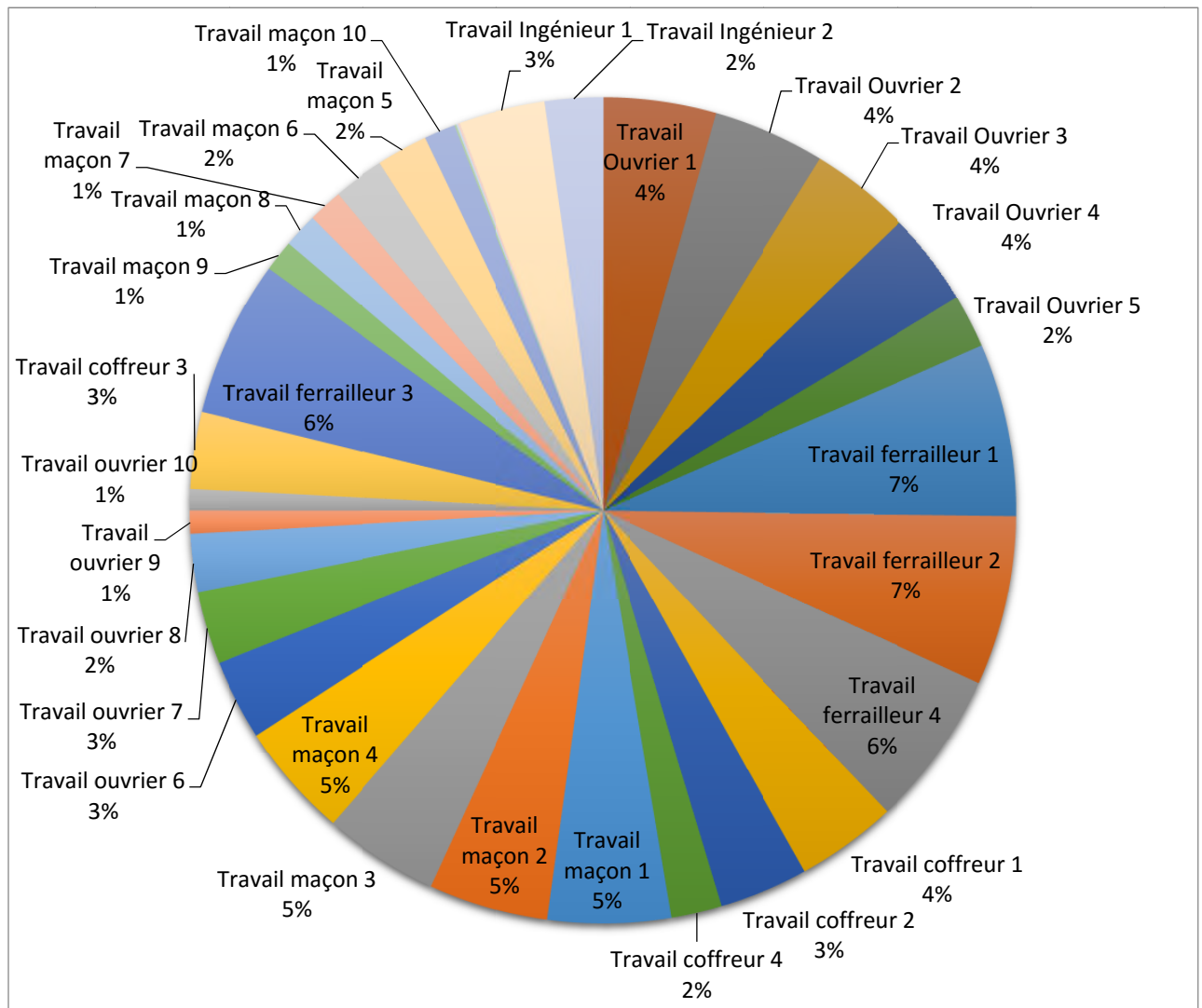


Fig. VIII.6. Pourcentage des coûts des ressources humaines

Les deux figures précédentes obtenues à partir des rapports donnés par MS Project nous donnent une idée sur le pourcentage des coûts des différents types utilisés dans notre projet

On remarque que le béton est la ressource qui va prendre la plus grande part du coût budgétaire du projet réservé au matériau, suivi par l'acier avec une valeur égale à 11% du coût totale.

Pour ce qui concerne le matériel, La quincaillerie plomberie et aussi électricité prennent la plus grande somme d'argent avec une valeur qui dépasse les 35 % du coût total du projet.

➤ **VIII.7.5. Disponibilité des ressources :**

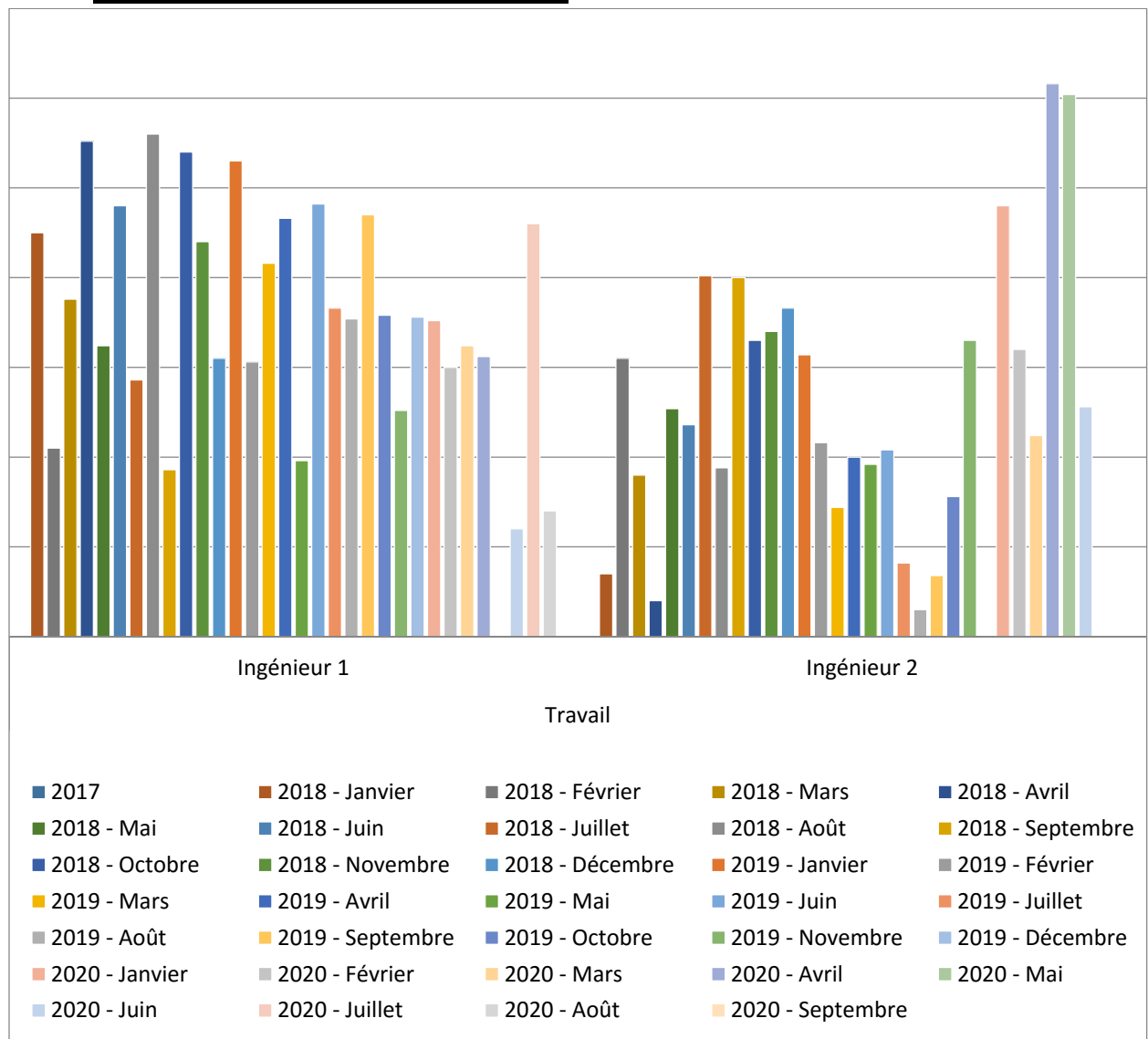


Fig. VIII.7. Histogrammes de la disponibilité des ingénieurs

L'histogramme donné par le logiciel MS Project représente la disponibilité et le taux du travail des deux ingénieurs qui s'occupent par le contrôle de notre projet

Dans ce rapport on s'était intéressé seulement par les ingénieurs pour montrer l'importance de la disponibilité de cette ressource sur terrain pour organiser, vérifier et aussi suivre le déroulement de toute tâche du projet

➤ **VIII.7.6. Détermination des coûts des logements :**

Puisque les devis estimatifs et quantitatifs ont été déjà établis on a essayé d'évaluer le coût de chaque logement en fonction de la surface et du niveau où se trouve le logement, ainsi que les magasins du commerce chacun selon sa surface.

Les résultats obtenus après calcul sont mentionnés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.4. Coût des appartements du bâtiment étudié

Étage	Type	Prix unit DA/ m ²	Prix (DA)
RDC	S= 28.50 m ²	34172.77	803060.20
	S= 50 m ²		1708632.73
	S= 71.90 m ²		2457022.50
1^{er} étage	F3	29835.68	3431103.69
	F4		4027817.37
2eme étage	F3	30086.94	2918433.18
	F4		3326867.26
3eme et 4eme étage	F3	29971.78	2907262
	F4		3326867.26
5eme et 6eme étage	F3	29793.82	2890000.54
	F4		3307114.84
7eme et 8eme étage	F3	29517.23	2922205.93
	F4		3276412.71
9eme et 10eme étage	F3	29386.66	3261919.59
	F4		2909279.34

VIII.8. Conclusion :

La gestion de projet est un ensemble de techniques pour bien identifier, planifier et piloter un projet.

Tout projet doit être planifié, quelque soit son importance, sa longueur ou sa complexité, la phase de planification permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques financière.

L'estimation de la durée de chaque tâche doit être raisonnable. Une durée trop courte entraîne l'impossibilité de la respecter alors qu'une durée trop longue entraîne un surcoût du projet.

Une étude économique du projet de réalisation d'une structure composé d'un S/Sol, RDC et dix étages à multiples usages en utilisant MS Project a été présentée dans le présent chapitre. Cela nous a montré que ce logiciel serve à la bonne planification et le bon ordonnancement d'un projet. En effet, le diagramme de GANTT est un outil qui permet l'estimation de coût et la durée d'un projet et facilite la réalisation et l'organisation en respectant le budget et la durée approuvés.

CONCLUSION GENERALE

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser, étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. Notons 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 des voiles n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers 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.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le management du projet devient un paramètre essentiel dans n'importe quelle étude, grâce auquel on obtient un meilleur contrôle des activités qui permettent d'atteindre les objectifs dans le respect des coûts et des échéanciers.

Enfin, le travail que nous avons présenté nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

[RPA99 version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

[CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

[1] Pr BEKKOUCHE A. cours management de projet

[2] Dr HAMZAOUI F. cours administration et contrôle de construction

[3] DENIS, M. liaison entre la conception et la gestion de projet : Projector, un prototype pour la planification, Mont blanc France, doctorat en génie civil, 1994, Université de Savoie.

[4] CHAABANE, M et BENDAHMANE, Z, étude technique et économique d'un bâtiment rdc+9 étages, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie. 121 p

[5] BENAMAR, M et KHALILI, Z, étude technique et économique d'un bâtiment Etude technico-économique d'un bâtiment 2 Sous – Sols, 2 Entresols, RDC + 10 étages à usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2015, Faculté de technologie. 93 p

CHIKHIL, C et HARBIL, L, étude d'un bâtiment 3 sous-sol+rdc+13 étages d'une forme irrégulière a usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2015, Faculté de technologie. 130 p

Cours :

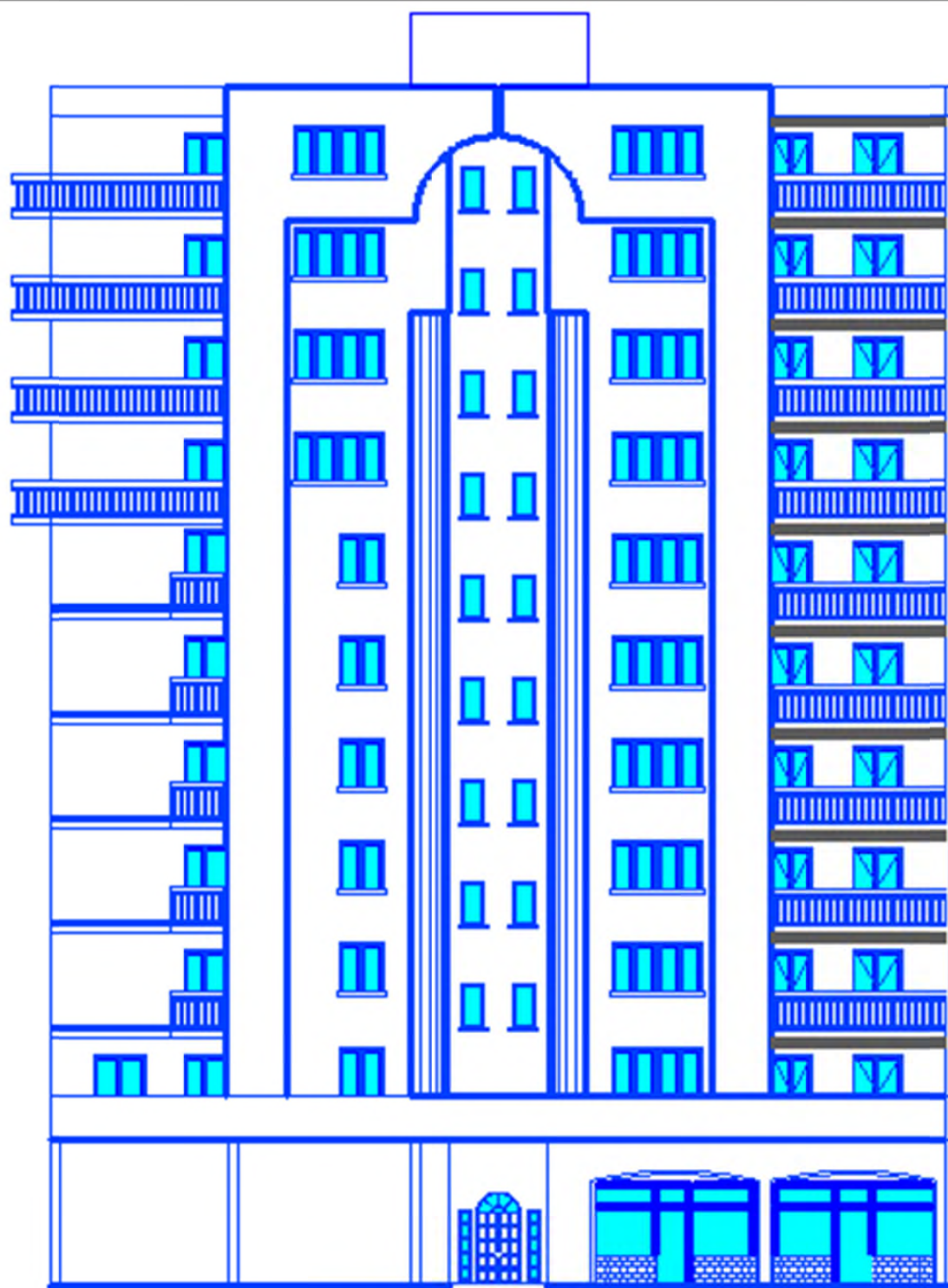
- ✓ Cours Béton armée
- ✓ Cours analyse des structures
- ✓ Cours dynamique des structures

Logiciels utilisé :

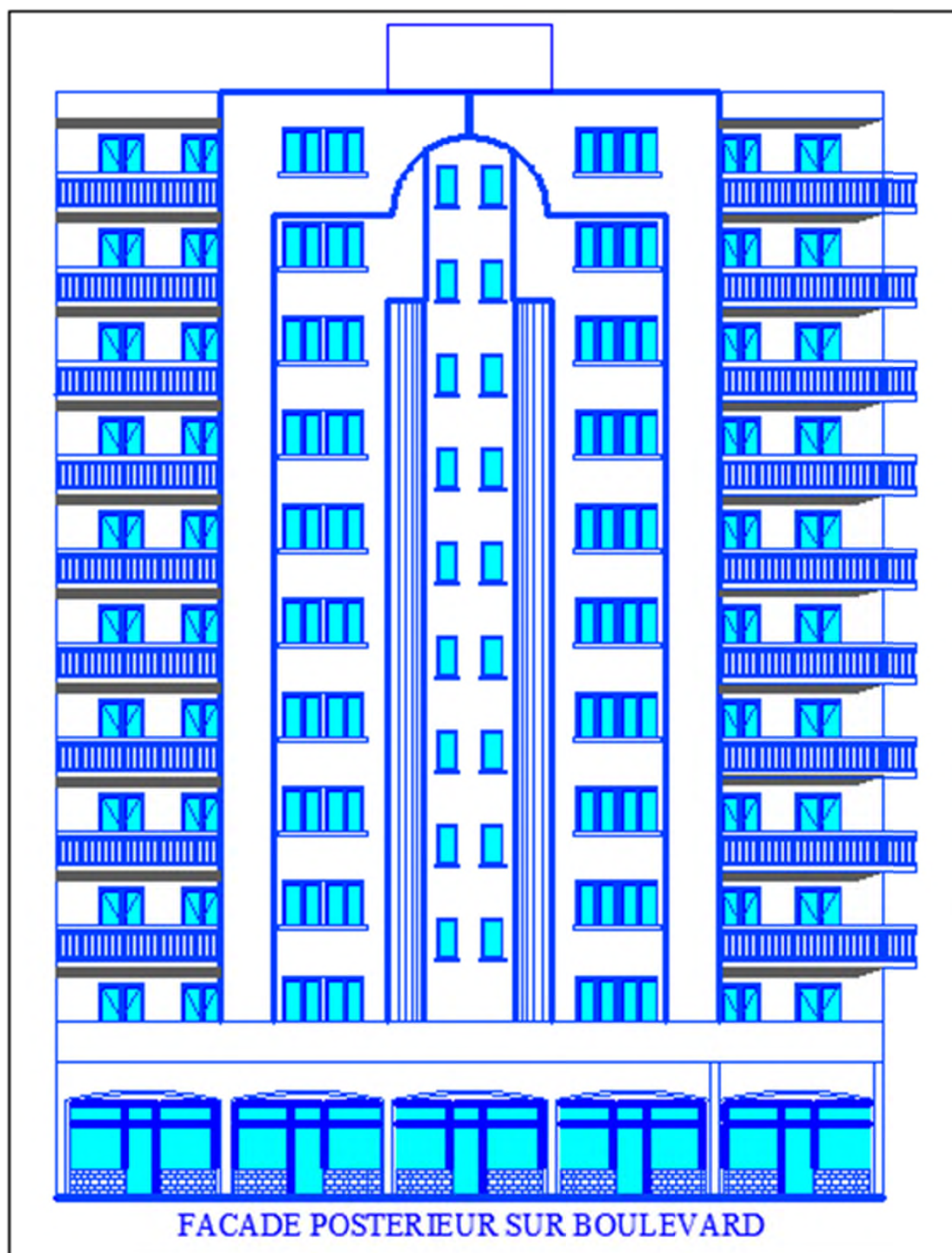
- ✓ AUTOCAD
- ✓ SAP 2000
- ✓ MS Project
- ✓ MS Word
- ✓ MS Excel

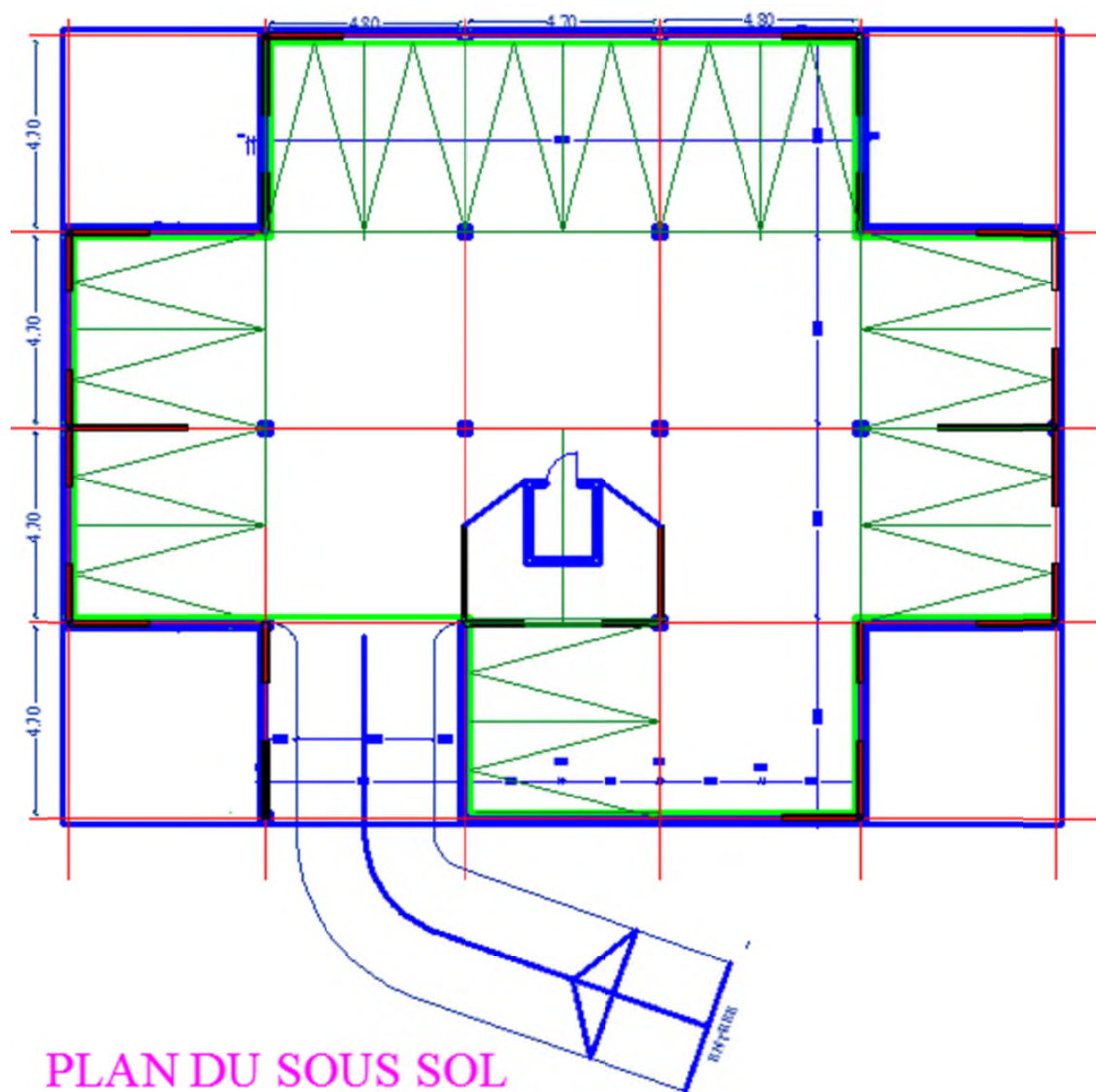


ANNEXE « A »

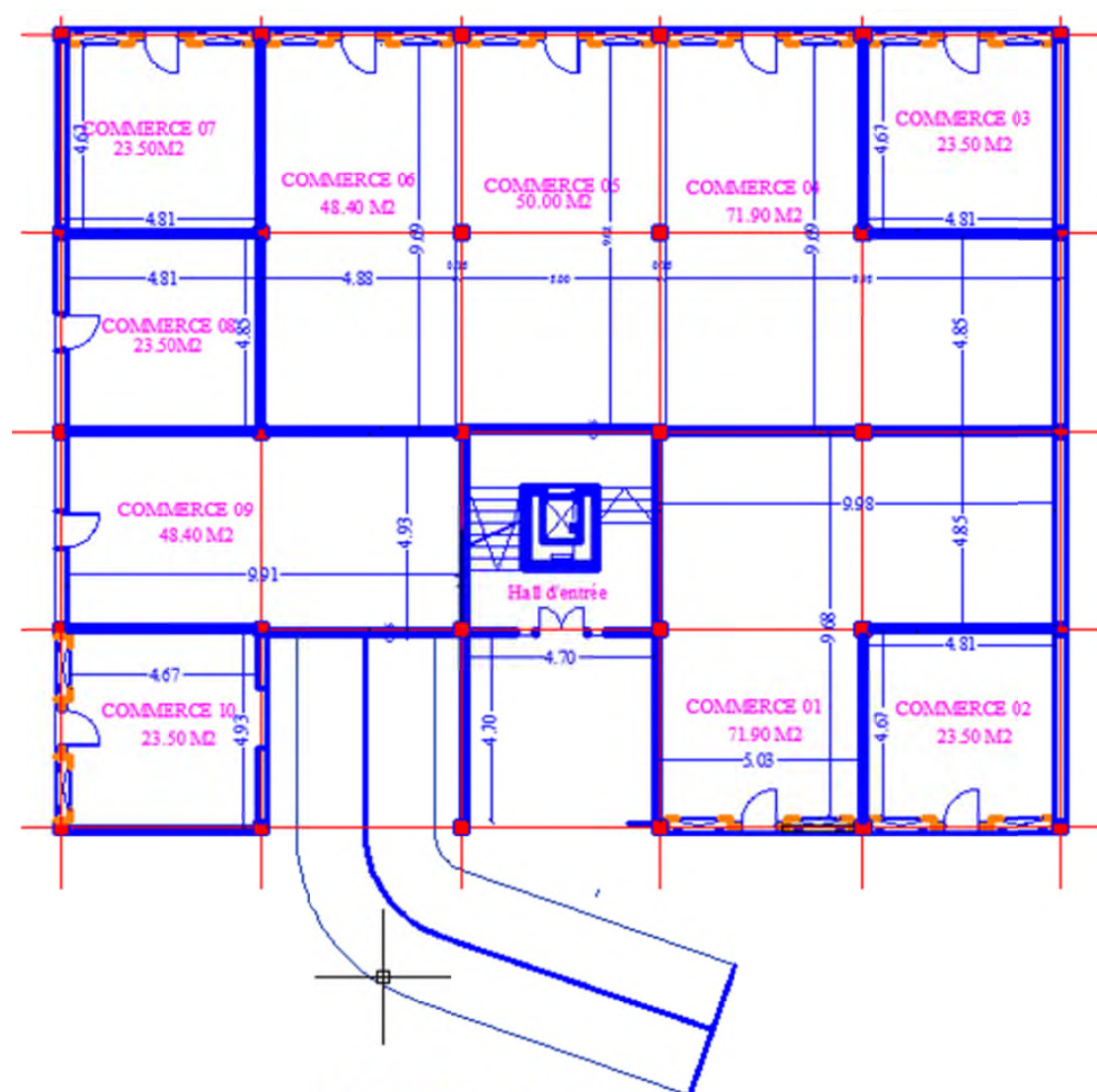


FACADE POSTERIEUR

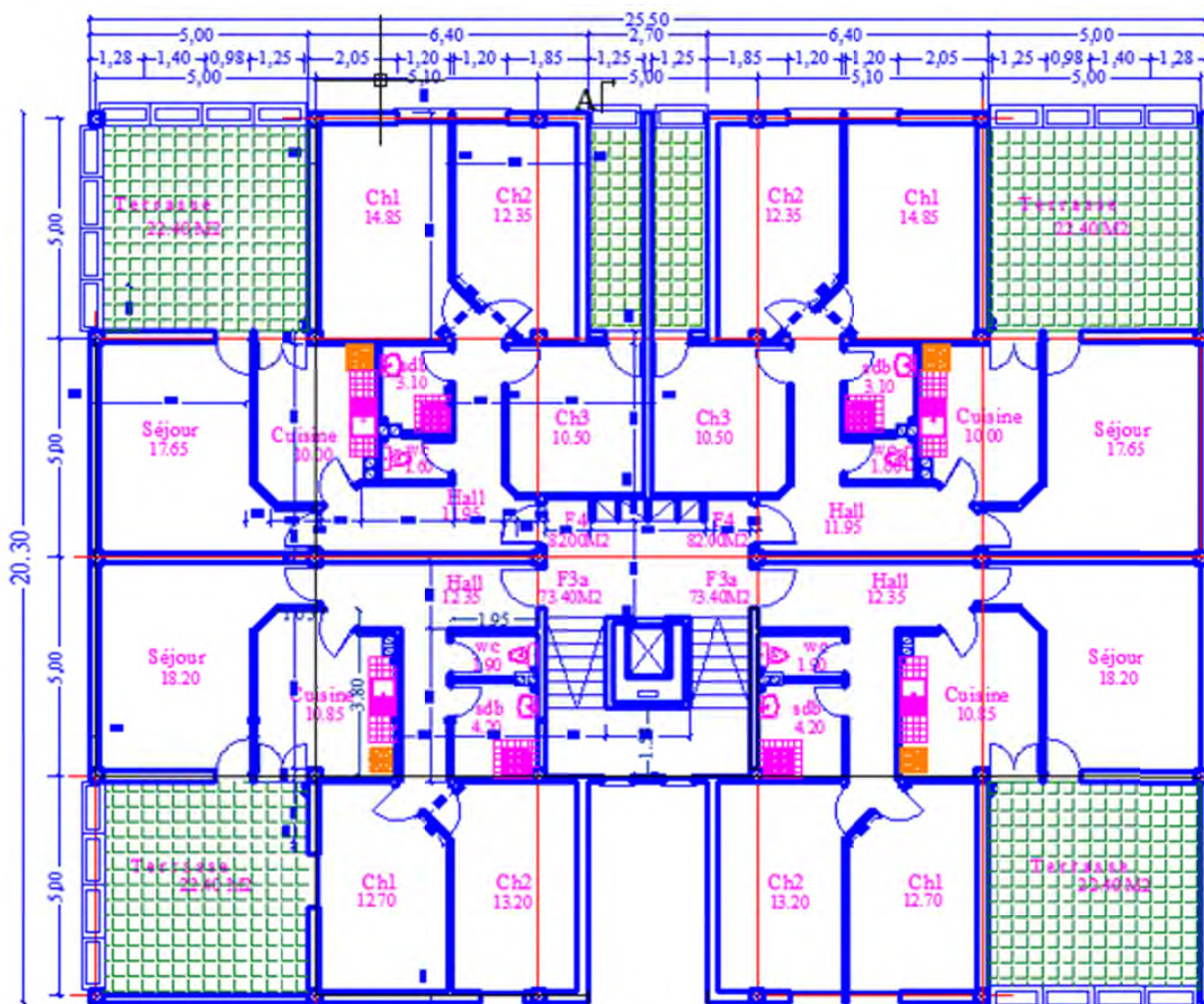




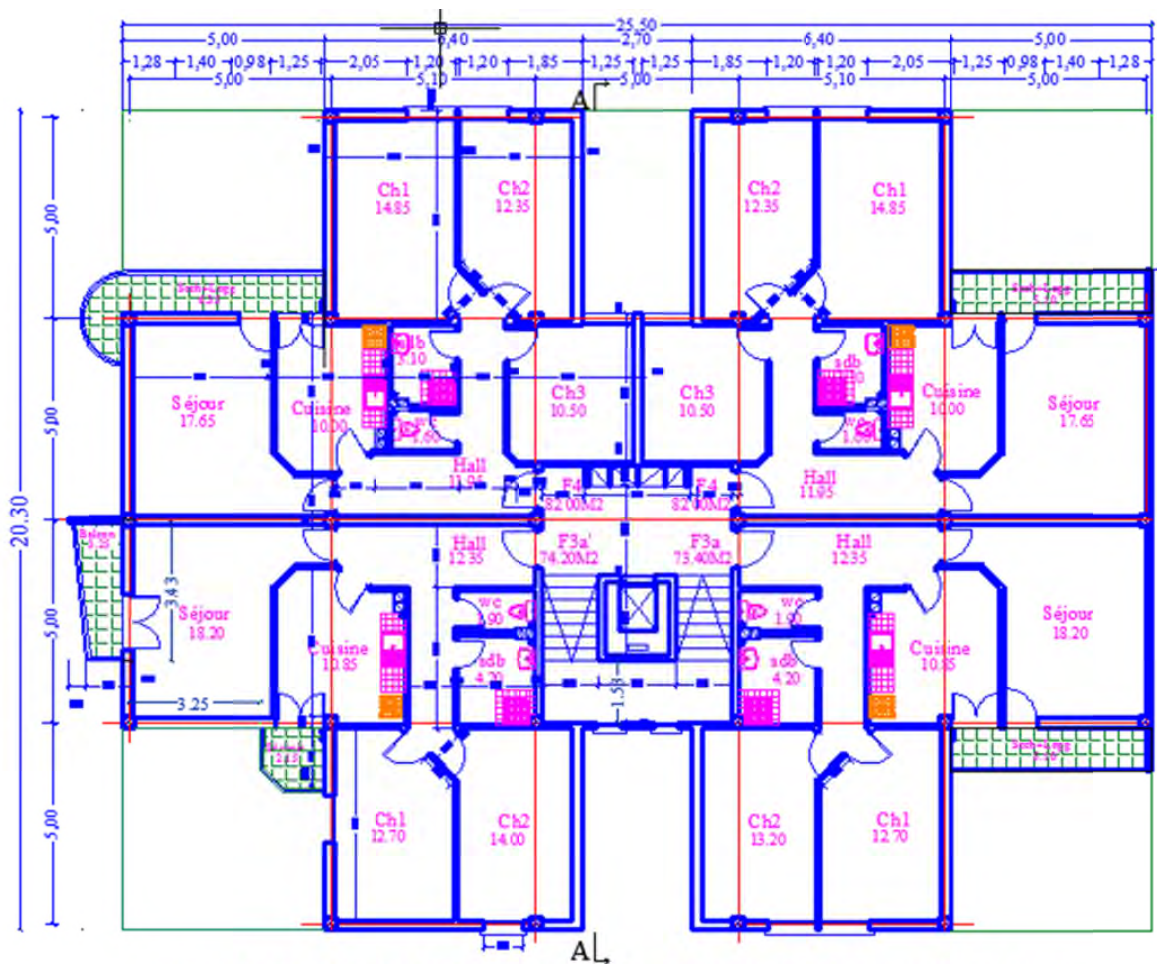
PLAN DU SOUS SOL



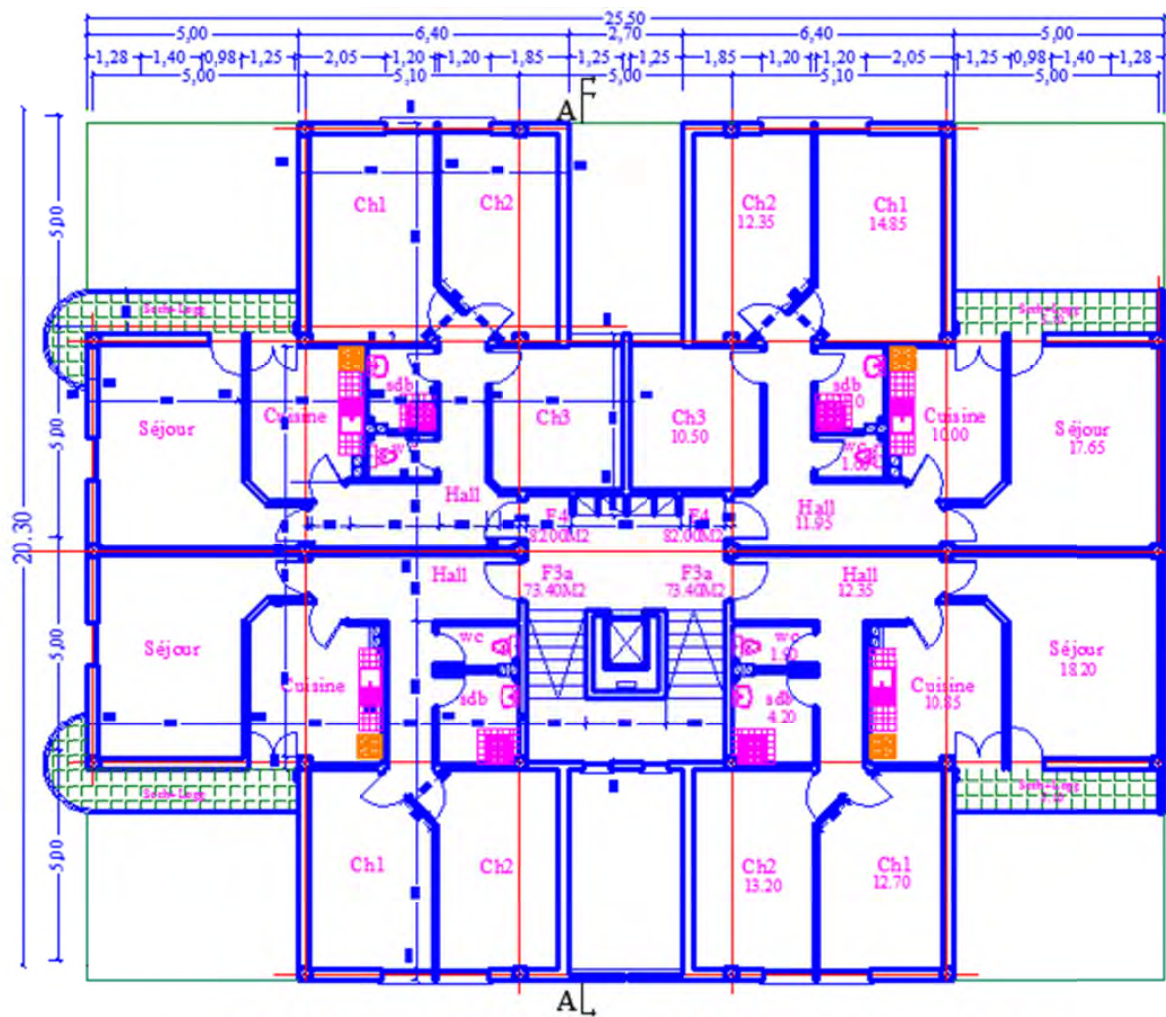
PLAN DU RDC



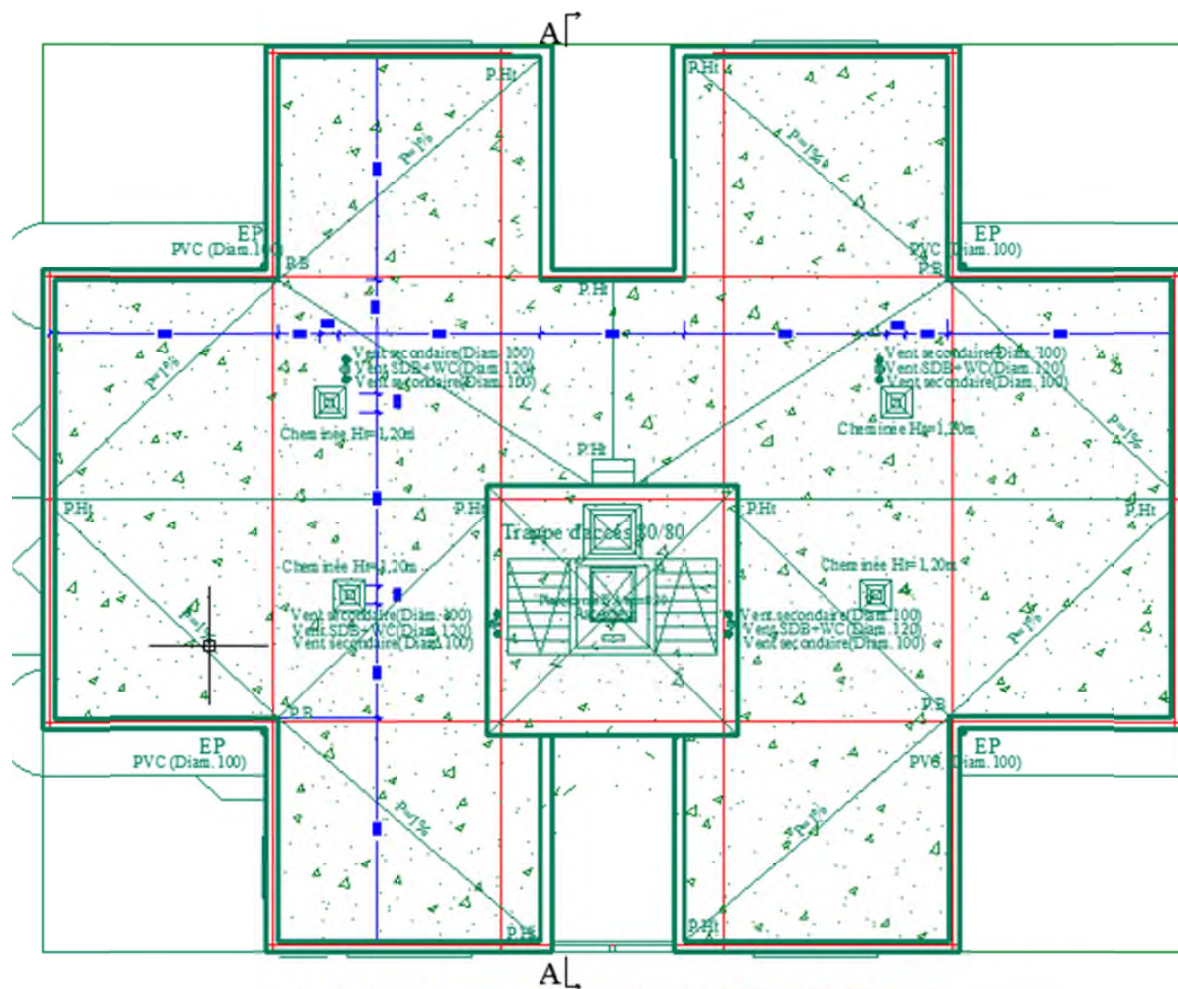
BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DU 1^{er} ETAGE



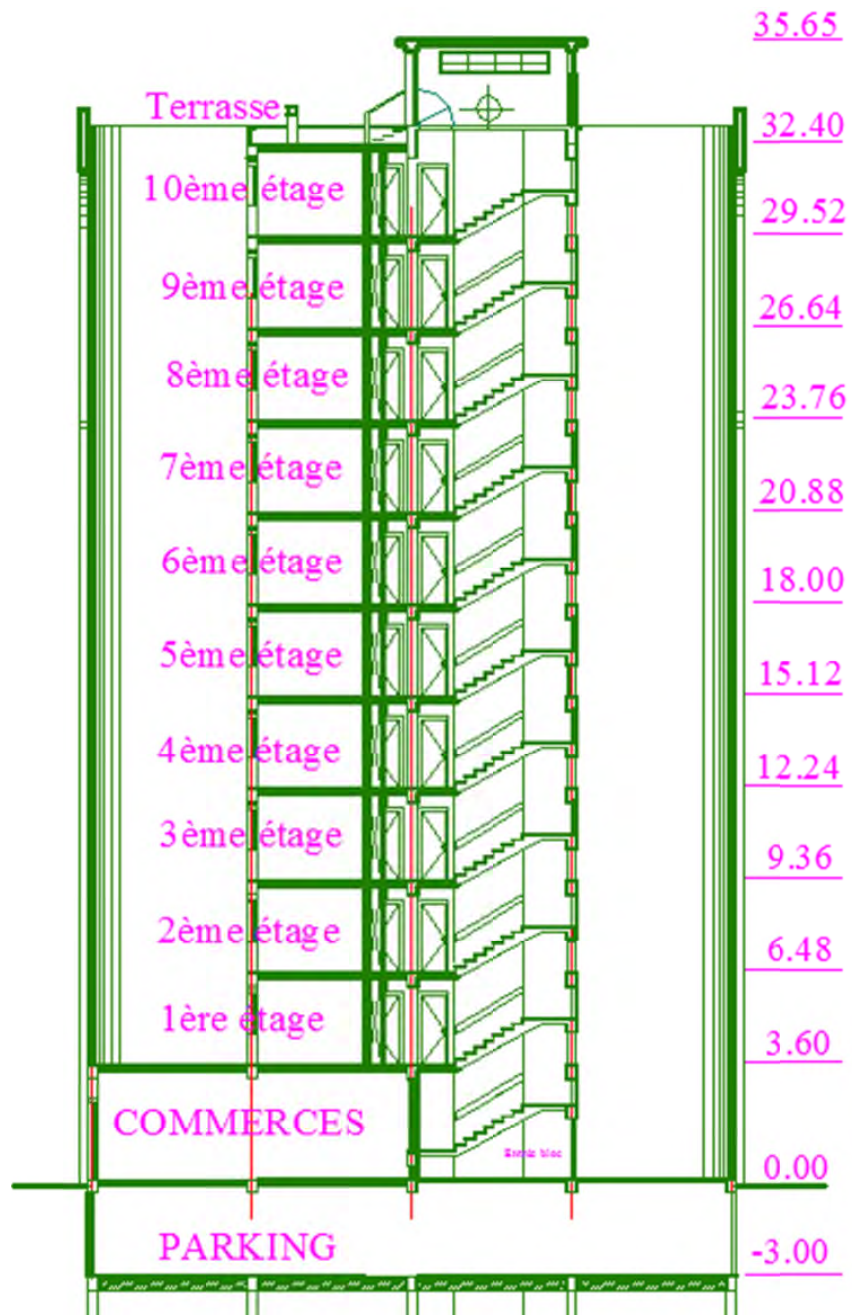
BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DU 2-6ème ETAGES



BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DU 7-10ème ETAGES

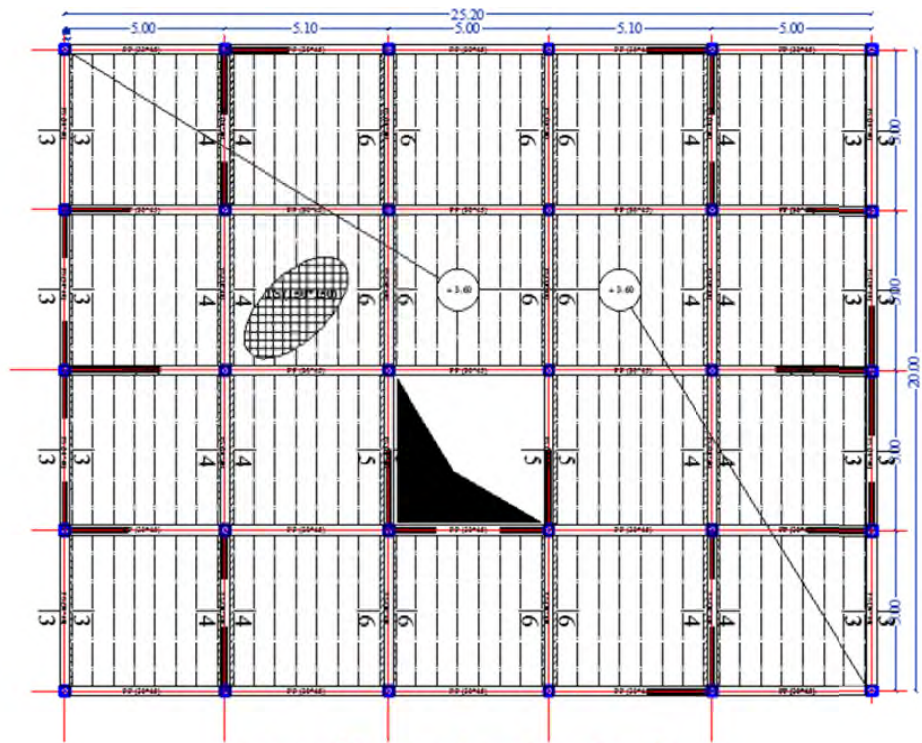
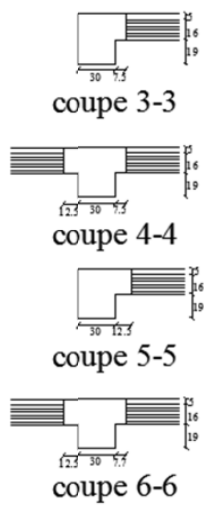


BLOC TYPE C1 EN R+10 PLAN DE TERRASSE

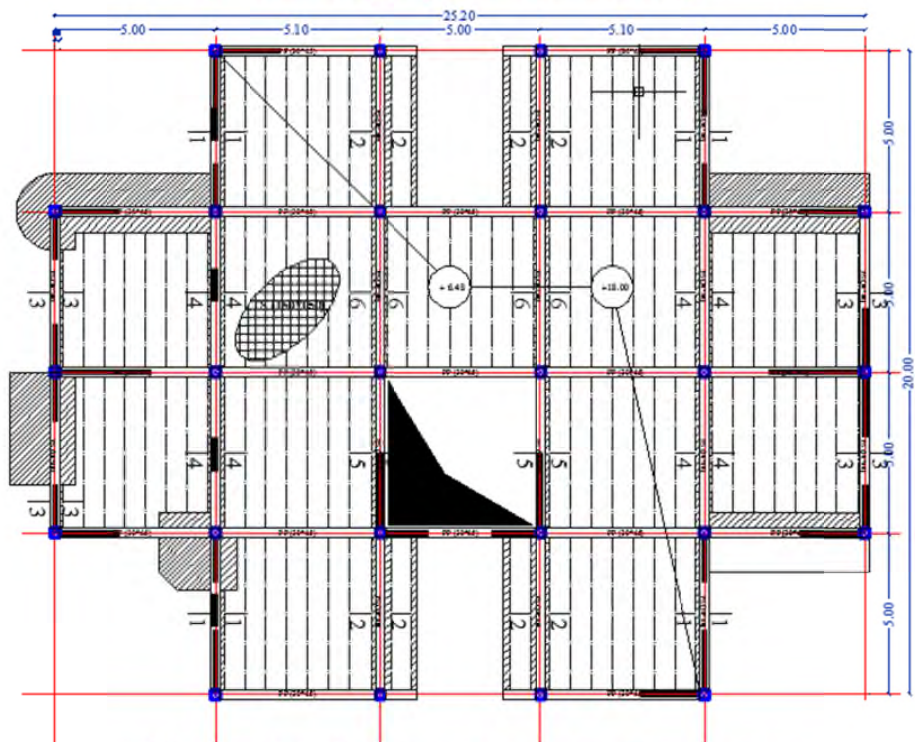
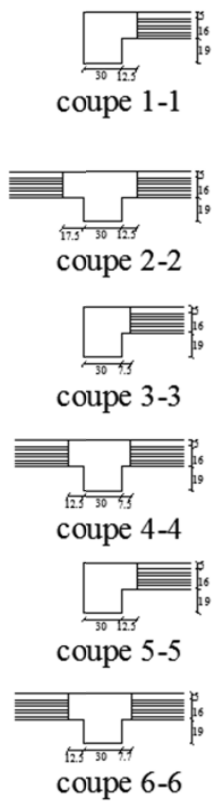




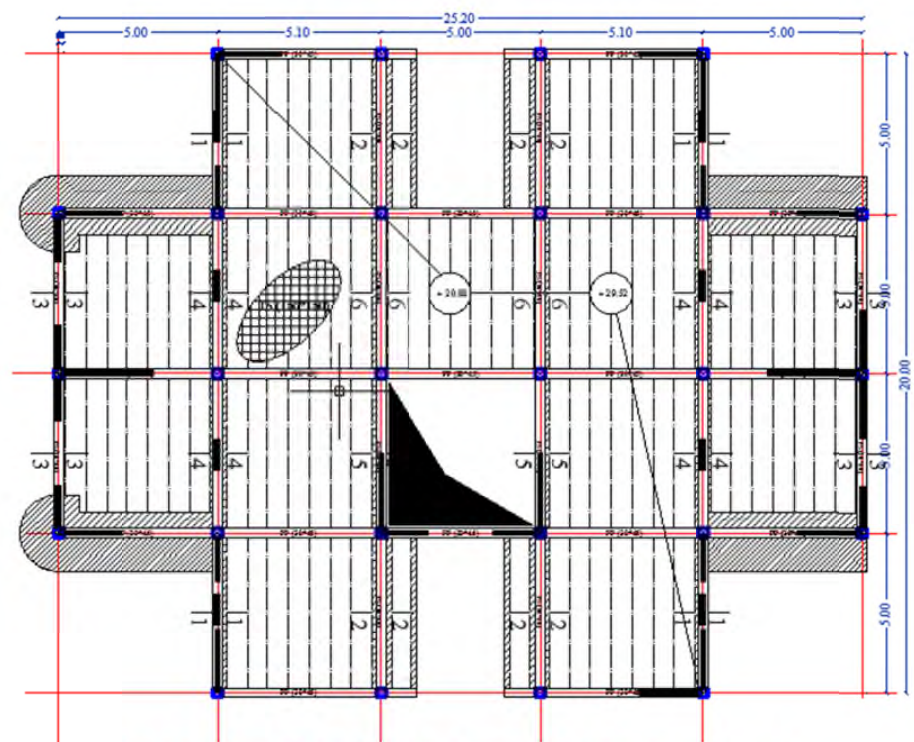
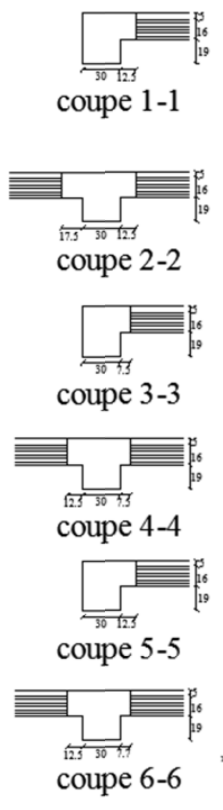
ANNEXE « B »



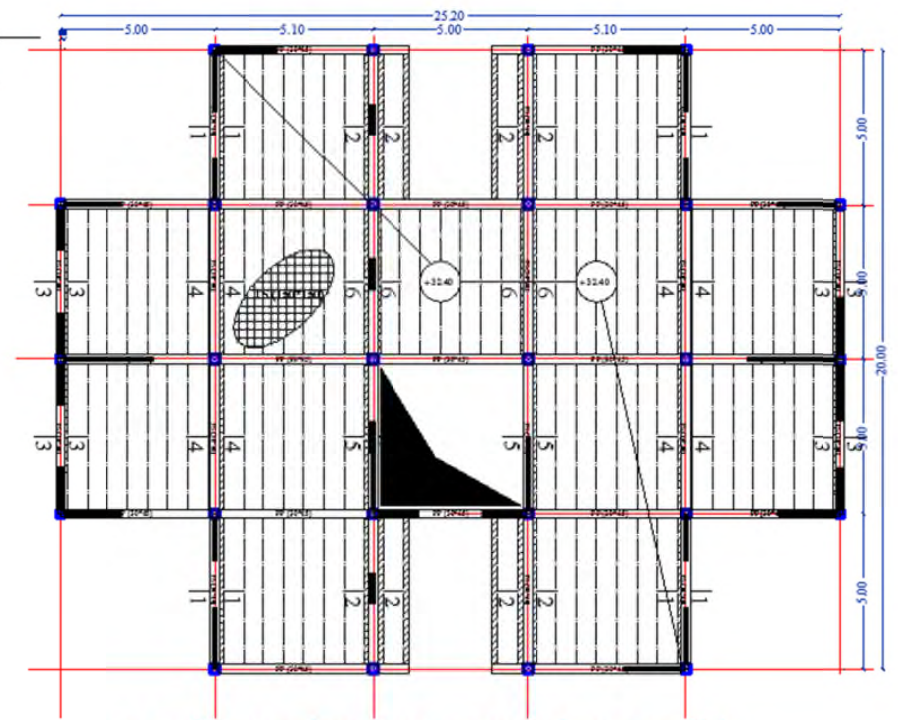
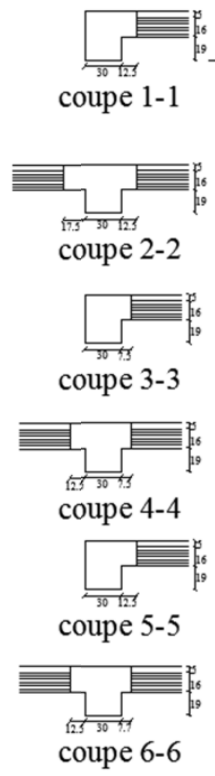
plan coffrage plancher 1er étage



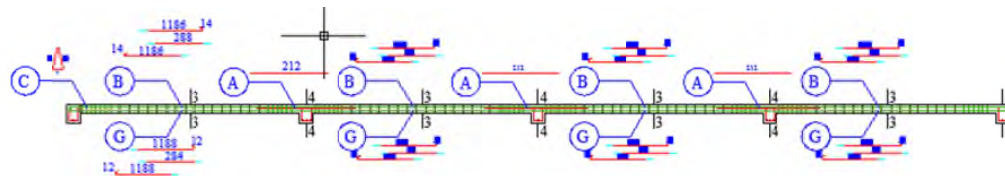
plan coffrage plancher étage courant 2eme -6eme



plan coffrage plancher étage courant 7eme -10eme

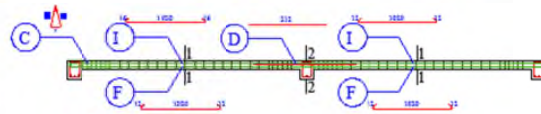


plan coffrage plancher terrasse inaccessible

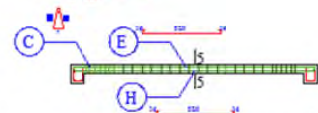


type 2

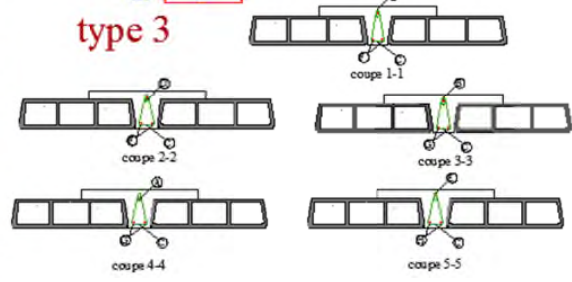
Tableau de ferrailage des poutrelles				
repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
Ⓐ	3	212	14	212
Ⓑ	2	2088	14	1188 3/4 1188 284 12
Ⓒ	30	39	8	16
Ⓓ	1	212	16	212
Ⓔ	1	552	16	16 520 36
Ⓕ	2	1044	12	12 1020 32
Ⓖ	2	2084	12	1188 3/2 1188 284 12
Ⓗ	2	548	14	14 520 34
Ⓙ	2	1052	16	16 1020 36



type 1



type 3



République Algérie Démocratique et populaire	
WILAYA :	ORAN
DABA :	ORAN
COMMUNE :	ORAN
PROJET :	
ETUDE D'UN BATIMENT SOUS SOL ET RAS	
ENCADREUR :	
MAGREB ET BENTLEY S.A.	
TITRE :	
PLAN DE FERRAILAGE DES POUTRELLES	
A.D.R.O.O.D M.A.	
SERRAL M.F.	
UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID DEPARTEMENT GENIE CIVIL	

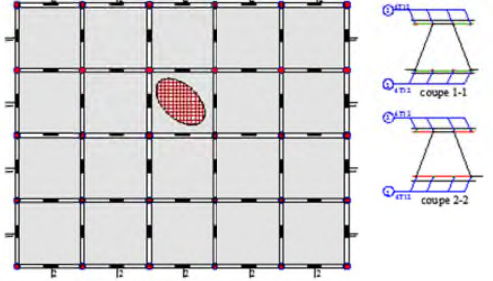
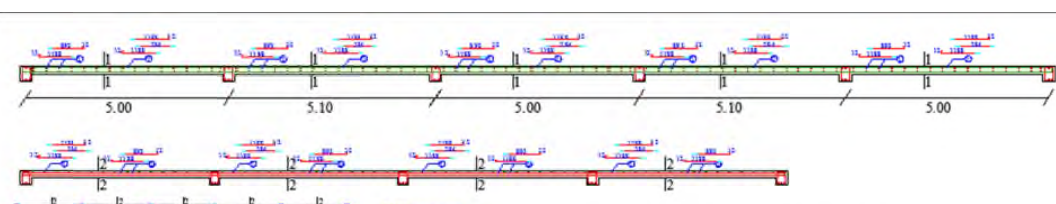
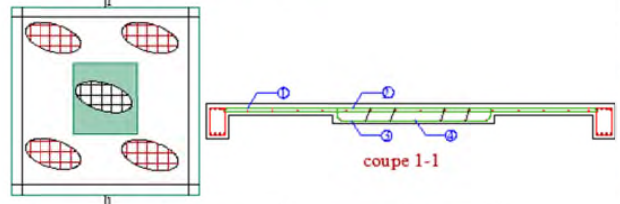
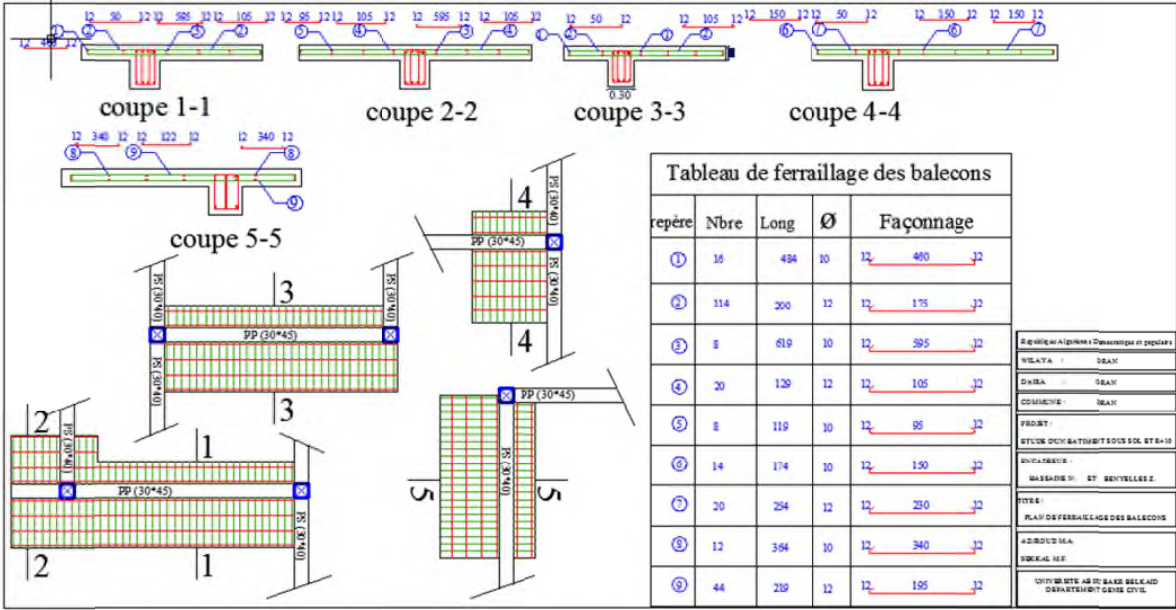


Tableau de ferrailage de la dalle pleine S-S				
repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
①	160	2105	12	893 3/2 1188
②	36	2684	12	1188 3/2 1188 284 12

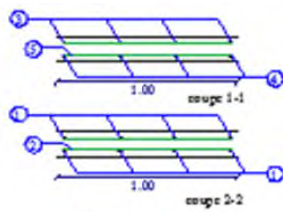
Tableau de ferrailage de la dalle de la cage d'escalier et l'ascenseur				
repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
①	36	596	12	12 482 32
②	36	596	12	12 482 32
③	7	240	12	20 200 20
④	7	204	12	12 180 32

République Algérie Démocratique et populaire	
WILAYA :	ORAN
DABA :	ORAN
COMMUNE :	ORAN
PROJET :	
ETUDE D'UN BATIMENT SOUS SOL ET RAS	
ENCADREUR :	
MAGREB ET BENTLEY S.A.	
TITRE :	
PLAN DE FERRAILAGE DES DALLES ELEVEES	
A.D.R.O.O.D M.A.	
SERRAL M.F.	
UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID DEPARTEMENT GENIE CIVIL	

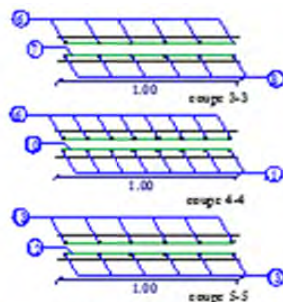




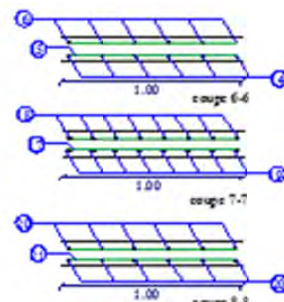
ROYAUME ALGERIEN / Democratic et populaire	
WILAYA :	ORAN
DJURJA :	ORAN
COMMUNE :	ORAN
PROJET :	
ETUDE D'UN BÂTIMENT SOUS SOL ET R+10	
ENCADREUR :	
BUREAU DE : ST. BENVELLES Z.	
TITRE :	
PLAN DE FERRAILLAGE DES BALLECONS	
A3/2023/04	
SWEHAL ME	
1070 W SITE AB ST. SAHIL BELKACID DEPARTEMENT GENIE CIVIL	



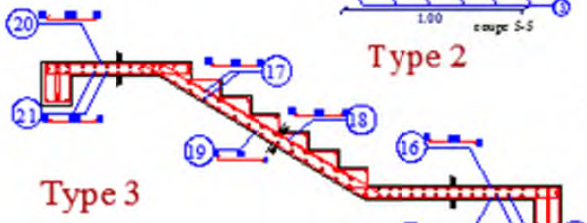
Type 1



Type 2



Type 3



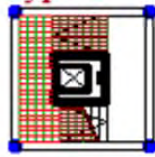
Type 3



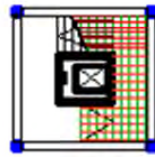
Type 2



Type 1



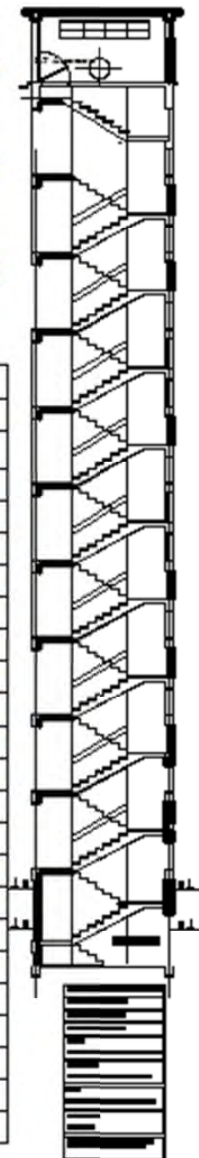
coupe B-B



coupe A-A

Tableau de ferrillage des escaliers

espèce	Nbre	Long	Ø	Façonnage
Ø	22	170	12	[Diagram]
Ø	5	492	[Diagram]	[Diagram]
Ø	5	190	[Diagram]	[Diagram]
Ø	5	200	[Diagram]	[Diagram]
Ø	5	142	12	[Diagram]
Ø	7	188	12	[Diagram]
Ø	5	492	[Diagram]	[Diagram]
Ø	7	178	12	[Diagram]
Ø	10	328	14	[Diagram]
Ø	5	142	12	[Diagram]
Ø	10	328	14	[Diagram]
Ø	5	492	[Diagram]	[Diagram]
Ø	24	188	[Diagram]	[Diagram]
Ø	7	228	[Diagram]	[Diagram]
Ø	5	492	[Diagram]	[Diagram]
Ø	7	240	[Diagram]	[Diagram]
Ø	7	142	12	[Diagram]
Ø	10	328	14	[Diagram]
Ø	10	390	14	[Diagram]
Ø	24	170	12	[Diagram]
Ø	5	492	[Diagram]	[Diagram]
Ø	147	17	[Diagram]	[Diagram]



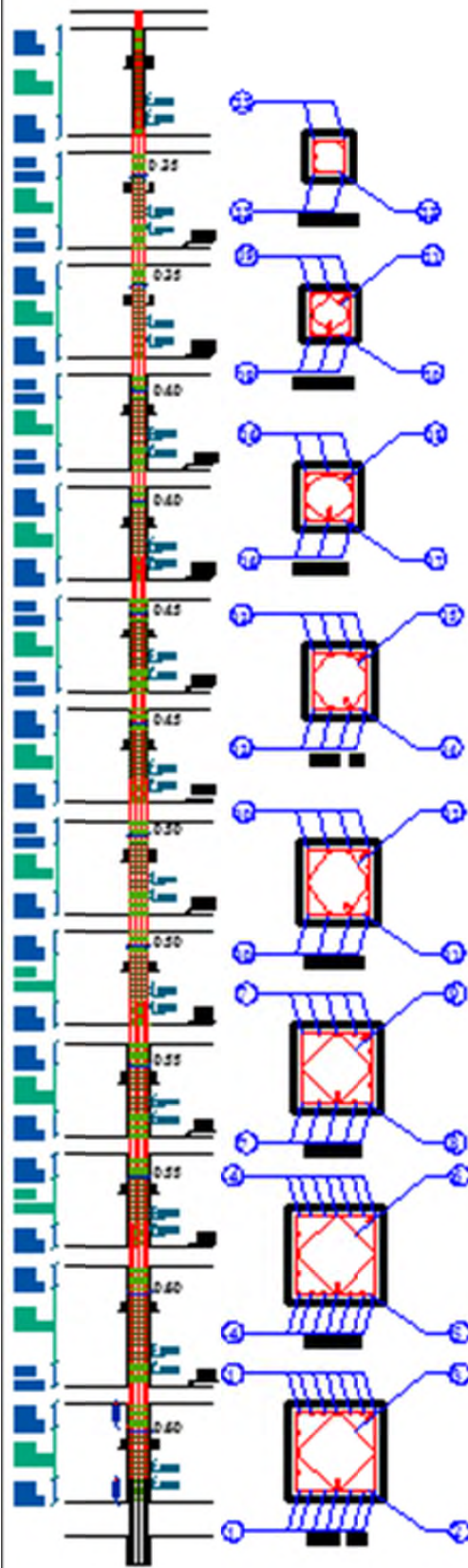


Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	16	225	14	
2	19	55	5	

Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	16	245	14	
2	19	115	5	
3	19	57	5	

Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	16	245	14	
2	19	125	5	
3	19	106	5	

Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	16	245	14	
2	19	155	5	
3	19	127	5	

Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	16	245	14	
2	19	175	5	
3	19	121	5	

Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	16	245	14	
2	19	195	5	
3	19	143	5	

Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	20	420	14	
2	27	115	5	
3	27	161	5	

Tableau de ferrillage des poteaux

registre	Classe	Long	Ø	Façonnage
1	20	260	14	
2	20	115	5	
3	20	161	5	

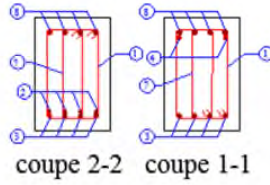
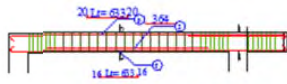
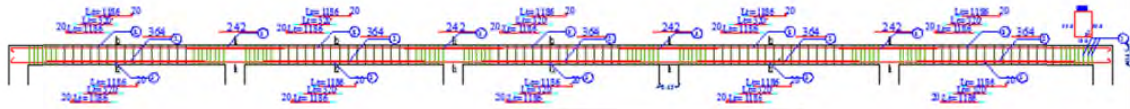
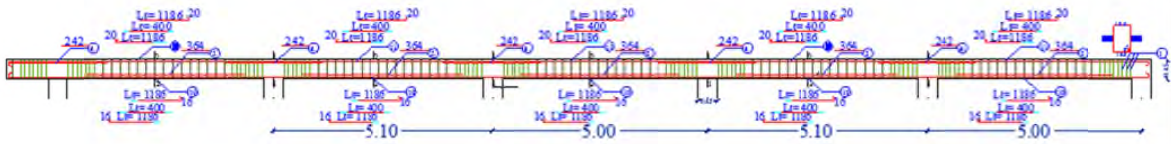
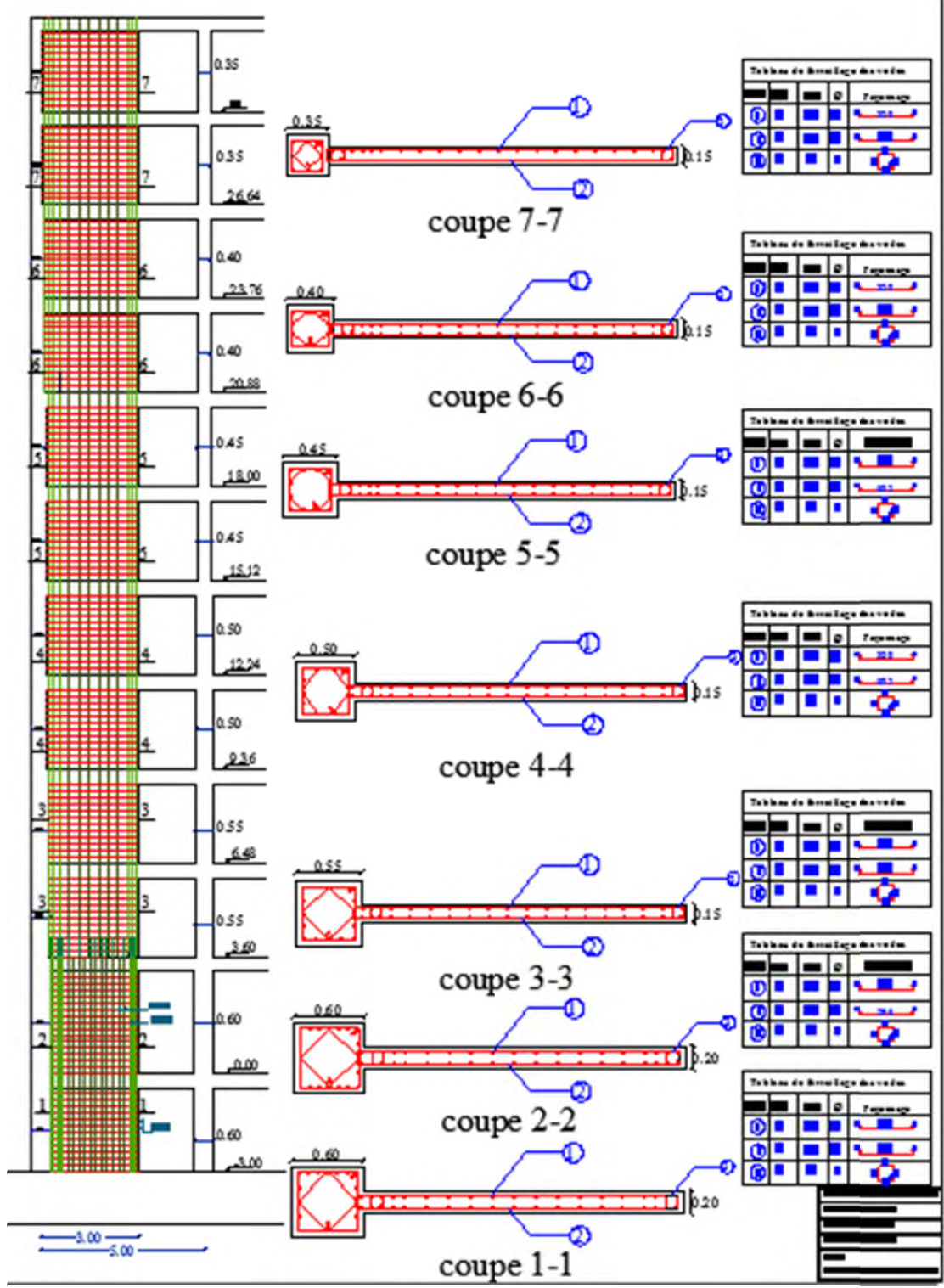


Tableau de ferrailage des poutres principaux etages constants

repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
①	778	120	4	
②	78	544	12	
③	3	2704	16	
④	24	545	16	
⑤	3	640	16	
⑥	48	7470	8	
⑦	15	1753	20	
⑧	3	472	20	
⑨	4	184	18	
⑩	4	182	20	

Echelle	
VILLEVA	0/00
PROJET	0/00
MARQUE ET REVUELS S.	
0/00	
0/00	
0/00	



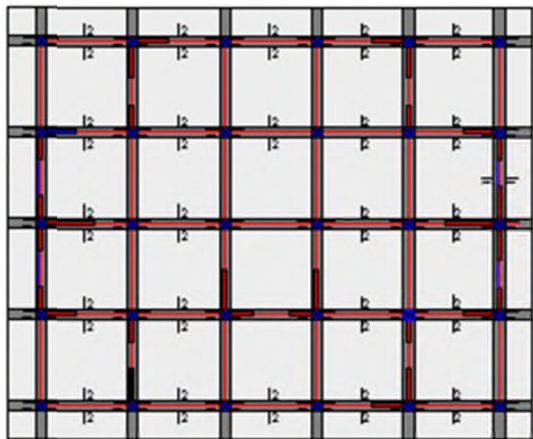
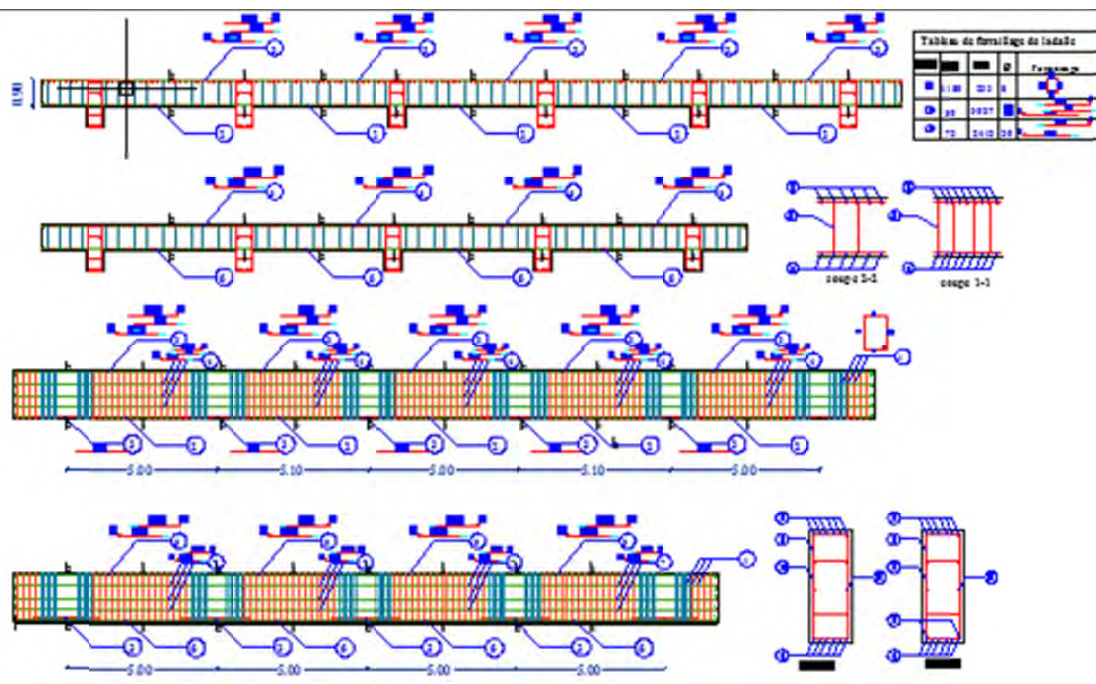


Tableau de ferrillage des Nervures

repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
1	12	100	8	[Diagram]
2	12	20.2	8	[Diagram]
3	12	20.2	8	[Diagram]
4	12	20.2	8	[Diagram]
5	12	20.2	8	[Diagram]
6	12	20.2	8	[Diagram]
7	12	20.2	8	[Diagram]
8	12	20.2	8	[Diagram]
9	12	20.2	8	[Diagram]
10	12	20.2	8	[Diagram]
11	12	20.2	8	[Diagram]
12	12	20.2	8	[Diagram]

TYPE :

PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER