

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présentée pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER** en **Génie Civil**

Option : Structures

Par : Mohammed el Hadi BOUCHAOUR et Sid Ahmed MEHADJI

Sujet

**ETUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN
BATIMENT :2 SOUS-SOL ,RDC ,15ETAGES EN BETON
ARME**

Soutenue, le 22/09/2020, devant le jury composé de :

Ghennani Boubekeur
Boukli Hacene M.S.A
Bourabah I

M.A
Pr
Dr

UAB. Tlemcen
UAB. Tlemcen
UAB. Tlemcen

Encadreur
Président du jury
Examinatrice

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur, qui sans lui, ce projet de fin d'étude n'aurait pas été possible. Il s'agit particulièrement de M. GHANNANI BOUBEKEUR, Maitre-assistant au département de génie civil à la faculté de technologie de l'université de Tlemcen.

Nous remercions le président de jury Mr BOUKLI HACENE S.M.A ainsi que notre examinatrice Mme BOURABAH. I d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Enfin nous tenons à adresser un remerciement à nos très chères familles et aussi nos enseignants du département de Génie Civil qui ont été toujours présents pour nous encourager et nous soutenir.

DÉDICACES

On dédie ce modeste travail surtout à nos familles qui nous ont beaucoup aidés tout au long de ce travail, et sans oublié nos collègues, nos amis, nos confrères et à tous qui nous connaissent.

BOUCHAOUR MOHAMMED EL HADI

MEHADJI SID AHMED

TABLES DES MATIERES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction générale.....	16
I.2. Présentation de l'ouvrage	16
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	17
I.4. Hypothèses de calcul	21
I.5. Conclusion	24

Chapitre II : Pré Dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Introduction	26
II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux	26
II.3. Descente des charges.....	32
II.4. Conclusion.....	36

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	38
III.2. Etude du plancher.....	38
III.3. Etude des escaliers.....	51
III. 4. Etude de l'acrotère.....	69
III.5. Etude du balcon.....	78
III.6. Etude de la dalle d'ascenseur	83
III.7. Conclusion.....	89

Chapitre IV : Etude dynamique

IV .1. Introduction.....	91
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	92
IV.3. Modélisation de la structure étudiée.....	92
IV.4. Choix de la méthode de calcul.....	92
IV.5. Combinaisons d'action.....	93

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

IV.6. Méthode statique équivalente.....	93
IV.7. Interaction portique-voile a la base.....	104
IV.8. Justification vis-à-vis les déformations.....	105
IV.9. Justification de l'effet P- Δ	107
IV.10. Justification des poteaux sous l'effort normal réduit.....	110
IV.11. Conclusion.....	110

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	112
V.2. Les poteaux.....	112
V. 3. Les poutres.....	119
V.4. Etude des voiles.....	129
V.5. Poutres noyées.....	148
V.6. Conclusion.....	160

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	162
VI.2. Etude du mur de soutènement.....	162
VI.3. Etude du radier.....	168
VI.4. Conclusion.....	178

Chapitre VII : Etude managériale

VII.1. Introduction générale.....	180
VII.2. Le projet étudiant.....	184
VII.3. Conclusion.....	200

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécanique de l'acier	23
----------------------------------------------------------	----

Chapitre II : Pré Dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II.1. Dimensionnement des poutres principale et secondaire	29
Tableau II.2. Récapitulatif des sections du poteau.....	32
Tableau II.3.1. Décente des charges plancher terrasse (inaccessible).....	33
Tableau II.3.2. Décente des charges plancher étage courant	33
Tableau II.3.3. Décente des charges plancher sous sol 1.....	34
Tableau II.3.4. Décente des charges plancher sous sol 2.....	34
Tableau II.3.5. Décente des charges maçonnerie.....	35
Tableau II.3.6. Décente des charges balcon.....	35

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Différente charges sur les poutrelles.....	39
Tableau III.2. Récapitulatif des sollicitations dans les poutrelles	42-43
Tableau III.3. Récapitulatif de ferrailage des poutrelles type 1.....	50
Tableau III.3.4. Décente des charges paillasse, palier.....	58-59
Tableau III.4. Récapitulatif des efforts internes.....	60
Tableau III.5. Description d'escaliers balance	64
Tableau III.6. La charge permanente des différentes volées	65
Tableau III.7. Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière.....	69
Tableau III.8. Calcul de la section des armatures.....	74
Tableau III.9. Les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.....	79
Tableau III.10. Ferrailage du balcon à l'ELU.....	80
Tableau III.11. Récapitulatif moments et ferrillages.....	89

Chapitre IV : étude dynamique

Tableau IV.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	96
-------------------------------------------------------------------------------	----

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Tableau IV.2. Pénalité correspondante au critère.....	97
Tableau IV.3. Périodes et facteur de participation massique	98
Tableau IV.4. Périodes et facteur de participation massique 1.....	99
Tableau IV.5. Périodes et facteur de participation massique 2.....	100
Tableau IV.6. Périodes et facteur de participation massique obtenue.....	101
Tableau IV.7. Les efforts appliquent à chaque étage.....	103
Tableau IV.8. Les réactions a la base.....	104
Tableau IV.9. Interaction portique-voile.....	104
Tableau IV.10. Déplacement inter étage dans les deux sens.....	106
Tableau IV.11. L'effet p- Δ dans le sens x.....	107-108
Tableau IV.12. L'effet p- Δ dans le sens y.....	108-109
Tableau IV.13.L'effort normal réduit (ELUA).....	110

Chapitre V : étude des éléments structuraux

Tableau IV.1. Vérification des sollicitations tangente.....	113
Tableau IV.2. Ferrailage des poteaux.....	116
Tableau IV.3. Calcule de ferrailage transversal de poteaux.....	118
Tableau IV.4. Ferrailage totale des poutres principales.....	124
Tableau IV.5. Ferrailage des poutres secondaires.....	129
Tableau IV.6. Vérifications des contraintes tangentielles.....	131
Tableau IV.7. Sollicitation dans les voiles.....	136
Tableau IV.8. Ferrailage des voiles.....	139
Tableau IV.9.Résultat des calculs à ELU (dalle plein).....	143

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	165
Tableau VI.2. Ferrailage des voiles périphériques.....	165
Tableau VI.3. Vérification des contraintes.....	167
Tableau VI.4. Tableau donnant les différents moments du panneau le défavorable...	175
Tableau VI.5.Ferrailage du radier dans les deux sens.....	17

Chapitre VI : étude managériale

Tableau VII..1.WBS du projet.....	185-188
Tableau VII..2.Les ressources matérielles du projet	189
Tableau VII..3. Diagramme de GANTT	190-197

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1. Image du chantier relevé par satellite.....	16
Figure I.2. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	19
Figure I.3. Evolution de la résistance du béton a la traction f_{tj} en fonction de celle a la compression f_{cj}	20
Figure I.4. Evolution de module de Young difféié E_{vj} en fonction de résistance caractéristique a la compression du béton f_{cj}	20
Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de calcul a l'ELU.....	21
Figure I.6. Diagramme contrainte-déformation de calcul a l'ELS.....	22
Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier a l'ELU.....	23

Chapitre II : Pré Dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II.1. Schéma des poutrelles.....	27
Figure II.2. Plancher type terrasse.....	33
Figure II.3. Plancher type étage courant.....	34
Figure II.4. Remplissage en double paroi.....	35

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Schéma d'une poutrelle.....	45
Figure III. 2. ferrailage des poutrelles.....	51
Figure III.3. Schéma de l'escalier.....	52
Figure III.4. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants a l'ELU...	60
Figure III.6. Croquis de ferrailage de l'escalier.....	63
Figure III.7. Shema des escaliers balance.....	65
Figure III.8. Schéma de l'acrotère.....	72
Figure III.9. Croquis ferrailage de l'acrotère	79
Figure III.10. Schéma du balcon.....	80
Figure III.11. Shema statique du balcon.....	81

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Figure III.12.Ferrailage de dalle plein.....	84
Figure III.13. Schéma du balcon avec contre poids.....	85
Figure III.14 : Croquis de ferrailage de la salle des machines.....	91

Chapitre IV : étude dynamique

Figure IV.1. Structure sans voile.....	98
Figure IV.2. Disposition des voiles 1.....	99
Figure IV.3. Disposition des voiles 2.....	99
Figure IV.4. Disposition des voiles obtenus.....	100

Chapitre V : étude des éléments structuraux

Figure V.1. Schéma des voiles.....	130
Figure V.2. Schéma section tendue	132
Figure V.3. Schéma section entierement tendue	133
Figure V.4. Schéma section comprimée	135
Figure V.5. Croquis du panneau le plus défavorable	142

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Figure VI.1. Schéma qui montre les forces applique sur le mur.....	164
Figure VI.2. Croquis de ferrailage du mur de soutènement.....	168
Figure VI.3. Croquis de ferrailage de radier.....	179

Chapitre VII : étude managériale

Figure VI.1. Objectif principal d'un projet.....	182
Figure VI.2. Système d'élaboration de projet.....	182
Figure VI.3. Cycle de vie d'un projet.....	183

RESUME

Notre projet présente une étude technique et managériale d'une structure en béton armée a usage d'habitation, commerce et parking constitué de deux sous-sols et rez de chaussée plus (15) étage, implanté dans la wilaya de TLEMEN exactement dans le site EL KOUDIA TLEMCEN ILOT N°169 SECTION 274 en face la station d'essence Abou Tachfine, avec un sol de densité moyenne

L'étude se compose de Cinq parties :

La première partie traite la description des éléments de la structure avec la descente des charges et leurs pré-dimensionnement.

La deuxième partie concerne la détermination du ferrailage des différents planchers et les éléments secondaires (acrotère, escalier, balcon...) avec bien sur l'utilisation des règlements définis en vigueur (BAEL91, RPA 99 version 2003).

La troisième partie présente une étude dynamique de la structure au moyen du logiciel SAP2000.

La quatrième partie procédée à la détermination du ferrailage de tous les composants de la structure, poteaux, poutre, voile, radier en utilisant les résultats obtenus par le SAP2000, Avec une étude de l'infrastructure pour étudier les murs de soutènement et le radier générale.

Enfin la cinquième partie c'est l'étude managériale pour déterminer le diagramme de GANT avec une idée sur le délai et le cout à l'aide du logiciel MS PROJECT.

ABSTRACT

Our project presents a technical and managerial study of a reinforced concrete structure for residential use, begins and parking consisting of two basements and ground floor plus (15) floor, located in the City of TLEMEN exactly on the site EL KOUDIA TLEMCEN N ° 169 SECTION 274 opposite the Abou Tachfine gas station

The study is composed of four parts:

The first part includes the general description of the project with an architectural presentation of the aspect of the element of the building and pre dimensioning of the resisting and the descent of the loads.

The second part relates to the study of the elements secondary (beams, staircase, parapet, full flagstone, walls of underground).

The third present part the dynamic study of structure by using structural program''Sap2000'' for static and dynamic study, to determinate the different sollicitations due to the loadings.

The fourth part proceeded to the determination and reinforcement of all the structural components, columns, beam, wall, raft from the results obtained by the SAP2000, with a study of the infrastructure to study the retaining walls and the general raft.

Finally, the fifth bet is the managerial study to determine the glove chart with an idea on the time and cost.

Using the rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003, BAEL91modified 99).

ملخص

يقدم مشروعنا دراسة تقنية وإدارية لهيكل خرساني مقوى للاستخدام السكني، التجاري ومواقف للسيارات تتكون من طابقين سفليين وطابق أرضي بالإضافة إلى (15) طابق، يقع في ولاية TLEMEN بالضبط في الموقع الكدية تلمسان رقم 169 قسم 274 مقابل محطة بنزين أبو تاشفين.

يمكن تقديم هذا المشروع في عدة محاور مختلفة.

المحور الأول: تفصيل عام للمشروع والبنية ، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحشية كل عنصر مكون لها.

المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (المدارج والبلاطات الفرغة والمملوءة)

المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج الذي يزودنا النتائج النهائية التي تسمح بتسليح مخت العناصر المكونة للعناية ، مع مرتبة بعين الاعتبار توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل.

أما الجزء الرابع:، والاساسات العارضات ، الأعمدة (للبنية المقاومة الأجزاء دراسة على يشتمل

أخيرًا، الجزء الخامس هو الدراسة الإدارية لتحديد مخطط GANT مع فكرة عن الإطار الزمني والتكلفة باستخدام برنامج MS PROJECT.

Introduction Générale

Ce modeste travail consiste une étude détaillée d'une structure en béton armée a usage multiple, composée de deux sous-sols, rez de chaussée et 15 étages contreventé par voiles et portiques.

Le bâtiment est plus au moins important, Il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques. Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99 et RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique avec une analyse et le dimensionnement du bâtiment et une autre partie managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de définir le délai et le coût global du projet. On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment.

Ensuite, on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et la descente des charges.

Puis, on enchaîne avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel SAP2000.

Après, on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Une étude managériale s'avère nécessaire dans ce PFE (Projet Fin d'Etude), elle sera consacrée à la planification de notre projet afin d'atteindre nos objectifs en termes de coût et délai.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est la présentation du projet avec ses caractéristiques géographiques et les dimensions appropriées à ce projet, avec la définition des caractéristiques des matériaux qui sont utilisés comme l'acier et le béton.

I. 2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment composé de deux sous-sols exploités comme un parking, d'un rez-de-chaussée commercial, et de 15 niveaux à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de TLEMCEM.

La structure du bâtiment est mixte (voiles - portiques) en béton armé, Voir figure page 113.



Figure I.1 : Image du chantier relevé par satellite

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

❖ **Caractéristiques de la structure :**

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

- Largeur en plan 29.35m.
- La longueur en plan 31.85m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 50.78m.
- Hauteur de SS (1) 2.89m.
- Hauteur de SS (2) 3.36m.
- Hauteur de RDC 4.88m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.

❖ **Données du site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5$ bars.

I. 3. Caractéristiques des matériaux et des données de calcul:

Les données de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 28$ MPA.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.28$ MPA.
- ✓ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 11235.379$ MPA.
- ✓ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 33706.137$ MPA.
- ✓ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_e = 400$ MPA.

I.4.Caractéristiques géotechniques du sol :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99 V 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3).

I. 5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Introduction :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5 .2. Le béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa mais sa résistance à la traction est faible et de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

1.1Ciment :

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

1.2Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

➤ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

➤ Pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dure (matériaux concassés).

2. Dosage du béton:

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

3. Résistances mécaniques du béton :

❖ **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

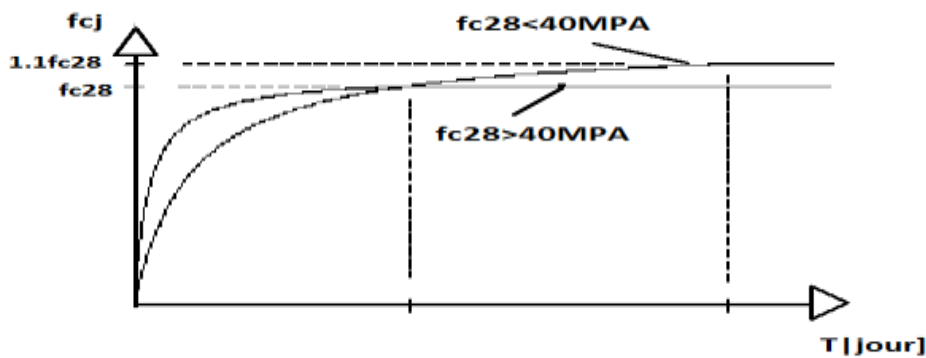


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

❖ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

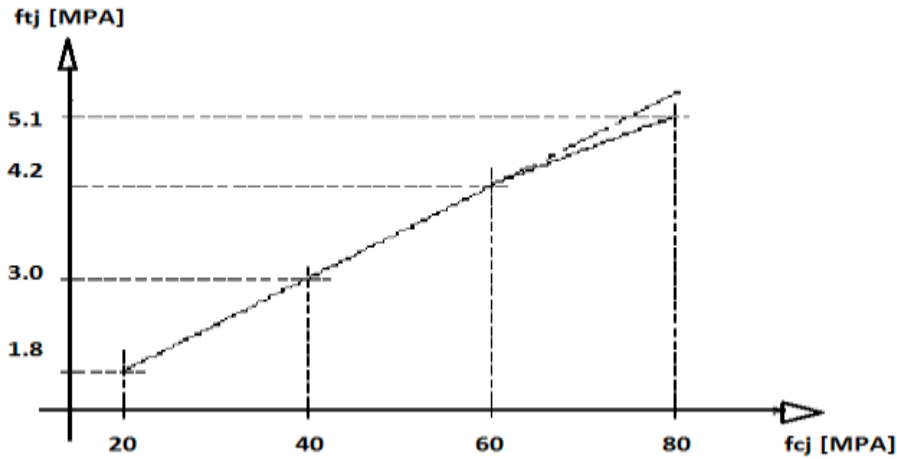


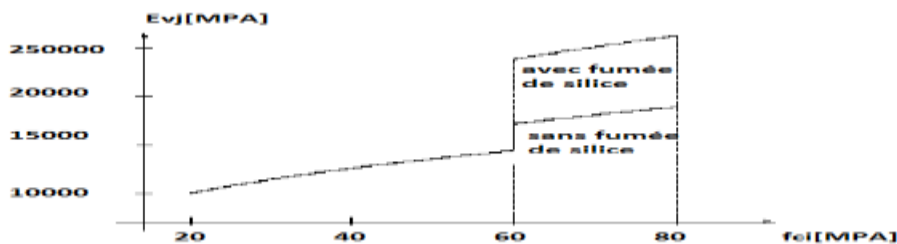
Figure I.3 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

❖ **Modules de déformation longitudinale :**

Nous distinguons les deux valeurs du module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module de Young instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module de Young différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module de Young instantané est pris égal à trois fois le module de Young différé : $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$



FigureI.4 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

- **Contraintes limites :**

✓ Etat limite ultime :

Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la Figurel-4.

Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Où :

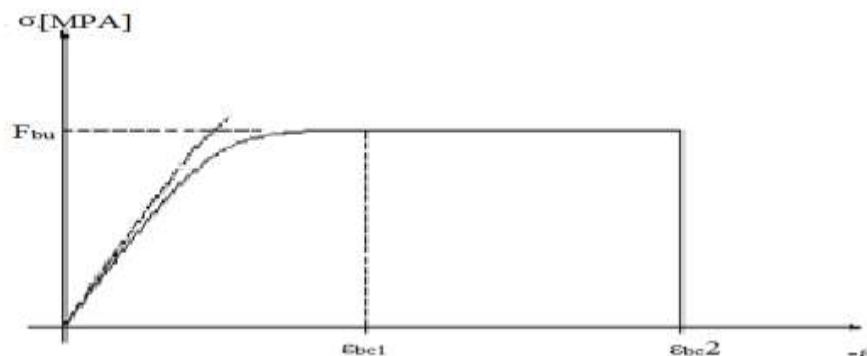
- γ_b est le coefficient de sécurité partiel et vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\mu = 0,85$ dans les autres cas.



Figurel.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$:

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{cj} ; 4 \text{ MPA}).$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{cj} ; 3 \text{ MPA}).$$

✓ Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $V=0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

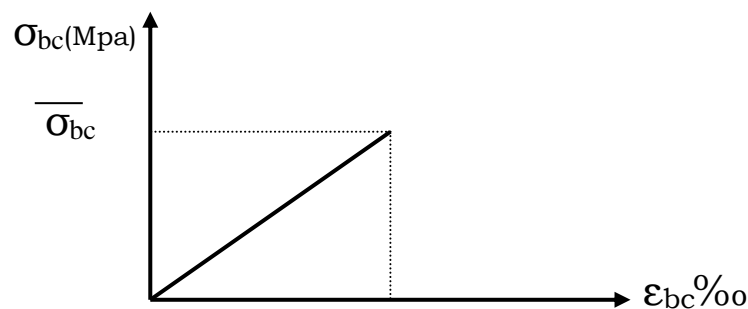


Figure1.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

1.5. 3.L'Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

a. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau I.1 : caractéristiques mécanique de l'acier

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant.
	F_eE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Contrainte limite :

1. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure I-6 contrainte-déformation.

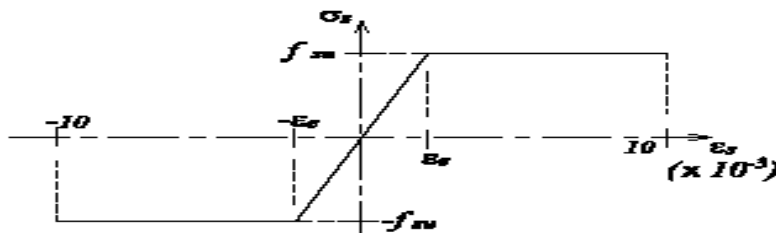


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Pour un acier a haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPA :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPA.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles ; 1.15 cas général)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

2. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL) , =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

I.6 : Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- ✓ **Etat limite ultime :** 1.35G+1.5Q
- ✓ **Etat limite service :** G+Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- ✓ G+Q+E
- ✓ G+Q+1.2 E
- ✓ 0.8G+E

Avec : G : charge permanente Q : charge d'exploitation E : effort de séisme

I.4.Conclusion :

Ce projet répond aux normes nationales et internationales de construction concernant l'habitation, commerce et parking.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

Pré dimensionnement des éléments et Descente des charges

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons faire un dimensionnement pour les éléments (planches, poutres, poutrelles, poteaux), avec une descente de charge pour les planchées (terrasse, étage courant, sous-sol), avec les matériaux utilisés.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

Plancher corps creux

Le plancher est dimensionné à partir du critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis.

h_t : épaisseur du plancher.

$$L_{\max} = 4.5\text{m} \Rightarrow h_t \geq \frac{4.5}{22,5}$$

Soit : $h_t = 21\text{cm}$

Alors Nous adoptons un plancher à corps creux de type $(16 + 5)\text{cm}$.

$h = 16\text{ cm}$: hauteur du corps creux.

$h_0 = 5\text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression

Planters dalle pleine (dalle du sous-sol 2)

➤ Détermination de l'épaisseur

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.96 \rightarrow 2 \text{ sens} \rightarrow 0.4 < 0.96 < 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens

$L_y = 6.55$



$L_x = 6.3$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- **Condition de flèche :**

$$h > Lx/40 \rightarrow h > 630/40 \rightarrow h > 15.75$$

Donc on prend $h=20\text{cm}$

Pré dimensionnement des poutrelles

La hauteur de poutrelle est la même que celle du plancher.

$$b_0 = 12\text{cm (Raison de Realisation)} : h_0 = 5\text{cm}$$

$$t = 21\text{cm} : b = 65\text{cm}$$

$$B = b_0 + 2b_1$$

$$\Rightarrow 2b_1 = b - b_0$$

$$2b_1 = 60 - 12 = 48$$

$$\Rightarrow b_1 = 24\text{cm.}$$

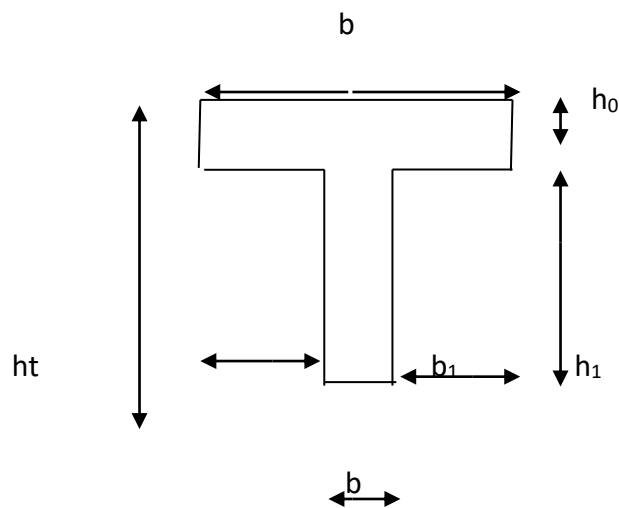


Figure II.1 : Schéma des poutrelles

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

- **Poutres principales :**

Critère de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Pour } L_{\max} = 6.30\text{m}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$\frac{630}{15} \leq h_p \leq \frac{630}{10} \Rightarrow 42 \leq h_p \leq 63$$

On adopte : h=50cm

La largeur de la poutre sera $b \geq h/3 = 16.66$

On adopte b=30cm

Vérification des conditions de RPA 99v2003 :

$$b = 30cm \geq 20cm \rightarrow CV$$

$$h = 50cm \geq 30cm \rightarrow CV$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 \leq 4 \rightarrow CV$$

Donc on prend une section de

- (b x h) = (30x50) cm²
- (b x h) = (30x40) cm²
- (b x h) = (30x30) cm²

REMARQUE :

Dans notre cas nous avons pris trois types de poutre, la première d'une portée plus de 6m qui nous a donné h=50cm, la deuxième portée de 5m avec un h=40cm, et toutes les autres portées varient autour de 3m qui nous donnent un résultat de h=30cm. Alors nous avons choisi trois sections différentes des poutres principales pour économiser sur le béton et donc sur le cout final.

- **Poutres secondaires :**

Critère de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Pour } L_{\max} = 3.90m$$

$$\frac{390}{15} \leq h_p \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h_p \leq 39$$

On adopte : **h=30cm**

La largeur de la poutre sera $b \geq \frac{h}{3} = 13.33cm$ On adopte **b=30cm**

Vérification des conditions de RPA 99v2003 :

$$b = 30cm \geq 20cm \rightarrow CV$$

$$h = 30cm \geq 30cm \rightarrow CV$$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \rightarrow CV$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Donc on prend une section de $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Ci-dessous un tableau récapitulatif des sections de poutres

Tableau II. 1 : Dimensionnement des poutres principale et secondaire

Elément	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
Les 2sous-sol	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
1ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
2ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
3ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
4ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
5ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
6ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
7ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
8ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
9ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
10ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
11ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
12ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
13ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
14ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)
15ème étage	(30x50),(30x40),(30x30)	(30x30)

II.2.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles du BAEL91 préconisent de prendre la section réduite.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc}/0.9) + 0.85(f_e/\gamma_s) (A/B_r))$$

Avec :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

B_r : est la section réduite du poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$$f_{bc} = 0.85f_{c28}/\gamma_b$$

f_e : la limite d'élasticité de l'acier utilisé

$$\gamma_b : 1.5$$

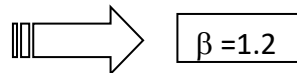
$$\gamma_s : 1.15$$

β : c'est la correction qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \dots \dots \dots 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement)



D'après le BAEL91 $A_{min} = \text{Max}(4u, 0.2\%B)$ et d'après le RPA 99 pour une zone I;

$$A_{min} = 0.8\% B$$

$\Rightarrow A/B_r \approx 0.8\%$ on prend 1%

AN :

$$B_r \geq 0.064 N_u \dots \dots \dots (1)$$

Tel que B_r est la section réduite.

$$N_u = P_u * S * n$$

Avec :

- n : nombre d'étage + RDC $n = 18$.

- S : surface supporté par le poteau le plus sollicité.

$$\text{Avec : } S = L * l = S = 30.04 \text{ m}^2$$

- P_u : charge du plancher $P_u = 1 \text{ t/m}^2$

$$\Rightarrow N_u = 1 * 30.04 * 18 = 540 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow N_u = 5.4 \text{ MN}$$

$$(1) \Rightarrow B_r \geq 0,345 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq 0,61 \text{ m}$$

Donc on prend : $a = b = 80 \text{ cm}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- Vérification d'après le R.P.A 99 V2003

* $\min(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = 80 > 25$ C.V

* $\min(a, b) \geq h_e/20 \Rightarrow a = 523/20 > 26.15$ C.V

* $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{80}{80} = 1\right) < 4$ C.V

- Vérification du poteau au flambement

Calcul du moment d'inertie

$I_x = I_y = a \cdot b^3 / 12 = 80^4 / 12$

$\Rightarrow I_x = I_y = 3413333.333 \text{ cm}^4$

Rayon de giration i_x, i_y

$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$ avec : $A = a \cdot b$ (section du poteau)

$A = 80 \cdot 80 = 6400$

$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{3413333.333 / 6400}$

$\Rightarrow i_x = i_y = 23.09 \text{ cm}$

Calcul de l'élancement :

$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$ Avec : $l_f = 0,7 \cdot l_0$ (cas générale)

$l_0 = 6.55 \text{ m}$

$\Rightarrow l_f = 4.585 \text{ m}$

$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{458.5}{24.54}$

$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 18.68$

Donc on a :

$\lambda_x = \lambda_y = 18.68 < 50 \Rightarrow$ le flambement est vérifié

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Ci-dessous un tableau récapitulatif des sections de poteaux :

Tableau II.2: Recapitulative des sections de Poteau

Niveau	B (cm²)
15	35*35
14	35*35
13	35*35
12	35*35
11	40*40
10	40*40
9	45*45
8	50*50
7	50*50
6	55*55
5	55*55
4	60*60
3	65*65
2	70*70
1	75*75
RDC	80*80
SS 2	80*80
SS 1	80*80

II.3. Descente des charges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges, revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges réglementaires sont :

Les charges permanentes qui présentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

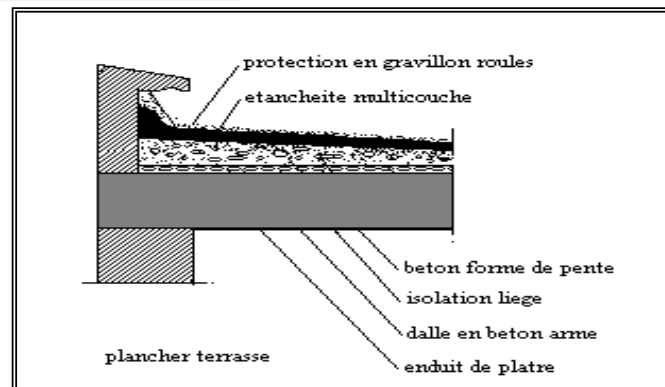
G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

matériaux	P(kg/m ³)	e(m)	G(kg/m ²)
Protection gravillon	2000	0.05	100
Etanchéité multicouche	/	/	20
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	500	0.04	20
Dalle en corps creux	/	16+5	305
Enduit en plâtre	1400	0.02	28

G =	693	(kg/m²)
Q =	100	(kg/m²)

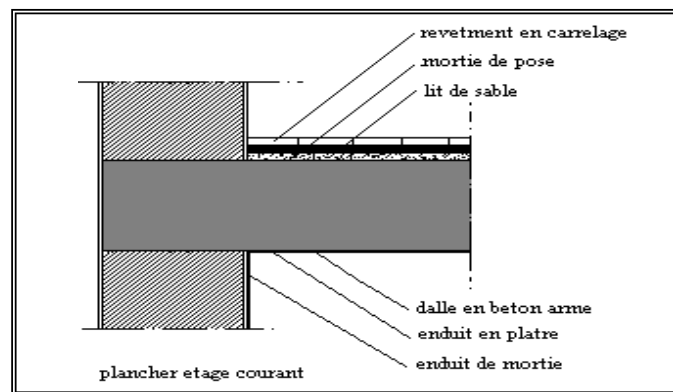


FigureII.2: Plancher type terrasse

II.3.2. Plancher étage courant :

matériaux	P(kg/m ³)	e(m)	G(kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
mortier de pose	2200	0.02	44
Lit de sable	1500	0.02	30
Dalle en corps creux	/	16+5	305
Enduit en plâtre	1400	0.02	28
Cloisons intérieures	1000	0.1	100

G =	551	(KG/m²)
Q =	150	(kg/m²)



FigureII.3 : plancher type étage courant

II.3.3. Plancher Sous Sol 1(à usage Commercial) :

G =	551	(kg/m²)
Q =	2,5	(kg/m²)

II.3.4. Plancher sous sol2 (parking) :

matériaux	P(kg/m ³)	e(m)	G(kg/m ²)
Forme en béton	2200	0.1	220
Dalle plein	2500	0.2	500
Enduit en ciment	2000	0.02	40

G =	760	(KG/M²)
Q =	2.5	(kg/m²)

II.3.4. Maçonnerie :

Murs des façades extérieures :

matériaux	E(m)	(kg/m ²)
Enduit extérieur	0.02	36
Brique creuse	0.15	135
Brique creuse	0.1	90
Enduit intérieur	0.02	36

G =	297	(KG/m²)
(30% d'ouverture) G =	207.9	(kg/m²)

On considère 70 % de G

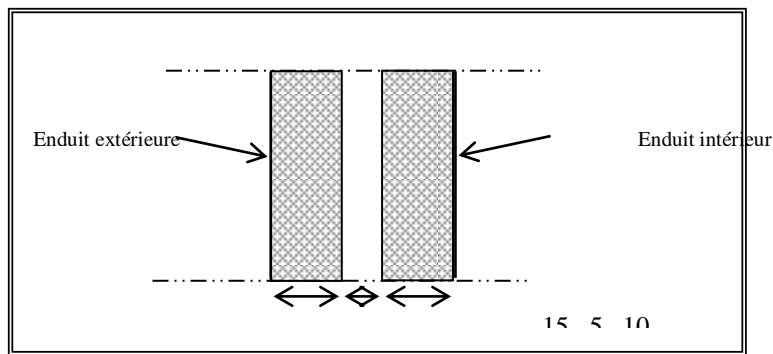


Figure II.4: Remplissage en double paroi

II.3.5. Balcon :

chargement	e (m)	Masse volumique (kg/m ³)	G(kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
mortier de pose	0.02	2000	40
Dalle plane	0.15	2500	375
Enduit en ciment	0.02	2000	40

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

G =	499	kg/m ²
Q =	350	kg/m ²

Calcul de la charge due au poids du mur : $p' = G_m * h$

Enduit extérieure $2 * 0.18 = 0.36 \text{ kn/m}^2$

Brique creuse(e=10cm) 0.9 kn/m^2

Enduit intérieure..... $2 * 0.18 = 0.36 \text{ kn/m}^2$

Bac fleur..... 1.15 kn/m^2

Donc : $G_m = 2.78 \text{ kn/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1.2 \text{ m}$ $\longrightarrow p' = 2.78 * 1.2 = 3.34 \text{ kn/ml}$

II.4. Conclusion :

Pour ce chapitre de pré dimensionnement et descente de charge, nous avons utilisé pour la descente de charge des matériaux qui sont disponible dans notre région avec les valeurs tirées du D.T.R-B.C.2.2, et pour le dimensionnement des éléments nous avons utilisé le règlement parasismique algériennes RPA99/version 2003, pour bien dimensionner et vérifier les résultats.

Chapitre III

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1. Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments secondaires qui sont des éléments autres de contreventement ; qui sont les escaliers, balcon, acrotère, plancher, dalle d'ascenseur

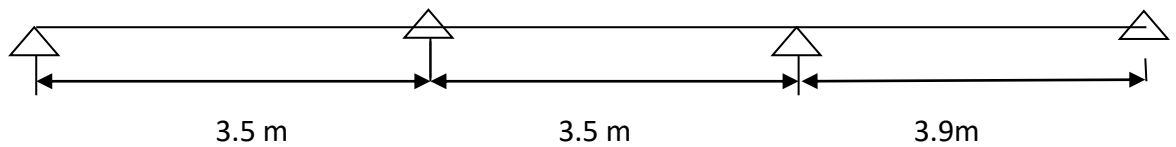
III.2. Etude du plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux formant des surfaces libres pour différentes exploitations (commerciale, habitation, ...etc.), ils ont une faible épaisseur par rapport a leurs dimensions en plan, et ils servent pour supporter les différentes charges et surcharges et les transmettre aux éléments porteurs (poutres principales).

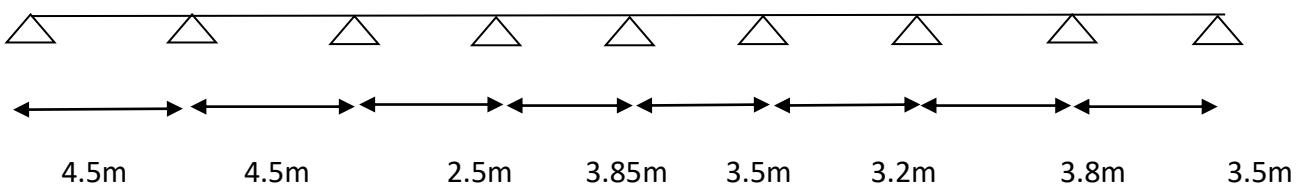
Et le type de plancher utilisé par excellence est le plancher en corps creux.

III.2.1.les types des poutrelles

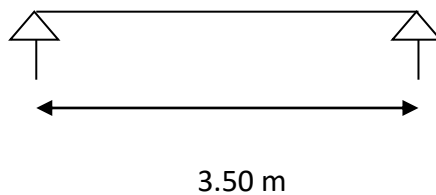
1^{er} type :



2^{eme}type

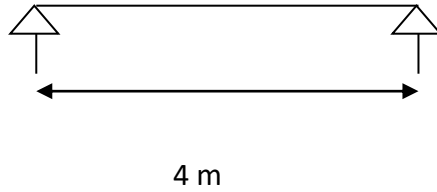


3^{eme}type

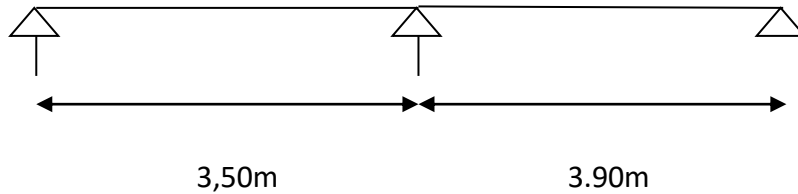


4^{éme}type :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé



5^{eme}type



III.2.2. DESCENTE DES CHARGES

Tableau III.1 : Différentes charges sur les poutrelles

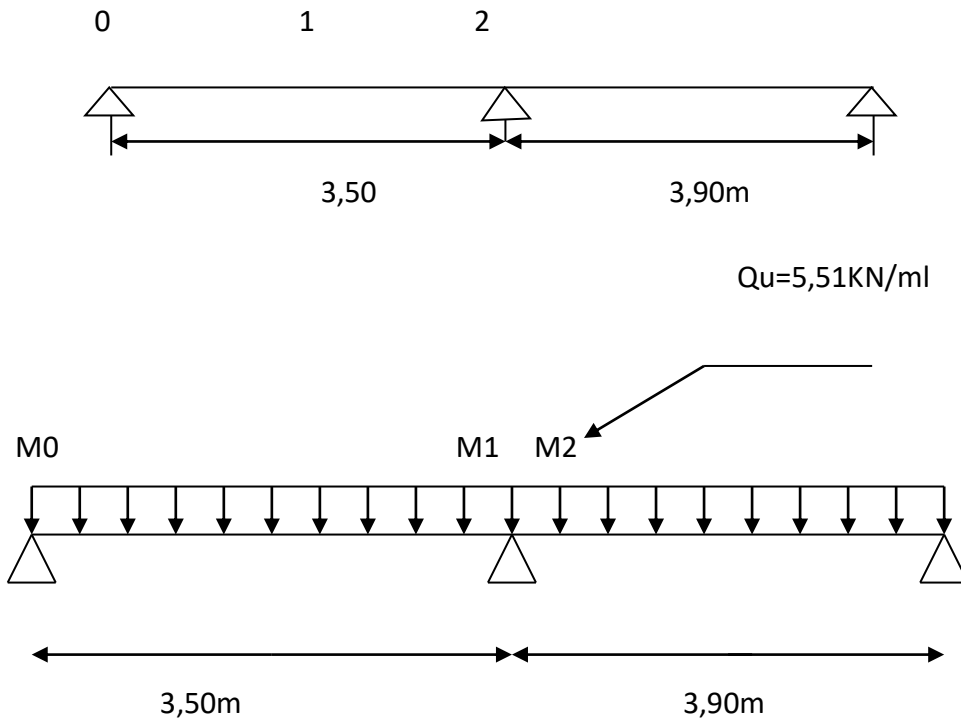
Etage	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU [1,35G+1,5Q]Xb	ELS [G+Q]Xb
Terrasse inaccessible	6.95	1	6.53	4.77
RDC	5.51	2.5	6.71	4.81
Etage courant	5,51	1,50	5,81	4,21

III.2.3. Calcul des poutrelles

Pour calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les poutrelles, on utilise le logiciel SAP2000, et à titre indicatif on utilise la méthode des trois moments pour le type 5.

➤ Méthode des trois moments

Type5



❖ Appui

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$3.5M_0 + 2(3.5 + 3.9) M_1 + 3.5M_2 = -6EI(w_{G1} + w_{D2})$$

$$\Leftrightarrow 14.8M_1 + 6EI(w_{G1} + w_{D2}) = 0$$

$$EIw_{G1} = EIw_{D2} = QU \cdot (L^3) / 24 \cdot EI$$

$$EIw_{G1} = 9.84 \text{ KN}$$

$$EIw_{D2} = 13.61 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow M_1 = -9.51 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

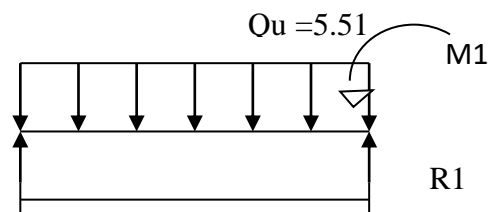
➤ Calcul des moments et des efforts tranchants

• Travée 0-1

$$\sum M /_1 = 0 \Rightarrow R_0 (3.5) - [5.51(3.5)^2 / 2] - M_1 = 0$$

$$\Leftrightarrow R_0 = 6.93 \text{ KN} \quad R_1 = 12.35 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0x - 5.51 \cdot x^2 / 2$$



Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$=6.93 x - 5,51. x^2/2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.5) = -9.49 \end{cases}$$

▪ $T(x) = 6.93 - 5,51x$

$$\begin{cases} T(0) = 6.93 \text{KN} \\ T(3.5) = -12.35 \text{KN} \end{cases}$$

M max SI $T(x)=0 \Rightarrow x= R_0 / qu$

$$X=1,27\text{m}$$

M max=4,36 KN.M

Travée 1-2 :

$$\Sigma M /_1= 0 \Rightarrow R_2 (3.9) - [5,51(3.9)^2 / 2] - M_1 = 0$$

$$\Leftrightarrow R_2= 8.31\text{KN} \quad R_1=13.18\text{KN}$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_2x - 5,51. x^2 / 2 \\ &= 8.31 x - 5,51. x^2/2 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.9) = 9.49 \end{cases}$$

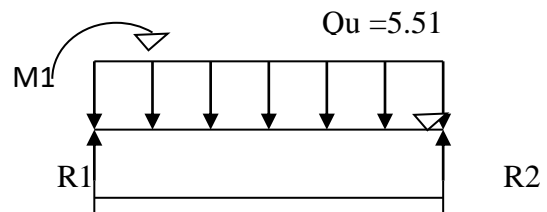
▪ $T(x) = -8.31 + 5,51x$

$$\begin{cases} T(0) = -8.31 \text{KN} \end{cases}$$

$$T(3.9) = 13.18\text{KN}$$

M max SI $T(x)=0 \Rightarrow x= R_1 / qu$

$$X=1.53\text{m}$$



M max=6. 26KN.M

TableauIII.2 : tableau récapitulatif des sollicitations dans les poutrelles

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Différent efforts internes pour l'ELU				
plancher	type	M _{APPUI} (kn .m)	M _T (kn .m)	T(kn)
terrasse	1	10.63	9.22	17.17
	2	16.66	11.12	20.37
	3	0	11.11	12.96
	4	0	14.82	14.82
	5	12.55	8.5	17.66
Etage courant	1	8.98	7.79	14.51
	2	14.07	9.39	17.21
	3	0	9.39	10.95
	4	0	12.52	12.52
	5	10.60	7.18	14.92
RDC	1	11.98	10.34	19.26
	2	18.68	12.47	22.85
	3	0	12.46	14.54
	4	0	16.62	16.62
	5	14.09	9.53	19.81

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Différent efforts internes pour l'ELS				
plancher	type	M _{APPUI} (kn .m)	M _T (k n .m)	T(kn)
terrasse	1	7.86	6.82	12.7
	2	12.32	8.22	15.06
	3	0	8.22	9.59
	4	0	10.9 6	10.96
	5	9.28	6.29	13.06
Etage courant	1	6.63	575	10.71
	2	10.38	6.93	12.7
	3	0	6.93	8.08
	4	0	9.24	9.24
	5	7.82	5.3	11.05
RDC	1	7.49	6.49	12.1
	2	11.73	7.83	14.35
	3	0	7.83	9.13
	4	0	10.4	10.44
	5	8.84	5.99	12.44

III.2.4. Calcul de ferrailages des poutrelles à l'ELU :

		matériaux	
BETON	Résistance du béton à la compression à 28 jours	$f_{c28} =$	28 MPA
	La résistance caractéristique à la traction : $0,6+0,06*f_{c28}$	f_{t28}	2,28 MPA
	Coefficient de déviation angulaire	θ	1
	Coefficient partielle de sécurité	γ_b	1,5
	La contrainte à l'état limite ultime de résistance du béton : $f_{bc} = \frac{0,85*f_{c28}}{\gamma_b}$	fbc	15.87 MPA
	La contrainte de compression du béton a l' ELS $0.6*f_{bc}$	σ_{bc}	16.8 MPA
	Le module de déformation longitudinale instantané : $11000\sqrt[3]{f_{c28}}$	E_{ij}	33402,48 MPA
	Le module de déformation différé : $=3700\sqrt[3]{f_{c28}}$	E_{vj}	11235,4 MPA
ACIER	Limite d'élasticité :FeE400	Fe	400 MPA
	coefficient de sécurité d'acier	γ_s	1,15
	Contrainte de l'acier a l'état limite ultime	σ_{st}	347,83 MPA

Module d'élasticité	E	2×10^5 MPA
---------------------	---	---------------------

▪ **Exemple de calcul : plancher terrasse :**

-Géométrie de la poutrelle

- Largeur de la poutre $b=0,65\text{m}$
- Hauteur de la section $h=0,21\text{M}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,189\text{m}$

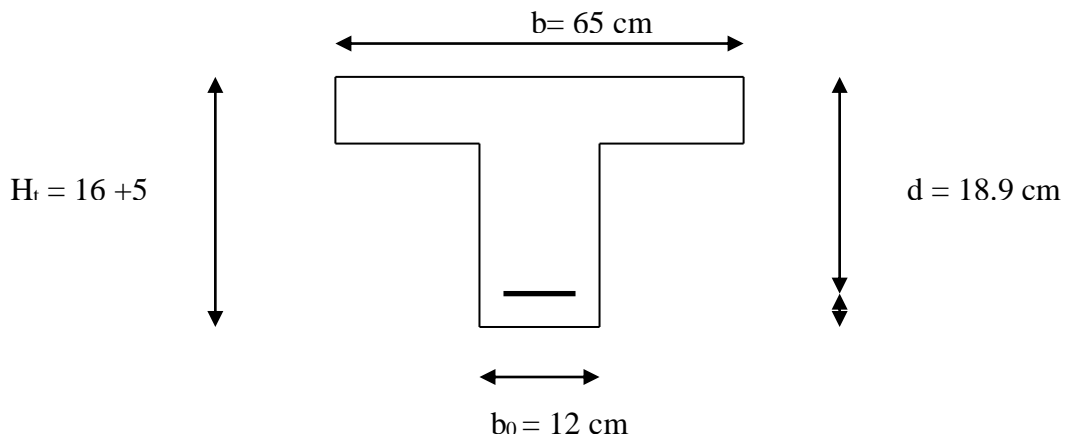


Figure III.1 : schéma d'une poutrelle

• **En travée**

$$M_{UMAX}=14.82 \text{ KN.M}=0,01482\text{MN} .\text{M}$$

on calcule le moment équilibrée par la table M_t

$$M_t = b \cdot h_0 (d - h_0 / 2) f_{bc} = 0.65 (0.05) (15.87) (0.189 - 0.05/2)$$

$$M_t = 0.084 \text{ Mn.m}$$

$M_u < M_t$ l'axe neutre est dans la table, donc on considère notre section comme section rectangulaire de $b \times h$.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Chargement		
Moment ultime	M_u	14.82 KN .M
Moment réduit limite	μ_r	0,392

- En appui

calcul des moments réduits		
Moment ultime reduit	M_u/bd^2f_{bc}	$\mu=0,043$
Etat limite de compression du béton	$\mu < \mu_r$	Pas d'acier comprimé
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre tendue	Détermination de la section théorique des aciers tendus $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,054
Bras de levier du couple interne	$Z = d (1 - 0.4\alpha)$	0,185
Section théorique d'acier	$A_{st} = M_u / \sigma_{st} * Z$	2,30 cm ²
Condition de non fragilité	$0.23 * f_t * 28 * b * d / f_e$	$A_{min} = 1,48 \text{ cm}^2$
$A_{st \text{ choisi}} = 1T14 + 1T10 = 2.33 \text{ cm}^2$		

$M_{UMAX} = 16.66 \text{ KN.M} = 0,01666 \text{ MN .M}$

on calcul le moment équilibré par la table M_t :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$M_t = b \cdot h_0 (d - h_0 / 2) f_{bc} = 0.6 (0.05) (15.87) (0.189 - 0.05/2)$$

$$M_t = 0.078 \text{ Mn.m}$$

$M_u < M_t$ l'axe neutre est dans la table, donc on considère notre section comme section rectangulaire.

Chargement		
Moment ultime	M_u	16.66 KN .M
Moment réduit limite	μ_r	0,392

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,061
Bras de levier du couple interne	$Z = d (1 - 0.4\alpha)$	0,184

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$A_{st} = M_u / \sigma_{st} * Z$	2,60cm ²
Condition de non fragilité	$0.27 * f_t * 28 * b * d / f_e$	$A_{min} = 1,48 \text{cm}^2$
$A_{st \text{ choisi}} = 2T14 = 3.08 \text{cm}^2$		

III.2.5. Vérification à l'ELS

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est peu nuisible ; donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq ((\gamma-1)/2) + (f_{c28}/100), \text{ avec } \gamma = M_u/M_{ser}$$

- **En travée**

$$\gamma = M_u/M_{ser} = 17.23/16.46 = 1,05 \text{ avec : } \alpha = 0.065.$$

$$\alpha \leq 0.305 \text{c.v}$$

- **En appuis**

$$\gamma = M_u/M_{ser} = 17.21/18.50 = 0.93 \text{ avec : } \alpha = 0.062$$

$$\alpha \leq 0.245 \text{c.v}$$

✓ **Vérification des efforts tranchants au cisaillement**

vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = T_u(\max)/ b_0d$	1.39 MPA
contrainte tangente admissible	$\overline{\tau}_u = \min(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa)$	3,73 MPA
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u < \overline{\tau}_u$	C .V
Armatures transversales		
Diamètre des armatures transversales	$\phi_t \leq \min(\frac{h_t}{35}, \phi \text{ min}, \frac{b}{10})$	$\phi_t = \Phi 6\text{mm}$
L'espacement	Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h_t}{4}, 12\phi \text{ min}, 30\text{cm})$	S=5cm
	$S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t = 10\text{cm}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

✓ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,28 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,28 / 400$$

$$A_{st \min} \geq 1,61 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A_{st \text{ appui}} \geq 1,61 \text{ cm}^2)$$

✓ **Vérification au glissement**

En appui :

$$T_u(\max) - M_u / 0,9.d \leq 0$$

$$0.0002 \leq 0 \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible} \text{ avec } f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm si } L \geq 5m$$

$$\text{Pour notre cas : } L = 4,5m \Rightarrow f_{admissible} = 0.0095m$$

Calcul de f :

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15 * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.6 * 0.21^3}{12} + 15 * 2,69 * 10^{-4} * \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 4.91 * 10^{-4} m^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\varphi * (2 + 3 * \frac{b_0}{b})} \text{ Avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{2,69 * 10^{-4}}{0.12 * 0.21} \Rightarrow \varphi = 0.0118 \Rightarrow \lambda_i = 3.71$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.99$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} I_{fi} = 1.156 * 10^{-4} . m^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}} = 0.00426 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.00862 \text{ m} < f_{admissible} = 0.0095 \text{ c. v}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

✓ **Ferraillage de la dalle de compression :**

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre ϕ 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e = 500MPa. \\ A_1 \geq \frac{4.L}{f_e}. \text{ Avec } L=60 \text{ cm.} \quad \text{donc : } A_1 \geq 0,45cm^2 / ml. \end{array} \right.$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,24cm^2 / ml.$$

Donc : On adopte un treillis soudés de ϕ 6 et un espacement $(20 \times 20) cm^2$.

Tableau récapitulatif du ferraillage des poutrelles type1

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : récapitulatif du ferraillage des poutrelles type1

poutrelle	A_{st}calculé		A_{st}choisi	
	travée	appui	travée	appui
RDC	2.58 cm ²	2.93cm ²	2T14	2T14
Etage courant	1.94 cm ²	2.18 cm ²	2T14	1T12+1T14
terrasse	2.3cm ²	2.6 cm ²	2T14	1T12+1T14

L'ancrage des armatures

$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}}$, avec: $\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s \cdot F_{tj}$

L_s : longueur de scellement

ψ_s : coefficient de scellement égale a 1.5 pour les armatures

∅: Le diamètre maximale = 1.60cm

Pour ∅=1.2cm :

L₁=2.40cm, l₁=17.81cm, L=26.81cm.

Dessin de ferrailage



Figure III.2: ferrailage des poutrelles

III.3. Etude des escaliers

III.3.1. Généralités

Les escaliers sont des éléments structuraux importants dans un bâtiment, ils permettent l'accès verticale entre les différents étages de la structures, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre, et les différentes surcharges permanentes et d'exploitations) .

Donc il faut faire une étude rigoureuse pour déterminer le ferrailage à partir des efforts internes, qui agissent sur ces derniers.

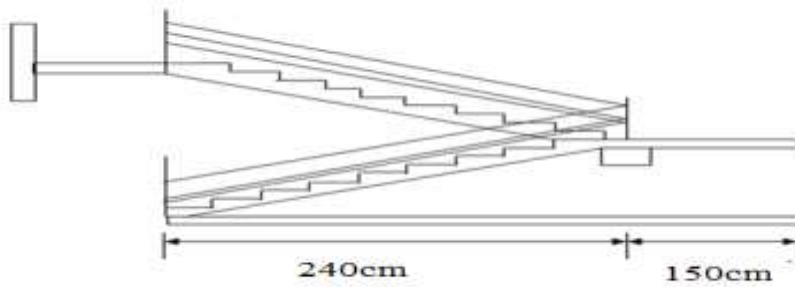
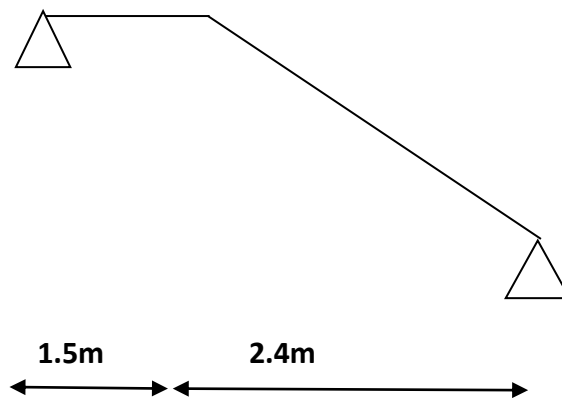


Figure III.3 : schéma de l'escalier

III .3.2. Types d'escaliers

- On distingue un seul type d'escaliers droit avec deux volées pour les étages courants et quatre volées pour le RDC :



- Pour les sous-sol on distingue des escaliers balance.

III.3. 3.Pré dimensionnement

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

-Il doit être agréable à l'œil ;

-Facilité à gravir sans fatigue : ce qui implique la conservation de cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et la contremarche : c'est la relation de « BLONDEL »

Un pas=2h+g

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

➤ RDC :

▪ Calcul de la hauteur de contre marche

D'après la formule de « BLONBEL » $59 \leq 2h + g \leq 66\text{m}$

h : Hauteur de la contremarche.

g : Giron ou la longueur de la marche.

✓ Premier cas : D'après le plan Architectural, on pose $g=30\text{cm}$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 2h + 30 \leq 66 \Leftrightarrow 14,50 \leq h \leq 18$$

Donc, on prend $h=17\text{cm}$

✓ Deuxième cas : D'après le plan Architectural. On pose $h=17\text{cm}$

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 34 +g \leq 66 \Leftrightarrow 25 \leq g \leq 32$$

Donc, on prend $g=30\text{cm}$

▪ Calcul du nombre de contre marche

$$N=H_e/h$$

H_e : Hauteur d'étage $H_e = 5.23\text{m}$

h : Hauteur de contremarche $h = 17\text{cm}$

- $N = 5.23/0,17 = 30$ contremarches ($h=0.17$) + 1 contre marche ($h=0.13\text{m}$)

➤ Pour le RDC, il a 4 volée

1. Pour la première volée (R.D.C). On à 09 contremarches de hauteur $h=17\text{cm}$
2. Pour la Deuxième volée. On à 07 contremarches de hauteur $h=17\text{cm}$
3. Pour la Deuxième volée. On à 08 contremarches de hauteur $h=17\text{cm}$
4. Pour la Deuxième volée. On à 06 contremarches de hauteur $h=17\text{cm}$, et une contre marche de hauteur $h=13\text{cm}$



FigureIII.4 : schéma des volées du RDC

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Nombre de marche

Pour l'étage on a 27 marches.

▪ **Calcul de la longueur de la ligne de foulée**

Elle représente le parcours d'une personne qui décent en se tournant à la rampe du coté du jour, elle est placée conventionnellement.

$$l = g (N/2 - 1)$$

l : Longueur de la ligne de foulée

g : La longueur de la marche

N : Nombre de contremarche

- Pour la premier partie $H_e=251\text{cm}$
- $L_1=0,30(15/2 - 1) = 1.95\text{m}=195\text{cm}.$
- Pour la deuxième partie $H_e=272\text{cm}$
- $L_2=0.3(16/2-1)=2.1\text{m}=210\text{cm}$

▪ **Calcul de l'inclinaison de la paillasse**

h: hauteur du volée

l: longueur de la ligne de foulée

- Pour la première partie

$$\text{tg}\alpha = h/l \quad \Leftrightarrow \alpha = \text{arctg } 2.51 / 1.95 = 52,15^\circ$$

- Pour la dexieme partie

$$\text{tg}\alpha = h/l \quad \Leftrightarrow \alpha = \text{arctg } 2.72 / 2.1 = 52,33^\circ$$

▪ **La longueur de la paillasse**

- $L = 2.55/\sin\alpha = 3.18 \text{ m}.$
- $L = 2.21/\sin\alpha = 3.44 \text{ m}.$

▪ **Calcul de l'épaisseur du palier intermédiaire**

$$L/20 \leq e \leq L/15$$

L : longueur de la ligne de foulée

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- $195/20 \leq e \leq 195/15 \Rightarrow 0,097 \leq e \leq 0,13$
- $210/20 \leq e \leq 210/15 \Rightarrow 0,1 \leq e \leq 0,14$

Donc ; on prend $e=10\text{cm}$ (pour les deux cas)

▪ **Calcul de l'épaisseur de paillasse**

$e = \max (L/20 ; L/30)$

- $e = \max (1.95/20 ; 1.95/30) \Rightarrow e = \max (0,097 ; 0,13) \text{ m}$
- $e = \max (2.1/20 ; 2.1/30) \Rightarrow e = \max (0,1; 0,07) \text{ m}$

On opte pour $e=10\text{cm}$

REMARQUE :

Pour tous les types des volées, on a la même épaisseur de la paillasse et du palier égale à 10cm

➤ **Sous SOL1 :**

Pour le sous sol1 de 2.89 m, on a une seule volée balancée. Le calcul se fait de la même manière et on obtient :

Nombre de contremarche : $h = 17\text{cm}$

$$N = 2.89/0,17 = 17 \text{ contremarches}$$

Pour le sous-sol on a 18 marches.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g (n-1)=30 \times 8= 225\text{cm}$.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 289/225 \Rightarrow \alpha = 52.09^\circ$.

La longueur de la paillasse est : $L = 2.89/\sin\alpha = 3.66 \text{ m}$.

L'épaisseur de paillasse : $e = \max (L/20 ; L/30)$

$e = \max (3.66/20 ; 3.66/30) \Rightarrow e = \max (0,18 ; 0,24) \text{ m}$

On opte pour $e=20\text{cm}$

➤ **Sous SOL2 :**

Pour le sous sol1 de 3.01 m, on a une seule volée balancée. Le calcul se fait de la même manière et on obtient :

Nombre de contremarche : $h = 17\text{cm}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$N = 3.01/0,17 = 18 \text{ contremarches}$$

Pour le sous-sol on a 19 marches.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 8= 240\text{cm}$.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 301/240 \Rightarrow \alpha = 51.43^\circ$.

La longueur de la paillasse est : $L = 3.01/\sin\alpha = 3.85 \text{ m}$.

L'épaisseur de paillasse : $e = \max(L/20 ; L/30)$

$$e = \max(3.85/20 ; 3.85/30) \Rightarrow e = \max(0,19 ; 0,25) \text{ m}$$

On opte pour $e=20\text{cm}$

➤ **ETAGE COURANT :**

▪ **Calcul de la hauteur de contre marche**

D'après la formule de « BLONBEL » $59 \leq 2h + g \leq 66\text{m}$

h : Hauteur de la contremarche.

g : Giron ou la longueur de la marche.

✓ **Premier cas** : D'après le plan Architectural, on pose $g=30\text{cm}$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 2h + 30 \leq 66 \Leftrightarrow 14,50 \leq h \leq 18$$

Donc, on prend $h=17\text{cm}$

✓ **Deuxième cas** : D'après le plan Architectural. On pose $h=17\text{cm}$

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 34 +g \leq 66 \Leftrightarrow 25 \leq g \leq 32$$

Donc, on prend $g=30\text{cm}$

▪ **Calcul du nombre de contre marche**

$$N=H_e/h$$

H_e : Hauteur de l'étage $H_e = 3.06\text{m}$

h : Hauteur de contremarche $h = 17\text{cm}$

- $N = 3.06/0,17 = 18 \text{ contremarches}$

Pour la première volée (R.D.C). On à 09 contremarches de hauteur $h=17\text{cm}$

Pour la Deuxième volée. On à 09 contremarches de hauteur $h=17\text{cm}$

Nombre de marche : Pour l'étage on a 16 marches.

Etude technique et managériale d'un bâtiment : 2 sous-sol, RDC, 15 étages en béton armé

▪ Calcul de la longueur de la ligne de foulée

Elle représente le parcours d'une personne qui décent en se tournant à la rampe du côté du jour, elle est placée conventionnellement.

$$l = g(N/2 - 1)$$

l : Longueur de la ligne de foulée

g : La longueur de la marche

N : Nombre de contremarche

- $L = 0,30(18/2 - 1) = 2.40\text{m} = 240\text{cm}.$

▪ Calcul de l'inclinaison de la pailasse

h : hauteur du volée

l : longueur de la ligne de foulée

$$\text{tg}\alpha = h/l \Rightarrow \alpha = \text{arctg } 1.53 / 2.40 = 32.51^\circ$$

▪ La longueur de la pailasse

$$L = 1.53/\sin\alpha = 2.84 \text{ m}.$$

▪ Calcul de l'épaisseur du palier intermédiaire

$$L/20 \leq e \leq L/15$$

L : longueur de la ligne de foulée

$$2.84/20 \leq e \leq 2.84/15 \Rightarrow 0.12 \leq e \leq 0,16$$

Donc ; on prend $e = 15\text{cm}$

▪ Calcul de l'épaisseur de pailasse

$$e = \max(L/20 ; L/30)$$

$$e = \max(2.84/20 ; 2.84/15) \Rightarrow e = \max(0,14 ; 0,18) \text{ m}$$

On opte pour $e = 15\text{cm}$

Pour tous les types des volées, on a la même épaisseur de la pailasse et du palier égale à 15cm

III.3.4. Descente de charge :

Charge permanente

<u>Paillasse (étage courant)</u>	
Carrelage horizontal(e=2cm)	0,44 kN/m ²
Carrelage vertical(e=2cm)	22 .0,02.h /g=0,25 kN/m ²
Mortier de pose horizontal(e=2cm)	22.0,02=0,44 kN/m ²
Mortier de pose vertical(e=2cm)	22 .0,02.h /g=0,25 kN/m ²
Marche en béton armé(h=17cm)	25.0,17/2=2,125 kN/m ²
Paillasse en béton armé(e=20cm)	25.0,15/cosα=8.02kN/m ²
Enduit en ciment sous volée(e=2cm)	22.0,02/cosα=0,52 kN/m ²
Sable fin(e=2cm)	0,36 kN/m ²
G=12.4KN/m ²	
<u>PALIER</u>	
Carrelage horizontal(e=2cm)	0,44 kN/m ²

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Mortier de pose horizontal(e=2cm)	22.0,02=0,44 kn/m ²
Poids de palier(e=20cm)	5kn /m ²
Enduit en ciment	0,44 KN /M ²
Sable fin(e=2cm)	0,36 kn/m ²
G=6.68KN/m²	

Surcharge d'exploitation

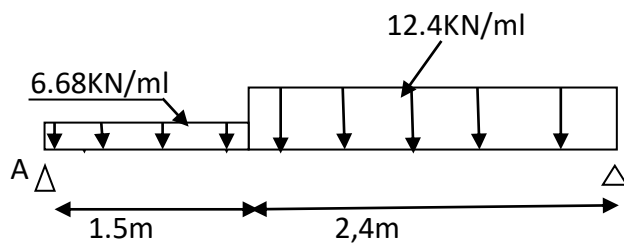
Surcharge d'exploitation		
Q paillasse= Q palier	habitation	Q=2,5 KN/M ²

III.2.5. Détermination des efforts internes

Les efforts internes sont déterminés par le logiciel « SAP2000 »

REMARQUE :

On va étudier le cas de l'étage courant



ELU

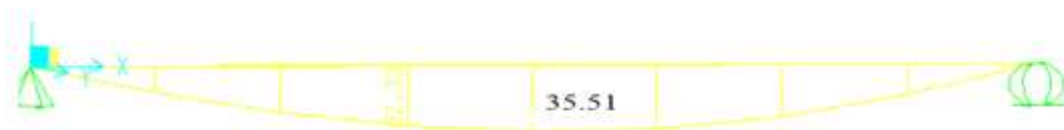




Figure III .5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.4 : récapitulatif des efforts internes

	type	ELU			ELS		
		M _{APPUI} (kn.m)	M _T (kn.m)	T(kn)	M _{APPUI} (kn.m)	M _T (kn .m)	T(kn)
sollicitations	1	0	35.51	38.59	0	25.78	28.05

III.3.6. Calcul de ferrailage à l'ELU

➤ **En travée**

$M_{tra}=35.51 \text{ KN.m}$

GEOMETRIE	
Largeur de la poutre	b=1m
Hauteur de la section	h=0 ,15m
Hauteur utile des aciers tendus	d=0,135m
Contrainte de calcul	
$M_U=0,85 \cdot 24.48=30.18 \text{ KN.M}$	

chargement		
Moment ultime	M _u	30.18 KN .m
Moment réduit limite	μ _r	0,392

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	M_u/bd^2f_{bc}	$\mu=0,104$
Etat limite de compression du béton	$\mu < \mu_r$	Pas d'acier comprimé

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,14
Bras de levier du couple interne	$Z = d (1 - 0.4\alpha)$	0,127

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$A_{st} = M_u / \sigma_{st} * Z$	6.8cm ²
Condition de non fragilité	$0.23 * f_t * b * d / f_e$	$A_{min}=2,65cm^2$
Min RPA $A_{min}=0,5\%b * h=7,5cm^2$		
$A_{st} \text{ choisi} = 7T12=7,92cm^2/ml$		
Armatures de répartitions		

$A_r = 7,92 / 4 = 1,98 \text{cm}^2$	$A_r = 5T8 = 2,51 \text{cm}^2$
-------------------------------------	--------------------------------

➤ **En appui**

$M_{app} = 0.5 * 0 = 0 \text{kN.m}$

III.3.7. Vérification à l'ELS

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est peu nuisible ; donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$\alpha \leq ((\gamma - 1) / 2) + (f_{c28} / 100)$, avec $\gamma = M_u / M_{ser}$

• **En travée**

$\gamma = M_u / M_{ser} = 35.51 / 25.78 = 1.37$ avec : $\alpha = 0.115$.

$\alpha \leq 0.45$ **C.V**

• **En appuis**

$\gamma = M_u / M_{ser} = 0$ avec : $\alpha = 0.023$

$\alpha \leq 0.45$ **C.V**

puisque l'équation est vérifié en appui et en travée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton donc $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

✓ **Vérification des efforts tranchants au cisaillement**

vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = T_u(\text{max}) / b \cdot d$	0,38MPA
contrainte tangente admissible	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa}\right)$	3,73MPA
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	C.V

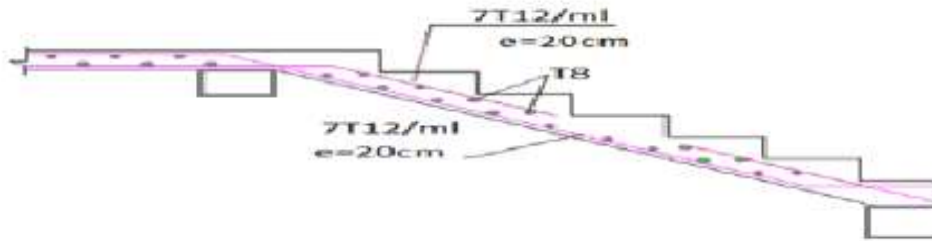


Figure III.6 : croquis du ferrailage de l'escalier

➤ **SOUS SOL 1 :**

REMARQUE :

Pour les escaliers balancé on étudié le type du sous-sol 1

Escalier balancé :

***Dimension d'escalier :**

On va étudier ce type d'escalier par l'utilisation de logicielle SAP2000.

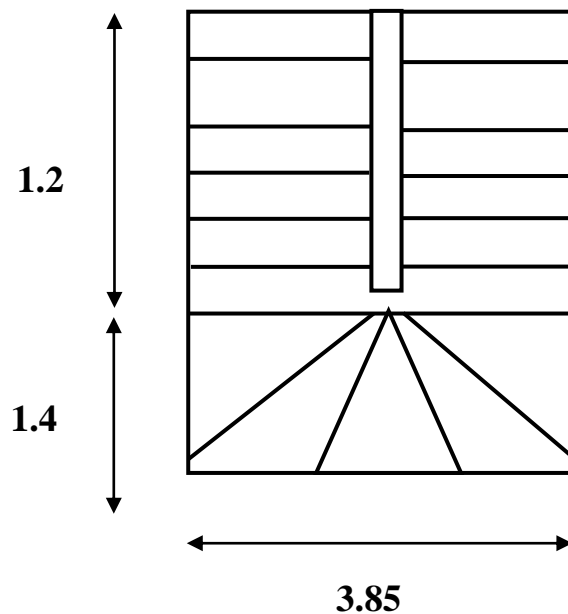


Figure III.7 : Schéma des escaliers balance

Tableau III.5: description d'escalier balancé

N° d'étage	He (m)	2ème type d'escalier								
		Nombre des marches			g (cm)	h (cm)	α			ev (cm)
		Volée 1	Volée 2	Volée 3			Volée 1	Volée 2	Volée 3	
SS1	2.89	7	6	5	30	17	26.9	27.45	28.64	15

***Descente des charges des escaliers :**

La descente des charges est calculée comme suit :

➤ **Paillasse :**

Avec : **Gp.p.paillase** dépend de l'inclinaison de volée (paillasse).

-La charge permanente des différentes volées :

<u>Paillasse (sous-sol 1et 2)</u>	
Carrelage horizontal(e=2cm)	0,44 kN/m ²
Carrelage vertical(e=2cm)	22 .0,02.h /g=0,25 kN/m ²
Mortier de pose horizontal(e=2cm)	22.0,02=0,44 kN/m ²
Mortier de pose vertical(e=2cm)	22 .0,02.h /g=0,25 kN/m ²
Marche en béton armé(h=17cm)	25.0,17/2=2,125 kN/m ²
Paillasse en béton armé (e=20cm)	25.0,15/cosα=8.02kN/m ²
Enduit en ciment sous volée(e=2cm)	22.0,02/cosα=0,52 kN/m ²
Sable fin(e=2cm)	0,36 kn/m ²
4.385+Gp.p.paillase	

Tableau III.6: La charge permanente des différentes volées

N°	α	Gp.p.paillase [KN/m ²]	G Total [KN/m ²]
Volée1	26.9	4,20	8,585
Volée2	27.45	4,23	8,615
Volée3	28.64	4,27	8,655

***Détermination des efforts internes :**

➤ **Première volée :**

La charge permanente sur la volée :

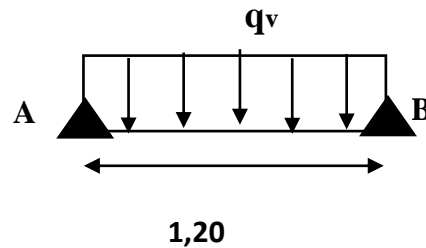
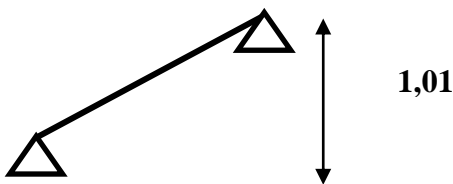
$$G=8.585 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2.$$

-Calcul à l'ELU :

La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1,35G_v + 1,5q_v = 15.34 \text{ KN/ml}$$



***Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour une poutre isostatique, on trouve :

$$M_{\max} = 2.82 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 9.4 \text{ KN}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 2.4 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_{\max} = 1.41 \text{ KN.m}$$

***Détermination du ferrailage :**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

En travée						
Mu (KN. m)	μ	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
2.4	0.00083	0,001	0.135	0.5	4T12=4,52	20
En appui						
1.41	0.0049	0.0061	0.13	0,3	4T12=4,52	20

-Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st\ min} \geq 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{st\ min} \geq 1,63\text{cm}^2 \dots \text{CNV}$

On va ferrailer avec $A_{st\ min}$. On choisit : En travée : **4T12** de section 4,52 cm²/ml.

En appuis : **4T12** de section 4,52 cm²/ml.

-Armature de répartition :

$A_r = A_{st} / 4 = 3,39 / 4 = 0,85\ \text{cm}^2$

On choisit : **2T10** de section 1,57 cm²/ml.

-Condition du RPA99 version 2003 :

$A_{min} = 0,5\% . b . h = 5 * 10^{-3} * 100 . 15 = 7,5\ \text{cm}^2 \dots \text{[CV]}$

Car on a choisi : 4T12+4T12=9.04cm²/ml.

-L'espacement :

$e \leq \min (4 . h ; 45\ \text{cm}) \Rightarrow e \leq \min (60\ \text{cm} , 45\ \text{cm}) \Rightarrow e \leq 45\ \text{cm}$

On prend : $e = 20\ \text{cm}$.

➤ **Deuxième volée :**

***détermination des sollicitations :**

À partir de sap2000 on a :

$M_{max} = 19.45\ \text{KN.m}$

$T_{max} = 31.52\ \text{KN}$

$M_t = 0,85 M_{max} = 16.53\ \text{KN.m}$

$M_a = 0,5 M_{max} = 9.72\ \text{KN.m}$

***Détermination du ferrailage :**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant:

En travée						
Mu (KN. m)	μ	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
16.53	0.057	0,073	0.13	3.65	4T12=4.52	20
En appui						
9.72	0.033	0.419	0.11	2.54	4T12=4,52	20

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

-Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st\ min} \geq 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{st\ min} \geq 1,63 \text{cm}^2 \dots \text{CV}$

-Armature de répartition :

$A_r = A_{st} / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$

On choisit : **2T10** de section $1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

-Condition du RPA99 version 2003 :

$A_{min} = 0,5\% . b . h = 5 * 10^{-3} * 100 . 15 = 7,5 \text{ cm}^2 \dots \text{[CV]}$

Car on a choisi : 4 T12+4T10=7,66cm²/ml.

-L'espacement :

$e \leq \min (4 . h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq \min (60 \text{ cm} , 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

- ELS :

- En travée :

*position de l'axe neutre :

$$\frac{b * X_s^2}{2} - 15 * A_{st} (d - X_s) = 0 \Rightarrow 50 * X_s^2 - 15 * 4,52 * (13,5 - X_s) = 0 \Rightarrow X_s = 3,7 \text{ cm}$$

*moment d'inertie :

$$I = \frac{b * X_s^3}{3} + 15 * A_{st} (d - X_s)^2 = 8199 \text{ cm}^4$$

*calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * X_s}{I} = \frac{8,31 * 0,001 * 0,037}{8199 * 10^{-8}} = 3,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 16,8 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

- En appuis :

*position de l'axe neutre :

$$\frac{b * X_s^2}{2} - 15 * A_{st} (d - X_s) = 0 \Rightarrow 50 * X_s^2 - 15 * 3,14 (13,5 - X_s) = 0 \Rightarrow X_s = 3,10 \text{ cm}$$

*moment d'inertie :

$$I = \frac{b * X_s^3}{3} + 15 * A_{st} (d - X_s)^2 = 6486,57 \text{ cm}^4$$

*calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * X_s}{I} = \frac{4,856 * 0,001 * 0,04}{6087,57 * 10^{-8}} = 2,5 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 16,8 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

*Vérification au cisaillement :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25,06 \cdot 0,001}{1 \cdot 0,135} = 0,20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \text{CV.}$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 3.8. Étude de la poutre palière

III .3.8.1. Pré-dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Avec } L=3,85\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$$\Rightarrow 25.66 \leq h \leq 38.5$$

Pour une meilleur sécurité, on prend : **h = 30 cm b = 30 cm**

III .2.8.2. Descente des charges

Poutre palière		
Charge permanente	0,3x0,3x25=2,25	KN/m
Surcharge d'exploitation	0	KN/m

a. Réaction de l'escalier

T_{Umax} =effort tranchant maximum

$$R_b = T_{Umax} / (l/2)$$

b. Calcul des charges à l'ELU et à l'ELS

$$P_{ult} = 1,35G + R_b = 1,35 \cdot 2,52 + 52.45 / (3.40 / 2) \quad P_{ult} = 33.62 \text{ KN/ml}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$P_{ser}=G+R_b=2.52+52.45/(3.40/2)$ $P_{ult}=32.83\text{KN/ml}$

III.2.8.3. Calcul du ferrailage

Tableau III.7 : récapitulatif du ferrailage de la poutre palière

Poutre palière		Armatures longitudinales				Armatures Transversales		
		travée		appui		RPA99		
Section(cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi	A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi	S _t (cm)	S _t ' (cm)	A _{st} choix
30x30	4.5	8.9	6T14	2,16	3T12	10	15	4φ6

III.4. L'Acrotère

III.4. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

* Un effort normal du à son poids propre (**G**).

* Un moment du à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.

Etude technique et managériale d'un bâtiment : 2 sous-sol, RDC, 15 étages en béton armé

- Entretien des façades.

III.4.2 Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

III.4.3. Evaluation des charges :

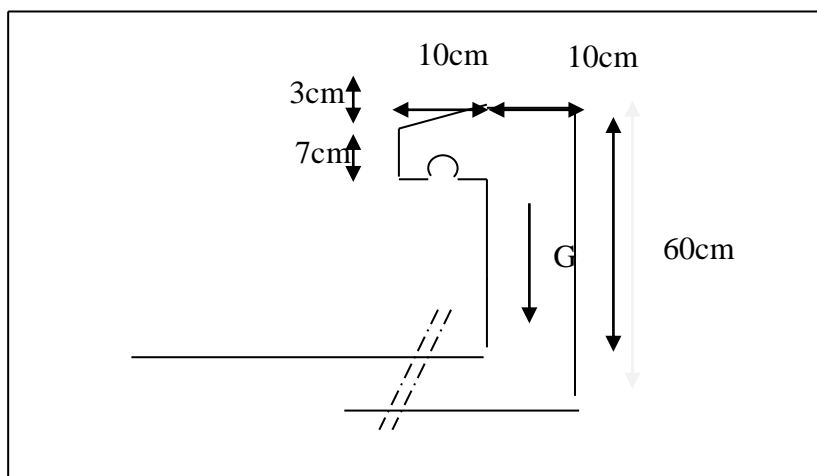


Figure III.8 : Schéma de l'acrotère

a) charge permanente :

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1)/2 + 0.07 \times 0.1]$$

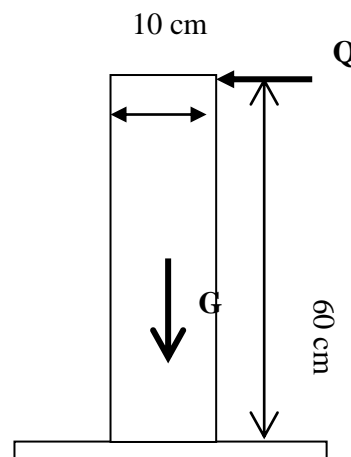
$$\Rightarrow S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation :

(de la main courante de personne).

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$



c) Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,1$ **A**: coefficient d'accélération de zone (zone I).

$C_P = 0,80$ **C_P** : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.7125 \text{KN/ml}$ **W_P** : poids de l'acrotère.

D'où : $F_P = 4 \times 0,1 \times 0,80 \times 1.7125 \Rightarrow F_P = 0.548 \text{ KN/ml}$

On a : $F_P \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1.7125 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_Q = Q \cdot h = 1.00 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 1.00 \text{ KN}$

III.4.4. EVALUATION DES SOLLICITATIONS :

• **Etat limite ultime :**

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

• **Etat limite de service :**

$$N_{ser} = N_G = 1.7125 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Vérification de non flambement :

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$$L_f = 2.L_0$$

L_f : la longueur de flambement.

$$= 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \quad a: \text{l'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$= \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = 41.57 \quad \lambda: \text{l'élanement}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_0 = 1.7 \text{ cm}$ e_0 : l'excentricité du noyau central.

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_1 = 39 \text{ cm}$ e_1 : l'excentricité du premier ordre.

$e_1 > e_0 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$$\lambda_{\max} = \text{Max}((50, \min(100, e_1/a)) \text{ cm}$$

$$= \text{Max}((50, \min(100, 39/10)) \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{\max} = 50$$

on a : $\lambda = 41.57 \leq \lambda_{\max} = 50$ donc : pas de risque de flambement.

L'excentricité total de calcul :

$$e = e_0 + e_1 + e_2$$

$$e_0 = \text{Max}(2 \text{ cm}, \frac{l}{250})$$

$$= \text{Max}(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}) \Rightarrow e_0 = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = (3 \times \frac{L_f^2}{10000 \times h}) (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

$\alpha = 0$ car : G ne crée aucun moment.

$$\varphi = 2$$

$$\text{donc : } e_2 = (3 \times \frac{(1.2)^2}{10000 \times 0.1}) \times 2 \Rightarrow e_2 = 0.86 \text{ cm}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Alors : $e=e_0+e_1+e_2$
 $=2+39+0.86 \Rightarrow e=41.86 \text{ cm}$

Calcul du coefficient de majoration : (δ_f)

$$\delta_f = \begin{cases} \min(1+0.15(\lambda/35)^2(a/e_0) , 1.4) & \dots\dots\dots\text{si : } e_0/h > 0.75 \\ 1+0.2+(\lambda/35)^2 & \dots\dots\dots\text{si : } e_0/h \leq 0.75 \end{cases}$$

• $\lambda = \frac{Lf \sqrt{12}}{a} = \frac{1.2\sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = 41.57$

• $e_1/a = 3.6 > 0.75$

Donc: $\delta_f = \min [1.4 ; 1+0.15(\lambda/35)^2 \times (a/e_0)]$
 $= \min [1.4 ; 1+0.15(41.57/35)^2 \times (0.1/0.36)]$
 $= \min [1.4 ; 1.059]$

Alors : $\delta_f = 1.059$

III.4.5. FERRAILLAGE :

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 9 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les sollicitations majorées :

$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.059 \times 2.31 = 2.446 \text{ KN}$

$M_{UG}^* = N_u^* (e_1 + e_a) = 2.446 (0.39 + 0.02) = 1.002 \text{ KN.m}$

Évaluation des moments au niveau des armatures tendues :

$$M_{UA}^* = M_{UG}^* + N_u^* \times (d - h/2)$$

$= 1 + 2.446 (0.09 - 0.1/2) \Rightarrow M_{UA}^* = 1.09 \text{ KN.m}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Calcul à la flexion simple :

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = \mathbf{14.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{UA}}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{1.09 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.09^2 \cdot 14.16} \Rightarrow \mu = \mathbf{0.01}$$

$\mu < \mu_c = \mathbf{0.186} \Rightarrow$ pas d'acier comprimé.

On a le domain (1), $\varepsilon_s = 1 \%$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.012}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow \mathbf{Z = 8.95 \text{ cm}}$$

$$A_f = M_{UA}^* / Z \times \sigma_s \Rightarrow \mathbf{A_f = 0.35 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = A_f - Nu / \sigma_s \Rightarrow \mathbf{A_s = 0.27 \text{ cm}^2}$$

Tableau III.8 : Calcul de la section des armatures.

$M_{UA}^* (\text{KN/ml})$	μ	α	$z (\text{m})$	$\varepsilon_s (\%)$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$A_f (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$
1.09	0.01	0.012	0.0895	1	348	0.35	0.27

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

➤ Calcul à l'E.L. S :

Position du centre de pression :

$$N_{ser} = 1.7125 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = M_{ser}/N_{ser} = 0.6/1.7125 = 0.35 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.017 \text{ m.}$$

$e_s > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Sollicitations majorées :

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1.059 \times 1.7125 = \mathbf{1.813 \text{ KN}}$$

$$M_{ser/G}^* = (\delta_f \times M_{ser}) + (N_{ser}^* \times e_a)$$

$$= (1.059 \times 0.6) + (1.813 \times 0.02) = \mathbf{0.67 \text{ KN.m}}$$

Le moment fictif:

$$M_{serA}^* = M_{serG}^* + N_{ser}^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.67 + 1.813 (0.09 - 0.1/2) \Rightarrow \mathbf{M_{serA}^* = 0.74 \text{ KN.m}}$$

Calcul au flexion simple:

-La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

-La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_e, 150 \times \eta) \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 150 \times 1.6) \Rightarrow \mathbf{\sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}}$$

Calcul du moment limite de service M_1 :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.28 \Rightarrow M_1 = 0.0195 \text{ KN.m}$$

$M_{serA}^* < M_1$ (pas d'armateur comprimé $A' = 0$).

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = 0.075 \text{ m}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.728 \cdot 10 / (0.075 \times 240) = 0.40 \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion composé :

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}^* / \sigma_s = 0.40 - (1.837 \cdot 10 / 240)$$

$$A_{ser} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mais : } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

$$= \text{Max}[0.27, 0.32, 1.08] \Rightarrow A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4 T 8 /ml** $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2 \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u'$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d}$$

$Vu = 1,5 \text{ KN}$

$\tau_u = 0,0015 / (1 \times 0.09) = 0.016 \text{ Mpa}$

$\overline{\tau_u} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b , 3 \text{ MPa})$

$= \min (2.5 \text{ Mpa} , 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u' = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2.01 cm².**

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

III.4.6. Croquis de ferrailage :

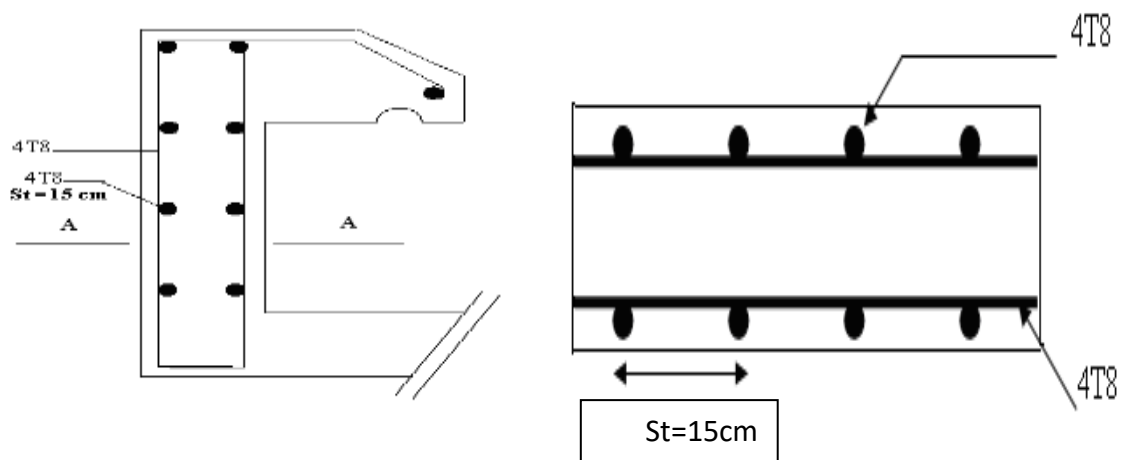


Figure III.9 : Croquis de ferrailage de l'acrotère

III.5. Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasturé dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,40\text{m}$$

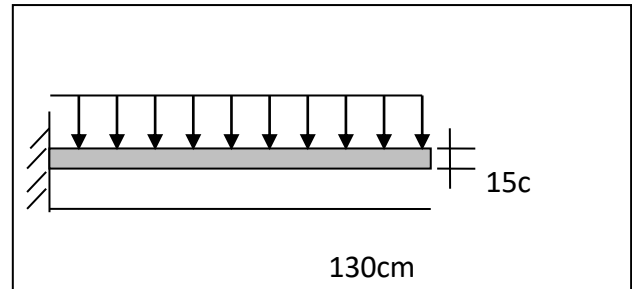


Figure.III.10: Schéma du balcon

$$8 \leq e \leq 13$$

On prend une épaisseur de : 15 cm.

III.5.1. Evaluation et combinaison des charges

$$G = 4.59\text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,50\text{KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite ultime : $q_{ser} = G + Q$

$$M_u = q_u L^2 / 2$$

$$M_{SER} = q_{SER} L^2 / 2$$

$$V_u = q_u L$$

$$V_{SER} = q_{SER} L$$

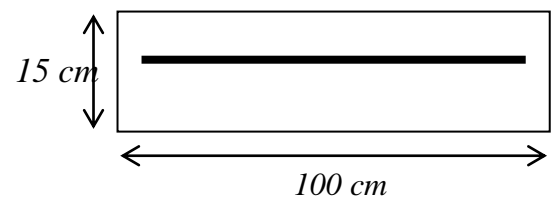


Diagramme de sollicitations:

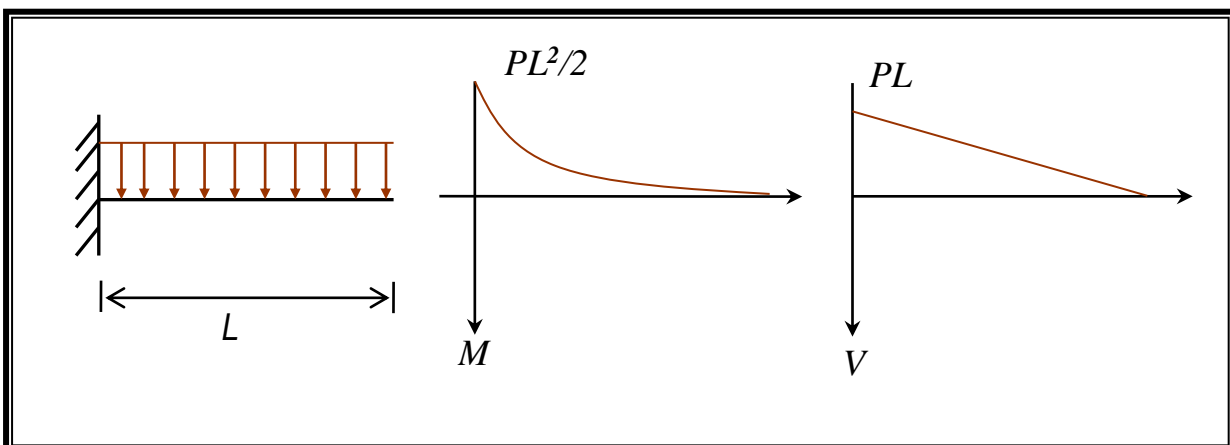


Tableau III.9 : Les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

	Q_U (KN/M ²)	M_{MAX} (KN.M)	V_{MAX} (KN)
ELU	11.99	16	15.57
ELS	8.49	11.51	11.04

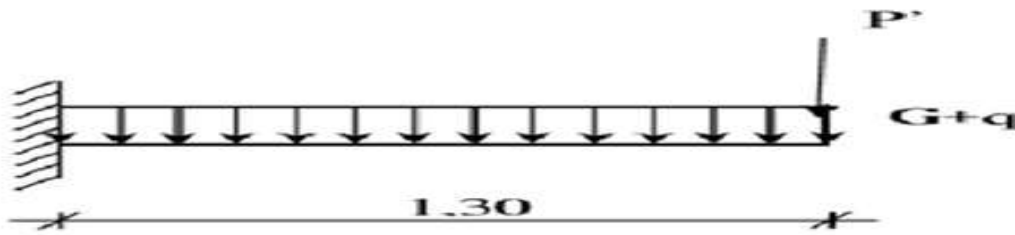


Figure III.11 : Schéma statique du balcon

III.5.2. Le Ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Calcul à l'ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) * 1 \quad \longrightarrow \quad q_u = 11.98 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = q_u * l^2 / 2 + 1.35p'l \quad \longrightarrow \quad M_u = 11.98 * (1.3)^2 / 2 + 1.35 * 3.34 * 1.3$$

$$M_u = 16 \text{ kn.m}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

Tableau III.10 : Ferrailage du balcon à l'ELU.

M_u (KN.m)	μ	α	z (cm)	ϵ_s (‰)	σ_s (MPa)	$A_{s,u}$ (cm ²)
16	0,052	0,06	0,13	0,01	347.83	3.54

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Calcul à l'ELS

La contrainte du béton à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.8 \text{MPa}$

La contrainte de l'acier à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre : $x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.071 \text{m}$

$Z = d \left(1 - \frac{x}{3}\right) \Rightarrow Z = 0,131$

Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) \Rightarrow M_1 = 0.06 \text{MN.m}$

$M_{ser} < M_1 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés

D'ou $A_{s.ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0.011}{0,131 \times 201.63} \Rightarrow A_{s.ser} = 4.36 \text{cm}^2$.

III.5.3. Vérification

Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_{st} = \max(A_{S.u}; A_{S.ser}; A_s^{\min}) = 4.36 \text{cm}^2$

Le choix des barres est : **4HA12** = 4.52cm²,

Calcul l'espacement :

$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 12,15 \text{ cm}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.09; \text{ on choisit } \mathbf{4HA10} = 3.14, \text{ avec un espacement } \mathbf{S_t=20 \text{ cm.}}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{15.57 \times 10^{-3}}{0,135 * 1,00} = 0,115 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux contions :

1.) $\sigma_{bc} < 0.6 f_{c28}$ c. à. d $\sigma_{bc} < 16.8 \text{ Mpa}$

2.) $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I_1) y_1$$

$$\frac{1}{2} bx^2 + 15 A_{sc}(y - d') - 15 A_{st}(d - x) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\frac{1}{2} bx^2 - 16.8 A_{st}(d - x) = 0$$

$$50 x^2 - 16.8 * 2.01 (13.5 - x) = 0$$

$$x = 3.375 \text{ cm}$$

$$I = bx^3/3 + n A_{st}(d - X)^2 \quad \Rightarrow I = 0,41 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.24 < 16.8 \text{ Mpa} \quad (\text{verifier})$$

2.) $\sigma_{st} = 200.1 \text{ Mpa}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$

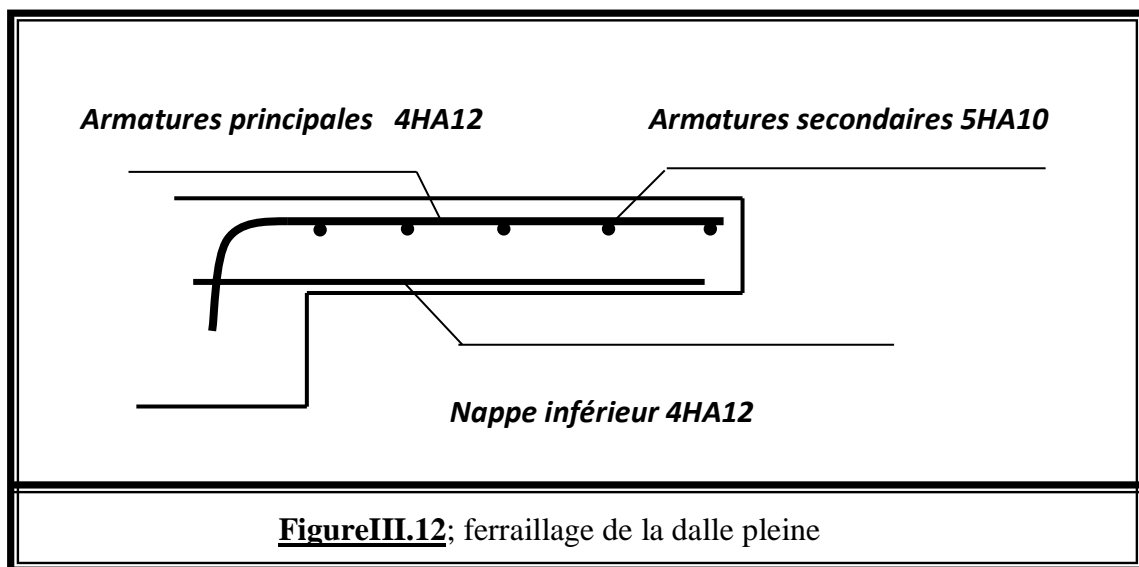
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (vérifier)

Condition de non fragilité :

$e = 15\text{cm} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

$A_s > 0.23b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.9 \times 0.15 \times (2.28/400) = 1.74 \text{ cm}^2$

$A_{smin} = 1.763\text{cm}^2 < A_{st}$



III.5.4. Le contre poids

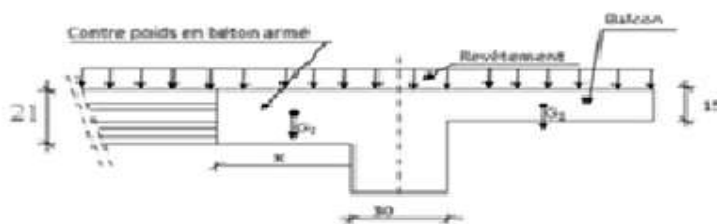


Figure III.13: Schéma du balcon avec contre poids

$G1 = 0.15 \times 1.3 \times 1 \times 28 = 5.46 \text{ kn}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$G2=0.21 \times 1 \times 28=5.88 \text{ x kn}$$

$$60\%G1=G2 \longrightarrow 5.88 \times 0.6$$

X=0.6m

III.6. Étude de la dalle d'ascenseur

III.6.1. Description de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur (ou gaine d'ascenseur).

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général, se trouvent au-dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm

e>11cm coup feu

e>13cm isolation phonique

III.6.2. Étude de la dalle d'ascenseur :

Les charges appliquées sur la dalle sont :

Charge permanente :

- $g1 = \text{poids propre de la dalle} = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN /m}^2$
- $g2 = \text{poids de la cabine} + \text{machinerie} + \text{contrepoids}$
- $g2 = 16.3 \text{ KN /m}^2$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Charge d'exploitation :

$$Q = 5 \text{ KN /m}^2$$

$$\text{Soit : } G = g_1 + g_2 = 20.05 \text{ KN /m}^2$$

- $P_u = (1.35G + 1.5Q).1 = 34.56 \text{ KN /m}^2$
- $P_{ser} = G + Q = 25.05 \text{ KN/m}^2$

$$L_y = 390 \text{ m}, L_x = 385 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.85}{3.9} = 0.987 > 0.4 \Rightarrow$$

La dalle porte dans les deux directions.

$$\alpha = 0.987 \Rightarrow$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4(0.987)^3)} = 0.056$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1.9 - 0.9\alpha] = 0.97$$

Les moments isostatiques pour une largeur unitaire :

$$\begin{cases} M_{0x} = u_x \cdot P_u \cdot l_x^2 \\ M_{0y} = u_y \cdot M_{0ux} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 28.68 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 28.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments dans la dalle :

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85(28.68) = 24.378 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85(28.1) = 23.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{0x} = 8.6 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Le ferrailage :

A. En travée :

➤ **sens Lx :**

$$M_{tx} = 24.378 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{24.378}{25.05} = 0.97$$

Pour **FeE400** et $f_{c28} < 30 \text{ MPa}$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.378}{2.35 \times (0.135)^2 \times 15.86 \times 10^3} = 0,036 < 0.290 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$\mu_{bu} < 0,292 \Rightarrow$ formule simplifiée

$$Z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.13 \text{ m}$$

• **Section d'armature :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{24.378 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.13 \times 347.83} = 5.39 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 0.061$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot \beta_u = 0.076$$

$$\gamma = \frac{Pu}{Pse} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{28}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.076 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

➤ **Sens Ly :**

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$M_{ty} = 23.88KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.88}{2.35 \times (0.135)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,039 < 0.290 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.135(1 - 0.6(0.05)) = 0.13m$$

• **Section d'armature :**

$$A_{ty} = \frac{M_{tu}}{z \cdot f_{ed}} = \frac{23.88 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.135 \times 347.83} = 5.085cm^2$$

Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.051$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot \beta_u = 0,063$$

$$\gamma = \frac{Pu}{Pse} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{28}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,063 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

• **L'espacement :**

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33cm) = \min(45; 33) = 33cm$$

$$S_{tx} = 15cm < 33cm \dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45cm$$

$$S_{ty} = 15cm < 45cm \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

B. En appui :

$$M_a = 8.6KN.m$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.6}{2.35 \times (0.135)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,014$$

$$\rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.135(1 - 0.6(0.021)) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{8.6 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.133 \times 347.83} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.021$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot \beta_u = 0,026$$

$$\gamma = \frac{Pu}{Pse} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{28}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

La vérification de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$T_x = P_u \cdot \frac{l_x}{2} = 34.56 \cdot \frac{3.85}{2} = 66.53 \text{ KN}$$

$$T_y = P_u \cdot \frac{l_y}{2} = 34.56 \cdot \frac{3.9}{2} = 69.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{69.39 \times 10^{-3}}{2.35 \times 0.135} = 0.219 \text{ MPa}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.15 \times 28}{1.5} = 2.8 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u < \tau_{u \text{ lim}}$condition vérifiée.

- **Section minimale d'armature :**

FeE400 → $A_{y \text{ min}} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$

$$A_{x \text{ min}} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y \text{ min}} = \frac{3-0.987}{2} (1.2) = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau III.11 : Récapitulatif moments et ferrillages

Sens	Position	Moments KN m	As cm ²	Amin cm ²	A adopté cm ²	Choix des barres cm ²	Espacement
L _x	Appuis	12.82	2.76	1.32	5.39	6T12	20cm
	Travée	24.378	5.39				20cm
L _y	Appuis	2.74	2.76	1.2	5.08	6T12	20cm
	Travée	23.88	5.08				20cm

III.6.4. Schéma de ferrillage

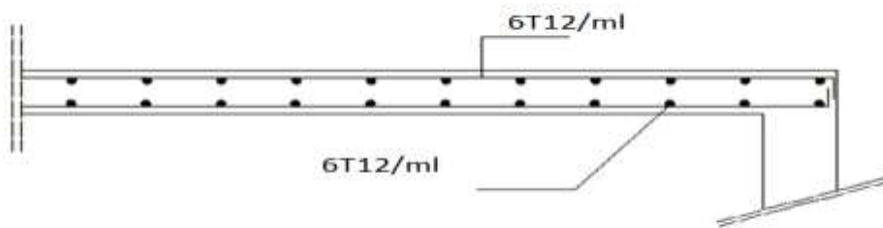


Figure III.14 : Croquis de ferrillage de la salle des machines

III.7. Conclusion :

Pour Le calcul des éléments secondaires, nous sommes référés à l'années d'étude précédente et à l'aide des règlements comme le RPA et le BAEL

Chapitre IV

ETUDE DYNAMIQUE

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

L'étude génie civil d'un bâtiment consiste à déterminer les différentes actions qui agissent sur cet ouvrage, pour cette raison l'étude des efforts sismiques est indispensable pour assurer la sécurité des biens et des personnes. Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- ***Méthode statique équivalente.***
- ***Méthode dynamique modale spectrale.***
- ***Méthode de Puchover.***

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques intrinsèques qu'on appelle l'analyse modale lors de vibrations libres non amorties, ensuite on va voir la réponse de la structure sujette à une excitation sismique en conséquence du séisme.

IV.3. Modélisation de la structure étudiée

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, étant donnée la réponse du bâtiment est souvent aléatoire. C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment l'analyse.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

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

IV.4. Choix de la méthode de calcul

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

Selon le **RPA99**, notre structure présente une régularité en plan et non régulier en élévation, et on va utiliser la méthode modale spectrale et on compare avec la méthode statique équivalente.

➤ **Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Choix du type de contreventement

Notre structure est contreventée par une ossature mixte avec interaction portique-voile.

IV.5. Combinaison d'action

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

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm Ex$
- ELA : $G+Q\pm Ey$
- ELA : $0,8G\pm Ey$
- ELA : $0,8G\pm Ex$

IV.6. La méthode statique équivalente

IV .6.1. Détermination de la force sismique totale à la base

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

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

Avec :

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

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du **RPA99**, dans notre cas $\beta=0.2$.

➤ **Détermination des coefficients :**

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

-Coefficient d'accélération de zone (A) :

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage(1B)} \\ \text{Zone I} \end{cases} \Rightarrow A = 0.12[\text{tab}(4-1)\text{RPA99}]$$

-Coefficient de comportement (R) :

Système de contreventement mixte assuré par voiles et portiques avec justification d'interaction.

$$R=5 [\text{tab}(4-3)\text{RPA99}]$$

-Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

η : facteur d'amortissement.

T : période fondamentale.

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Site 3(site meuble) $T_2 = 0.5 S$

$[\text{tab}(4-7)\text{RPA99}]$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.88 > 0.7$$

-Facteur qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q, \quad P_q : \text{valeur de pénalité}$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

d-1) Chaque portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées, dont le rapport des portées < 1.50.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Sens transversal : $7 > 3$...critère satisfait ($pq=0$)

Sens longitudinal : $10 > 3$...critère satisfait ($pq=0$)

Tous les rapports entre les travées dans le sens longitudinal est vérifiée ($pq=0$)

Le sens transversal le rapport $655/390 = 1.67$...CNV ($pq=0.05$)

d-2) Chaque étage doit avoir un minimum de 4 files de portiques en plan

Sens transversal $8 > 4$...critère satisfait ($pq=0$)

Sens longitudinal $11 > 4$...critère satisfait ($pq=0$)

d-3) La régularité en élévation :

Notre structure n'est pas classée régulière en élévation ...critères (b4 du RPA) non satisfait ($pq=0.05$)

d-4) La régularité en plan :

L'excentricité ne doit pas dépasser 15%de la dimension du bâtiment

Sens X : $e_{acc} = 0.15 \times 31.85 = 4.78m$

Sens Y : $e_{acc} = 0.15 \times 29.35 = 4.4m$

. Calcul de centre de masse et centre de rigidité :

d.4-1) Calcul du centre de gravité :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : section géométrique de l'élément i ,

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

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

d.4-2) Calcul du centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on les formules suivantes :

$$X_c = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}}, \quad Y_c = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

➤ **Evaluation de L'excentricité**

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) est exigé par le RPA99 égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction, et elle est considérée comme une excentricité minimale.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 31.85 = 1,59m$

Sens Y : $e_{acc} = 0.05 \times 29.35 = 1,47m$

Tableau IV .1 : Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

Plancher	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	W _{étage} (t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
15 ^{ème}	368	16.84	14.64	17.37	14.89	0.53	0.25
14 ^{ème}	396	16.59	14.64	17.37	14.89	0.78	0.25
13 ^{ème}	396	16.59	14.64	17.37	14.89	0.78	0.25
12 ^{ème}	396	16.59	14.64	17.37	14.89	0.78	0.25
11 ^{ème}	407	16.57	14.63	17.37	14.89	0.8	0.26
10 ^{ème}	417	16.56	14.63	17.37	14.89	0.81	0.26
9 ^{ème}	429	16.54	14.63	17.37	14.89	0.83	0.26
8 ^{ème}	453	16.5	14.63	17.37	14.89	0.87	0.26
7 ^{ème}	466	16.49	14.63	17.37	14.89	0.88	0.26

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

6 ^{ème}	481	16.48	14.62	17.37	14.89	0.89	0.27
5 ^{ème}	495	16.47	14.62	17.37	14.89	0.9	0.27
4 ^{ème}	511	16.44	14.62	17.37	14.89	0.93	0.27
3 ^{ème}	544	16.41	14.62	17.37	14.89	0.96	0.27
2 ^{ème}	580	16.38	14.61	17.37	14.89	0.99	0.28
1 ^{er}	618	16.35	14.61	17.37	14.89	1.02	0.28
RDC	977	17.15	14.62	17.37	14.89	0.22	0.27
Sous sol 1	993	17.06	14.73	17.37	14.89	0.31	0.16
Sous sol 2	879	17.4	14.82	17.37	14.89	0.03	0.07

d-5) Contrôle de qualité des matériaux : On suppose que les matériaux utilisés dans notre projet ne sont pas contrôlés ...Critère non satisfait (pq=0.05).

d-6) Contrôle de qualité de l'exécution : On considéré que le critère est satisfait (pq=0)

Tableau IV.2 : Pénalité correspondante au critère

	q	
	SENS LONGITUDINALE	SENS TRANSVERSAL
Condition minimale des files porteuses	0	0.05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

IV.6.2. Etude des variantes :

Sans voile:

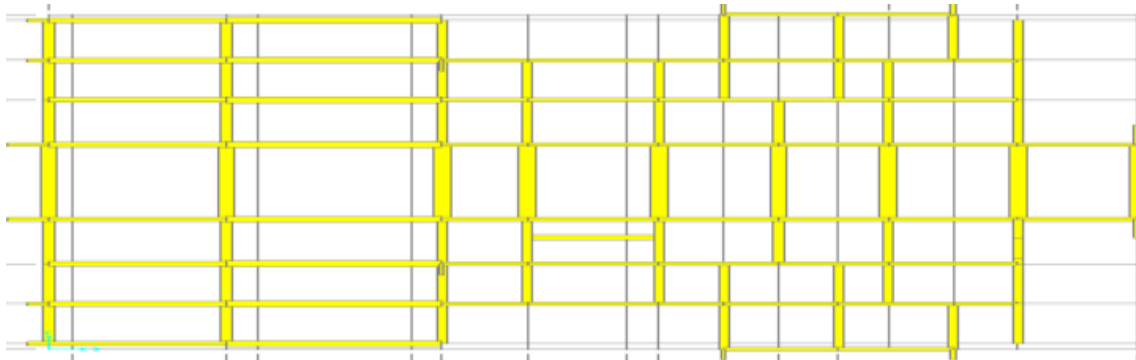


Figure VI.1 : Disposition sans voiles

Tableau VI.3: Périodes et facteurs de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.661985	0.75597	3.373E-07	9.496E-07	0.75597	3.373E-07
MODAL	Mode	2	1.98988	0.000007038	0.14935	1.054E-09	0.75598	0.14935
MODAL	Mode	3	1.904813	0.000004249	0.62355	5.65E-09	0.75599	0.7729
MODAL	Mode	4	0.833506	0.09904	2.023E-07	0.000004777	0.85503	0.7729
MODAL	Mode	5	0.636598	4.759E-07	0.0159	1.037E-08	0.85503	0.7888
MODAL	Mode	6	0.610362	2.695E-07	0.08242	4.229E-08	0.85503	0.87122
MODAL	Mode	7	0.445796	0.03781	2.046E-08	0.000002491	0.89284	0.87122
MODAL	Mode	8	0.350848	4.492E-08	0.00212	7.102E-09	0.89284	0.87334
MODAL	Mode	9	0.336266	2.625E-08	0.03028	1.436E-08	0.89284	0.90362
MODAL	Mode	10	0.279618	0.02053	9.372E-09	0.00001041	0.91337	0.90362
MODAL	Mode	11	0.228758	4.611E-09	0.00174	3.072E-08	0.91337	0.90536
MODAL	Mode	12	0.220504	6.796E-09	0.01537	9.216E-08	0.91337	0.92073

1ère disposition :

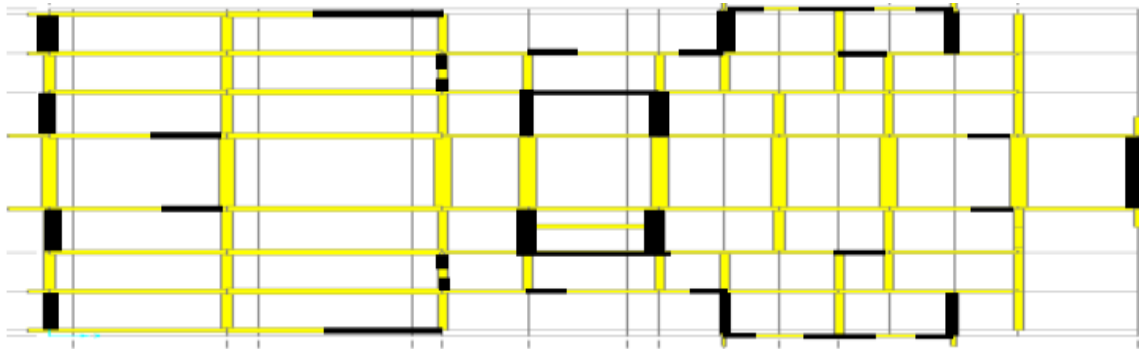


Figure VI.2: Disposition des voiles 1

Tableau VI.4: Periods et facteurs de participation massique 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.757983	0.64436	5.819E-07	0.000001244	0.64436	5.819E-07
MODAL	Mode	2	0.61748	0.000005229	0.58426	5.357E-08	0.64437	0.58426
MODAL	Mode	3	0.56282	0.00019	0.01143	4.426E-10	0.64455	0.59569
MODAL	Mode	4	0.248672	0.13783	0.00001273	0.0000258	0.78239	0.59571
MODAL	Mode	5	0.175685	0.000003922	0.1159	2.383E-09	0.78239	0.71161
MODAL	Mode	6	0.156986	0.00014	0.06317	2.908E-07	0.78253	0.77478
MODAL	Mode	7	0.137388	0.06837	0.00008093	0.00003021	0.8509	0.77486
MODAL	Mode	8	0.09341	0.04325	0.00089	0.00004321	0.89415	0.77575
MODAL	Mode	9	0.087774	0.00106	0.04556	0.000003251	0.89521	0.82132
MODAL	Mode	10	0.070921	0.0008	0.03889	0.00000739	0.896	0.8602
MODAL	Mode	11	0.070526	0.000001033	1.787E-07	0.12266	0.89601	0.8602
MODAL	Mode	12	0.069178	0.02511	0.00188	0.00006866	0.92111	0.86209

2ème disposition :

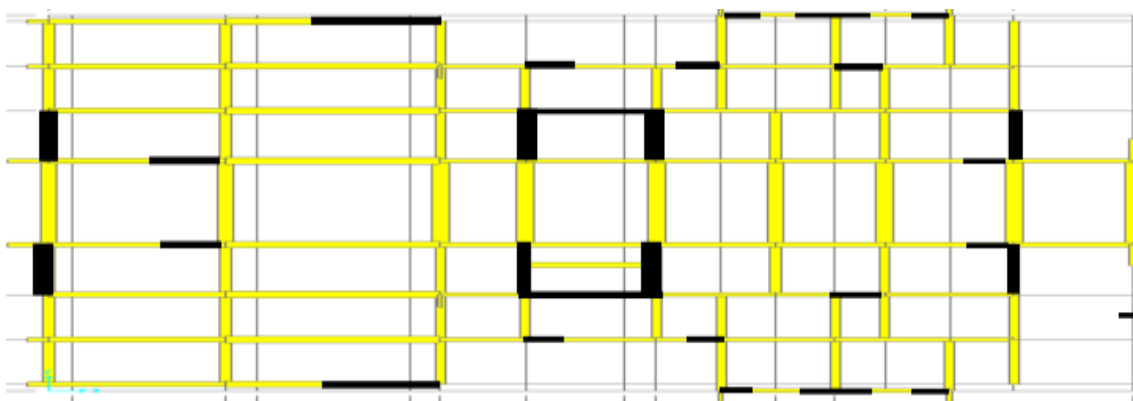


Figure IV.3 : Disposition des voiles 2

Tableau VI.5: Périodes et facteurs de participation massique 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.779023	0.00006357	0.61413	2.067E-08	0.00006357	0.61413
MODAL	Mode	2	0.691308	0.62255	0.00013	1.097E-08	0.62262	0.61426
MODAL	Mode	3	0.594319	0.00112	0.00773	9.582E-09	0.62373	0.62199
MODAL	Mode	4	0.239426	0.00002115	0.16306	7.556E-08	0.62375	0.78505
MODAL	Mode	5	0.219121	0.1546	0.00004292	0.000001338	0.77835	0.78509
MODAL	Mode	6	0.18501	0.00023	0.00176	1.895E-09	0.77858	0.78686
MODAL	Mode	7	0.122906	0.00002568	0.07813	2.474E-08	0.7786	0.86499
MODAL	Mode	8	0.116335	0.07773	0.00004137	0.000001684	0.85633	0.86503
MODAL	Mode	9	0.097076	0.00005949	0.00108	0.000000253	0.85639	0.86611
MODAL	Mode	10	0.080586	0.00013	0.04489	4.053E-07	0.85652	0.911
MODAL	Mode	11	0.07881	0.05207	0.00013	0.00002121	0.90859	0.91113
MODAL	Mode	12	0.072218	0.000003783	2.054E-10	0.1485	0.90859	0.91113

La variante retenue :

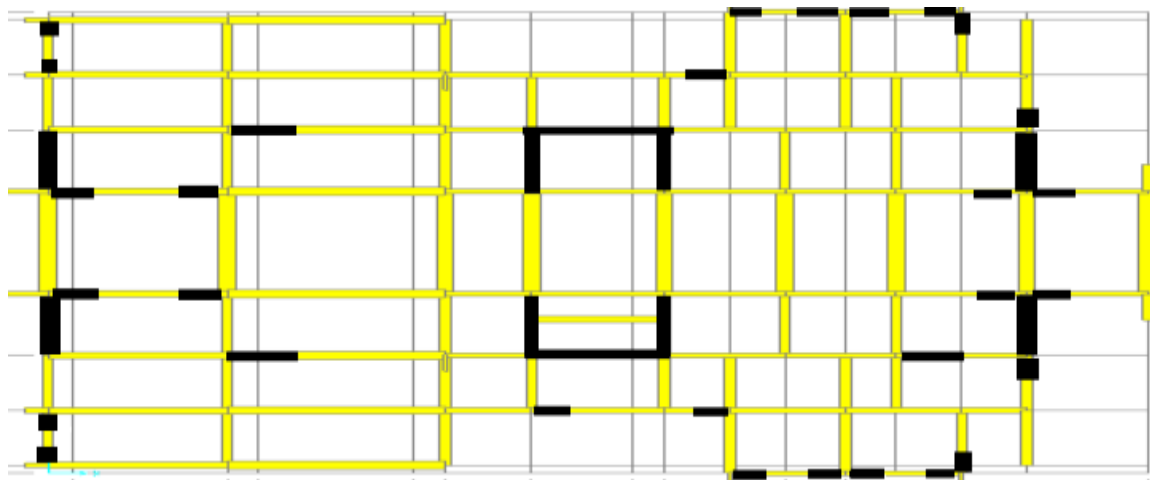


Figure IV.4 : Disposition des voiles retenue

Tableau VI.6: Périodes et facteurs de participation massique obtenue

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.685083	0.00003028	0.62192	4.25E-09	0.00003028	0.62192
MODAL	Mode	2	0.601522	0.63828	0.000009775	0.00000387	0.63831	0.62193
MODAL	Mode	3	0.519086	0.00025	0.01764	1.059E-08	0.63856	0.63957
MODAL	Mode	4	0.214386	0.00001723	0.1524	1.107E-07	0.63858	0.79197
MODAL	Mode	5	0.192018	0.1597	0.000007509	3.044E-07	0.79828	0.79198
MODAL	Mode	6	0.162813	0.00004612	0.00408	5.403E-08	0.79832	0.79606
MODAL	Mode	7	0.112451	0.00001177	0.07289	9.176E-11	0.79833	0.86895
MODAL	Mode	8	0.101973	0.07566	0.00000618	0.00001268	0.874	0.86895
MODAL	Mode	9	0.086477	0.00001674	0.00308	1.217E-07	0.87401	0.87203
MODAL	Mode	10	0.074491	0.0000146	0.04055	0.000001298	0.87403	0.91258
MODAL	Mode	11	0.06872	0.04456	0.000007087	0.00053	0.91858	0.91259
MODAL	Mode	12	0.065287	0.00014	1.642E-08	0.22709	0.91872	0.91259

IV.6.3. Estimation empirique de la période fondamentale :

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

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

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ Dans le sens longitudinal :

$$H_N = 57.03 \text{ m}$$

$$D = 31.85 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = \min (1.04 \text{ s} , 0,91 \text{ s})$$

I. Donc: $T_x = 0,91 \text{ s}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

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

$T_2 \leq T \leq 3s$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc : **$D_x = 1,47$**

➤ **Dans le sens transversal :**

$H_N = 57.03m$

$D = 29.35 m$

$C_T = 0,05$

$T = \min (1.04 s , 0.95 s)$

Donc: **$T_y = 0,95s$**

$T_2 (S_3) = 0,5s$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc : **$D_y = 1,43s$**

Calcul de V statique

$$\left\{ \begin{array}{l} W_T = G + \beta Q \\ W_{Tx} = 9806 + 0.2 * 1.1 = 9806.22 \end{array} \right.$$

$$W_{Ty} = 9806 + 0.2 * 1.15 = 9806.23$$

$$V_x = \frac{0.12 \times 1.47 \times 1.1}{5} \times 9806.22 \quad \Rightarrow V_x = 380.55t$$

$$V_y = \frac{0.12 \times 1.43 \times 1.1}{5} \times 9806.23 \quad \Rightarrow V_y = 370.20 t$$

On travaille avec le cas le plus défavorable ... $V = 380.55t$

$$F_i = v_x * w_{ih} / \sum w_{ih}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Tableau.VI.7 : Les efforts applique à chaque étage

Plancher	W _{étage} (t)	Hi(m)	Wi*Hi	Fi (KN)
15 ^{ème}	369.77	57.03	21087.89	314.5
14 ^{ème}	398.95	53.97	21531.33	321.1
13 ^{ème}	398.95	50.91	20310.54	302.9
12 ^{ème}	398.95	47.85	19089.76	284.7
11 ^{ème}	409.27	44.79	18331.20	273.4
10 ^{ème}	419.59	41.73	17509.49	261.1
9 ^{ème}	431.29	38.67	16677.98	248.7
8 ^{ème}	456.06	35.61	16240.29	242.2
7 ^{ème}	469.13	32.55	15270.18	227.7
6 ^{ème}	483.31	29.49	14252.81	212.5
5 ^{ème}	497.76	26.43	13155.79	196.2
4 ^{ème}	513.86	23.37	12008.91	179.1
3 ^{ème}	546.95	20.31	11108.55	165.7
2 ^{ème}	582.66	17.25	10050.88	149.9
1 ^{er}	621.19	14.19	8814.68	131.4
RDC	982.50	11.13	10935.22	163.1
Sous sol 1	998.14	6.25	6238.37	93
Sous sol 2	881.71	2.89	2548.14	38

$\Sigma=255162.01$

Les Réactions à la base par la méthode spectrale

Les résultats suivants sont déterminés par le logiciel SAP2000 :

TableauVI.8 : Les réactions à la base

Valeur statique équivalente(SAP)

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EX1	LinStatic	-3805.2	-2.226E-08	6.921E-12	0.000001288	-139063.97	0.00003517
EY1	LinStatic	6.077E-08	-3805.2	-7.104E-11	139063.97	0.000002576	-0.00002541

Valeurs méthode spectrale (SAP)

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Ex	LinRespSpec	Max	6446.504	86.375	8.242	3293.0306	243355.9781	91040.1488
Ey	LinRespSpec	Max	86.375	5906.888	2.195	219946.18	3224.9135	81161.431

V_x (spectrale)=6446.504kN>80%V(statique)=3044.16 kN C.V

V_y (spectrale)=5906.888 kN>80%V(statique)=3044.16 kN C.V

IV.7. Interaction portique-voile à la base

Dans notre étude, on a un contreventement mixte avec portique-voile, mais notre but c'est que le voile résiste à l'effort sismique plus que le portique suivant les deux directions (Ex, Ey), les résultats sont récapitulés dans le tableau suivants :

IV.7.1. Vérification sous chargement horizontal (EX, EY) :

Tableau IV.9 : Interaction portique-voile

TABLE: Section Cut Forces - Design					
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
port	EX1	LinStatic	2046.012	2230.561	14.114
port	EY1	LinStatic	-547.856	-1.776	2175.643
vglobale	EX1	LinStatic	-1.541E-10	3805.2	7.534E-08
vglobale	EY1	LinStatic	-2.355E-10	1.939E-09	3805.2
vxx	EX1	LinStatic	1702.753	2390.411	-49.098
vxx	EY1	LinStatic	-53.016	-59.749	917.374
vyy	EX1	LinStatic	3580.512	531.688	-153.235
vyy	EY1	LinStatic	-59.104	0.77	2288.294

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$V_{\text{portique } x-x} = V_{xx}/V_{\text{Global}x}=2390.411/3805.2 \\ =63\%>25\%$$

$$V_{\text{portique } y-y} = V_{yy}/V_{\text{Global}y}=2288.294/3805.2 \\ =60\%<25\%$$

$$V_{\text{voil } x-x}= 15,60<20\%$$

$$V_{\text{voil } y-y}=11,75<20\%$$

Les portiques résistent à l'effort sismique plus que les voiles dans les deux directions (Ex,Ey) => CV

V_{xx}, V_{yy} : efforts tranchants des voiles par rapport au repère local.

$V_{\text{port}}(xx, yy)$: efforts tranchants des portiques par rapport au repère local.

IV.8. Justification vis-à-vis les déformations

III.8.1. Vérification des déplacements inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_K = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Déplacements inter-étages dans les deux sens

ETAGE	Dky	R	Δkx(m)	Δ Kx	DKx	Δkx(m)	HK	observations
1	0.00006716	5	0.0003358	0.00006716	0.0001	6.716E-09	2.89	Cv
2	0.0002	5	0.001	0.00013284	0.0004	5.314E-08	3.01	Cv
3	0.0005	5	0.0025	0.00036716	0.0008	2.937E-07	5.23	Cv
4	0.0007	5	0.0035	0.00033284	0.0013	4.327E-07	3.06	Cv
5	0.001	5	0.005	0.00066716	0.0018	1.201E-06	3.06	Cv
6	0.0013	5	0.0065	0.00063284	0.0024	1.519E-06	3.06	Cv
7	0.0017	5	0.0085	0.00106716	0.0029	3.095E-06	3.06	Cv
8	0.002	5	0.01	0.00093284	0.0035	3.265E-06	3.06	Cv
9	0.0024	5	0.012	0.00146716	0.0042	6.162E-06	3.06	Cv
10	0.0027	5	0.0135	0.00123284	0.0049	6.041E-06	3.06	Cv
11	0.0031	5	0.0155	0.00186716	0.0055	1.027E-05	3.06	Cv
12	0.0034	5	0.017	0.00153284	0.0061	9.35E-06	3.06	Cv
13	0.0038	5	0.019	0.00226716	0.0067	1.519E-05	3.06	Cv
14	0.0041	5	0.0205	0.00183284	0.0072	1.32E-05	3.06	Cv
15	0.0044	5	0.022	0.00256716	0.0077	1.977E-05	3.06	Cv
16	0.0047	5	0.0235	0.00213284	0.0082	1.749E-05	3.06	Cv
17	0.005	5	0.025	0.00286716	0.0087	2.494E-05	3.06	Cv
18	0.0052	5	0.026	0.00233284	0.0091	2.123E-05	3.06	Cv

Ces déplacements sont limités à la valeur : $H_{\text{étage}}/100$.

IV.9. Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau "K".

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K₁".

h_K : hauteur de l'étage "K".

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

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

Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

-Dans le Sens longitudinal (xx) :

Tableau IV.11: l'effet P-Δ dans le sens x

l'effet P-Δ dans le sens x									
ETAGE	PK	DK	R	ξ	Δ Kx	Θk	VKx	HK	effet p-delta
1	879	0.0001	5	0.0005	0.0003	0.0022678	38	2.89	cv
2	993	0.0004	5	0.002	0.0004	0.00139574	93	3.01	cv
3	977	0.0008	5	0.004	0.0005	0.00097879	163.1	5.23	cv
4	618	0.0013	5	0.0065	0.0005	0.0007685	131.4	3.06	cv
5	580	0.0018	5	0.009	0.0006	0.00075868	149.9	3.06	cv
6	544	0.0024	5	0.012	0.0005	0.00053644	165.7	3.06	cv

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

7	511	0.0029	5	0.0145	0.0006	0.00055944	179.1	3.06	cv
8	495	0.0035	5	0.0175	0.0007	0.00057714	196.2	3.06	cv
9	481	0.0042	5	0.021	0.0007	0.0005178	212.5	3.06	cv
10	466	0.0049	5	0.0245	0.0006	0.00040128	227.7	3.06	cv
11	453	0.0055	5	0.0275	0.0006	0.00036674	242.2	3.06	cv
12	429	0.0061	5	0.0305	0.0006	0.00033823	248.7	3.06	cv
13	417	0.0067	5	0.0335	0.0005	0.00026096	261.1	3.06	cv
14	407	0.0072	5	0.036	0.0005	0.00024325	273.4	3.06	cv
15	396	0.0077	5	0.0385	0.0005	0.00022728	284.7	3.06	cv
16	396	0.0082	5	0.041	0.0005	0.00021362	302.9	3.06	cv
17	396	0.0087	5	0.0435	0.0004	0.00016121	321.1	3.06	cv
18	368	0.0091	5	0.0455	0.0091	0.00347974	314.5	3.06	cv

-Dans le Sens transversal (yy) :

Tableau IV.12 : l'effet P-Δ dans le sens y

l'effet P-Δ dans le sens Y										
ETAG	E	PK	DK	R	⌘	Δ Kx	Θk	VKx	HK	effet p-delta a
1	879	0.0000671	6	5	0.000335	0.0001328	0.00100418	38	2.89	cv
2	993	0.0002	6	5	0.001	0.0003	0.00104681	93	3.01	cv
3	977	0.0005	6	5	0.0025	0.0002	0.00039152	163.1	5.23	cv
4	618	0.0007	6	5	0.0035	0.0003	0.0004611	131.4	3.06	cv
5	580	0.001	6	5	0.005	0.0003	0.00037934	149.9	3.06	cv
6	544	0.0013	6	5	0.0065	0.0004	0.00042916	165.7	3.06	cv
7	511	0.0017	6	5	0.0085	0.0003	0.00027972	179.1	3.06	cv
8	495	0.002	6	5	0.01	0.0004	0.0003298	196.2	3.06	cv
9	481	0.0024	6	5	0.012	0.0003	0.00022191	212.5	3.06	cv

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

10	466	0.0027	5	0.0135	0.0004	0.00026752	227.7	3.06	cv
11	453	0.0031	5	0.0155	0.0003	0.00018337	242.2	3.06	cv
12	429	0.0034	5	0.017	0.0004	0.00022549	248.7	3.06	cv
13	417	0.0038	5	0.019	0.0003	0.00015658	261.1	3.06	cv
14	407	0.0041	5	0.0205	0.0003	0.00014595	273.4	3.06	cv
15	396	0.0044	5	0.022	0.0003	0.00013637	284.7	3.06	cv
16	396	0.0047	5	0.0235	0.0003	0.00012817	302.9	3.06	cv
17	396	0.005	5	0.025	0.0002	8.0605E-05	321.1	3.06	cv
18	368	0.0052	5	0.026	0.0052	0.00198842	314.5	3.06	cv

Tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ est négligé.

✓ **Vérification au renversement (G+0.2Q et Ex)**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts sismiques, et elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) la fraction suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Mr : moment renversant obtenu par le logiciel « SAP2000 »

Ms : moment stabilisant :

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : poids total du bâtiment. = 120589.801KN

• **Sens longitudinal :**

$$M_s = 120589.801 \times \frac{31,85}{2} = 1920387.63 \text{KN.m}$$

Mr = 12821.69988 KN.m

$$\frac{M_s}{M_r} = 15,19 \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- **Sens transversal :**

$$M_s = 120589.801 \times \frac{28.35}{2} = 1709360.415 \text{KN.m}$$

$$M_r = 7860.70242 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée suivant les 2 directions.

IV.10. Justification des poteaux sous l'effort normal réduit (ELUA)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition du RPA suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : l'effort normal de calcul.

B_c : l'aire de la section brute .

f_{c28} : résistance caractéristique du béton .

Tableau IV.13 : l'effort normal réduit (ELUA)

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	m	Text	Text	Text	KN
3	2.89	G+Q+Ey	Combination	Min	-7515.351
3	2.89	G+Q-Ey	Combination	Min	-7515.351
6	2.89	G+Q+Ey	Combination	Min	-7501.51

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{7570.539 \times 10^{-3}}{0,95^2 \times 28} = 0,299 \leq 0,3$$

D'où la justification des poteaux sous l'effort normal réduit est vérifiée.

IV.11. Conclusion :

L'étude dynamique de notre projet consiste à voir le comportement de notre structure a la présence d'un séisme pour cela nous avons utilisé le logiciel de calcul SAP2000 pour modélisé notre structure, et les référence de vérification tiré du RPA.

Chapitre V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V .1. Introduction

Dans l'étude de notre bâtiment, il y a des éléments qui forment la structure et qui résistent aux différentes charges, que ce soit poids propre ou actions sismiques et qu'on les appelle éléments structuraux, et ces derniers sont : poteaux, poutres, voiles.

Pour ferrailer ces éléments de la structure, on a utilisé le logiciel d'analyse des structures SAP2000, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque élément pour les différentes combinaisons de calculs.

V.2. Les poteaux

V.2.1. Combinaisons de calcul

- **Selon BAEL 91 :**

-E.L. U : combinaison fondamentale : 1,35 G +1,5 Q (1)

-E.L. S : combinaison fondamentale : G+Q (2)

- **Selon le R.P.A 99 :** combinaisons accidentelles (RPA99)

-G+Q±E.....(3)

-0.8G±E.....(4)

V.2.2. Vérification sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaisons sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (\text{art 3-4-7 RPA99})$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 et à 0,04 dans le cas contraire.

λ_g : élançement géométrique du poteau

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots(\text{RPA99})$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Tableau V.1 : Vérification des sollicitations tangentes

poteaux	Section (cm ²)	T(KN)	τ _u (MPA)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPA)	Observations
Ss1	(95x95)	108.825	0.076	2.12	0.04	1,12	CV
Ss2	(95x95)	112.765	0.12	2.47	0.04	1,12	CV
R.D.C	(90x90)	40.557	0.07	3.79	0.04	2.1	CV
1 ^{er} étage	(90x90)	120.788	0.15	2.38	0.04	1,12	CV
2 ^{ème} étage	(85x85)	49.680	0.14	2.52	0.04	1,12	CV
3 ^{ème} étage	(85x85)	110.216	0.18	2.52	0.04	1,12	CV
4 ^{ème} étage	(80x80)	111.925	0.21	2.68	0.04	2.1	CV
5 ^{ème} étage	(80x80)	106.317	0.23	2.68	0.04	2.1	CV
6 ^{ème} étage	(75x75)	118.402	0.28	2.85	0.04	2.1	CV
7 ^{ème} étage	(75x75)	105.673	0.29	2.85	0.04	2.1	CV
8 ^{ème} étage	(70x70)	116.284	0.34	3.06	0.04	2.1	CV
9 ^{ème} étage	(70x70)	108.368	0.4	3.06	0.04	2.1	CV
10 ^{ème} étage	(65x65)	32.137	0.43	3.29	0.04	2.1	CV
11 ^{ème} étage	(65x65)	31.948	0.53	3.29	0.04	2.1	CV
12 ^{ème} étage	(60x60)	86.655	0.53	3.57	0.04	2.1	CV
13 ^{ème} étage	(60x60)	92.105	0.6	3.57	0.04	2.1	CV
14 ^{ème} étage	(55x55)	78.679	0.55	3.89	0.04	2.1	CV
15 ^{ème} étage	(55x55)	118.236	0.86	3.89	0.04	2.1	CV

V.2.3. Calcul du ferrailage longitudinal des poteaux

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$A_{\max} = 3\% bh$ en zone courante.

$A_{\max} = 6\% bh$ en zone recouvrement.

$A_{\min} = 0,7\% bh$ (zone I).

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Le ferrailage sera calculé en flexion composée par les trois cas de sollicitations suivants

1er Cas : N_{\max} —————→ M_{corr}

2ème Cas : N_{\min} —————→ M_{corr}

3ème Cas : M_{\max} —————→ N_{corr}

V .2.3.1. Exemple de calcul

- **1^{er} cas : Combinaison fondamentale (1.35G+1.5Q)**

$$N_{\max} = 6219.932 \text{ KN}$$

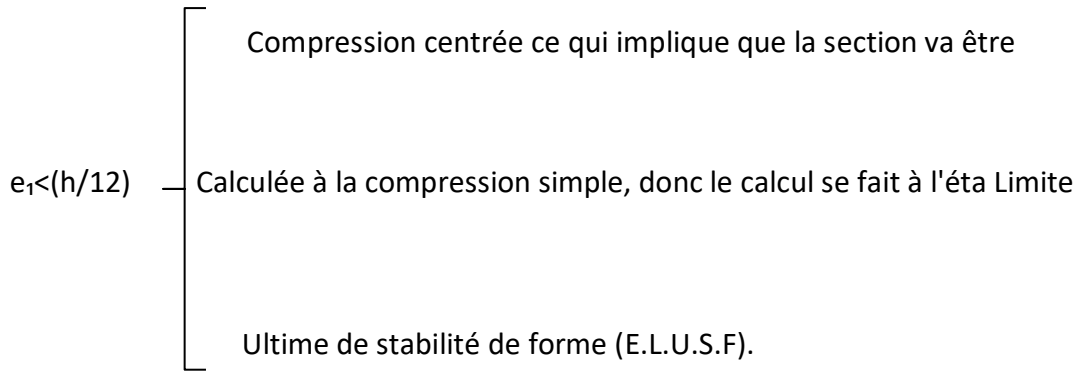
$$M_{cor} = 7.16 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = M_{cor} / N_{\max} = 7.16 / 6219.932 = 0.0011 \text{ cm}$$

$$h/12 = 95/12 = 7.91$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé



✓ **E.L.U.R :**

$$A_1 = N - B * f_{bc} / \sigma_{st}$$

$$= 6219.932 * 10^3 - (95 * 95) * 15.86 * 100 / 347.83$$

$$= -23269.177 \text{ cm}^2 \implies A_1' = 0$$

✓ **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0.7h_e = 202.3 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f / i \text{ avec } i = h / \sqrt{12} = 0.95 / \sqrt{12} = 0.27 \implies \lambda = 7.49$$

$$\lambda = 7.49 < 50 \implies \alpha = 0.85 / (1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2) = 0.84$$

Selon le B.A.E.L 91 5[2] :

$$A_2' \geq \gamma_s / f_e * (N / \alpha - B_r * f_{c28} / 0.9 \gamma_b)$$

$$; B_r = (b - 2)(h - 2) = 8649 \text{ cm}^2$$

$$A_2' \geq 1.15 / 400 * 100 * (6219.932 / 0.84 - 8649 * 100 * 28 / 0.9 * 1.5)$$

$$A_2' \geq -302.85 \text{ cm}^2 \implies A_2' = 0$$

$$A_1 = \max (A_2', A_1') = 0 \text{ cm}^2$$

- **2eme cas :Combinaison accidentelle (G+Q±1,2E , 0.8G±E)**

$$N_{min} = 2892.542 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 203.19 \text{ KN.M}$$

$$e_1 = M_{cor} / N_{min} = 203.19 / 2892.542 = 0.07 \text{ cm} < h / 12 = 7.9 \text{ cm} \longrightarrow$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Compression centrée, le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

$$A_2 \geq \gamma_s / f_e * (N / \alpha - Br * f_{c28} / 0.9 \gamma_b)$$

$$A_2 \geq 1.15 / 400 * 100 * (2892.542 / 0.84 - 8649 * 100 * 28 / 0.9 * 1.5)$$

$$A_2 \geq -515.637 \implies A_2 = 0$$

- **3eme cas : Combinaison accidentelle (G+Q±1,2E , 0.8G±E)**

$$M_{max} = 3873.16 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

$$N_{cor} = 153.43 \text{ KN}$$

$e_1 = M_{max} / N_{cor} = 153.43 / 3873.16 = 0.04 \text{ cm} < 7.9 \text{ cm} \implies$ Compression centrée, donc le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

$$A_3 \geq \gamma_s / f_e * (N / \alpha - Br * f_{c28} / 0.9 \gamma_b)$$

$$A_3 \geq 1.15 / 400 * 100 * (3873.16 / 0.84 - 8649 * 100 * 28 / 0.9 * 1.5)$$

$$A_3 \geq -515.6 \implies A_3 = 0$$

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux

Etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA(cm ²) Zone courante	A _{max} RPA(cm ²) Zone recouvrement	Ferrailage longitudinal	
					Section (cm ²)	choix
Ss2	(95*95)	63.17	361	541.5	68.72	14T25
Ss1	(95*95)	63.17	361	541.5	68.72	14T25
R.D.C	(90*90)	56.7	324	486	58.91	12T25
1 ^{er} étage	(90*90)	56.7	324	486	58.71	12T25
2 ^{ème} étage	(85*85)	50.57	289	433.5	54	12T25
3 ^{ème} étage	(85*85)	50.57	289	433.5	54	12T25
4 ^{ème} étage	(80*80)	44.8	256	384	49.09	10T25
5 ^{ème} étage	(80*80)	44.8	256	384	49.09	10T25

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

6 ^{ème} étage	(75*75)	39.37	225	337.5	44.18	10T25
7 ^{ème} étage	(75*75)	39.37	225	337.5	44.18	10T25
8 ^{ème} étage	(70*70)	34.3	196	294	39.27	8T25
9 ^{ème} étage	(70*70)	34.3	196	294	39.27	8T25
10 ^{ème} étage	(65*65)	29.57	169	253.5	34.36	8T25
11 ^{ème} étage	(65*65)	29.57	169	253.5	34.36	8T25
12 ^{ème} étage	(60*60)	25.2	144	216	29.45	6T25
13 ^{ème} étage	(60*60)	25.2	144	216	29.45	6T25
14 ^{ème} étage	(55*55)	21.17	121	181.5	24.54	6T25
15 ^{ème} étage	(55*55)	21.17	121	181.5	24.54	6T25

❖ **Recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement donnée par le RPA99 est :

40 Φ_L en zone I RPA99

➤ $\Phi_L=2.5\text{cm} \Rightarrow L_r=2.5 \times 40=100\text{cm}$, donc on opte pour $L_r=100\text{cm}$

V.2.4. Calcul des armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA99})$$

V_u : effort tranchant de calcul ;

h_1 : hauteur totale de la section brute ;

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule (8-1);

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

➤ Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\varnothing_1; 15\text{cm}) \quad \text{En zone I}$$

➤ Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\varnothing_1 \quad \text{En zone I}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Donc : $t \leq \min(25\text{cm}; 15\text{cm})$

$$t' \leq 37\text{cm}$$

Pour une raison pratique, on adopte un espacement pour tous les poteaux :

$$t=15 \text{ cm} , t'=20\text{cm}$$

Tableau V. 3 : Calcul de ferrailage transversal des poteaux

étage	H ₁ (cm)	T(KN)	λ_g	ρ_a	Fe(MPA)	t(cm)	A _t calculée(cm ²)
Ss1	95	108.825	2.12	3,75	400	15	0.53
Ss2	95	112.765	2.47	3,75	400	15	0.55
R.D.C	90	40.557	3.79	3,75	400	15	0.11
1 ^{er} étage	90	120.788	2.38	3,75	400	15	0.0.5
2 ^{ème} étage	85	49.680	2.52	3,75	400	15	0.2
3 ^{ème} étage	85	110.216	2.52	3,75	400	15	0.46
4 ^{ème} étage	80	111.925	2.68	3,75	400	15	0.47
5 ^{ème} étage	80	106.317	2.68	2,5	400	15	0.29
6 ^{ème} étage	75	118.402	2.85	2,5	400	15	0.33
7 ^{ème} étage	75	105.673	2.85	2,5	400	15	0.29
8 ^{ème} étage	70	116.284	3.06	2,5	400	15	0.32
9 ^{ème} étage	70	108.368	3.06	2,5	400	15	0.03
10 ^{ème} étage	65	32.137	3.29	2,5	400	15	0.089

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

11 ^{ème} étage	65	31.948	3.29	2,5	400	15	0.089
12 ^{ème} étage	60	86.655	3.57	2,5	400	15	0.24
13 ^{ème} étage	60	92.105	3.57	2,5	400	15	0.25
14 ^{ème} étage	55	78.679	3.89	2,5	400	15	0.22
15 ^{ème} étage	55	118.236	3.89	2,5	400	15	0.33

Pour le ferrailage transversal, on va prendre A_t maximum calculé par la formule du RPA.

Donc on opte pour :

Ø8 pour le ferrailage A_t

V.3. Les poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants et des efforts normaux. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

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

- Selon BAEL 91 :

$$\text{E.L.U. : } 1,35 G + 1,5 Q$$

- Selon le R.P.A 99 : $G+Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

V.3.2. Recommandation du RPA 99/version2003

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone I

Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

On va prendre comme exemple d'étude de la poutre du sous-sol 2 (30*50)

V.3. 3. Exemple d'étude d'une poutre principale

- **En appui**

$M_{max} = 261.04 \text{KN.m}$

Géométrie		
Largeur de la poutre		b=0,3m
Hauteur de la section		h=0,50m
Hauteur utile des aciers tendus		d=0,45m
chargement		
Moment ultime	M_u	261.04 KN .M
Moment réduit limite	μ_r	0,392

calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / bd^2 f_{bc}$	$\mu = 0,271$
Etat limite de compression du béton	$\mu < \mu_r$	Pas d'acier comprimé

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,4
Bras de levier du couple interne	$Z = d (1 - 0.4\alpha)$	0,378

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$A_{st} = M_u / \sigma_{st} * Z$	19.85cm ²
Condition de non fragilité	$0.23 * f_t * 28 * b * d / f_e$	$A_{min} = 1.77$ cm ²
$A_{st \text{ choisi}} = 6T16 + 6T14 = 21.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$		

➤ **En travée**

$M_{max} = 130.87 \text{ KN.m}$

chargement		
Moment ultime	M_u	130.87 KN .M
Moment réduit limite	μ_r	0,392

calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / b d^2 f_{bc}$	$\mu = 0.136$
Etat limite de compression du béton	$\mu < \mu_r$	Pas d'acier comprimé

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,183
Bras de levier du couple interne	$Z = d (1 - 0.4\alpha)$	0,417

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$A_{st} = M_u / \sigma_{st} * Z$	9.02cm ²
Condition de non fragilité	$0.23 * f_{t28} * b * d / f_e$	$A_{min} = 1,77 \text{cm}^2$
$A_{st \text{ choisi}} = 6T14 = 9.24 \text{cm}^2$		

✓ **Vérification à l'ELS**

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est peu nuisible ; donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq ((\gamma - 1)/2) + (f_{c28}/100), \text{ avec } \gamma = M_u/M_{ser}$$

• **En appui**

$$\gamma = M_u/M_{ser} = 261.87/188.56 = 1,38 \text{ avec : } \alpha = 0.4 .$$

$$\alpha \leq 0.47 \dots \dots \mathbf{c.v}$$

• **En travée**

$$\gamma = M_u/M_{ser} = 130.87/93.8 = 1,39 \text{ avec : } \alpha = 0.183$$

$$\alpha \leq 0,475 \dots \dots \mathbf{c.v}$$

Puisque l'équation est vérifiée en appui et en travée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton donc $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

✓ **Vérification des efforts tranchants au cisaillement**

vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = T_u(\max) / b_0 d$	1.33MPA
contrainte tangente admissible	$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right)$	3,73MPA
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u < \overline{\tau}_u$	C.V
Armatures transversales		
Diamètre des armatures transversales	$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l \min, \frac{b}{10}\right)$	$\phi_t = \Phi 14mm$
L'espacement	Zone nodale : $S_i \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l \min, 30cm\right)$	$S=15cm$
	Zone courante : $S_i \leq \frac{h}{2}$	$S_i = 25cm$
Diamètre des armatures transversales	Condition exigée par le RPA99 : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ $A_t = 0,03 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$ (zone nodale) Soit 1 cadre de $\phi 8 + 1$ étrier de $\phi 8 = 2,1cm^2$	

✓ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,28 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,28 / 400$$

$$A_{st \min} \geq 1,76 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A_{st \min} \geq 1,76 \text{ cm}^2)$$

✓ **Vérification au glissement**

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

En appui :

$$T_u(\max) - M_u / 0,9.d \leq 0 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_u = 179.68 \text{KN} \\ M_u = 261.04 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$-464.86 < 0 \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec} \quad f_{admissible} = \frac{L}{250} \text{ si } L \leq 7\text{m}$$

Pour notre cas : $L = 6.3\text{m} \Rightarrow f_{admissible} = 2.52\text{cm}$

D'après le sap

$$f = 0,00149\text{cm} < f_{adm} = 2.52\text{cm}$$

❖ **Ferraillage des poutres principales**

Tableau V.4 : Ferraillage total des poutres principales

Poutre principale			Armatures longitudinales				Armatures transversales		
Etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	travée		appui		S _t (cm)	S _t ' (cm)	A _{st} choix
			A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi	A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi			
Ss2	(30x50)	7.5	9.02	6T14	19.85	6T14+6T16	10	15	4φ8
	(30x40)	6	4.96	4T14	11.26	4T14+3T16	10	15	4φ8
	(30x30)	4.5	4.17	4T14	9.68	4T14+3T16	10	15	4φ8
Ss1	(30x50)	7.5	4.88	4T14	10.44	4T14+3T14	10	15	4φ8
	(30x40)	6	3.99	4T14	8.19	4T14+2T14	10	15	4φ8
	(30x30)	4.5	3.31	4T14	7.45	4T14+2T14	10	15	4φ8
R.D.C	(30x50)	7.5	5.78	4T14	11.87	4T14+3T16	10	15	4φ8
	(30x40)	6	5.1	4T14	11.17	4T14+3T16	10	15	4φ8

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

	(30x30)	4.5	4.06	4T14	8.86	4T14+2T14	10	15	4φ8
Etage courant	(30x50)	7.5	4.48	4T14	8.69	4T14+2T14	10	15	4φ8
	(30x40)	6	3.81	4T14	8.36	4T14+2T14	10	15	4φ8
	(30x30)	4.5	2.42	4T14	5.01	4T14+2T14	10	15	4φ8
Terrasse	(30x50)	7.5	6.19	5T14	9.56	5T14+2T14	10	15	4φ8
	(30x40)	6	4.7	4T14	9.53	4T14+3T14	10	15	4φ8
	(30x30)	4.5	3.54	4T14	10.97	4T14+3T14	10	15	4φ8

V.3.4. Calcul du ferrailage des poutres secondaires

Les poutres secondaires ont un rôle très important dans la structure, premièrement elles ont un rôle de chaînage, et deuxièmement elles participent à la résistance.

On va prendre comme exemple de calcul les poutres du plancher sous-sol 2 (30*40).

➤ **En appui**

$M_{max}=20.154 \text{ KN.m}$

Géométrie	
Largeur de la poutre	b=0.3m
Hauteur de la section	h=0,3m
Hauteur utile des aciers tendus	d=0,27m

Chargement		
Moment ultime	M_{MAX}	20.154 KN .M
Moment réduit limite	μ_r	0,392

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / bd^2 fbc$	$\mu=0,058$
Etat limite de compression du béton	$\mu < \mu_r$	Pas d'acier comprimé

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,075
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Bras de levier du couple interne	$Z = d (1 - 0.4\alpha)$	0,262
Section théorique d'acier		2.21cm ²
	$A_{st} = M_u / \sigma_{st} * Z$	
Condition de non fragilité	$0.23 * f_{t28} * b * d / f_e$	$A_{min} = 1,06 \text{cm}^2$
$A_{st \text{ choisi}} = 3T12 = 3.39 \text{cm}^2$		

En travée

$M_{max} = 10.14 \text{ KN.m}$

chargement		
Moment ultime	M_{MAX}	10.14 KN .M
Moment réduit limite	μ_r	0,392

calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / b d^2 f_{bc}$	$\mu = 0,029$
Etat limite de compression du béton	$\mu < \mu_r$	Pas d'acier comprimé

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,037

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Bras de levier du couple interne	$Z = d (1 - 0.4\alpha)$	0,266
----------------------------------	-------------------------	-------

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$A_{st} = M_u / \sigma_{st} * Z$	1.09cm ²
Condition de non fragilité	$0.23 * f_{t28} * b * d / f_e$	$A_{min} = 1,06 \text{cm}^2$
$A_{st \text{ choisi}} = 3T12 = 3.39 \text{cm}^2$		

✓ v

érif

ication à l'ELS

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est peu nuisible ;donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq ((\gamma-1)/2) + (f_c/28/100), \text{ avec } \gamma = M_u/M_{ser}$$

- **En appui**

$$\gamma = M_u/M_{ser} = 20.154/14.93 = 1.34 \text{ avec : } \alpha = 0,075.$$

$$\alpha \leq 0,45 \dots\dots \mathbf{c.v}$$

- **En travée**

$$\gamma = M_u/M_{ser} = 10.14/7.5 = 1.35 , \text{ avec : } \alpha = 0.037$$

$$\alpha \leq 0.45 \dots\dots \mathbf{c.v}$$

Puisque l'équation est vérifiée en appui et en travée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton donc $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

✓ **Vérification des efforts tranchants au cisaillement**

vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = T_u(\max) / b_0 d$	0,22MPA
contrainte tangente admissible	$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right)$	3,73MPA
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u < \overline{\tau}_u$	C .V
Armatures transversales		
Diamètre des armatures transversales	$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l \min, \frac{b}{10}\right)$	$\phi_t = \Phi 8mm$
L'espacement	Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l \min, 30cm\right)$	$S_t = 10cm$
	$S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t = 15cm$
Diamètre des armatures transversales	Condition exigée par le RPA99 : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9cm^2$ (zone nodale) Soit 1 cadre de $\phi 8 + 1$ etrier de $\phi 8 = 2,1cm^2$	

✓ **Condition de non fragilité :**

On prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,28 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st \min} \geq 0.97 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A_{st \text{ appui}} \geq 0.97 \text{ cm}^2)$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

✓ **Vérification au glissement**

En appui :

$$T_u(\max) - M_u / 0,9.d \leq 0 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_u = 18.59 \text{ KN} \\ M_u = 20.154 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$-6.43 < 0 \quad \text{CV.}$$

Calcul de ferrailage longitudinal

Tableau V.5 : Ferrailage total des poutres secondaires

Poutre secondaire			Armatures longitudinales			
			travée		appui	
Etage	Section(cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi	A _{st} Calculée (cm ²)	A _{st} choisi
Ss2	(30x30)	4.5	1.09	3T12	2.21	3T12
Ss1	(30x30)	4.5	1.09	3T12	2.2	3T12
RDC	(30x30)	4.5	1.09	3T12	2.1	3T12
Etage courant	(30x30)	4.5	1.09	3T12	2.2	3T12
Terrasse	(30x30)	4.5	1.3	3T12	1.9	3T12

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

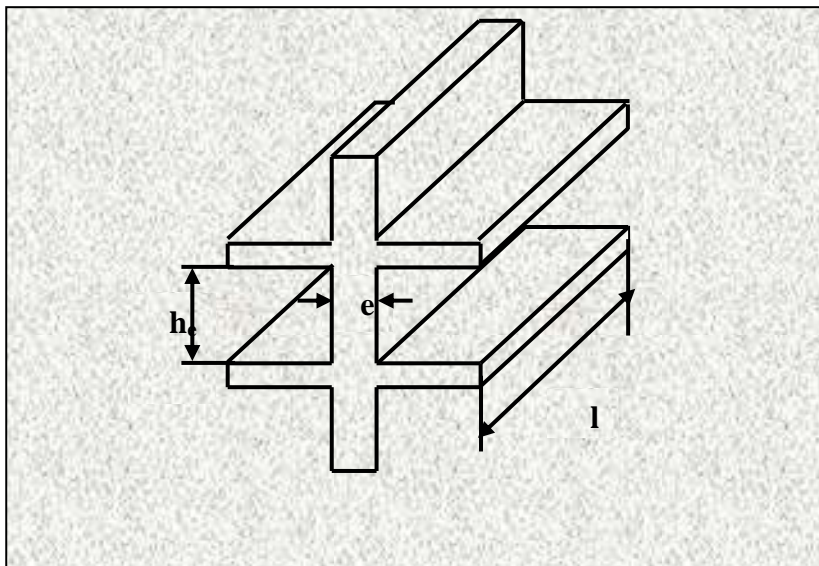
Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

V.4.2. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception)



$$l \geq 4e$$

Figure VI.I : Schéma des voiles

1^{er} type (voile du rez-de-chaussée) :

Soit:

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20) \quad \text{avec } h_e=4.88\text{m}$$

$$e \geq \text{Max} (19,22,25)$$

On adopte l'épaisseur du voile :

$$e = 25\text{cm}$$

2^{ème} type (voile de l'étage courant) :

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20) \quad \text{avec } h_e=3.06\text{m}$$

$$e \geq \text{Max} (12,14,15)$$

On adopte l'épaisseur du voile :

$$e = 20\text{cm}$$

IV.4.3. Vérification des contraintes tangentielles :

$$\text{D'après le BAEL91 : } \tau = \frac{Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$$

T : effort tranchant à la base du voile.

b : la longueur de la section (épaisseur du voile).

d = 0.9h. ; h= la hauteur de la section du voile considéré..

$$\bar{\tau}_u = \{0,2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\text{-D'après le RPA 99 : } \tau = \frac{1,4 * Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.6 : Les contraintes de cisaillement

	Niveau	H (m)	T(KN)	$\tau_{BAEL}(M$ Pa)	$\tau_{RPA}(MPa)$	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Vx	RDC	6.3	361.44	0.35	0.25	3,333	C.V
	ETAGE COURANT	6.3	23.26	0,028	0,02	3,333	C.V
Vy	RDC	3.9	9.673	0,009	0,0068	3,333	C.V
	ETAGE COURANT	3.9	28.357	0,035	0,02	3,333	C.V

IV.4.4. Détermination des sollicitations

Les résultats suivants sont calculés en utilisant toutes les combinaisons (ELU, ELA), et ils sont obtenues par le logiciel « SAP2000 » :

Combinaisons

*Combinaisons fondamentales : BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

* Combinaisons accidentelles : RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right.$$

IV.4.5. Détermination du ferrailage

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Le ferrailage se calcul de la même manière que les poteaux en flexion composé d'une bande de section de 0,2x1ml.

Les voiles sont calculés à partir du cas le plus défavorable et ferrailés de même pour les autres étages.

❖ Règles communes

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1,5 a$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carre.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- 40 Φ Pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. [RPA99V2003, 7.7.4.3]

1) Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a.b} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} * V$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

S : Section transversale du voile.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

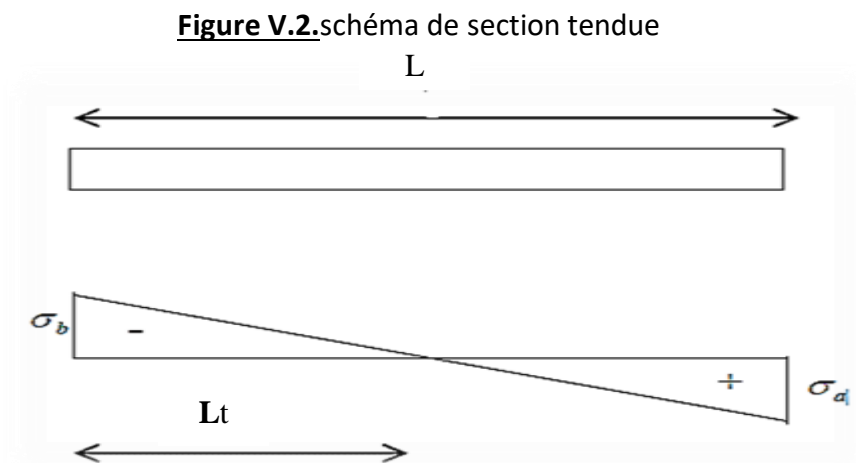
V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Avec : $S=a*L$; $I=\frac{a*l^3}{12}$; $V=L/2$

- Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (**SET**). " Pas de zone comprimée".
- Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (**SEC**). " Pas de zone tendue".
- Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (**SPC**).

A- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu L_t :



$$\Rightarrow \text{Tang}(\alpha) = \frac{\sigma_b}{L_t} = \frac{\sigma_a}{L-L_t} \Rightarrow L_t = \frac{L}{\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par : $N_t = \sigma_b * L_t * a/2$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_v = \frac{N_t}{f_e/\gamma_s}$

B- Section entièrement tendue :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Dans le cas où on a deux contraintes de traction, la longueur tendue est égale à (L) l'effort de traction **N(t)** est égale à :

$$N_t = 0,5 * (\sigma_a * \sigma_b) * L_t * a$$

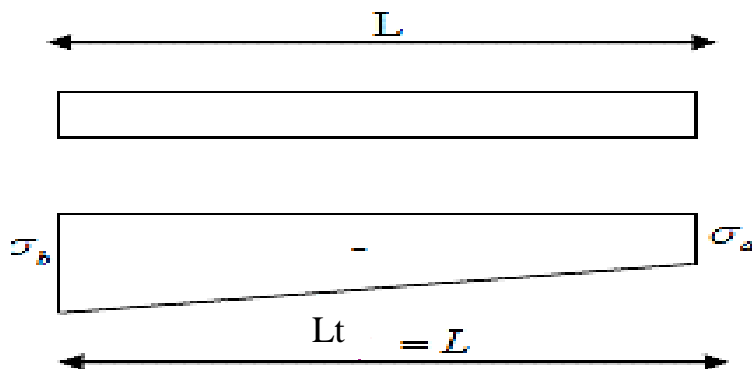
On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_t}{f_e / \gamma_s} ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

-Si : $A_v < A_{min} = 0,15 \% a .L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

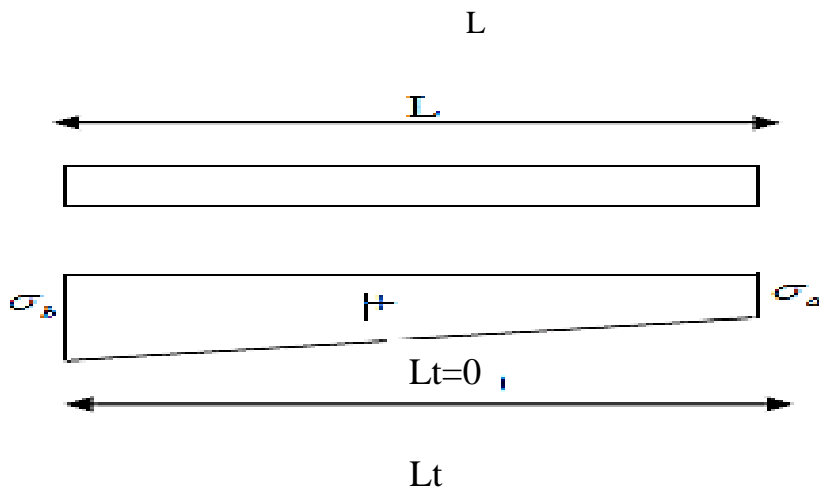
Figure V.3.schéma de section entièrement tendue



C- Section entièrement comprimée :

- Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum) : $A_{min} = 0,15\% .a.L$

Figure V.4.schéma de section comprimée



Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

***Exemple de calcul :**

D'après Le SAP 2000, on va utiliser les sollicitations (N.M.T) pour le RDC et l'étage courant pour le voile le plus sollicité dans les deux directions (x, y).

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action.

On va prendre le type de voile le plus sollicité dans la direction x comme un exemple de calcul :

Les efforts sous la combinaison 0,8G+Ex sont donnés comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} F22 \text{ max} = 203.04 \text{ KN} \\ M11 \text{ max} = 0.319 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$S = 1 \text{ m}^2 ; I = 1.33 \text{ m}^4 ; V = 2 \text{ m.}$$

$$\sigma_a = \frac{20.304}{1} + \frac{0.0319}{1.33} * 2 = 20.35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{20.304}{1} - \frac{0.0319}{1.33} * 2 = 20.256 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_a > 0$ et $\sigma_b > 0 \rightarrow$ La section des voiles est entièrement comprimée, donc on ferraille avec les armatures minimale du RPA99.

Donc :

$$\text{RDC} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{min}} = 0,15\% . a . L = 0,15\% * 0,25 * 4 = 15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{ETAGE COURANT} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{min}} = 0,15\% . a . L = 0,15\% * 0,2 * 4 = 12 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courante et nodal) pour tous les étages.

Les résultats du calcul de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Tableau V.7 : Résultats de ferrailage vertical des voiles.

Sens x-x														
RDC														
V _{xx}	N (t)	M (t.m)	L (m)	e (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	σ _a (T/m ²)	σ _b (T/m ²)	LT (m)	section	N (T)	A (cm ²)	A min (cm ²)
		20.304	0,0319	4	0,25	1	1.33	2	20.35	20.256	0,00	EC	EC	EC
ETAGE COURANT.														
V _{xx}	N (t)	M (t.m)	L (m)	e (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	σ _a (T/m ²)	σ _b (T/m ²)	LT (m)	section	N (T)	A (cm ²)	A min (cm ²)
		8.552	0,08	4	0,2	0.8	1.06	2	10.84	10.54	EC	EC	EC	EC

Sens y-y														
RDC														
V _{yy}	N (t)	M (t.m)	L (m)	e (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	σ _a (T/m ²)	σ _b (T/m ²)	LT (m)	section	N (T)	A (cm ²)	A min (cm ²)
		5.47	0.4	1	0,250	0,25	0.02	0.5	31.88	11.88	EC	EC	EC	EC
ETAGE COURANT														
V _{yy}	N (t)	M (t.m)	L (m)	e (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	σ _a (T/m ²)	σ _b (T/m ²)	LT (m)	section	N (T)	A (cm ²)	A min (cm ²)
		2.8	0.3	1	0,2	0.2	0.016	0.5	23.37	4.62	EC	EC	EC	EC

✚ Calcul du ferrailage longitudinal : On prend le Min RPA

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

SUIVANT L'AXE (XX)

NIVEAU	RDC				ETAGE COURANT			
TYPE	6.3m	2.4m	3.85m	1m	6.3m	2.4m	3.85m	1m
FERRAILLAGE(cm ²)	23.62	9	14.43	3.75	18.9	7.2	11.55	3
CHOIX	12T16	5T16	8T16	4T12	10T16	4T16	6T16	4T12

SUIVANT L'AXE (YY)

NIVEAU	RDC		ETAGE COURANT	
TYPE	3.9m	1m	3.9m	1m
FERRAILLAGE(cm ²)	14.62	3.75	11.7	3
CHOIX	8T16	4T12	6T16	4T12

*** Espacement des armatures transversales :**

-BAEL91 : $St \leq \min (0,9d ; 40cm) \Rightarrow St \leq 40cm$

- RPA 99 : $St \leq \min (1,5a ; 30cm) \Rightarrow St \leq 30cm$

$$St \leq \min (St \text{ BAEL} ; St \text{ RPA}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

-On prend : $St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$St = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

✚ Calcul des armatures transversales :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{(\tau_u - \tau_0) \gamma_s * b}{0,9 * f_e (\cos \alpha + \sin \beta)}$$

$$\tau_0 = 0,3 * f'_{ij} * k \quad ; \quad f'_{ij} = (f_{ij}; 3,3MPa)$$

K=0 cas de reprise de bétonnage.

$$\alpha=90^\circ : St \leq \min (1,5a ; 30cm) \Rightarrow St \leq 30cm \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$At \geq \frac{\tau_u * \gamma_s * b * St}{0,9 * f_e}$$

Tableau V.8 : Résultats de ferrailage transversal des voiles.

	niveau	$\tau_{RPA}(MPa)$	$At(cm^2)$	A choisi (cm ²)
Vx	RDC	0,036	0,04	2HA10= 1,57
	ETAGE COURANT	0,079	0,10	2HA10= 1,57
Vy	RDC	0,004	0,011	2HA10= 1,57
	ETAGE COURANT	0,002	0,01	2HA10= 1,57

Tableau V.9 : Résultats de ferrailage des voiles.

	NIVEAU	TYPE	Av (cm ²)	Amin (cm ²)	A choisis (cm ²)	A h (cm ²)	A choisis (cm ²)	At(cm ²)	A choisi (cm ²)
RDC		6.3m	EC	23.62	12T16= 24.13	23.62	12T16= 24.13	0,04	2HA10= 1,57
		2.4m	EC	9	5T16= 10.05	9	5T16= 10.05	0,04	2HA10= 1,57
		3.85m	EC	14.43	8T16= 16.08	14.43	8T16= 16.08	0,04	2HA10= 1,57

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Vx									1,57
		1m	EC	3.75	4T12= 4.52	3.75	4T12= 4.52	0,04	2HA10= 1,57
	ETAGE COURANT	6.3m	EC	18.9	10T16= 20.11	18.9	10T16= 20.11	0,10	2HA10= 1,57
		2.4m	EC	7.2	4T16= 8.04	7.2	4T16= 8.04	0,10	2HA10= 1,57
		3.85m	EC	11.55	6T16= 12.06	11.55	6T16= 12.06	0,10	2HA10= 1,57
		1m	EC	3	4T12= 4.52	3	4T12= 4.52	0,10	2HA10= 1,57
Vy	RDC	3.9m	EC	14.625	8T16= 16.08	14.625	8T16= 16.08	0,011	2HA10= 1,57
		1m	EC	3.75	4T12= 4.52	3.75	4T12= 4.52	0,04	2HA10= 1,57
	ETAGE COURANT	3.9m	EC	11.7	6T16= 12.06	8.775	11.7	6T16= 12.06	2HA10= 1,57
		1m	EC	3.75	4T12= 4.52	3.75	4T12= 4.52	0,04	2HA10= 1,57

V.5. Etude de la dalle pleine :

V.5.1. Introduction :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

G :la charge permanente $\Rightarrow G=7.50 \text{ KN/m}^2$

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

Le calcul se fait pour le S.S.2.

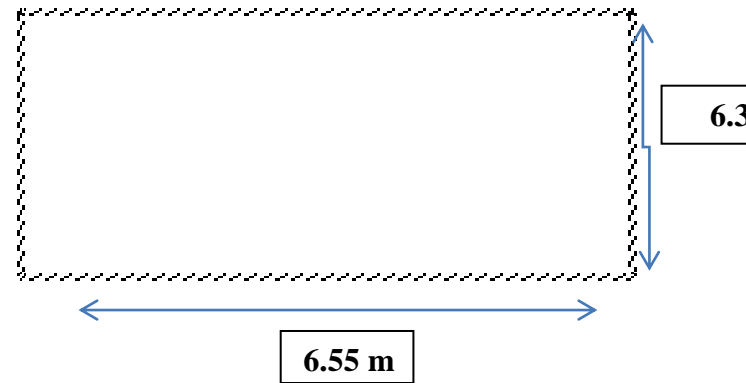


Figure V.5. Croquis du panneau le plus défavorable

V.5.2. Combinaisons des charges et surcharges :

ELU :

$$1,35G + 1,5Q = 14.01 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$G+Q=10.1 \text{ KN/m}^2$$

V.5.3. Evaluation des moments appliqués sur la dalle

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6,30}{6,55} = 0.96 > 0.4 \rightarrow \text{dalle portante sur deux sens}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

V.5.4. Calcul des moments isostatique :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,96$$

ELU :

μ Dépendent de α et sont donner par un tableau

$$\mu_x = 0.0401$$

$$\mu_y = 0.9092$$

Les moments isostatiques :

$$M_0(x) = 22.3 \text{KN/m}$$

$$M_0(y) = 20.3 \text{ KN/m}$$

V.5.5. Le moment total appliqué sur la dalle :

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 18.955 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 17.255 \text{KN.m}$$

Moment en appui

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 11.15 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 10.15 \text{KN.m}$$

V.5.6. Vérification des conditions de BAEL91 :

Suivant x-x

$$M_d = 0.5 M_x = 11.15 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 6.69 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 M_{0x} \rightarrow 27.875 \text{KN} \geq 27.87 \text{KN}$$

C.V

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Suivant y-y

$$M_d = 0.5M_y = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_y = 6.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25M_{0y} \rightarrow 25.365 < 25,375 \quad \text{C.N.V}$$

$$\text{Donc } M_{ty} = 0.9M_{0y} = 18.27$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 11.15$$

$$M_{ay} = 11.15$$

$$18.27 + 11.15 = 2.420 \text{ KN} > 25.375 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

V.5.7. Détermination de ferrailage :

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

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} = \frac{16.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.035 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (acier feE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,176 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{Mt}{Z\sigma_s} = \frac{16.4 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Résultats des calculs à ELU.

		$M_u(Kn/m)$	$A_s(cm^2)$	A adopte (cm^2/ml)
Sens xx	En appuis	9.65	1.38	4T10=3.14
	En travée	16.40	2.67	4T12=4.52
Sens yy	En appuis	8.77	1.09	4T10=3.14
	En travée	14.91	1.86	4T12=4.52

V.5.8. Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures :

Les conditions de non-fragilité et de section minimale d'armatures résultantes peuvent être énoncées comme suit : **BAEL91** (Article B.7.4).

ρ_0 : Le taux des armatures défini de la façon suivante :

*0.0012 s'il s'agit de ronds lisses (Fe E 215 ou Fe E 235)

*0.0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm

*0.0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6 mm

Le type d'acier utilisé dans notre projet, c'est Haute Adhérence FeE400

Donc on prend $\rho_0 = 0,0008$.

$\rho \geq 0,4$ donc :

$$A_{x\min} = \rho_0 \times \frac{(3-a)}{2} \times b \times h_0 = 0.0008 \times \frac{(3-0.96)}{2} \times 1 \times 0.2 = 1.632 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\max} = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Vérification effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.1.1)}$$

$$\tau = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2.2)}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} \text{ et } V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

$$V_{ux} = 24,17 \text{ KN et } V_{uy} = 24.49 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } V_{max} = 24.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.136 \text{ MPA} \leq \tau = 1.16 \text{ MPA}$$

Espacement des barres :

La fissuration est préjudiciable :

➤ **Choix des barres :**

Les sections des deux dalles presque les même donc on prend même ferrailage tel que:

$$\text{sens } (x - x) \begin{cases} \text{En Travée} & 7HA6 \\ \text{En appui} & 7HA6 \end{cases} \quad \text{sens } (y - y) \begin{cases} \text{En Travée} & 7HA6 \\ \text{En appui} & 7HA6 \end{cases}$$

V.5.9. Calcul de l'espacement :

Dans le cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable on a: (BAEL 91)

$$S_{Tx} \leq \text{Min} \begin{cases} 3 \times h \\ 33cm \end{cases} \text{ Armatures dans le sens } x$$

$$S_{Ty} \leq \text{Min} \begin{cases} 4 \times h \\ 45cm \end{cases} \text{ Armatures dans le sens } y$$

$$\text{sens } (x - x) \begin{cases} \text{En Travée} & S_t = 15cm \\ \text{En appui} & S_t = 15cm \end{cases} \quad \text{sens } (y - y) \begin{cases} \text{En Travée} & S_t = 15cm \\ \text{En appui} & S_t = 15cm \end{cases}$$

V.5.10. Vérification des contraintes :

✓ **En travée**

Sens x-x

$$M_{tx}=16.4 \text{ KN.m} \quad A_t=4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4,52 \times (13-x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = -4,87 \text{ cm} \\ x_2 = 3,52 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_s(d-x)^2$$

$$\frac{100(3,52)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13-3,52)^2 = 7547,02 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{7,64 \times 10^{-3} \times 3,52 \times 10^{-2}}{7547,02 \times 10^{-8}} = 3,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 7,64 \times 10^{-3} \times (0,13-0,035)}{7547,02 \times 10^{-8}} = 144,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

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

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS.

Sens-y-y

$$M_{ty}=6,02 \text{ KN.m} \quad A_t=4.52 \text{ cm}^2$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Position de l'axe neutre (x) :

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4,52 \times (13-x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = -4,87 \text{ cm} \\ x_2 = 3,52 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_s(d-x)^2$$

$$\frac{100(3,52)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13-3,52)^2 = 7547,02 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{6,02 \times 10^{-3} \times 3,52 \times 10^{-2}}{7547,02 \times 10^{-8}} = 2,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 6,02 \times 10^{-3} \times (13-0,035)}{7547,02 \times 10^{-8}} = 113,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

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

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS.

✓ **En appuis :**

Les deux sens :

$$M_a = 4,49 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 3,14 \times (13-x) = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = -4,00 \text{ cm} \\ x_2 = 3,06 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_s(d-x)^2$$

$$\frac{100(3,06)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13-3,06)^2 = 5608,74 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{4,49 \times 10^{-3} \times 3,06 \times 10^{-2}}{5608,74 \times 10^{-8}} = 2,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 4,49 \times 10^{-3} \times (0,13 - 0,0306)}{5608,74 \times 10^{-8}} = 119,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

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

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS.

V.5.11. Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec ;

q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

h : Épaisseur totale de la dalle.

L_0 : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

Avec $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $\gamma_b=1.5$

$$U_c = 2 \times (u+v)$$

$$u = L_0 + h = 2,5 + 0,15 = 2,65 \text{ m}$$

$$v = e + h = 0,15 + 0,15 = 0,30 \text{ m}$$

$$U_c = 2 \times (2,65 + 0,30) = 5,90 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0,045 \times 5,90 \times 0,15 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5}$$

$$q_u = 74,05 \text{ KN} \leq 663,75 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

V.6 : Bande noyé :

V.6.1. Définition :

Les Poutres noyées sont des poutres incorporées dans les planchers, considéré du point de vue calcul


Ces poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant et un comme simplement appuyées aux extrémités, en tenant compte de l'encastrement partiel. Effort tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple avec une fissuration peu nuisible.

V.6.2. Ferrailage :

Pour le ferrailage en choisira la poutre la plus sollicité.

Le moment isostatique : $M_u = 40,28 \text{ KN.m}$

1-Ferrailage longitudinale :

 Ventilation des moments :

-Moment en travée : $M_{ut} = 0,85 * M_u = \mathbf{34.238 \text{ KN.m}}$

-Moment en appui : $M_{ua} = 0,5 * M_u = \mathbf{20.14 \text{ KN.m}}$

➤ **En travée :**

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

b =90cm ; h=21cm ; d=0,9h=18.9cm ; fc28=28MPa ; ft28=2,28MPa ; fbc=15.86MPa
; $\sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$

$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,067 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,086 \Rightarrow Z = 0,182\text{m}$$

Donc : $A_{st} = 5,4\text{cm}^2$ On choisit : **5T12** de section **5.65** cm²/ml.

➤ **En appuis :**

$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,039 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,087 \Rightarrow Z = 0,87\text{m}$$

Donc : $A_{st} = 3,129$ On choisit : **5T12** de section **5.65** cm²/ml.

✚ **Condition de non fragilité :**

La section minimale : $A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{st} \geq 2,15\text{cm}^2 \dots \text{CV}$

✚ **Armature minimale :**

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 6\text{cm}^2$

Le ferrailage adopté : en travée : **5T12**

En appuis : **5T12**

2-Ferrailage transversal :

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

-D'après le BAEL91 (art A.5.1.21) : $\tau = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \{0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\} = 3,73\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{33 \cdot 10^{-3}}{0,189 \cdot 0,9} = 0,194\text{MPa}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$\Rightarrow \tau_u = 0.194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,73 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Détermination des espacements :**

Selon le RPA 99 version 2003 :

$St \leq \min (h / 4 ; 12 * \Phi_l \text{ min} ; 30\text{cm}) \Rightarrow$ zone nodale

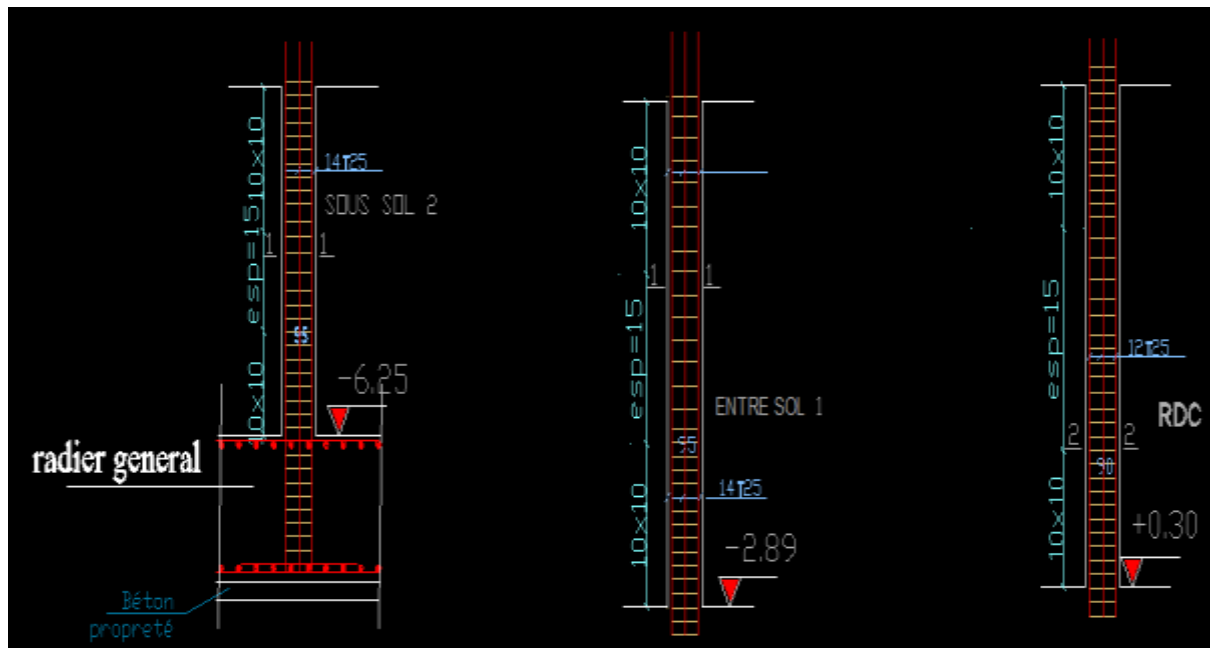
$St \leq h / 2 \Rightarrow$ zone courant

Φ : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

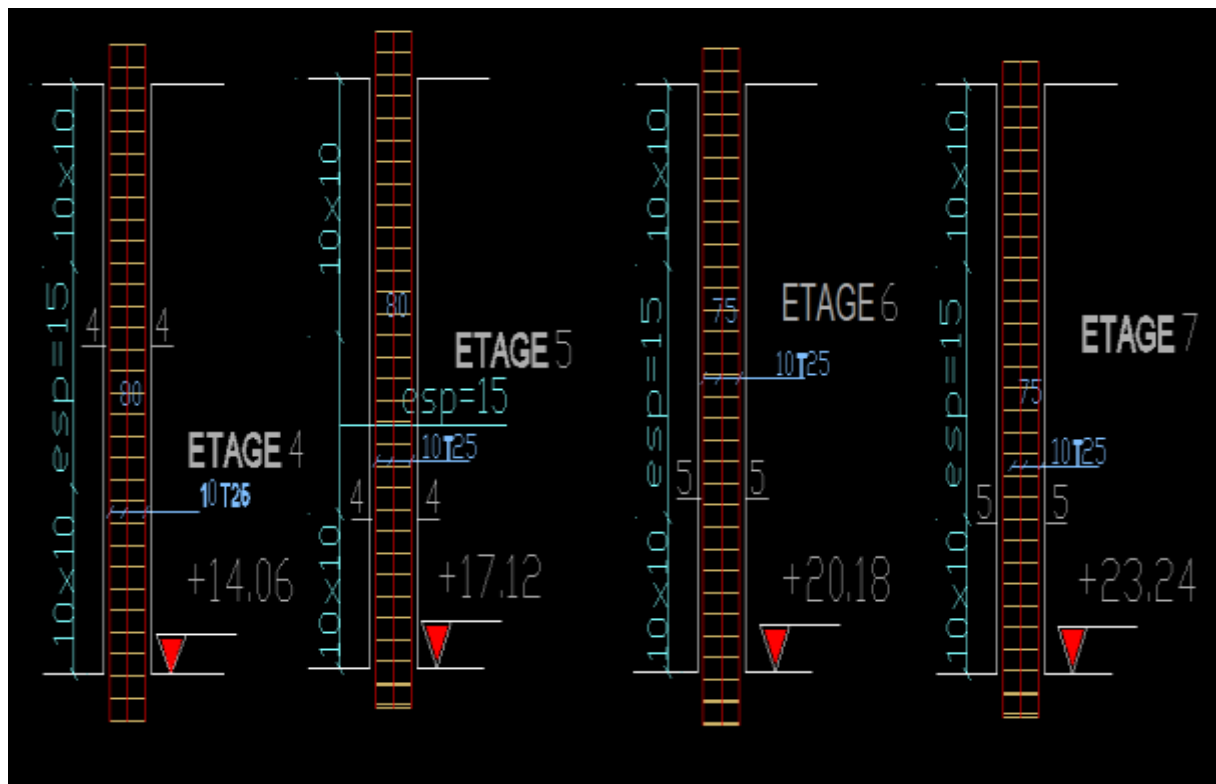
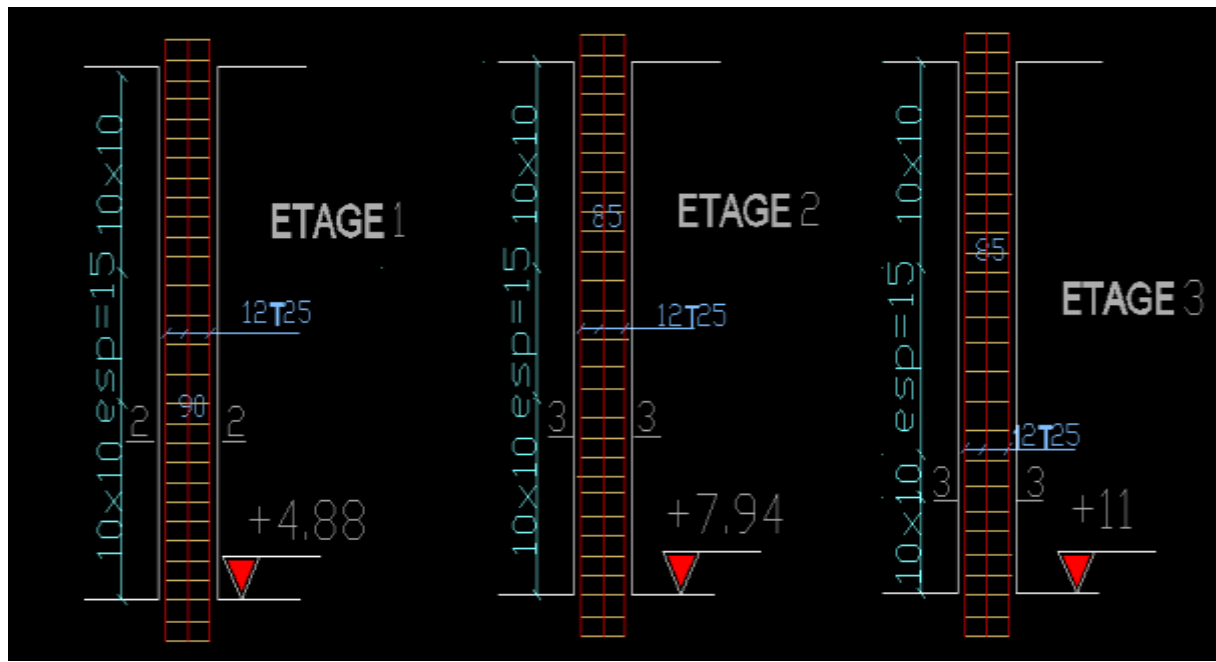
$St \leq 5\text{cm} \Rightarrow$ zone nodale

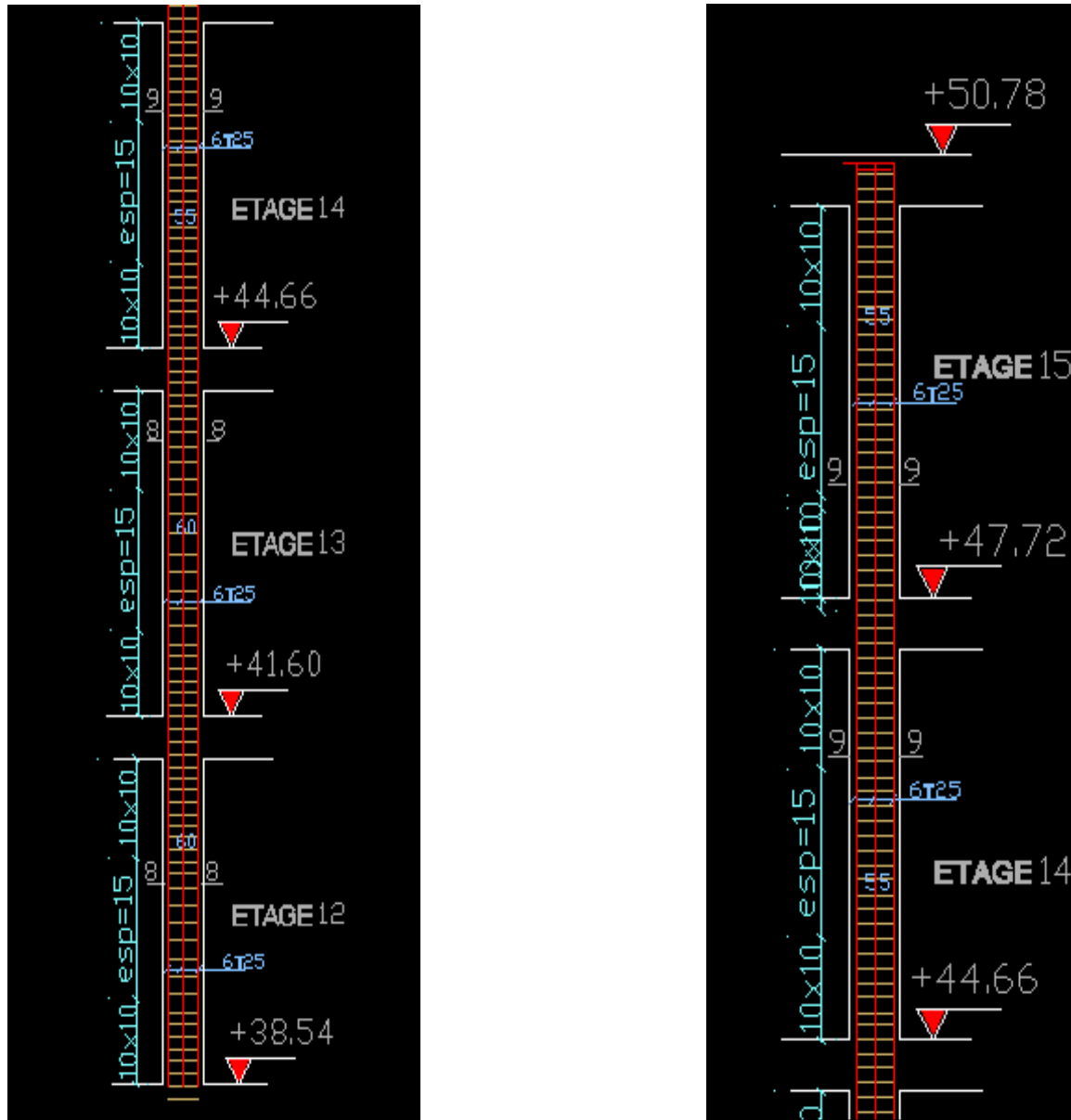
$St \leq 10\text{cm} \Rightarrow$ zone courant

Exemple Ferrailage des poteaux :

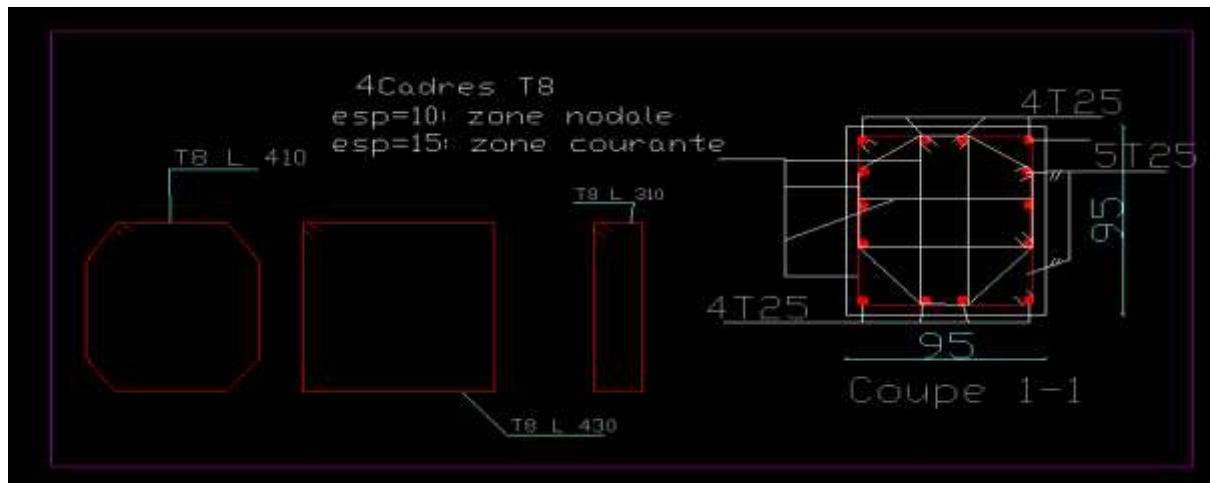


Etude technique et managériale d'un bâtiment : 2 sous-sol, RDC , 15etages en béton armé

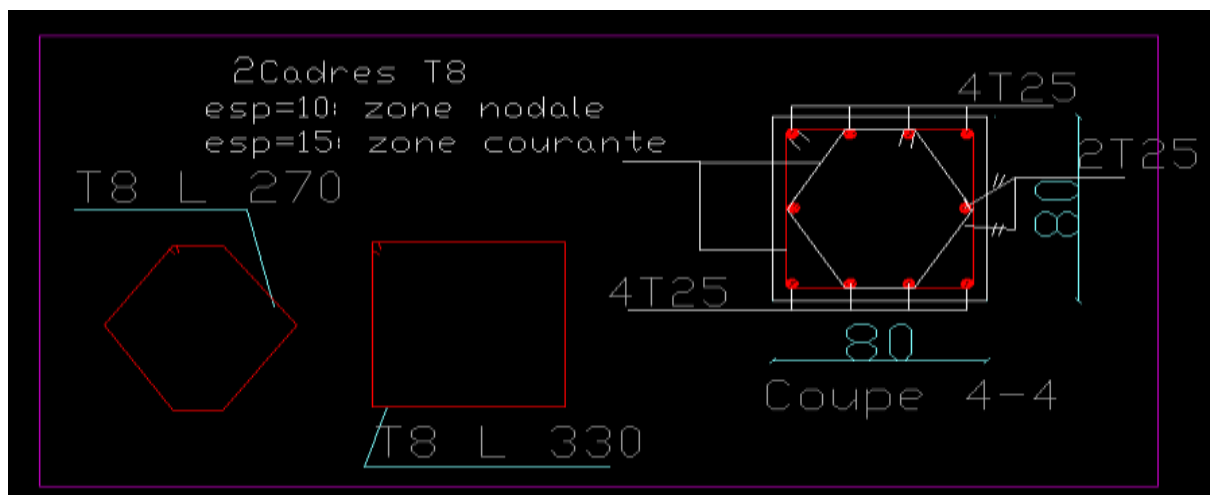
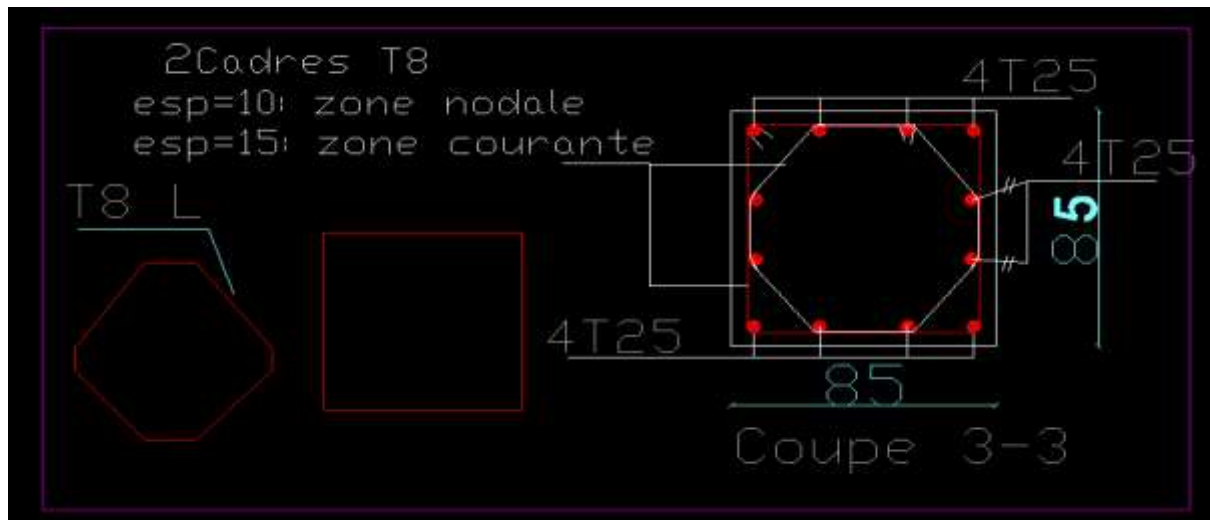
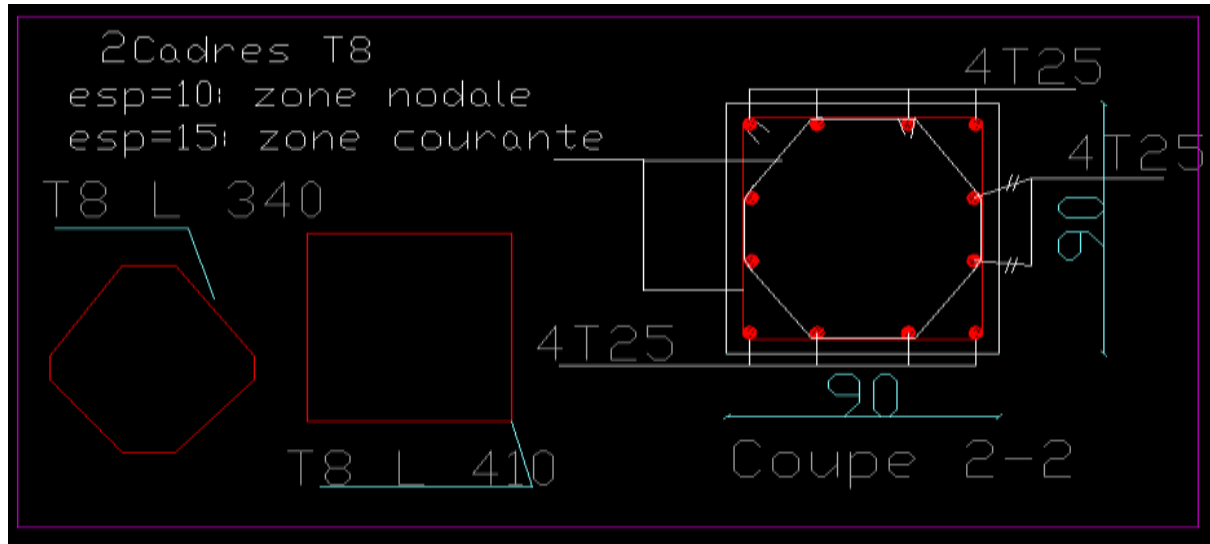




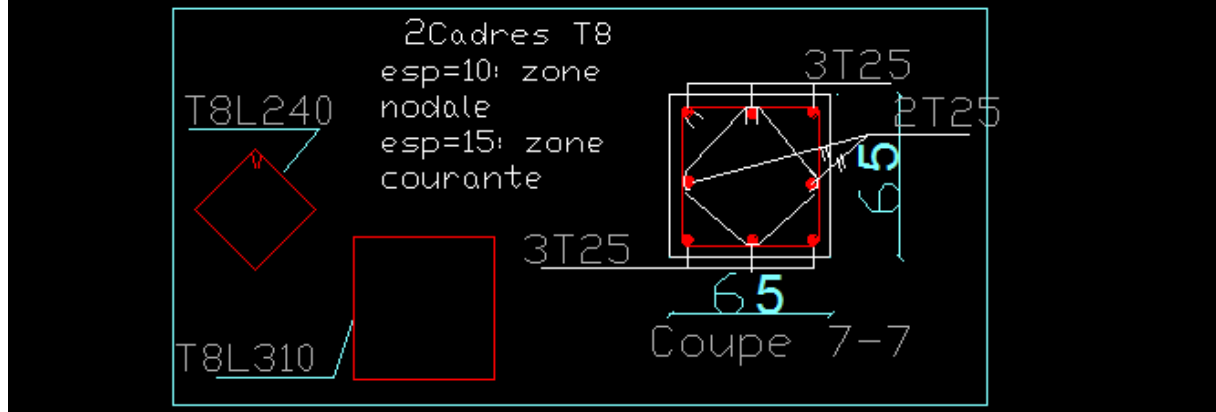
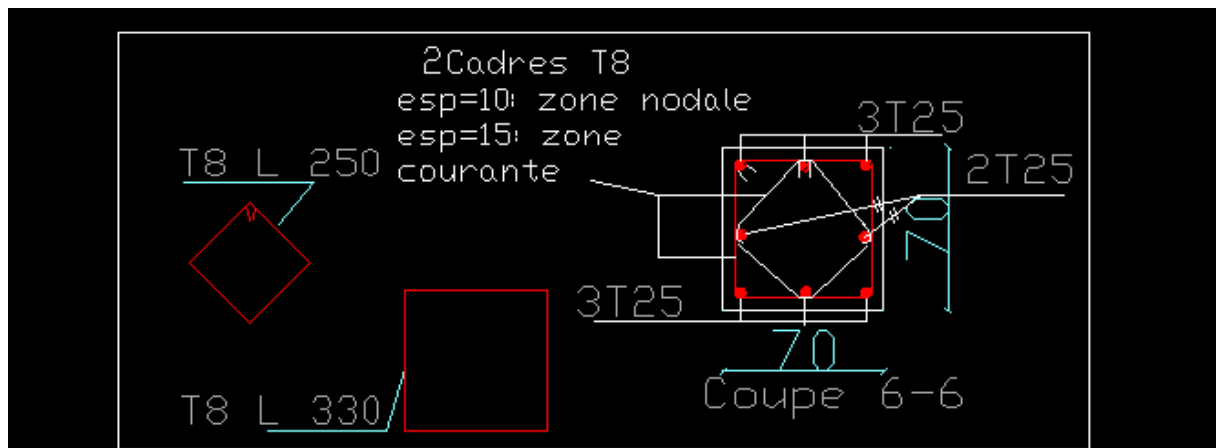
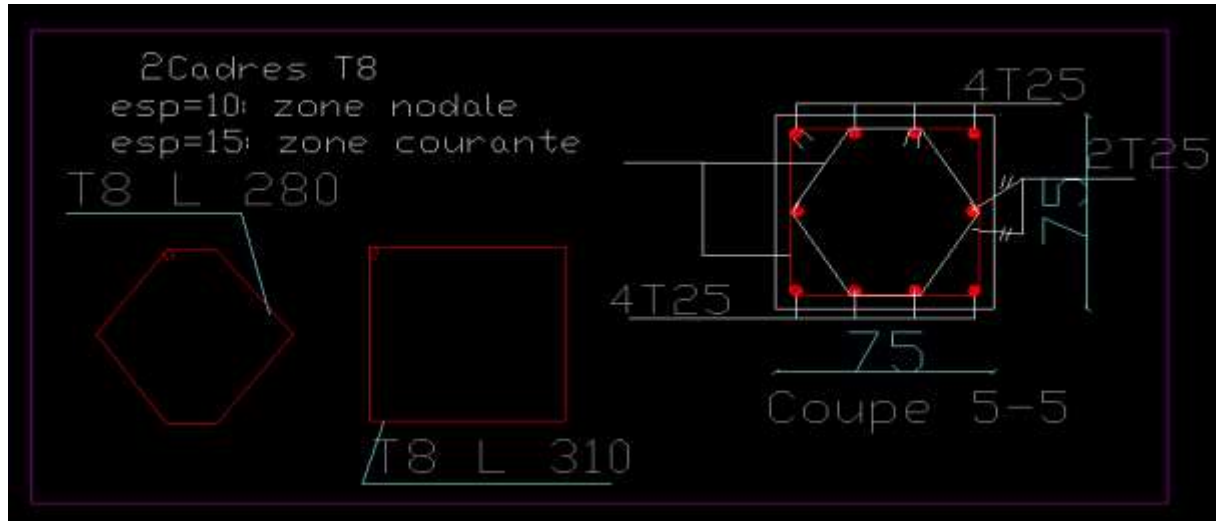
Les Coupes :

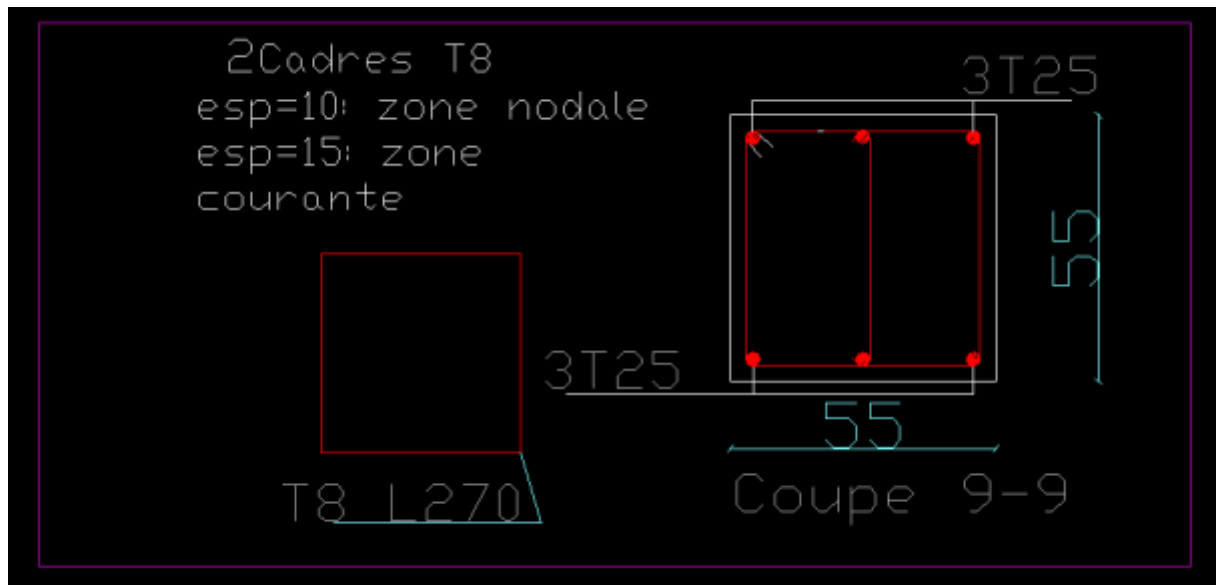
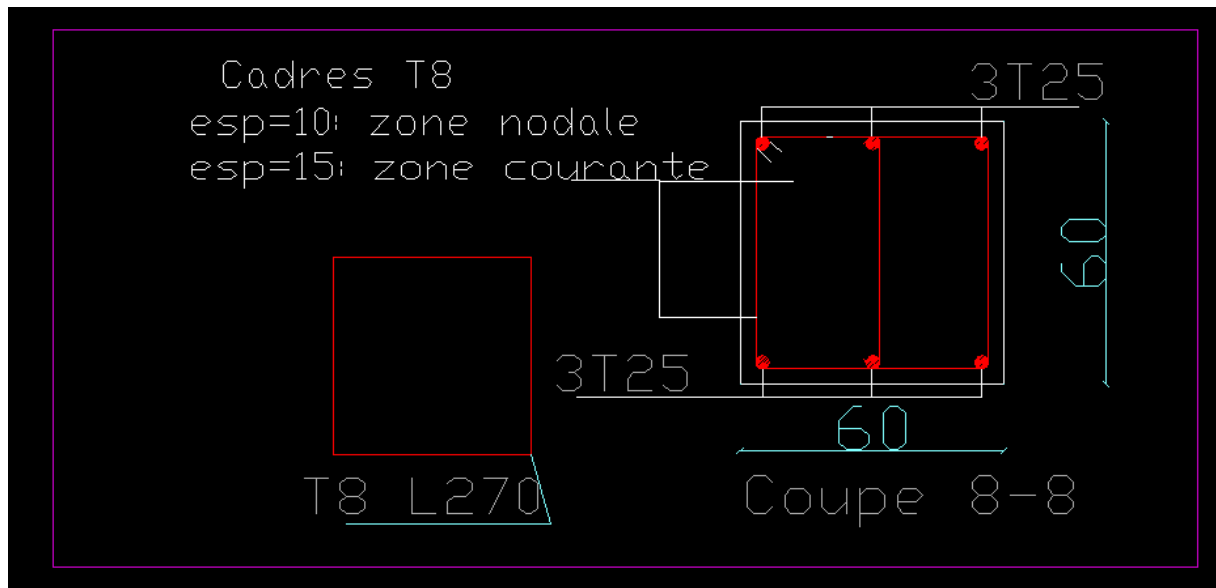


Etude technique et managériale d'un bâtiment : 2 sous-sol, RDC, 15 étages en béton armé

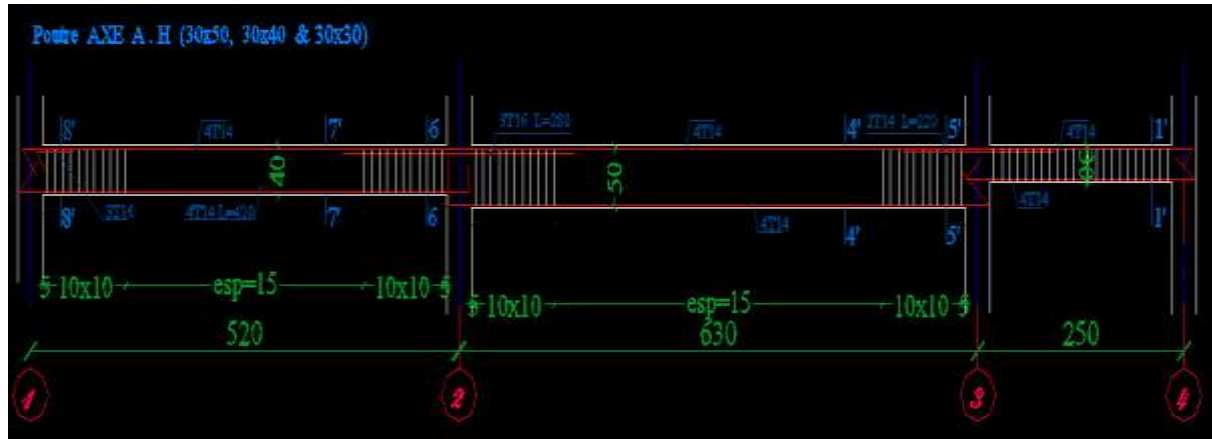


Etude technique et managériale d'un bâtiment : 2 sous-sol, RDC, 15 étages en béton armé



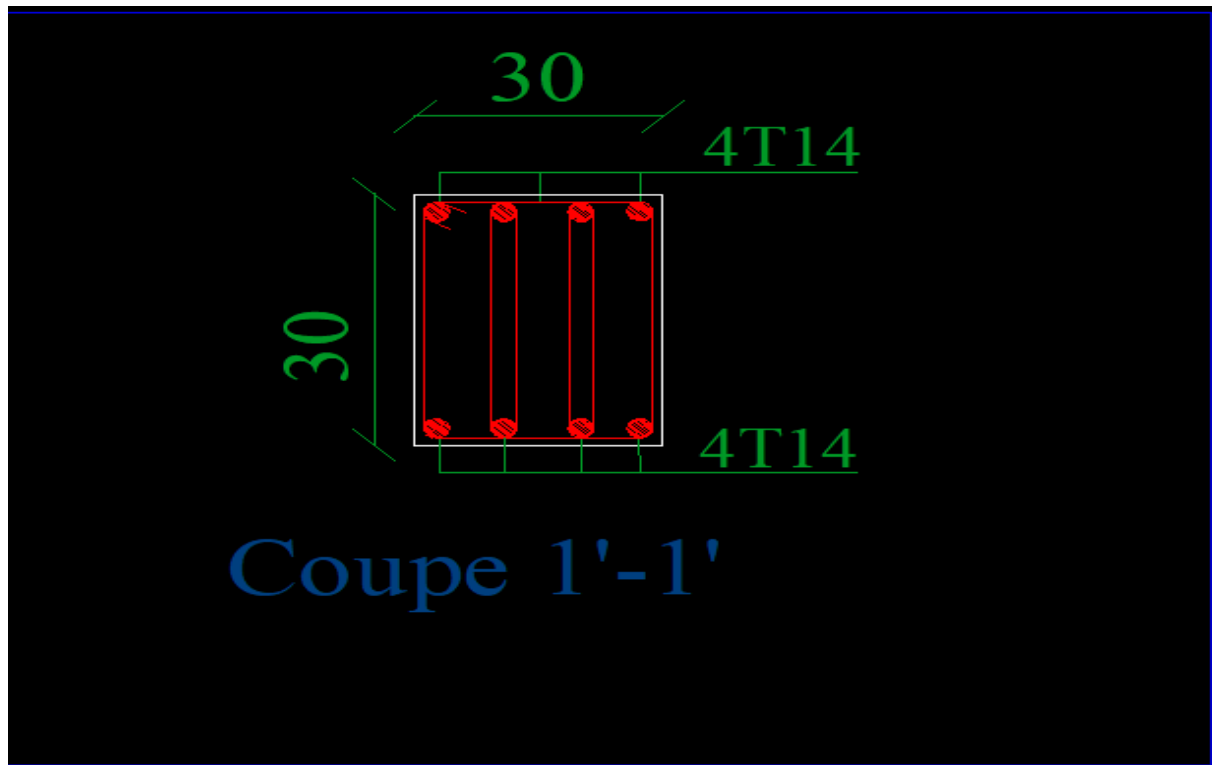


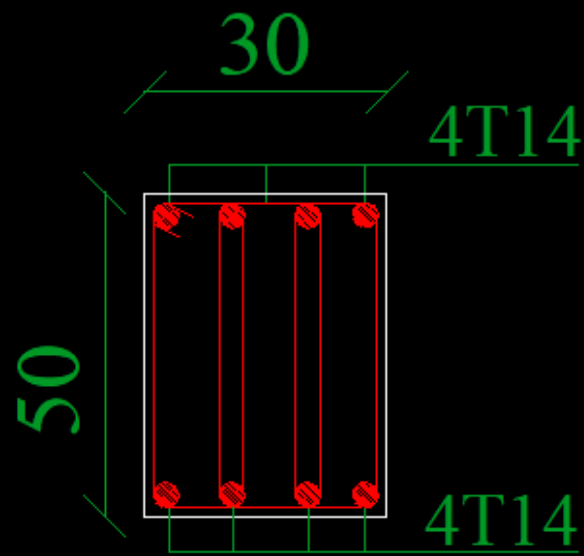
Exemple ferrailage d'une poutre principale



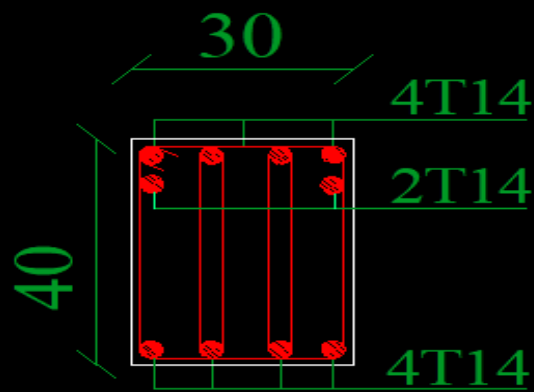
(RDC) :

Les Coupes :

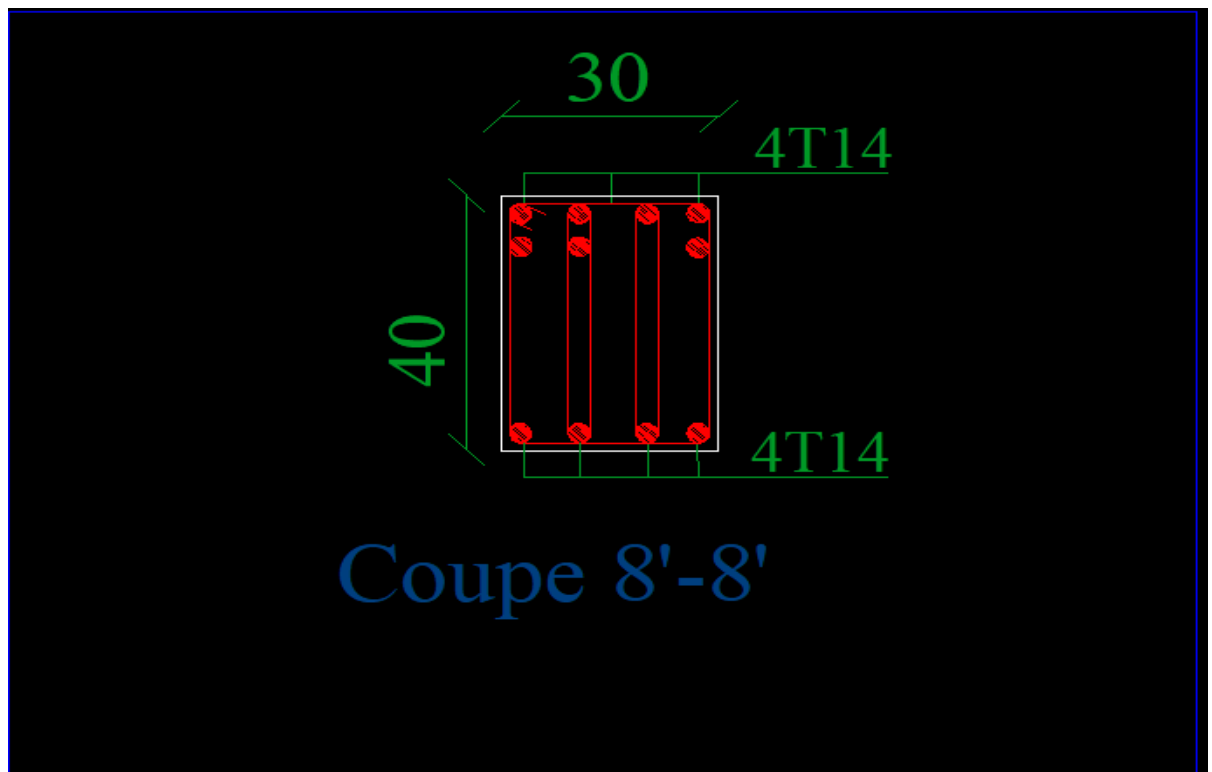
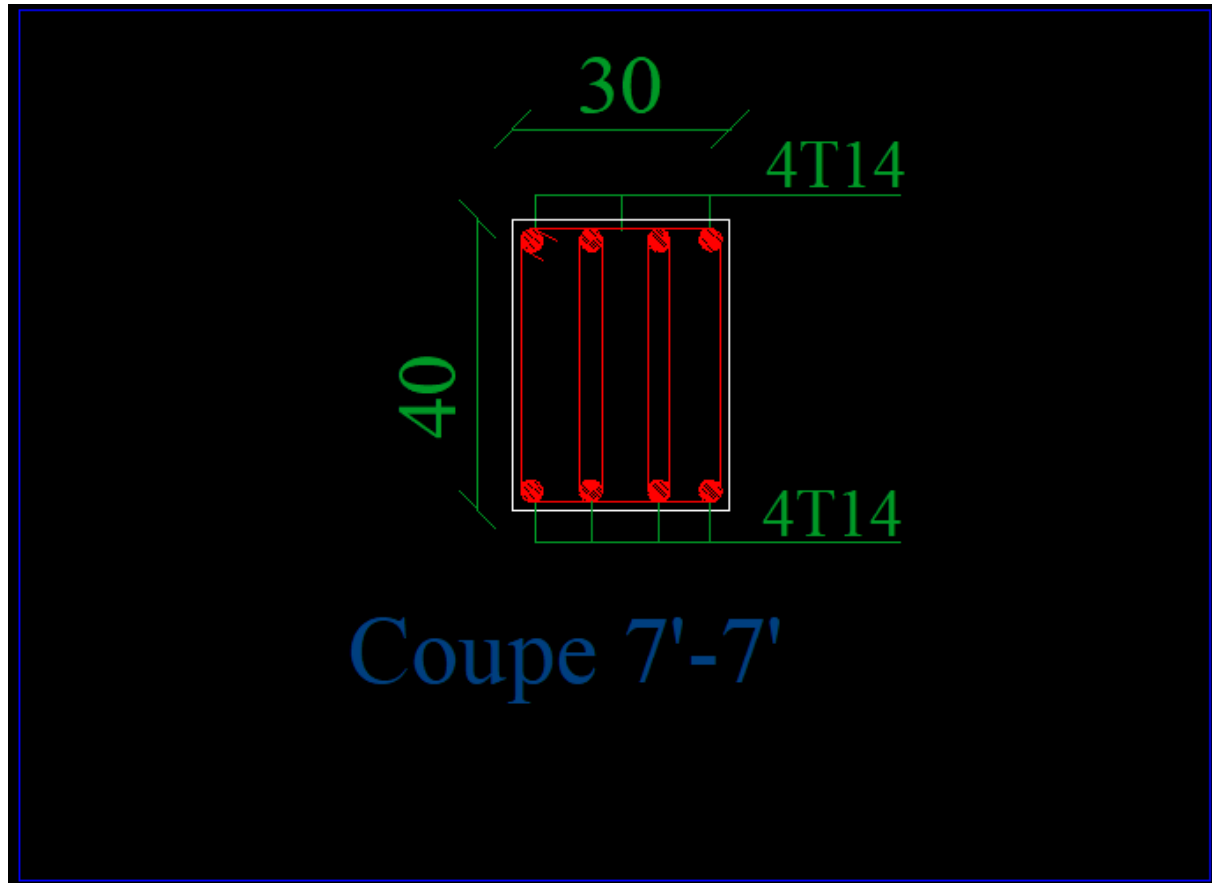


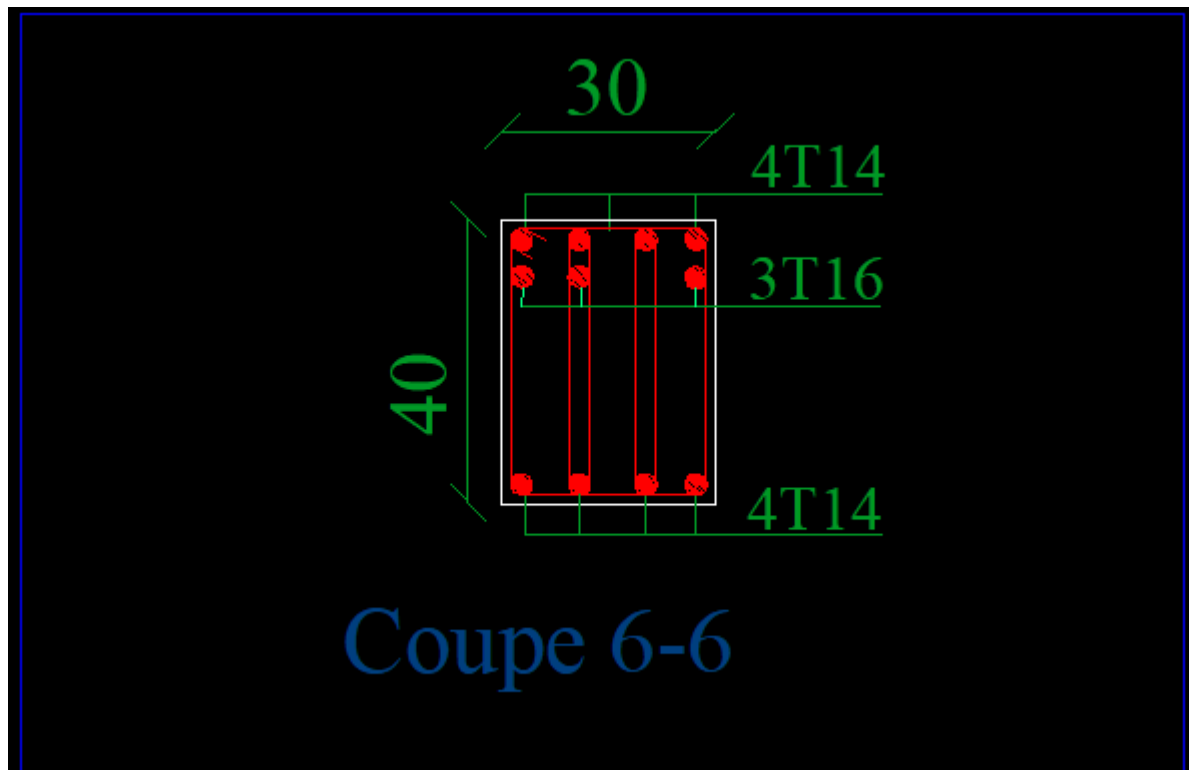


Coupe 4'-4'

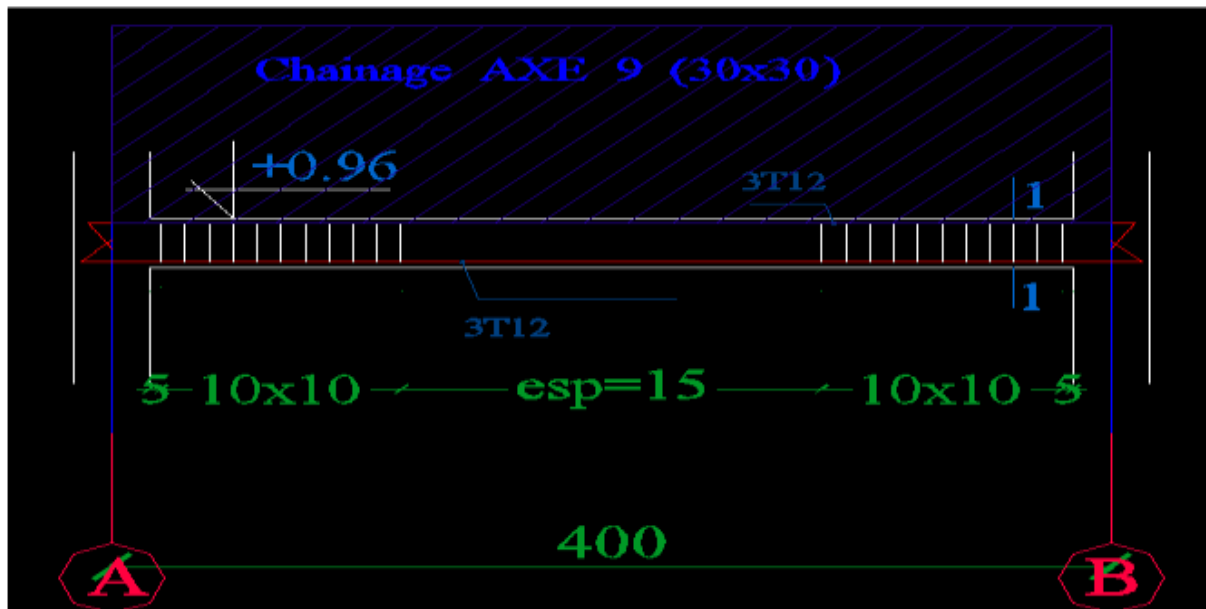


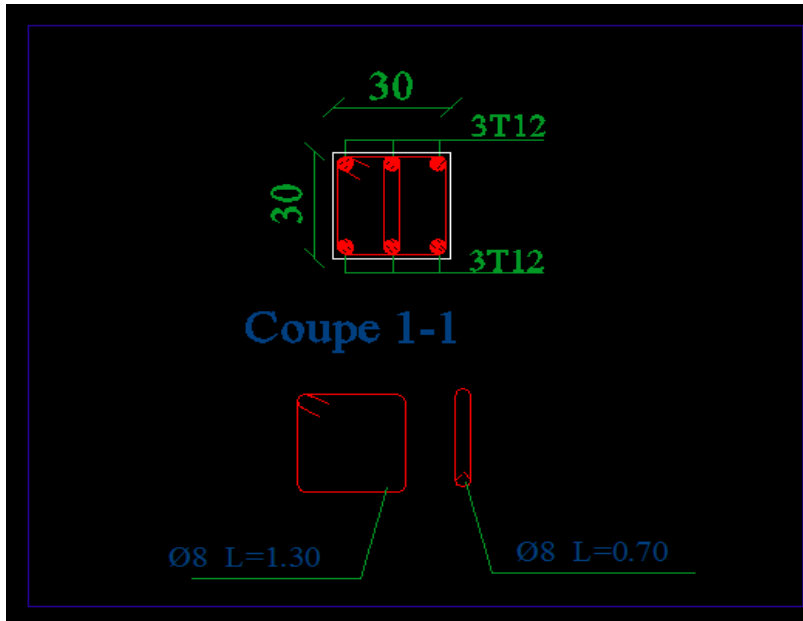
Coupe 5'-5'





Exemple ferrailage d'une poutre secondaire (S.S 1) :





Exemple ferrailage d'un voile :



V.6. Conclusion :

Les éléments structurant utilise dans notre projet sont (les poteaux, les poutres, les voiles), On a utilisé les règlement comme le RPA et le BAEL pour calculer et vérifier le ferrailage avec l'aide de l'outil informatique SAP2000 , et le logiciel AUTO CARD pour les designs assiste par ordinateur.

Chapitre VI

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

VI.2. Étude du mur de soutènement

VI.2.1. Pré dimensionnement

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.36 m.

VI.2 .2. Détermination des sollicitations

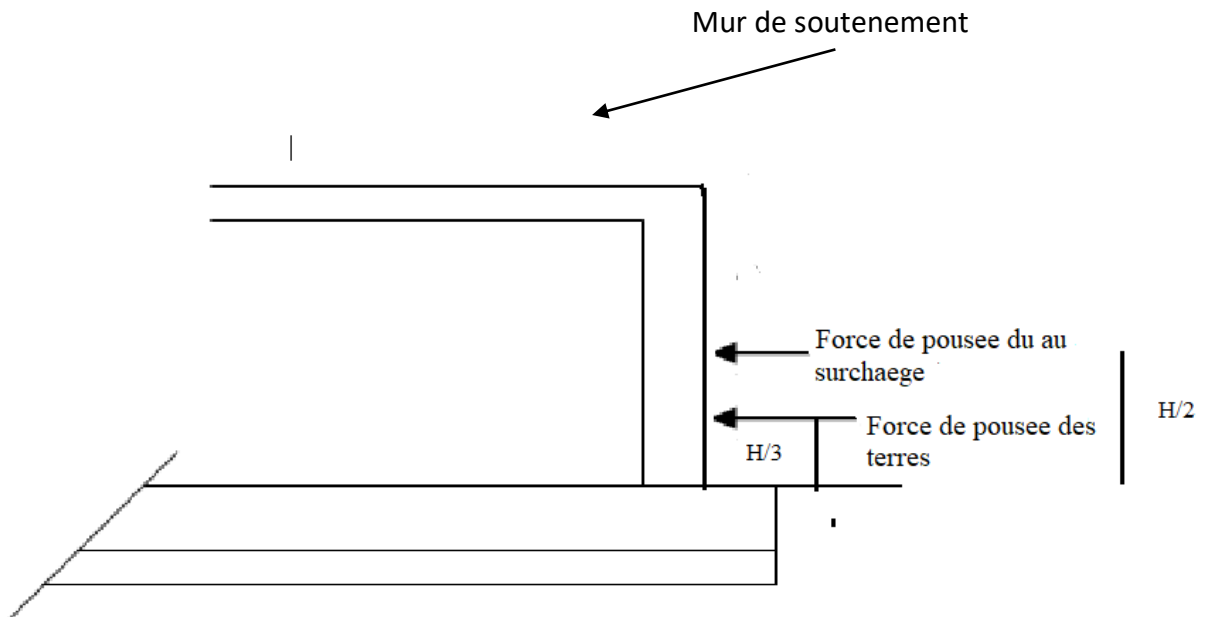


Figure VI.1 : Schéma qui montre les forces applique sur le mur

A l'application des forces schématisé dans la figure VI .1 on tire les effort interne pour calculer a la flexion simple comme un console.

Pour $\alpha=Lx/Ly=3.36/6.55=0,51 > 0,4 \Rightarrow$ Le panneau port dans les 2 sens.

➤ **Détermination des efforts appliqués sur le voile :**

1. La force de poussée des terres :

$$F_p = K_a * \gamma * H^2/2$$

2. La force du au surcharge :

$$F_q = K_a * Q * H$$

Les propriétés du sol sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La densité } \gamma_h = 18 \text{ kN /m}^3 \\ \text{L'angle de frottement } \phi = 20^\circ \end{array} \right.$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

K_a : coefficient de poussée active.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right) = 0,49$$

$$F_p = 0,49 * 18 * 3,36^2 / 2$$

$$= 49,787 \text{ KN/ml}$$

$$F_q = 0,49 * 5 * 3,36$$

$$= 8,23 \text{ KN/ml}$$

La charge pondérée :

$$Q_u = 1,35 * F_p + 1,5 * F_q = 1,35 * 49,787 + 1,5 * 8,23 = 79,557 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = F + Q = 49,787 + 8,23 = 58,017 \text{ KN/ml}$$

VI.2.3. Détermination des armatures longitudinale

Les murs sont calculés comme une dalle pleine supposée uniformément chargée par la poussée de terre sur le panneau le plus sollicité.

Le panneau à étudier est de dimension (6.55 x 3.36), et d'épaisseur $e = 20\text{cm}$.

A - Détermination des moments à partir du SAP :

*ELU :

-Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 24,92 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 4,185 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Moment en appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 16,615 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 2,79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Ma=max (Max ; May) = 16. 615KN.m

B - Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml ;

On a : $b=100cm$; $h=20cm$; $d=0,9h=18cm$; $\sigma_{bc}=15.86MPa$; $\sigma_s=347.83Mpa$

Tableau VI .1 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

Localisation		Mtx (KN.m)	μ_u	Asc (cm ²)	Z (m)	Ast (cm ² /ml) Calculée
Travée	x-x	24.92	0,048	0	0,177	4.09
	y-y	4.185	0,008	0	0,179	0,67
Appuis		16.615	0,031	0	0,178	2.7

c- Condition de non fragilité :

D'après RPA 99 V 2003 ;

$$A_{min}=0.001.b.h$$

D'après B.A.E.L91 ;

$$A_{min}=0,0008.b.h$$

Donc : A adoptée=max {A calculée ; Amin RPA ; Amin BAEL}

***Espacement :** $St_x \leq \min (3h ; 30cm) \Rightarrow St_x \leq 30cm$

$$St_y \leq \min (4h ; 45cm) \Rightarrow St_y \leq 45cm$$

Tableau VI.2 : Ferrailage des voiles périphériques

Localisation		Ast (cm ² /ml) Calculée	Amin RPA (cm ² /ml)	Amin BAEL (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)	A choisi (cm ² /ml)	St (cm ²)
Travée	x-x	4.09	2	1,6	4.09	4T12	25
	y-y	0,67	2	1,6	2	4T12	25
Appuis		2.7	2	1,6	2.7	4T12	25

VI .2.4. Vérification de la contrainte du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Tu \max}{b*d} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } \bar{\tau}_u = \min (0.2*fc28 / \gamma_b ; 5MPa) = 3,73 \text{ Mpa}$$

On modélisant notre mur sur le SAP 2000, On tire Tumax

$$Tumax = 173.699 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{173.699*0,001}{1*0,18} = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV.}$$

6-Vérification à l'ELS :

✚ Vérification des contraintes :

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} * Xs \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * fc28 = 16.8 \text{ MPA}$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta Mser}{I} * (d - Xs) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 * fe ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{266,67} \text{ MPA.}$$

*ELS a partir du SAP 2000 :

-Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mtx = 13,26 \text{ KN.m} \\ Mty = 1.785 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Moment en appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} Max = 8.84 \text{ KN.m} \\ May = 1,19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$Ma = \max (Max ; May) = 8,84 \text{ KN.m}$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

*position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot X_s^2}{2} - 15 \cdot A_{st}(d - X_s) = 0$$

*moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot X_s^3}{3} + 15 \cdot A_{st}(d - X_s)^2$$

Tableau VI .3 : Verification des contraintes.

Localisation		Ms (KN.m)	Ast (cm ² /ml)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPA)	σbc ≤ σ _{bc}	σst (MPA)	σst ≤ σ _{st}
travée	x-x	13,04	4,52	4,30	15422.133	3,63	Vérifiée	173.75	Vérifiée
	y-y	1.75	4,52	4.30	15422.133	0.48		23.318	
appuis		8,84	4,52	3,70	15422.133	2.46		117.79	

VI.2.5. Schéma de ferrailage

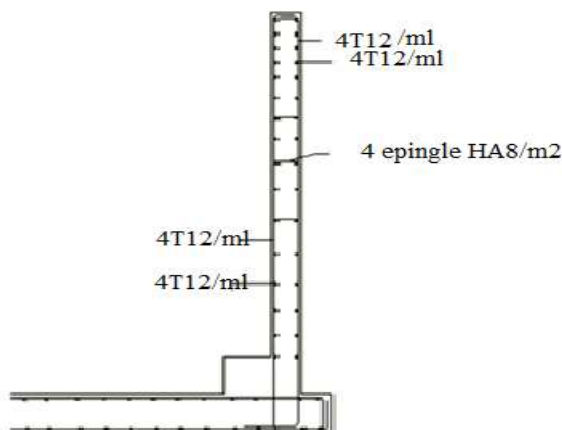


Figure VI.2 : Croquis de ferrailage du mur de soutènement

VI.3.Calcul du radier

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ▶ L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- ▶ La réduction des tassements différentiels.
- ▶ Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ▶ La facilité d'exécution.

VI.3.1. Prédimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

A. Epaisseur du radier :

Condition forfaitaire (Condition de coffrage):

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_r : épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 655/10 = 65.5 \text{ cm}$; alors : **ht ≥ 65.5 cm**

Condition de rigidité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux portiques parallèles.

De la condition précédente, nous tirons h :

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b =1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 32100 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.8}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{32100}} = 72 \text{ cm}$$

Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est $h_r = 80 \text{ cm}$.

B. Détermination des efforts

ELU: $N_u = 259096.232 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 189404.874 \text{ KN}$

C. Détermination de la surface nécessaire du radier

$$E L S: \quad S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{189404.874}{150} = 1262.699 \text{ m}^2$$

on peut ajouter au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$

Nous prenons : $L_d = 250 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord} = 1265.797 \text{ m}^2$$

▪ Le poids du radier :

$$P_r = S \times h_t \times \gamma_b = 1265.797 \times 0,8 \times 25 \quad \Rightarrow \quad Pr = 25315.94 \text{ KN}$$

D. Vérifications

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,4 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{259096.232 \times 1}{1262.797} \cdot \frac{6.55}{2} = 671.853 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{671.853}{1 \times 0.72} = 0.93 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,4 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort de sous pression**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 6.1 \times 1262.797 = 115545.925 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10KN/m³)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 6.09 m)

$$GT = 166740.524 \text{ KN} > 115545.925 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

- **Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :**

$$I_x = L_x \cdot (L_y)^3 / 12 = 67104.63 \text{ m}^4$$

$$I_y = L_y \cdot (L_x)^3 / 12 = 79023.30 \text{ m}^4$$

- **Centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 17.4 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{S_i} = 14.82 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 17.4 \text{ m} \\ Y_G = 14.82 \text{ m} \end{array} \right.$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- Centre de torsion :

$$X_t = 17.37m$$

$$Y_t = 14.89m$$

- **Excentricité de la résultante des forces par rapport au C.D.G :**

$$\begin{cases} e_x = X_g - X_t = 12.3 - 12.1 = 0,03m \\ e_y = Y_g - Y_t = 4.25 - 4.17 = 0,07m \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes du sol :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X < \overline{\sigma}_s$$

Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G-E) :

Sens x-x:

$$X_G = 17.4m$$

$$I_x = 67104.63 m^4$$

$$M = 4610.365 KN.m$$

$$N = 46929.981 KN$$

$$S = 1262.797 m^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 49.33 KN / m^2 \\ \sigma_2 = 24.99 KN / m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 43.245 < 150 KN / m^2$$

$$\sigma_m = 43.245 KN / m^2 < \overline{\sigma}_s$$

Sens y-y

$$y_G = 14.82m$$

$$I_y = 79023.3 m^4$$

$$M = 40999.725 KN.m$$

$$N = 40216.925 KN$$

$$S = 1262.797 m^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 39.53 KN / m^2 \\ \sigma_2 = 24.16 KN / m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 35.687 < \overline{\sigma_s}$$

Vérification de la compression (G+Q+E):

Sens x-x:

$$X_G = 17.4m$$

$$I_x = 67104.63 m^4$$

$$M = 17183.775 KN.m$$

$$N = 81344.673 KN$$

$$S = 1262.797 m^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 68.871 KN / m^2 \\ \sigma_2 = 59.96 KN / m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 66.64 < \overline{\sigma_s}$$

Sens y-y

$$y_G = 14.82m$$

$$I_Y = 79023.3m^4$$

$$M = 58219.238KN.m$$

$$N = 56427.518KN$$

$$S = 1262.797m^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{YY}} Y_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 55.60KN / m^2 \\ \sigma_2 = 33.766KN / m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 50.141 < \overline{\sigma_s}$$

Les contraintes maximales et minimales sont vérifiées pour les deux sens transversal et longitudinal.

- **Vérification au non poinçonnement :**

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile de longueur 6.3m suivant x .

On doit vérifier :

$$N \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

$$\mu_x = 2(L + b + 2 \cdot h_{radier})$$

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

L ; b : Dimensions de voile.

$$\mu_x = 2 (6.3 + 0,2 + 2 \times 0.8) = 16.2 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h = 0,045 \cdot 16.2 \cdot 28 \cdot 1 = 20412 \text{ KN}$$

$$N = 590.719 \text{ KN /ml}$$

N ≤ 20412 KN.....Condition vérifiée.

VI.3.2. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé appuyé sur les voiles longitudinaux et transversaux et les poutres noyées dans ce dernier.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre appuis, pour cela

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépendent du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν). Pour cela on doit choisir quatre panneaux de radier qui sont les plus sollicités.

- L'E.L.U $\nu = 0$
- L'E.L.S $\nu = 0.2$

Si : $\rho < 0.4$ Dalle portant dans un seul sens.

Si : $\rho > 0.4$ Dalle portant dans les deux sens.

Si : $1 \geq \rho \geq 0.4$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho)$$

Si : $0 \leq \rho \leq 0.4$

$$M_x = q \cdot L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq 1.25 M_0$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appui et en travée.

a. Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment sur appui ME = MW = 0.5 M0
- Moment en travée Mt = 0.75 M0

b. Pour les panneaux de rive :

- Moment sur appui ME = MW = 0.3 M0
- Moment en travée Mt =0.85 M0

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés. A cet effet, les contraintes prises en considération dans la suite des calculs sont :

ELU :

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rad}} = 205.176KN / m^2$$

$$q_u = 205.176KN / m^2$$

ELS :

$$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_{radier}} = \frac{189404.874}{239.4} = 149.988KN / m^2$$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et immergé en eau douce (Art.A.5.33 BAEL91).

Identification des panneaux des dalles et des moments

Tableau.VI.4 : Tableau donnant les différents moments du panneau le plus défavorable

Panneau	L _x	L _y	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	ELU		ELS	
						$q_u = 205.176KN / m^2$	$q_{ser} = 149.998KN / m$	M _{0x}	M _{0y}
Le plus défavorable	6.3	6.55	0.96	0.04	0.91	325.737	296.420	238.137	216.704

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Pour le panneau le plus défavorable on calculera le ferrailage et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux.

Ferrailage du panneau

$L_x = 6.3 \text{ m}$, $L_y = 6.55 \text{ m}$, $b = 1 \text{ m}$,

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} \quad \mu_a = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{(\beta d f_e / \gamma_s)} \quad , \quad A_a = \frac{M_{ua}}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

Le ferrailage a L'ELU. $v = 0$

Tableau.VI.5 : Ferrailage du radier dans les deux sens

	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu(Mn.m)	0.276	0.097	0.252	0.088
μ	0.033	0.012	0.03	0.015
σ_s	348	348	348	348
α	0.042	0.015	0.038	0.018
Z	0.7	0.72	0.71	0.446
As (cm ² /ml)	11.33	3.87	10.19	2.9
As _{min} (cm ² /ml)	9.44	9.44	9.44	9.44
choix	8HA16	9HA12	7HA16	9HA12
As choix	16.08	10.18	14.07	10.18
St	13	20	13	20

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

-la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,15.f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = 440.4KN$$

$$\tau_u = \frac{701.676.10^{-3}}{1.0,72} = 0.97MPa$$

$$\tau_u = 0.97MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa.....CV$$

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 210.097MPa$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 16.8MPa$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

sens	Zone	Ms [Mn.m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
X-X	Appuis	0.071	1.56	103.4	16.8	210.097	Vérifiée
	Travée	0.202	4.16	188.74	16.8	210.097	Vérifiée
Y-Y	Travée	0.184	3.96	195.808	16.8	210.097	Vérifiée
	Appuis	0.065	1.43	94.66	16.8	210.097	Vérifiée

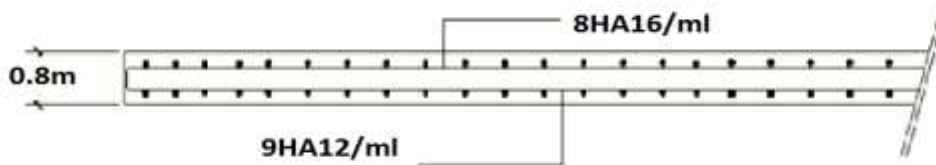
Etude technique et managériale d'un bâtiment : 2 sous-sol, RDC, 15 étages en béton armé

Ferraillage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

VI.3.4. Schéma de ferraillage du radier :

Suivant xx



Suivant yy

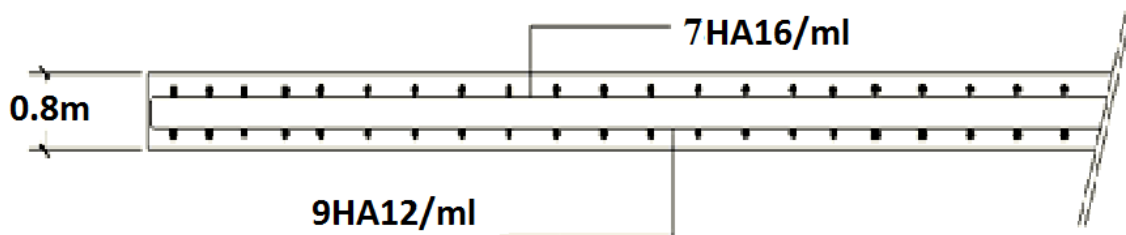


Figure VI.3 : Croquis de ferraillage de radier

VII.4 : Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est importante pour notre projet, au premier lieu nous avons étudié le mur de soutènement avec un choix de solidaire avec les poteaux et les poutres et le calcul se fera en flexion simple, Pour le radier générale on la divise en panneaux et on a étudié le panneau le plus défavorable avec calcul en flexion simple.

Chapitre VII

ETUDE MANAGERIALE

VII .1 : Introduction Générale :

VII.1.1 : 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.

VII.1.2 : Le management de projet :

Le management de projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisation(s) afin de définir/concevoir un projet, de le lancer et de le réaliser. Il ne relève pas seulement de l'application d'outils de gestion, mais d'un système de gestion à part entière. Le management de projet combine la gestion de projet, et la fonction de direction de projet en charge de la définition des objectifs (coûts, délais, spécifications techniques), des actions politiques, des aspects financiers et de l'organisation du travail collectif des équipes projets.

1. Projet :

Un projet est un ensemble finalisé d'activité et d'actions entreprises dans le but de répondre à un besoin défini dans des délais fixés et dans la limite de l'enveloppe budgétaire allouée.

Un projet comprend un objectif défini devant être livré dans un délai et à un cout convenu un système dynamique à maintenir en équilibre, chaque changement déséquilibre le projet. Un projet est caractérisé par trois éléments :

- Qualité : Un projet est de bonne qualité si les attentes du client sont satisfaites.
- Délai : Un projet a toujours un délai, donc il faut respecter celui-ci. Respecter celui-ci.
- Coût : Un projet a un coût. Il faut que le chef de projet puisse contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du client et ce qu'il est prêt à payer.

Le système d'élaboration d'un projet le plus utilise est que le propriétaire signe des contrats soit séparément soit un contrat qui englobe le concepteur avec l'entrepreneur avec un suivi qui suis c'est deux dernier

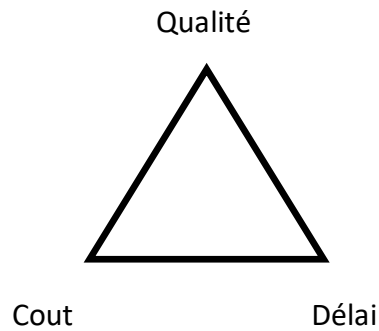


Figure VII.1: Objectif principal d'un projet.

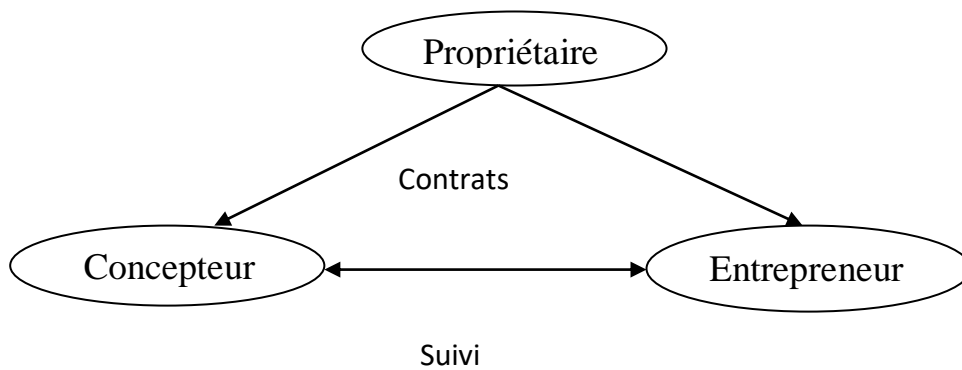


Figure VII. 2 : Système d'élaboration de projet.

2. Le cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Généralement, le modèle ci-dessous en quatre phases est proposé à l'ingénieur pour le suivre.

- a) Phase d'identification :** la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- b) **Phase de définition** : le contenu du projet est défini de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée.
- c) **Phase de réalisation** : le produit ou le service est réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.
- d) **Phase de clôture** : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

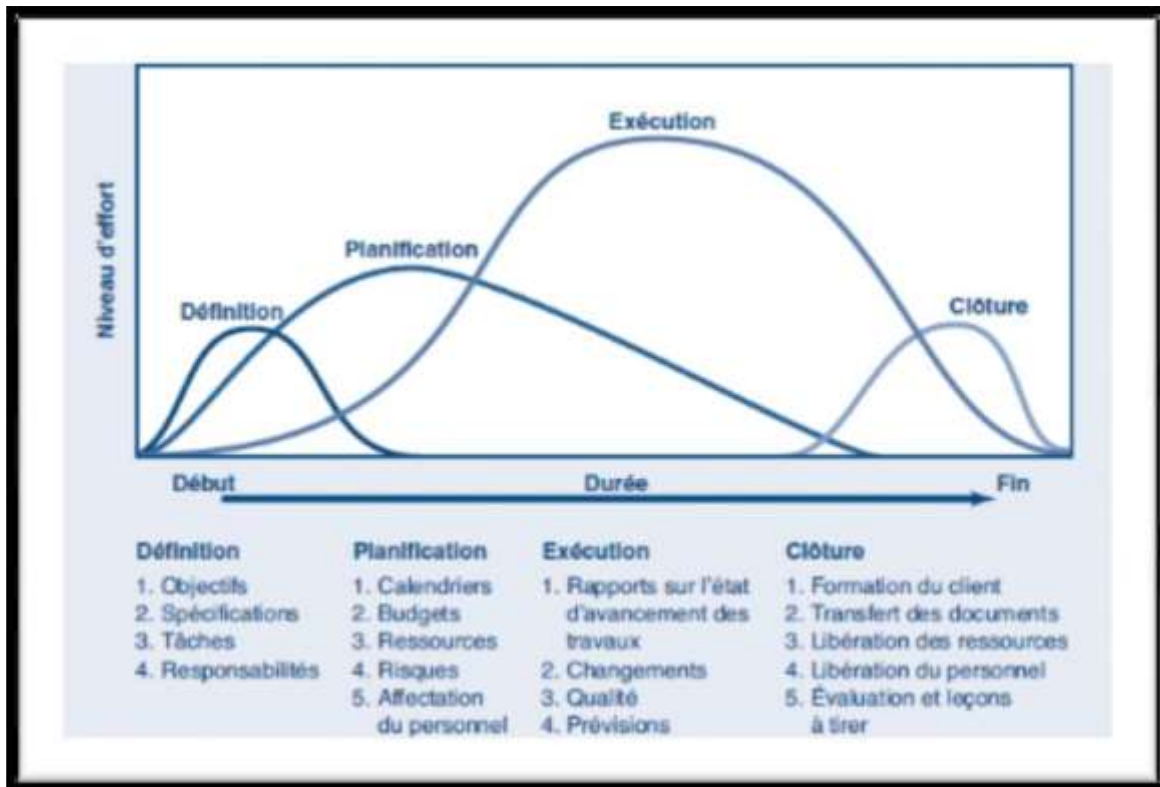


Figure VII.3 : Cycle de vie d'un projet.

3. Les différents intervenants du projet :

➤ **Le maître de l'ouvrage :**

Le maître d'ouvrage doit vérifier la faisabilité du projet, définir la localisation, le programme, l'enveloppe prévisionnelle, assurer le financement, choisir le processus de réalisation et conclure les contrats.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

➤ **Le maître d'œuvre :**

Le maître d'œuvre est choisi par le maître d'ouvrage pour sa compétence afin de concevoir le projet et d'en assurer la réalisation.

➤ **Le contrôleur :**

Il s'agit généralement du contrôle technique, exigé par certains maîtres d'ouvrages.

➤ **L'entreprise :**

Elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

VII.1.3. Planification et ordonnancement :

1. Introduction :

Pour une planification rapide et efficace on utilise Microsoft Office Project qui nous offre une gamme complète d'outils pour produire les prévisions d'un projet.

Microsoft Office Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les couts, et les calendriers.

2. Définition de la planification de 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.

Les objectifs du planning sont les suivants :

- ✓ Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- ✓ Suivre et communiquer l'avancement du projet.
- ✓ Affecter les ressources aux tâches.

3. Le découpage du projet :

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant :

- Ce qui doit être fait (tâches).
- Par qui cela doit être fait (Ressources).
- Comment les résultats (Livrables) doivent être présentés.
- Comment les valider (Jalons).

➤ **La tâche :**

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat. A chaque tâche, il faut associer un objectif, des ressources, une charge de travail, et une durée.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Dans le cadre du planning, les tâches sont reliées entre elles par des relations de dépendance.

➤ **Un jalon :**

Les jalons d'un projet se définissent comme des évènements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet.

➤ **Un livrable :**

Un livrable est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet ou du projet lui-même.

➤ **Le chemin critique :**

C'est l'ensemble des tâches pour lesquelles toutes les marges sont nulles.

➤ **Le WBS (Works Breakdown Structures) :**

La structure de découpage du projet (Works breakdown structure WBS) est une décomposition hiérarchique (orientée vers les livrables) du travail à exécuter par l'équipe du projet, pour réaliser les objectifs du projet et les livrables exigés. Le WBS organise et définit tout le contenu du projet.

➤ **Diagramme de GANTT :**

Le diagramme de GANTT est un graphique (chrono gramme) qui consiste à placer les taches chronologiquement en fonction des contraintes techniques de succession (contraintes d'antériorités).

VII.1.4 : Définition des ressources :

Après la subdivision des tâches on doit relier chaque tâche avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines.

VII.1.5 : Etude économique :

L'estimation du cout des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

VII.2. Le projet étudié :

VII.2.1 : Présentation du projet :

Dans cette partie de l'étude, on a procédé à l'étude de la planification d'un projet de construction d'un bâtiment qui se constitue de 2 sous-sols + RDC + 15 étages, sur tout son cycle de vie.

VII.2.2 : Objectif de l'étude managériale :

L'objectif de cette étude est de :

- Faire une analyse économique relative à ce bâtiment.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- Rendre le projet facile à exécuter.
- Avoir une transparence entre le client, maitre d'œuvre et maitre d'ouvrage.

VII.2.3 : Parties prenantes :

- **Le maitre d'ouvrage** : est monsieur BOUCHENAK.
- **Le maitre d'œuvre** : est le bureau d'étude BABAHAMED.
- **Entrepreneur** : est l'entreprise BOUABDALLAH
- **Contrôle** : assuré par une équipe d'ingénieurs du maitre d'œuvre et le CTC.

VII.2.4 : Les risques du projet :

- La hausse des prix de matériaux de construction.
- Une crise économique (ne pas avoir de client).
- Une crise sanitaire comme le **coronavirus**.
- Le manque d'une main d'œuvre qualifiée.

VII.3 : Jeunesse du projet :

VII.3.1 : Définition des besoins :

- ✓ Assurer un logement de bonne qualité.
- ✓ Diminuer la crise de logement.
- ✓ Diminuer la circulation en faisant des parkings.
- ✓ Créé des activités commerciales.
- ✓ Satisfaire le client.
- ✓ Respecter le délai et le cout de ce projet.

VII.3.2 : Acquisition et construction :

- Le WBS de notre projet est :

Tableau VII.1 : Le WBS du projet.

Nom de la tâche
Installation de chantier
Création de l'accès.
Mur de clôture.
Baraque de chantier.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Infrastructure.
Terrassement
Fouille de radier
Creusement des regards
Pose des canalisations
Remblais
Radier général.
Réglage de la fouille
Ferraillage
Coffrage
Bétonnage
Décoffrage
2S-Sol
Ferraillage des poteaux de 2s-sol
Coffrage des poteaux 2s-sol
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 2s-sol + voiles
Ferraillage des poutres et chainages 1s-sol
Ferraillage + coffrage de la dalle pleine de 1s-sol
Coulage
1S-Sol
Ferraillage des poteaux de 1s-sol
Coffrage des poteaux 1s-sol
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 1s-sol + voiles

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Ferraillage des poutres et chainages RDC
Ferraillage des poutrelles
Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de RDC
La pose d'hourdis
Coulage.
Maçonnerie 2s-sol
RDC
Ferraillage des poteaux de RDC
Coffrage des poteaux RDC
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux RDC + voiles
Ferraillage des poutres et chainages MEZZ
Ferraillage d'escalier RDC
Coffrage d'escalier RDC
Ferraillage des poutrelles
Coffrage de la dalle corps creux (16+5)
La pose d'hourdis
Coulage
Maçonnerie 1s-sol
Maçonnerie RDC
1 ETAGE 14 ETAGE
Ferraillage des poteaux de 1 étage
Coffrage des poteaux
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 1 étage + voiles
Ferraillage des poutres et chainages 2 étage

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Ferraillage d'escalier 1 étage
Coffrage d'escalier 1 étage
Ferraillage des poutrelles
Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de 2 étage
La pose d'hourdis
Coulage
Maçonnerie MEZZ
TERRASSE INNACCESSIBLE
Ferraillage des poteaux
Coffrage des poteaux
Bétonnage des poteaux
Maçonnerie 13 étage
CORPS D'ETAT SECONDAIRE
Electricité
Plomberie
Menuiserie
Peinture
Nettoyage

- Ressources humaines :

Dans notre projet on a huit groupes :

Groupe ingénieur : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.

Groupe coffreur : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.

Groupe ferrailleur : qui s'occupe de tout ce qui est tâche ferraillage dans le projet.

Groupe maçon : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.

Groupe électriciens : qui s'occupe de tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.

Groupe de plomberie : qui s'occupe de tout ce qui est tâche plomberie dans le projet.

Groupe de menuiserie : qui s'occupe de tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

Groupe de peintre : qui s'occupe de tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

- Ressources matérielles :

On distingue deux types de ressources matérielles :

❖ **Engins :**

- Tracteur pour eau
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Chargeur
- Pelle hydraulique
- Pompe à béton

❖ **Matériaux :**

Tableau VII.2: Les ressources matérielles (Matériaux) du projet.

Béton	Dalle de sol
Fer pour ferrailage	Carrelage granito
Brique	Gaines d'électricité
Enduit en ciment	Plinthe en terre cuite
Hourdis	Faïence
Treillis soudés	Projecteurs électriques
Enduit en ciment	Cadre portes et fenêtres
Remblai	Panneau d'affichage
Bois pour coffrage	Lampe et douille
Gravillon roulé	Fils d'électricité
Feuille de polystyrène	Tuile
Boites d'interrupteurs	Tube en béton pour l'eau usée

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

- On utilise le **MS Project** pour notre structure et on a déterminé les tâches et leurs prédécesseurs, le diagramme de GANTT et les ressources humaines et matérielles.

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau VII.3: Diagramme de GANTT



N°	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Noms ressources
38	Coffrage ferraillag	12 jours	Mer 13/01/21	Lun 25/01/21		coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
39	Bétonnage	1 jour	Mar 26/01/21	Mar 26/01/21	38	maçon;pompe a beton;béton[1]
40	coffrage Ferraillag	20 jours	Mar 26/01/21	Mar 16/02/21	39	coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
41	La pose de l'hour	2 jours	Mar 16/02/21	Jeu 18/02/21	40	maçon
42	Bétonnage	1 jour	Jeu 18/02/21	Jeu 18/02/21	41	maçon;pompe a beton;béton[1]
43	Maçonnerie	30 jours	Sam 20/02/21	Lun 22/03/21	42	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito
44	2Etag	54 jours	Lun 22/03/21	Dim 16/05/21	37	
45	Coffrage ferraillag	10 jours	Lun 22/03/21	Mer 31/03/21		coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
46	Bétonnage	1 jour	Jeu 01/04/21	Jeu 01/04/21	45	maçon;pompe a beton;béton[1]
47	coffrage Ferraillag	10 jours	Jeu 01/04/21	Lun 12/04/21	46	coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
48	La pose de l'hour	2 jours	Lun 12/04/21	Mer 14/04/21	47	maçon
49	Bétonnage	1 jour	Mer 14/04/21	Jeu 15/04/21	48	maçon;pompe a beton;béton[1]
50	Maçonnerie	30 jours	Jeu 15/04/21	Dim 16/05/21	49	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito
51	3Etag	54 jours	Dim 16/05/21	Sam 10/07/21	44	
52	Coffrage ferraillag	10 jours	Dim 16/05/21	Mer 26/05/21		coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
53	Bétonnage	1 jour	Mer 26/05/21	Jeu 27/05/21	52	maçon;pompe a beton;béton[1]
54	coffrage Ferraillag	10 jours	Jeu 27/05/21	Dim 06/06/21	53	coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
55	La pose de l'hour	2 jours	Dim 06/06/21	Mar 08/06/21	54	maçon
56	Bétonnage	1 jour	Mar 08/06/21	Mer 09/06/21	55	maçon;pompe a beton;béton[1]
57	Maçonnerie	30 jours	Mer 09/06/21	Sam 10/07/21	56	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito
58	4Etag	54 jours	Sam 10/07/21	Jeu 02/09/21	51	
59	Coffrage ferraillag	10 jours	Sam 10/07/21	Mar 20/07/21		coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
60	Bétonnage	1 jour	Mer 20/07/21	Mer 21/07/21	59	maçon;pompe a beton;béton[1]
61	coffrage Ferraillag	10 jours	Mer 21/07/21	Dim 01/08/21	60	coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
62	La pose de l'hour	2 jours	Dim 01/08/21	Lun 02/08/21	61	maçon
63	Bétonnage	1 jour	Lun 02/08/21	Mar 03/08/21	62	maçon;pompe a beton;béton[1]
64	Maçonnerie	30 jours	Mar 03/08/21	Jeu 02/09/21	63	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito
65	5Etag	54 jours	Sam 04/09/21	Jeu 28/10/21	58	
66	Coffrage ferraillag	10 jours	Sam 04/09/21	Lun 13/09/21		coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
67	Bétonnage	1 jour	Lun 13/09/21	Mar 14/09/21	66	maçon;pompe a beton;béton[1]
68	coffrage Ferraillag	10 jours	Mar 14/09/21	Sam 25/09/21	67	coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
69	La pose de l'hour	2 jours	Sam 25/09/21	Lun 27/09/21	68	maçon
70	Bétonnage	1 jour	Lun 27/09/21	Lun 27/09/21	69	maçon;pompe a beton;béton[1]
71	Maçonnerie	30 jours	Mar 28/09/21	Jeu 28/10/21	70	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito
72	6Etag	54 jours	Jeu 28/10/21	Mer 22/12/21	65	
73	Coffrage ferraillag	10 jours	Jeu 28/10/21	Dim 07/11/21		coffreur,ferrailleur,fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
74	Bétonnage	1 jour	Lun 08/11/21	Lun 08/11/21	73	maçon;pompe a beton;béton[1]

Projet : Proje1 Date : Mer 19/08/20	Tâche		Jalon		Tâches externes	
	Fractionnement		Récapitulative		Jalons externes	
	Avancement		Récapitulatif du projet		Échéance	

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

N°	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Noms ressources
1	Mon projet	1207 jours	Sam 26/09/20	Sam 10/02/24		
2	Installation de chantier	24 jours	Sam 26/09/20	Lun 19/10/20		
3	creation de l'accès	4 jours	Sam 26/09/20	Mar 29/09/20		ingenieur;maçon;camion 10 tonnes;coffreur;panneau c
4	Mur de cloture	10 jours	Mar 29/09/20	Sam 10/10/20	3	maçon;zenc[1];forgerant
5	Baraque de chantier	10 jours	Sam 10/10/20	Lun 19/10/20	4	camion 10 tonnes;maçon;chargeur;gvue;zenc[1];hourd
6	Infrastructure	12 jours	Mar 20/10/20	Dim 01/11/20	2	
7	Terrassement	4 jours	Mar 20/10/20	Sam 24/10/20		maçon;camion 10 tonnes;pelle hydrolique;chargeur;in
8	Fouille de radier	2 jours	Sam 24/10/20	Lun 26/10/20	7	maçon;béton[1]
9	La creuse des canalis-	5 jours	Lun 26/10/20	Sam 31/10/20	8	maçon;pelle hydrolique
10	Remblais	1 jour	Sam 31/10/20	Dim 01/11/20	9	maçon;rembai[1];pelle hydrolique
11	Radier général	13 jours	Dim 01/11/20	Sam 14/11/20	6	
12	réglage des foule	1 jour	Dim 01/11/20	Lun 02/11/20		ingenieur;chargeur;maçon;camion 10 tonnes
13	coufrage et coulage de	5 jours	Dim 01/11/20	Jeu 05/11/20		maçon;coffreur;bois pour coffrage[1];béton[1];pompe a
14	coffrage	4 jours	Jeu 05/11/20	Mar 10/11/20	13	bois pour coffrage[1];coffreur
15	ferraillage	10 jours	Dim 01/11/20	Mer 11/11/20		ferrailleur;fer pour ferraillage[1];treillis soudes[1]
16	Bétonnage	1 jour	Mer 11/11/20	Jeu 12/11/20	15	béton[1];maçon;chargeur;pompe a beton
17	Décofrage	2 jours	Jeu 12/11/20	Sam 14/11/20	16	coffreur
18	Superstructure	896 jours	Sam 14/11/20	Mer 17/05/23	11	
19	2S-sol	22 jours	Sam 14/11/20	Lun 07/12/20		
20	Coffrage ferraillag	10 jours	Sam 14/11/20	Mar 24/11/20		coffreur;ferrailleur;fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
21	Bétonnage	1 jour	Mar 24/11/20	Mer 25/11/20	20	maçon;pompe a beton;béton[1]
22	coffrage ferraillage	10 jours	Mer 25/11/20	Dim 06/12/20	21	coffreur;ferrailleur;fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
23	Bétonnage	1 jour	Dim 06/12/20	Lun 07/12/20	22	maçon;pompe a beton;béton[1]
24	1S-sol	25 jours	Sam 14/11/20	Mer 09/12/20		
25	Coffrage ferraillag	10 jours	Sam 14/11/20	Mar 24/11/20		coffreur;ferrailleur;fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
26	Bétonnage	2 jours	Mar 24/11/20	Jeu 26/11/20	25	maçon;pompe a beton;béton[1]
27	coffrage Ferraillag	10 jours	Jeu 26/11/20	Lun 07/12/20	26	coffreur;ferrailleur;fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
28	La pose de l'hour	2 jours	Lun 07/12/20	Mar 08/12/20	27	maçon
29	Bétonage	1 jour	Mar 08/12/20	Mer 09/12/20	28	maçon;pompe a beton;béton[1]
30	RDC	34 jours	Mer 09/12/20	Mer 13/01/21	24	
31	Coffrage ferraillag	10 jours	Mer 09/12/20	Dim 20/12/20		coffreur;ferrailleur;fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
32	Bétonnage	1 jour	Dim 20/12/20	Lun 21/12/20	31	maçon;pompe a beton;béton[1]
33	coffrage Ferraillag	10 jours	Lun 21/12/20	Jeu 31/12/20	32	coffreur;ferrailleur;fer pour ferraillage[1];bois pour coffr
34	La pose de l'hour	2 jours	Jeu 31/12/20	Sam 02/01/21	33	maçon
35	Bétonage	1 jour	Sam 02/01/21	Dim 03/01/21	34	maçon;pompe a beton;béton[1]
36	Maçonnerie	10 jours	Dim 03/01/21	Mer 13/01/21	35	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];dalle de sol[1];car
37	1 Etage	66 jours	Mer 13/01/21	Lun 22/03/21	30	

Projet : Projet1
Date : Mer 19/08/20

Tâche		Jalon		Tâches externes	
Fractionnement		Récapitulative		Jalons externes	
Avancement		Récapitulatif du projet		Échéance	

Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

N°	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Noms ressources	11 Février		
							23/11	28/03	01/
75	coffrage Féraillag	10 jours	Lun 08/11/21	Jeu 18/11/21	74	coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
76	La pose de l'hour	2 jours	Jeu 18/11/21	Dim 21/11/21	75	maçon			
77	Bétonnage	1 jour	Dim 21/11/21	Lun 22/11/21	76	maçon;pompe a beton;béton[1]			
78	Maçonnerie	30 jours	Lun 22/11/21	Mer 22/12/21	77	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito			
79	7E tage	54 jours	Mer 22/12/21	Mar 15/02/22	72				
80	Coffrage féraillag	10 jours	Mer 22/12/21	Dim 02/01/22		coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
81	Bétonnage	1 jour	Dim 02/01/22	Lun 03/01/22	80	maçon;pompe a beton;béton[1]			
82	coffrage Féraillag	10 jours	Lun 03/01/22	Mer 12/01/22	81	coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
83	La pose de l'hour	2 jours	Mer 12/01/22	Sam 15/01/22	82	maçon			
84	Bétonnage	1 jour	Sam 15/01/22	Dim 16/01/22	83	maçon;pompe a beton;béton[1]			
85	Maçonnerie	30 jours	Dim 16/01/22	Mar 15/02/22	84	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito			
86	8E tage	54 jours	Mar 15/02/22	Lun 11/04/22	79				
87	Coffrage féraillag	10 jours	Mar 15/02/22	Sam 26/02/22		coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
88	Bétonnage	1 jour	Sam 26/02/22	Dim 27/02/22	87	maçon;pompe a beton;béton[1]			
89	coffrage Féraillag	10 jours	Dim 27/02/22	Mer 09/03/22	88	coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
90	La pose de l'hour	2 jours	Mer 09/03/22	Jeu 10/03/22	89	maçon			
91	Bétonnage	1 jour	Jeu 10/03/22	Sam 12/03/22	90	maçon;pompe a beton;béton[1]			
92	Maçonnerie	30 jours	Sam 12/03/22	Lun 11/04/22	91	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito			
93	9E tage	54 jours	Mar 12/04/22	Lun 06/06/22	86				
94	Coffrage féraillag	10 jours	Mar 12/04/22	Jeu 21/04/22		coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
95	Bétonnage	1 jour	Jeu 21/04/22	Sam 23/04/22	94	maçon;pompe a beton;béton[1]			
96	coffrage Féraillag	10 jours	Sam 23/04/22	Mar 03/05/22	95	coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
97	La pose de l'hour	2 jours	Mar 03/05/22	Jeu 05/05/22	96	maçon			
98	Bétonnage	1 jour	Jeu 05/05/22	Jeu 05/05/22	97	maçon;pompe a beton;béton[1]			
99	Maçonnerie	30 jours	Sam 07/05/22	Lun 06/06/22	98	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito			
100	10E tage	54 jours	Lun 06/06/22	Dim 31/07/22	93				
101	Coffrage féraillag	10 jours	Lun 06/06/22	Mer 15/06/22		coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
102	Bétonnage	1 jour	Jeu 16/06/22	Jeu 16/06/22	101	maçon;pompe a beton;béton[1]			
103	coffrage Féraillag	10 jours	Jeu 16/06/22	Lun 27/06/22	102	coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
104	La pose de l'hour	2 jours	Lun 27/06/22	Mer 29/06/22	103	maçon			
105	Bétonnage	1 jour	Mer 29/06/22	Jeu 30/06/22	104	maçon;pompe a beton;béton[1]			
106	Maçonnerie	30 jours	Jeu 30/06/22	Dim 31/07/22	105	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito			
107	11etage	54 jours	Dim 31/07/22	Sam 24/09/22	100				
108	Coffrage féraillag	10 jours	Dim 31/07/22	Mer 10/08/22		coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
109	Bétonnage	1 jour	Mer 10/08/22	Jeu 11/08/22	108	maçon;pompe a beton;béton[1]			
110	coffrage Féraillag	10 jours	Jeu 11/08/22	Dim 21/08/22	109	coffreur;ferraillieur;fer pour ferrailage[1];bois pour coff			
111	La pose de l'hour	2 jours	Dim 21/08/22	Mar 23/08/22	110	maçon			

Projet : Projet Date : Mer 19/08/20	Tâche Jalon		Tâches externes
	Fractionnement Récapitulative		Jalons externes
	Avancement Récapitulatif du projet		Échéance

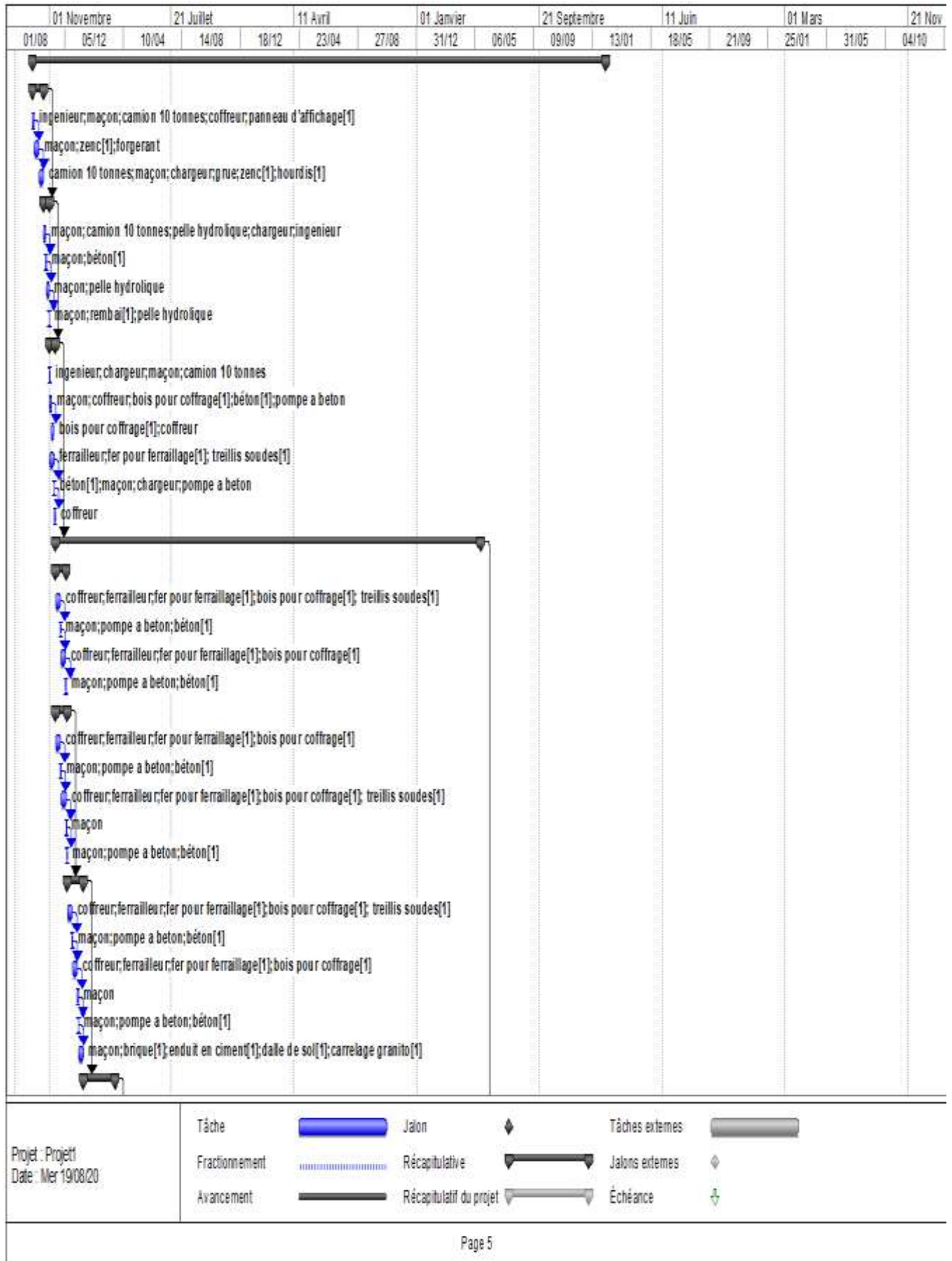
Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

N°	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Noms ressources	11 Février		
							23/11	28/03	01/
112	Bétonage	1 jour	Mar 23/08/22	Mer 24/08/22	111	maçon;pompe a beton;béton[1]			
113	Maçonnerie	30 jours	Mer 24/08/22	Sam 24/09/22	112	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito[1]			
114	12Etag	54 jours	Sam 24/09/22	Jeu 17/11/22	107				
115	Coffrage ferraillage	10 jours	Sam 24/09/22	Mar 04/10/22		coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
116	Bétonage	1 jour	Mar 04/10/22	Mer 05/10/22	115	maçon;pompe a beton;béton[1]			
117	coffrage Ferraillage	10 jours	Mer 05/10/22	Dim 16/10/22	116	coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
118	La pose de l'hour	2 jours	Dim 16/10/22	Lun 17/10/22	117	maçon			
119	Bétonage	1 jour	Lun 17/10/22	Mar 18/10/22	118	maçon;pompe a beton;béton[1]			
120	Maçonnerie	30 jours	Mar 18/10/22	Jeu 17/11/22	119	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito[1]			
121	13Etag	54 jours	Sam 19/11/22	Jeu 12/01/23	114				
122	Coffrage ferraillage	10 jours	Sam 19/11/22	Lun 28/11/22		coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
123	Bétonage	1 jour	Lun 28/11/22	Mar 29/11/22	122	maçon;pompe a beton;béton[1]			
124	coffrage Ferraillage	10 jours	Mar 29/11/22	Sam 10/12/22	123	coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
125	La pose de l'hour	2 jours	Sam 10/12/22	Lun 12/12/22	124	maçon			
126	Bétonage	1 jour	Lun 12/12/22	Lun 12/12/22	125	maçon;pompe a beton;béton[1]			
127	Maçonnerie	30 jours	Mar 13/12/22	Jeu 12/01/23	126	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito[1]			
128	14Etag	54 jours	Jeu 12/01/23	Mer 08/03/23	121				
129	Coffrage ferraillage	10 jours	Jeu 12/01/23	Dim 22/01/23		coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
130	Bétonage	1 jour	Lun 23/01/23	Lun 23/01/23	129	maçon;pompe a beton;béton[1]			
131	coffrage Ferraillage	10 jours	Lun 23/01/23	Jeu 02/02/23	130	coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
132	La pose de l'hour	2 jours	Jeu 02/02/23	Dim 05/02/23	131	maçon			
133	Bétonage	1 jour	Dim 05/02/23	Lun 06/02/23	132	maçon;pompe a beton;béton[1]			
134	Maçonnerie	30 jours	Lun 06/02/23	Mer 08/03/23	133	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito[1]			
135	Terrasse inaccessible	69 jours	Mer 08/03/23	Mer 17/05/23	128				
136	Coffrage ferraillage	10 jours	Mer 08/03/23	Dim 19/03/23		coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
137	Bétonage	1 jour	Dim 19/03/23	Lun 20/03/23	136	maçon;pompe a beton;béton[1]			
138	Coffrage ferraillage	10 jours	Lun 20/03/23	Mer 29/03/23	137	coffreur;ferrailleur;fer pour ferrillage[1];bois pour coff			
139	La pose de l'hour	2 jours	Mer 29/03/23	Sam 01/04/23	138	maçon			
140	Bétonage	1 jour	Sam 01/04/23	Dim 02/04/23	139	maçon;pompe a beton;béton[1]			
141	Maçonnerie	30 jours	Dim 02/04/23	Mar 02/05/23	140	maçon;brique[1];enduit en ciment[1];carrelage granito[1]			
142	étanchéite	15 jours	Mar 02/05/23	Mer 17/05/23	141	tuile[1];étanchéite[1]			
143	Corps d'état secondaire	262 jours	Mer 17/05/23	Sam 10/02/24	18				
144	Electricité	60 jours	Mer 17/05/23	Mar 18/07/23		electriciens;gains d'electricite[1];boites d'interrupteurs[1]			
145	Plomberie	120 jours	Mar 18/07/23	Sam 18/11/23	144	plombrerie;plomberie materielles[1]			
146	Menuiserie	45 jours	Sam 18/11/23	Mar 02/01/24	145	menuiserie;cadre portes et fenetres[1]			
147	Peinture	30 jours	Mar 02/01/24	Jeu 01/02/24	146	peintre			
148	Nettoyage	7 jours	Sam 03/02/24	Sam 10/02/24	147	maçon;tracteur pour eau;camion 10 tonnes;chargeur			

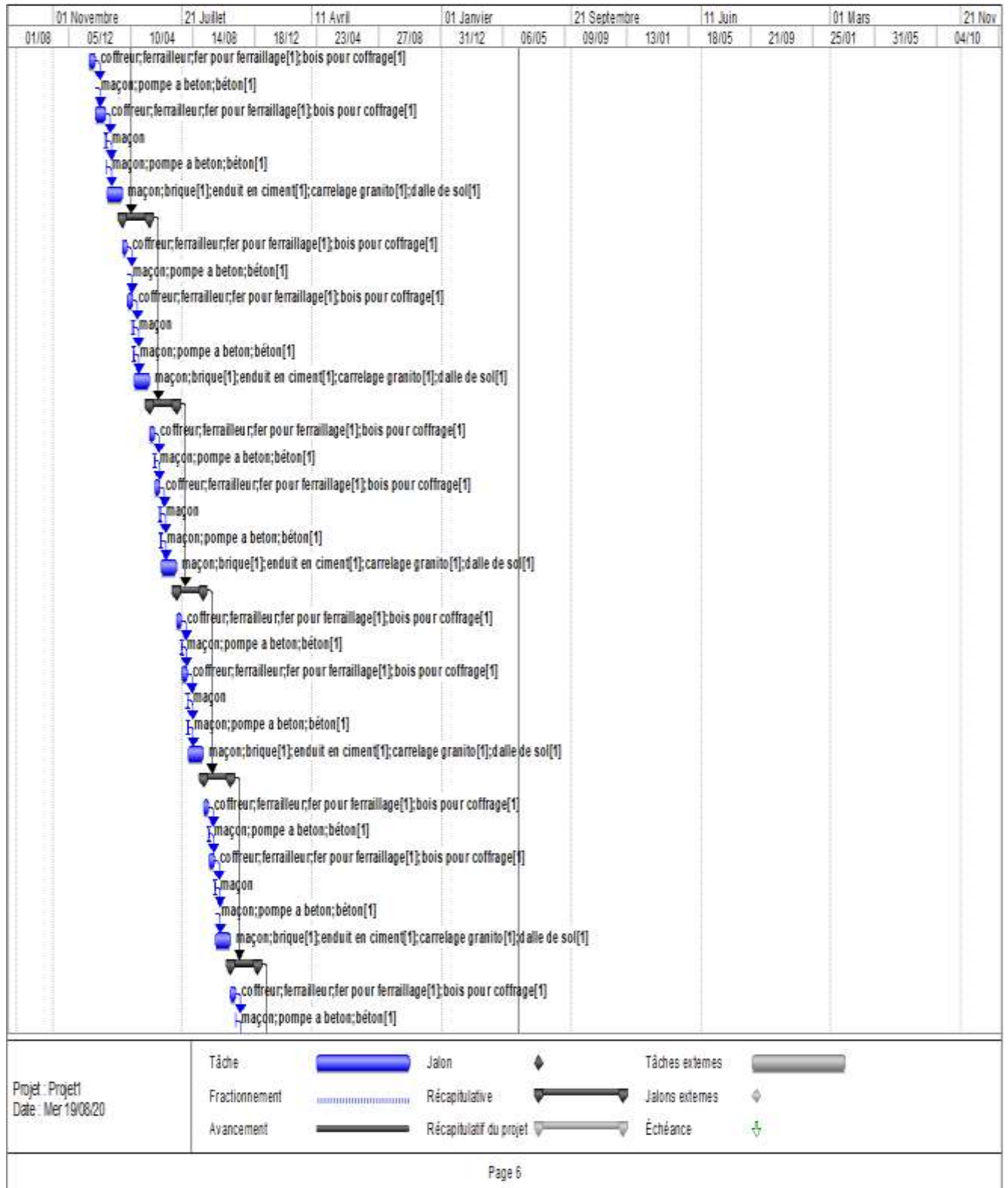
Projet : Projet Date : Mer 19/08/20	Tâche		Jalon		Tâches externes	
	Fractionnement		Récapitulative		Jalons externes	
	Avancement		Récapitulatif du projet		Échéance	

Page 4

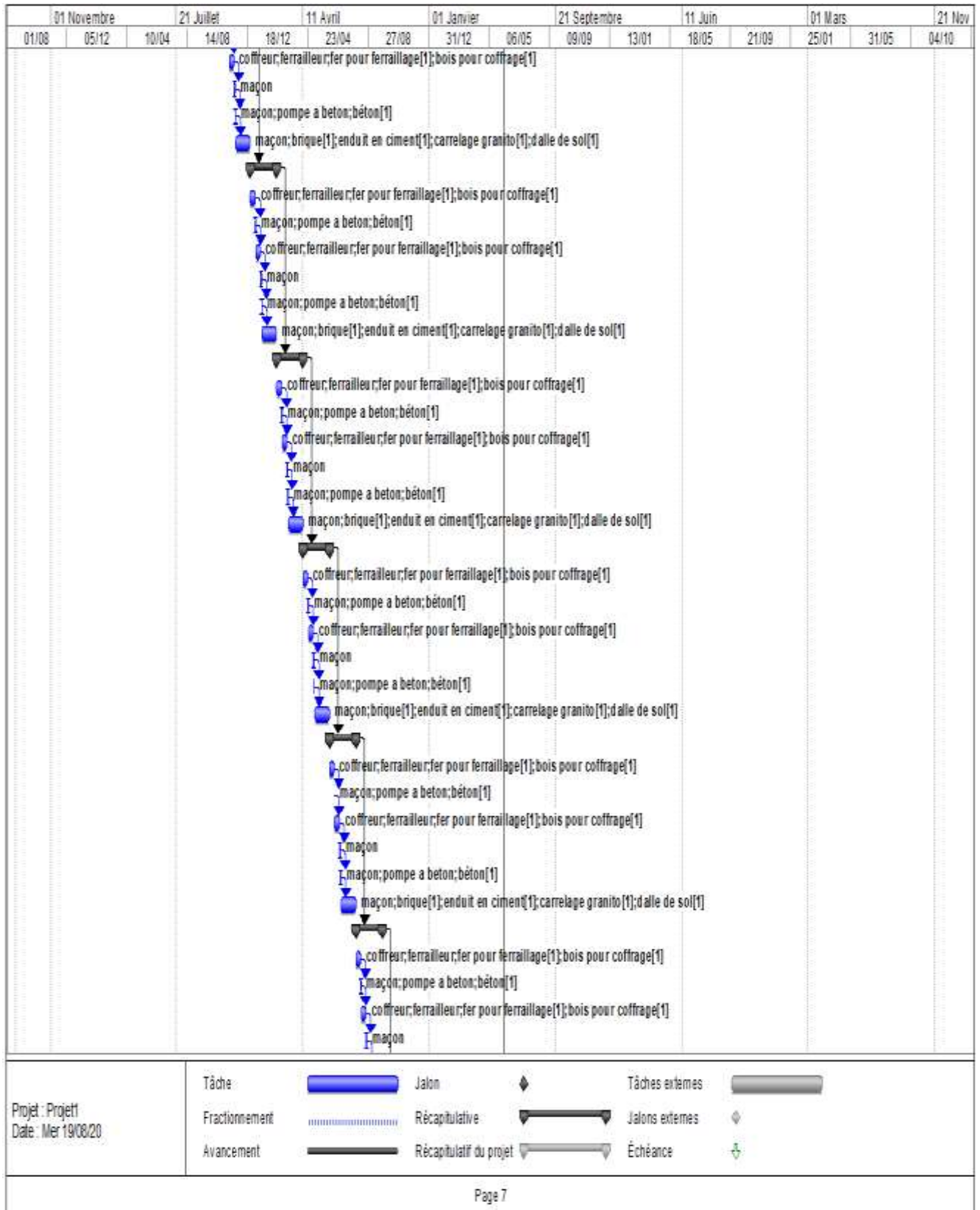
Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé



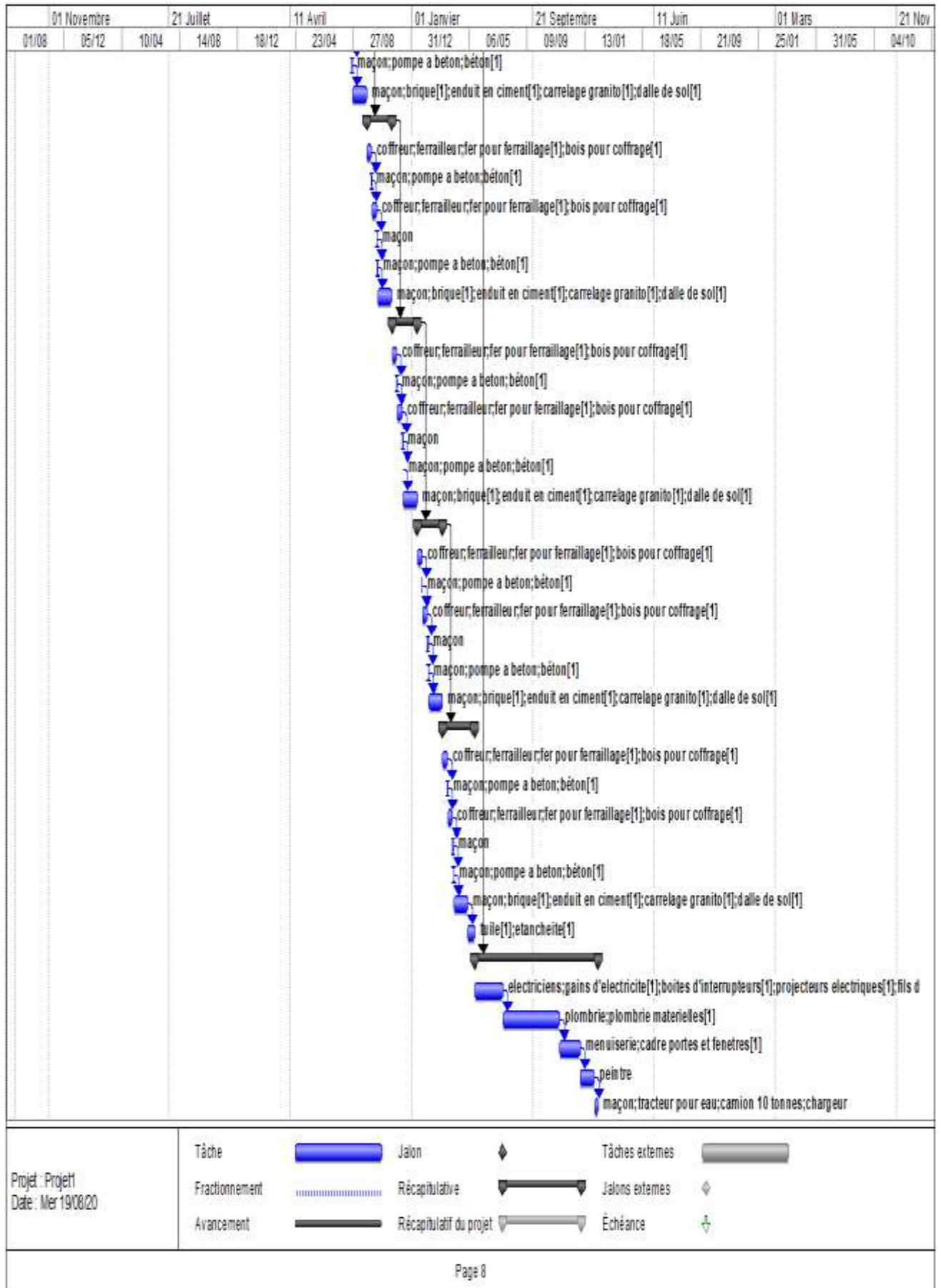
Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé



Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé



Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé



Etude technique et managériale d'un bâtiment :2 sous-sol, RDC ,15etages en béton armé

VII.3.3 : Résultats :

Après l'introduction de toutes les informations (les tâches avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2007 on obtient les résultats suivants :

Remarque :

Pour l'estimation du cout total du projet le logiciel MS Project nous a pas donnée un cout réaliste Alor on a fait l'estimation à partir des informations données par des intervenants dans le secteur du bâtiment, qui ont des prix de marché actuel.

Nous avons constaté que le coût de réalisation par un mètre carré est de :

- Habitation :40000.00 DA
- Locaux (Commerce) :25000.00 DA
- Parking :15000.00 DA
 - La durée du projet est de 1207 jours de travail.
 - Le début du projet est prévu le :26/09/2020.
 - La fin du projet est prévue le : 10/02/2024.
 - Le cout brut du projet est de :505043785.00 DA.

VII.4. Conclusion :

En guise de conclusion, la gestion de projet est un ensemble de techniques d'identifier, planifier et de piloter un projet.

Toutefois l'évolution actuelle à fait susciter l'aspect managériale afin d'avoir une plus grande valeur ajoutée qui permet la conduite du projet vers la réussite.

Ces technique et outils ne peuvent fonctionner pleinement que dans le cadre d'une gestion par projet.

En effet, nous avons voulu montrer, dans ce projet une technique du diagramme de GANTT qui permet l'estimation de cout du projet et facilite leur réalisation en respectant le budget approuvé.

Enfin nous avons estimé un planning des délais et des couts, en utilisant le logiciel MS Project

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (SAP2000) pour l'analyse dynamique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants, aussi logiciel de gestion des projets (MS Projet) pour planifier et gérer les coûts et délais.

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit

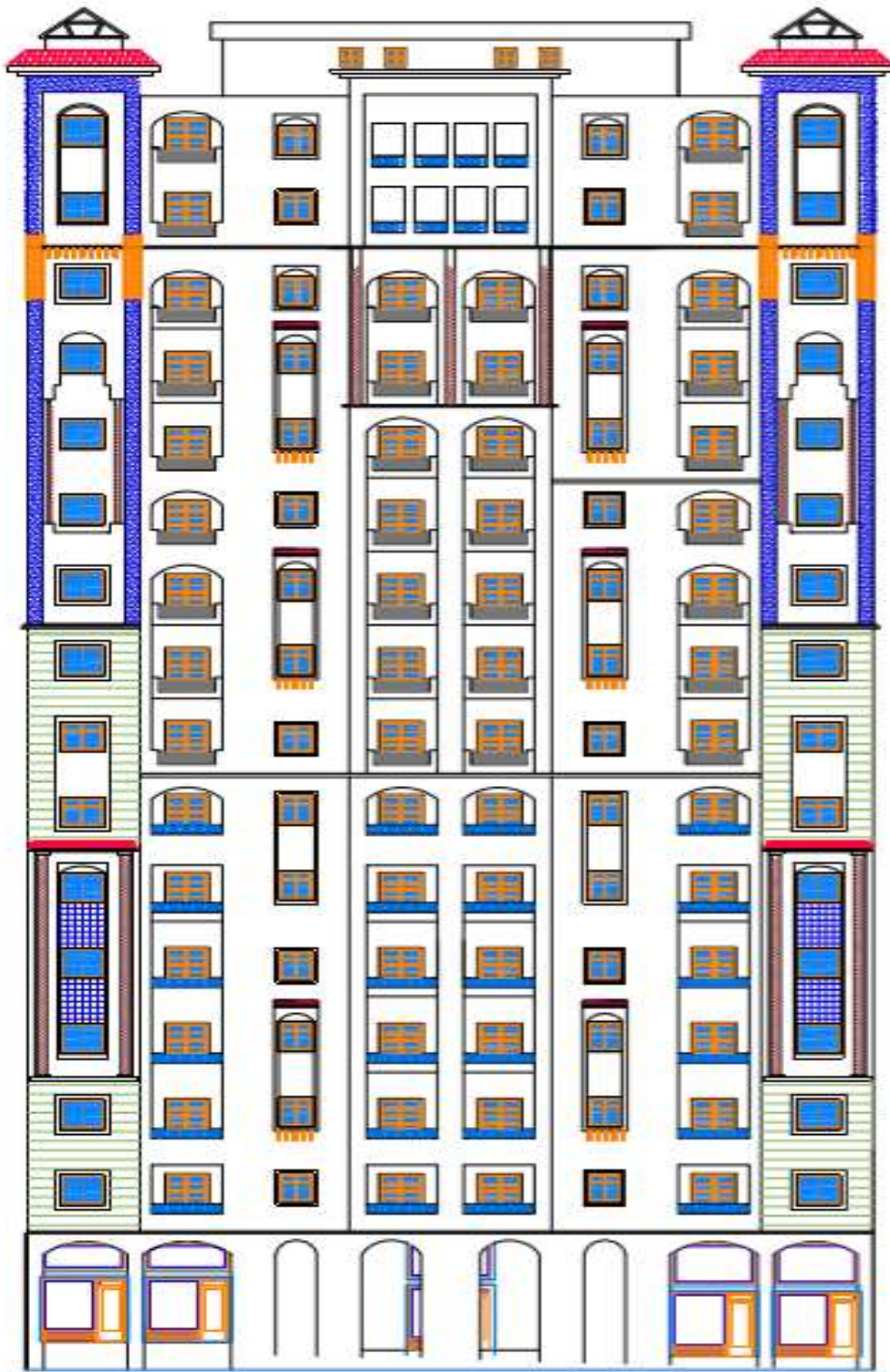
- ✓ Pour le choix des planches nous avons opté des dalles plein pour le Sous-Sol et le RDC et courp creux pour les étage courant avec trois types de poutres.
- ✓ La nécessité des voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme
- ✓ Pour l'infrastructure nous mis un radier générale pour évite tout vulnérabilité.
- ✓ L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

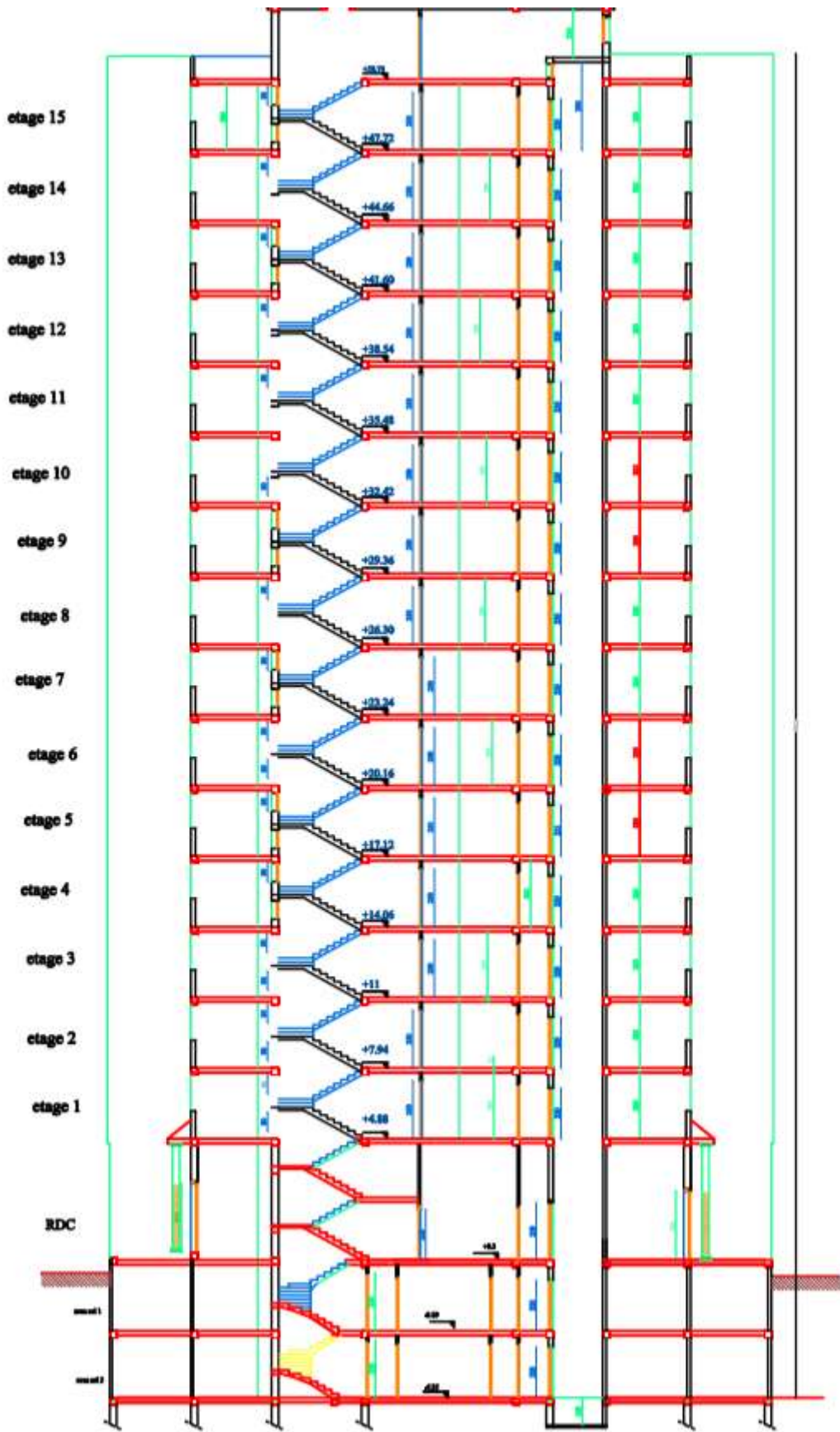
BIBLIOGRAPHIES

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Charge permanente et surcharge d'exploitation /D .T.R-B.C.2.2
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- La construction en zone sismique / victor davidovici
- Cours pratique de mécanique des sols/sanglerat tome2
- BOUCHAOUR, N., TAGHZOUTI. M. Etude d'un bâtiment (SS+R+8) à usage multiple (commerce et habitation) à Tlemcen. Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en 2011, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 117 p.

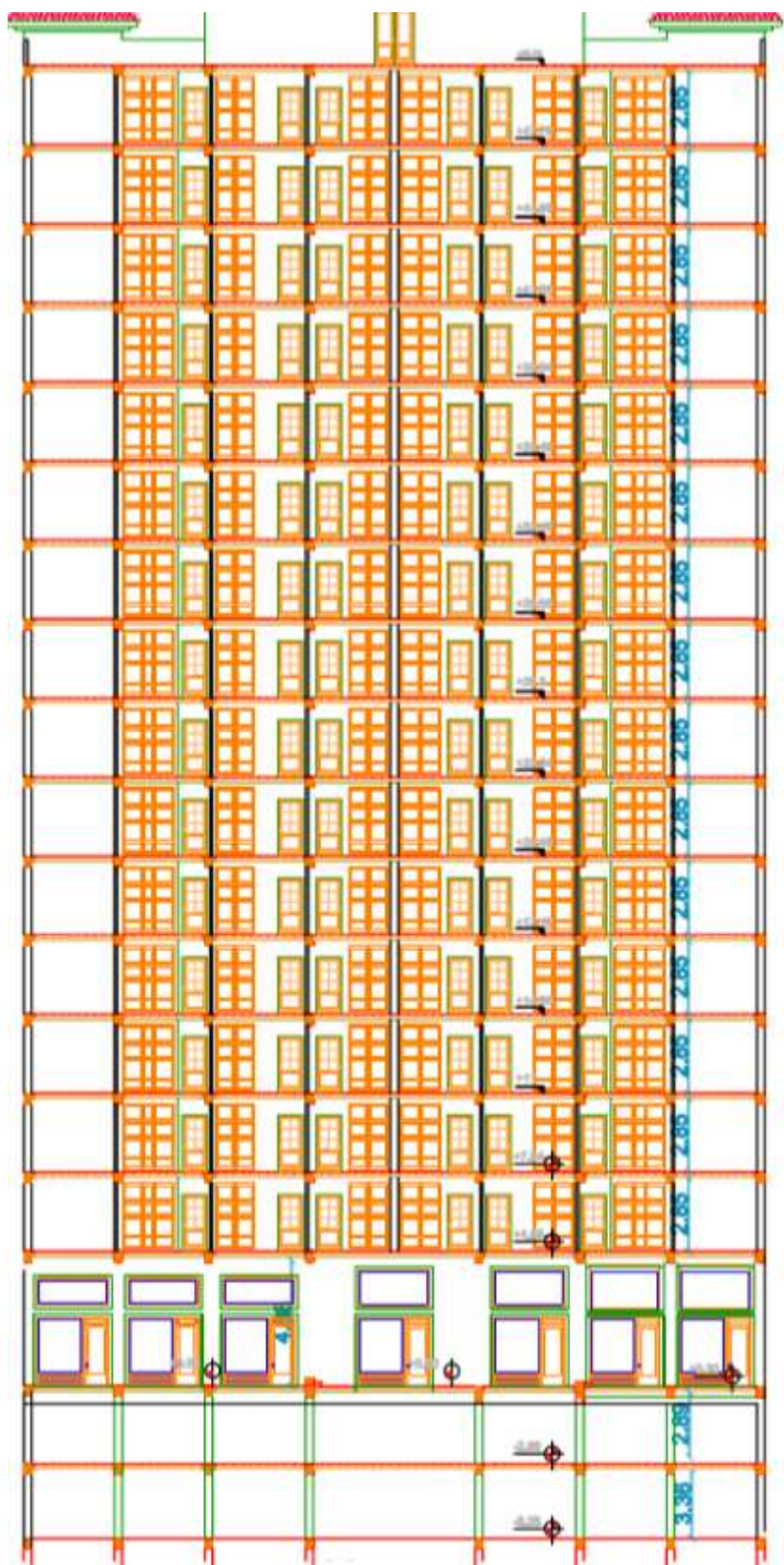
ANNEXES



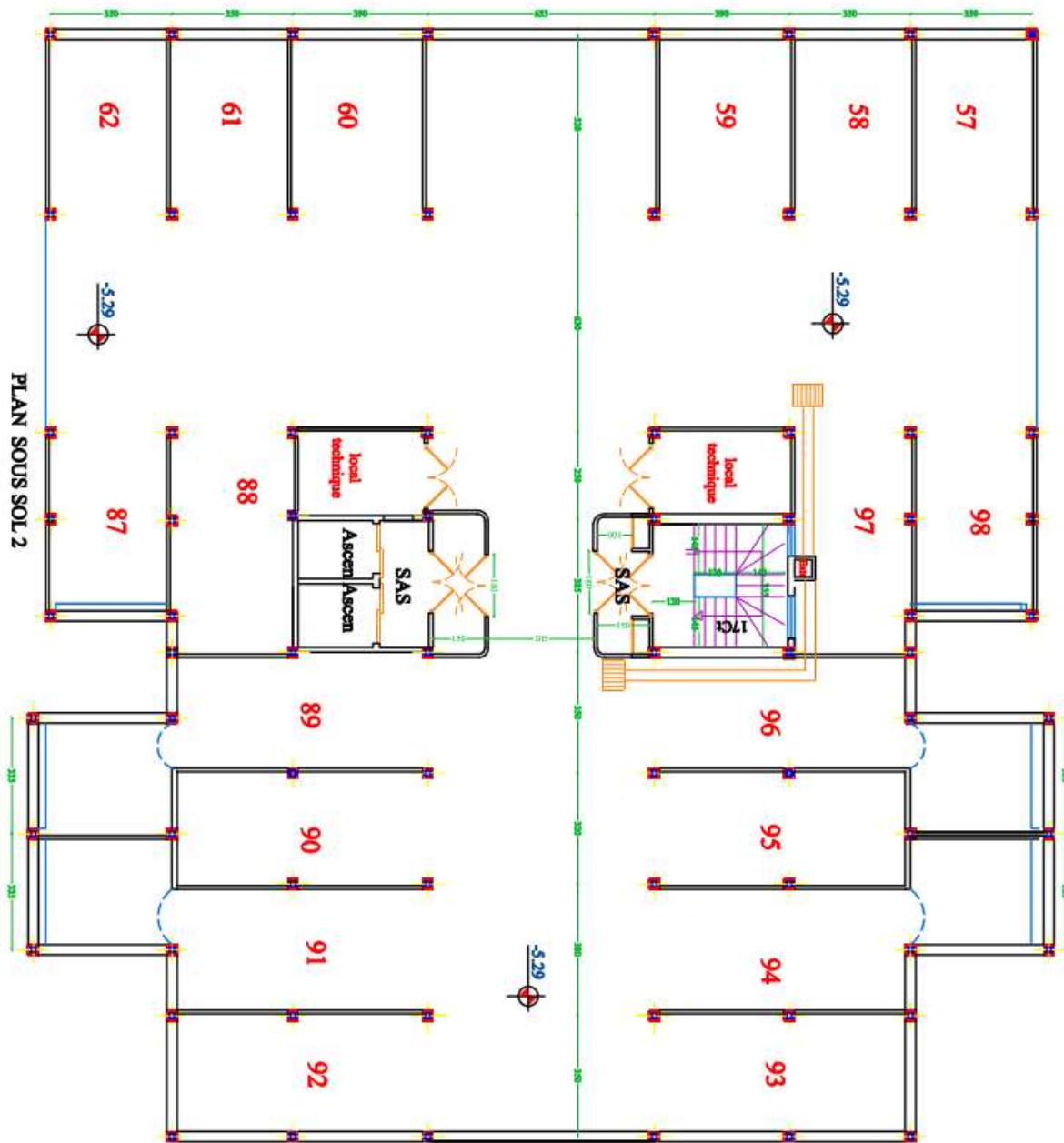
FACADE PRINCIPALE



Coupe BB

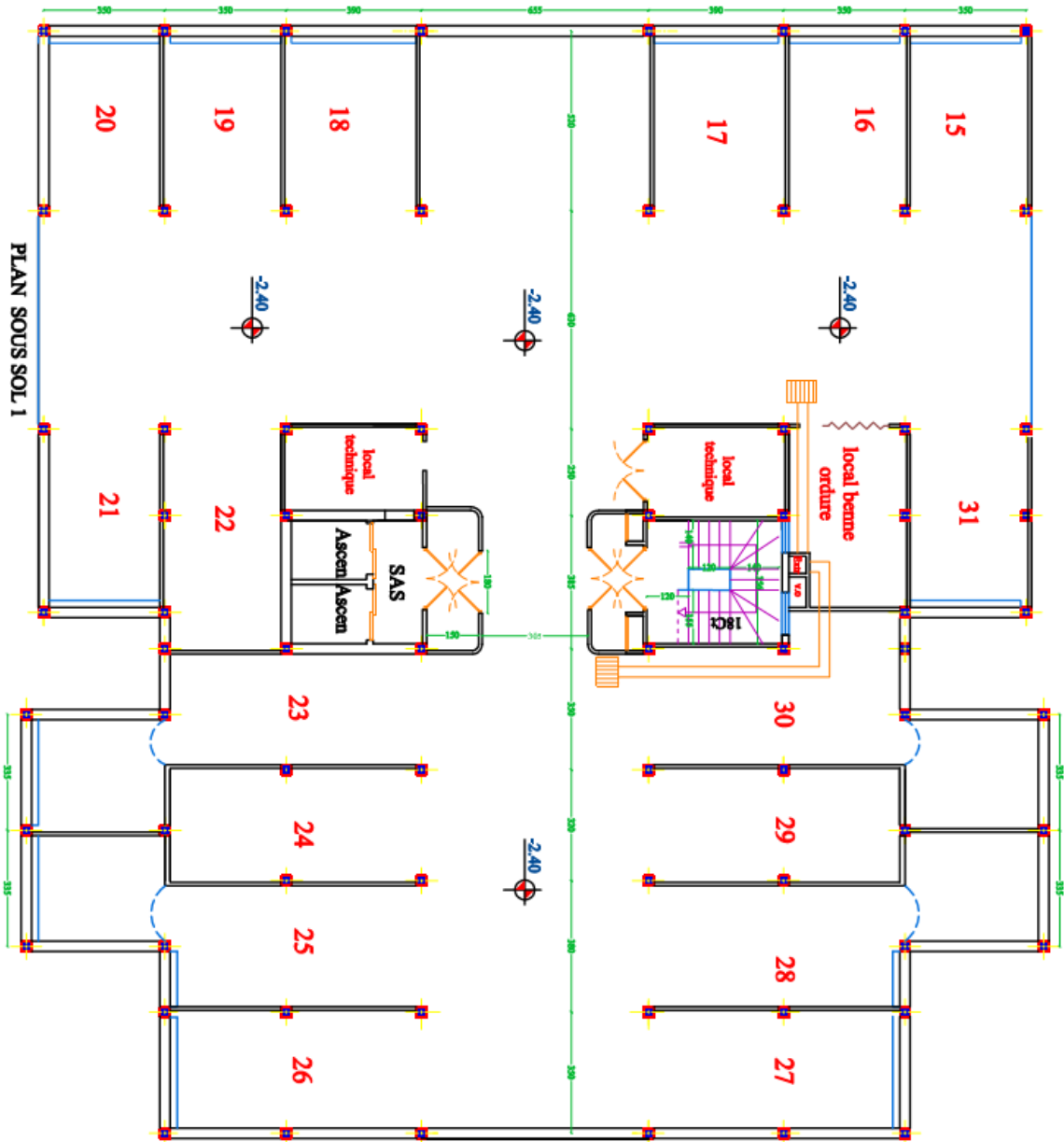


Coupe AA

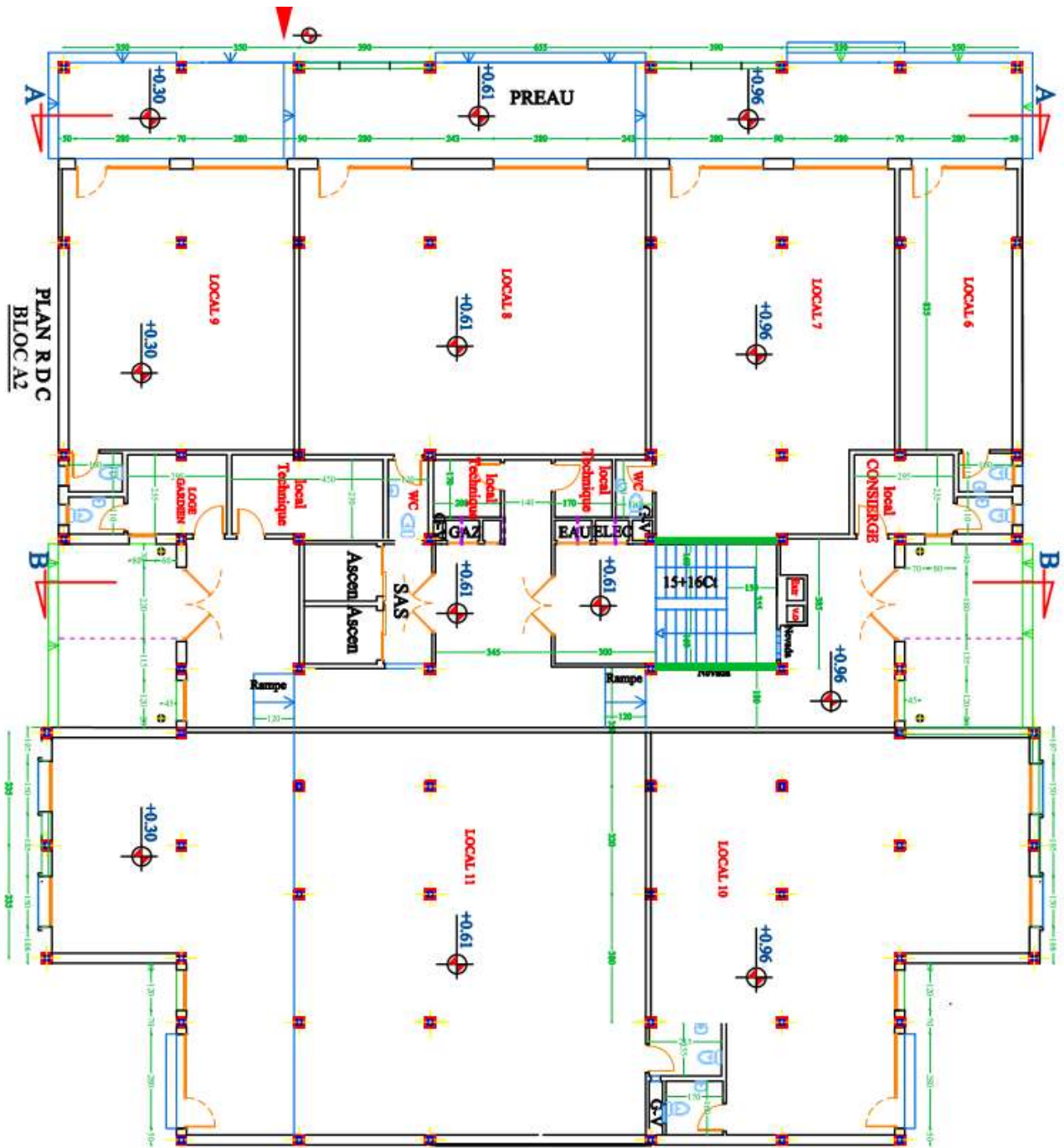


PLAN SOUS SOL 2

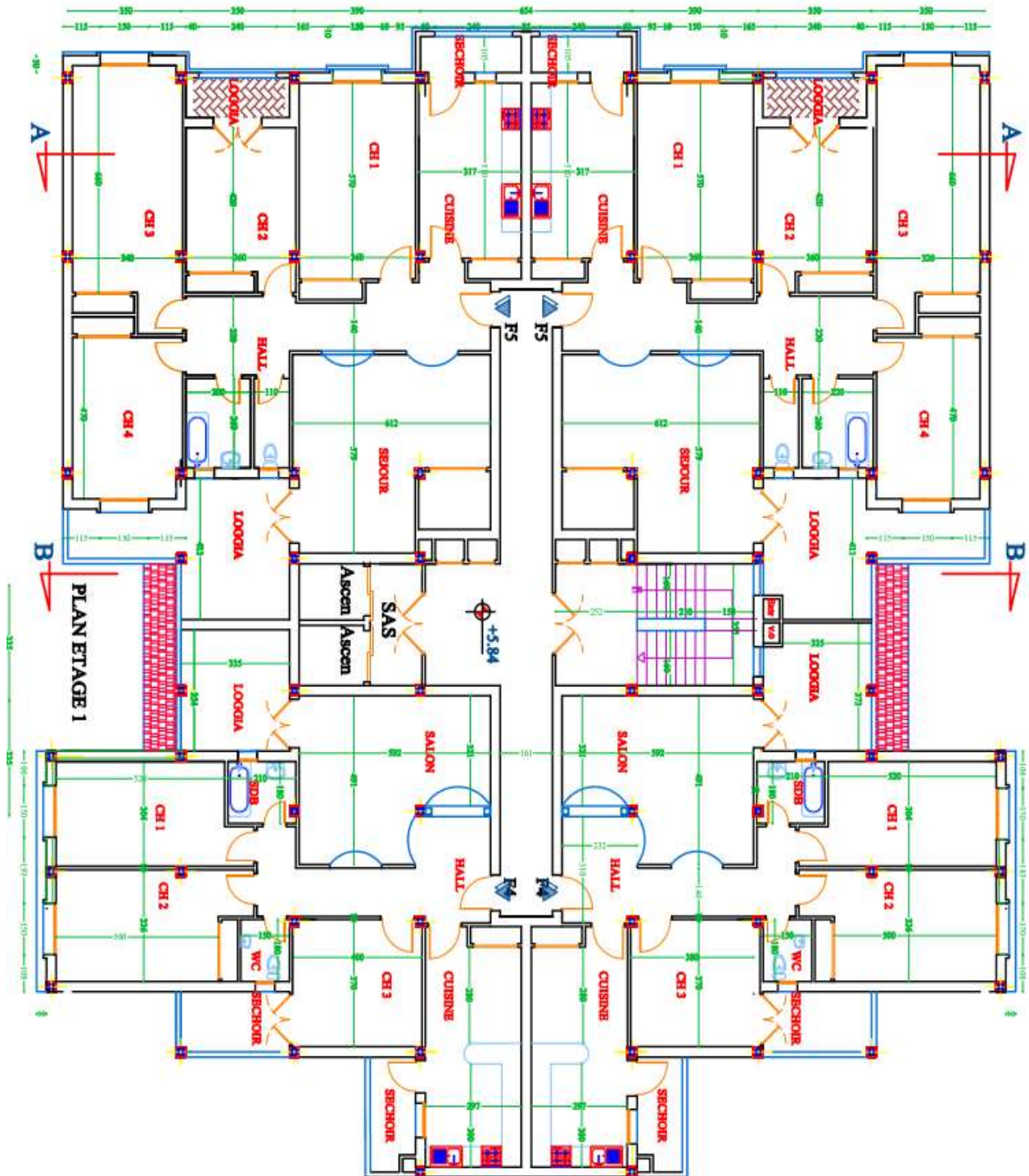
PLAN ARCHITECTURALE DU SOUS SOL 2



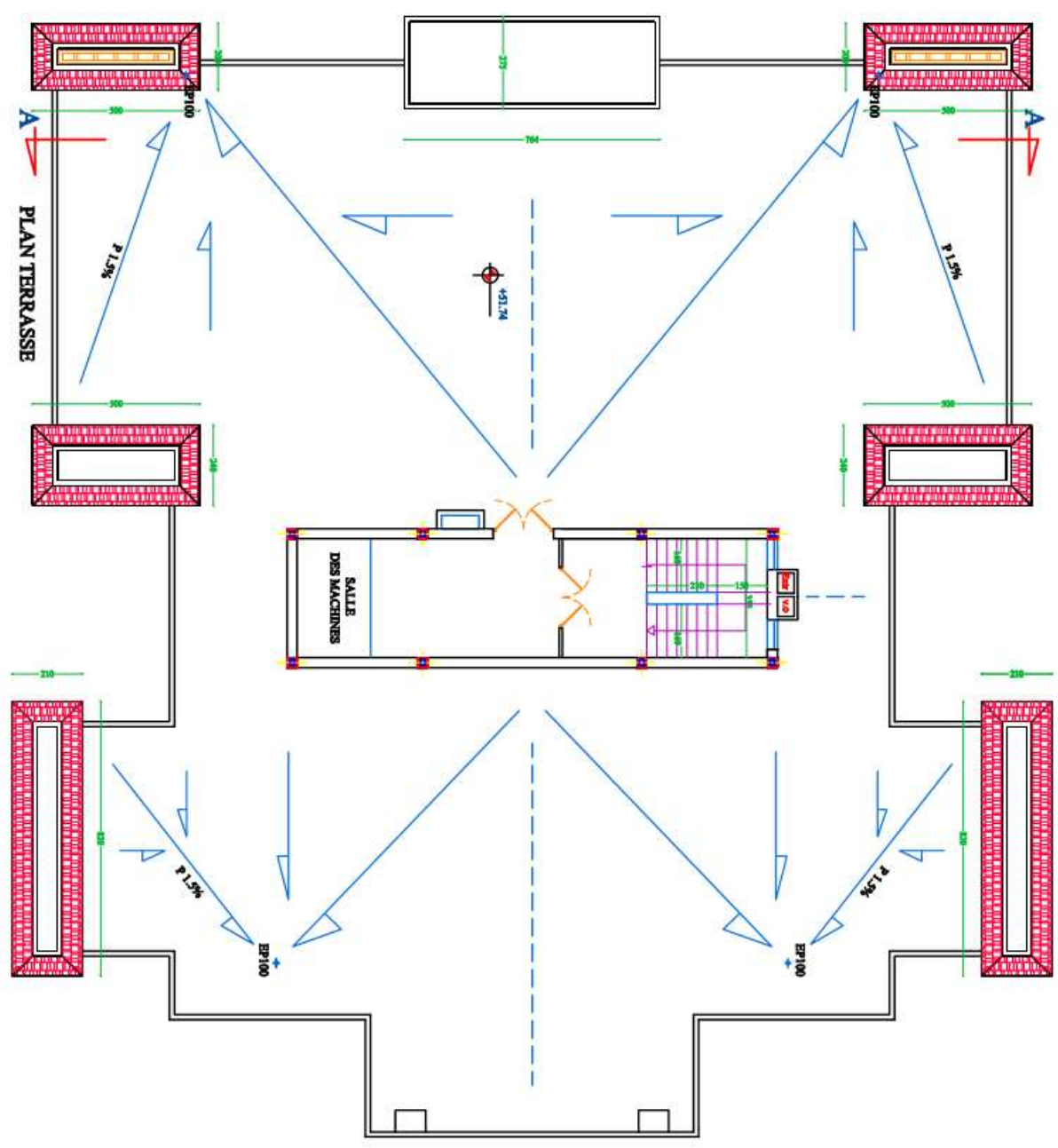
PLAN ARCHITECTURALE DU SOUS SOL 1



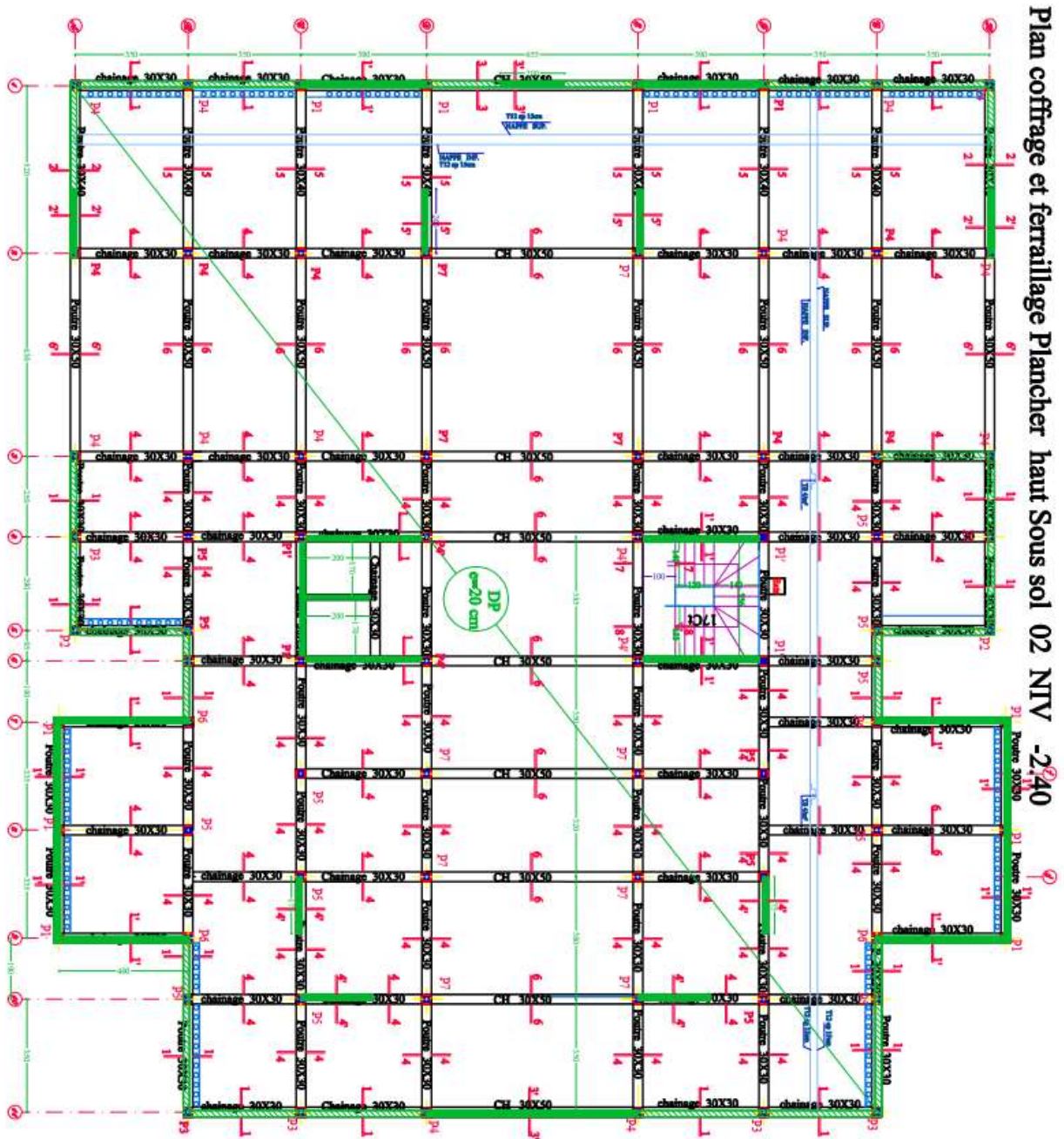
PLAN ARCHITECTURALE DU RDC



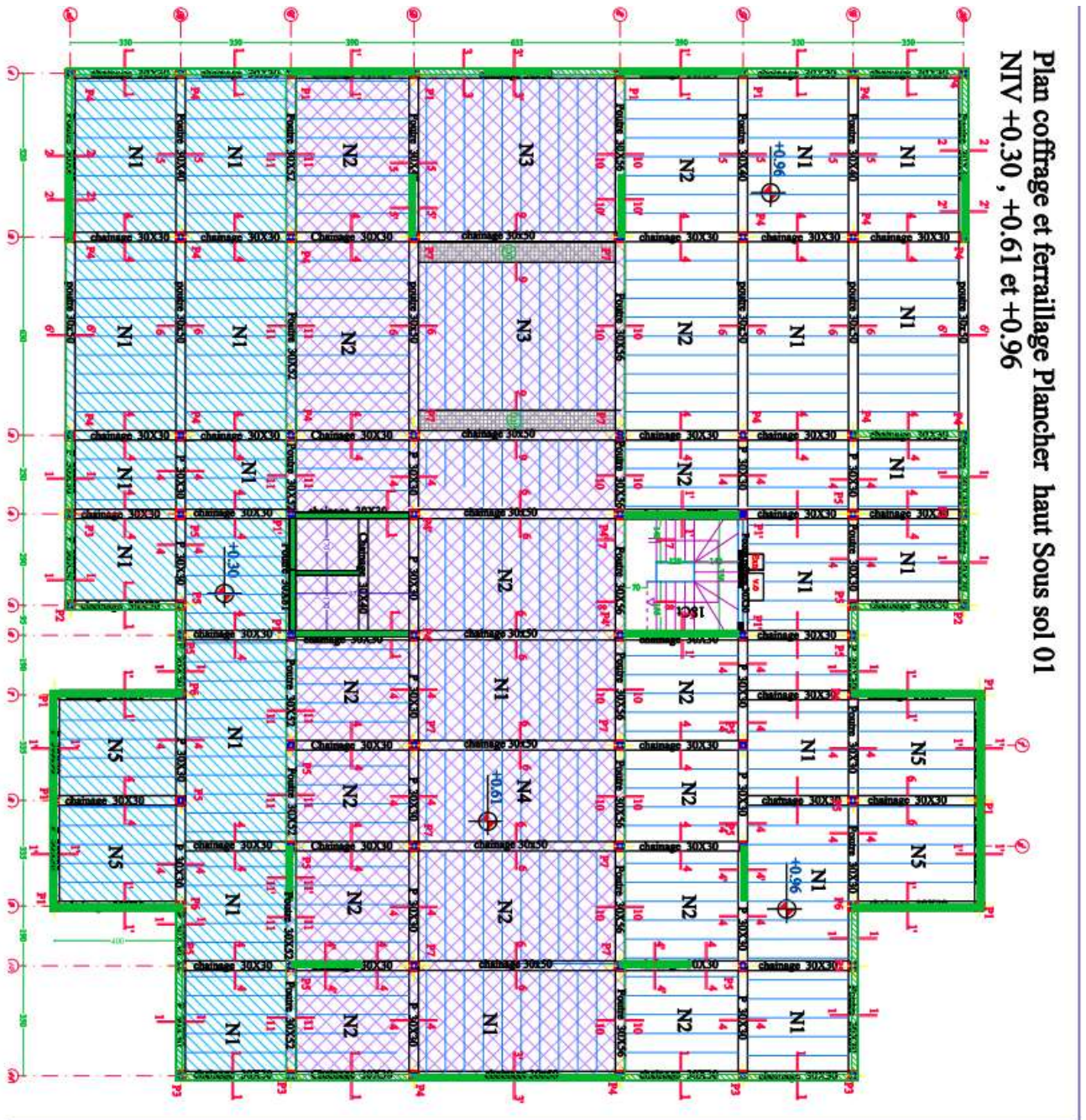
PLAN ARCHITECTURALE DE ETAGE COURANT



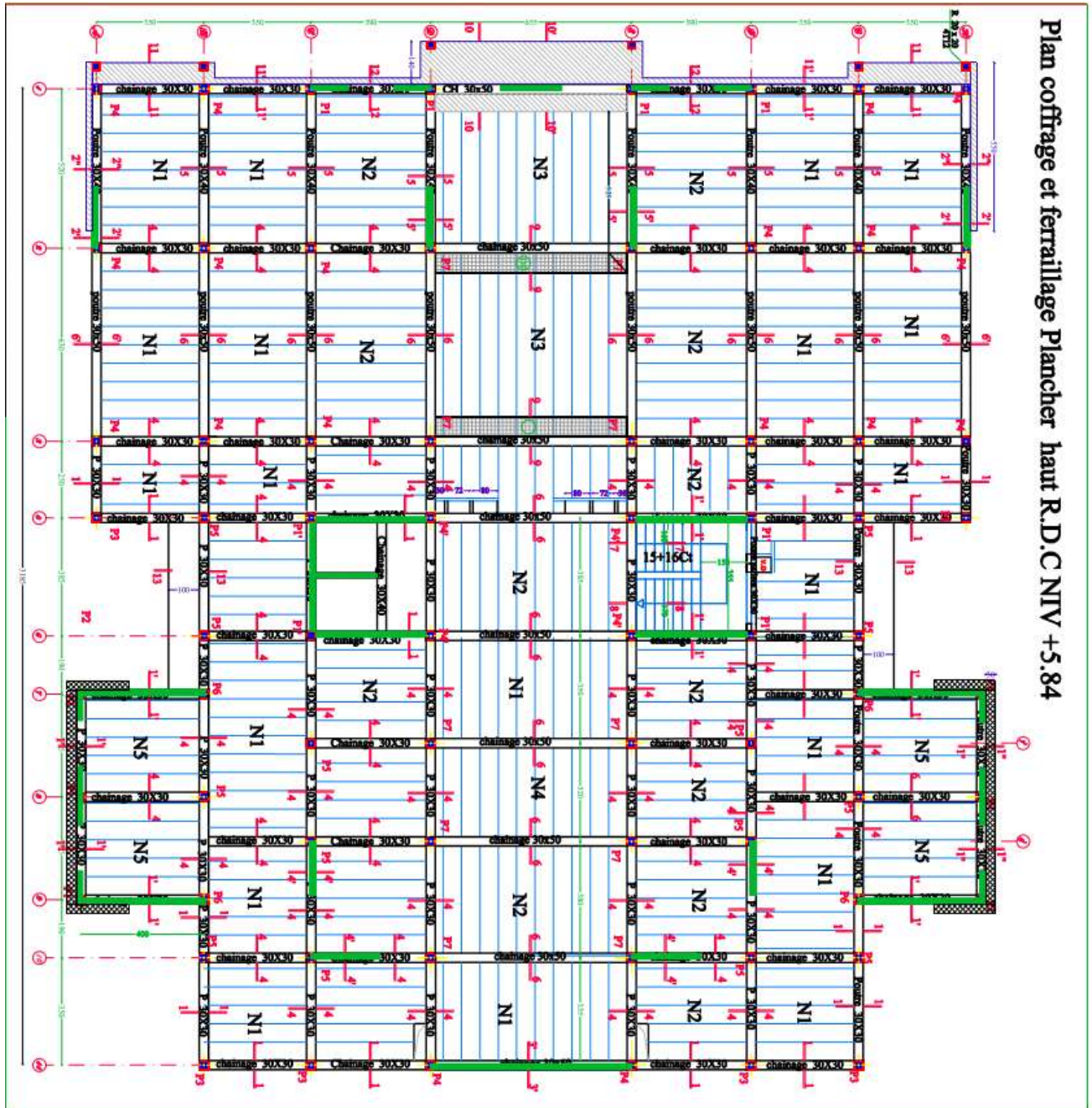
PLAN TERRASSE



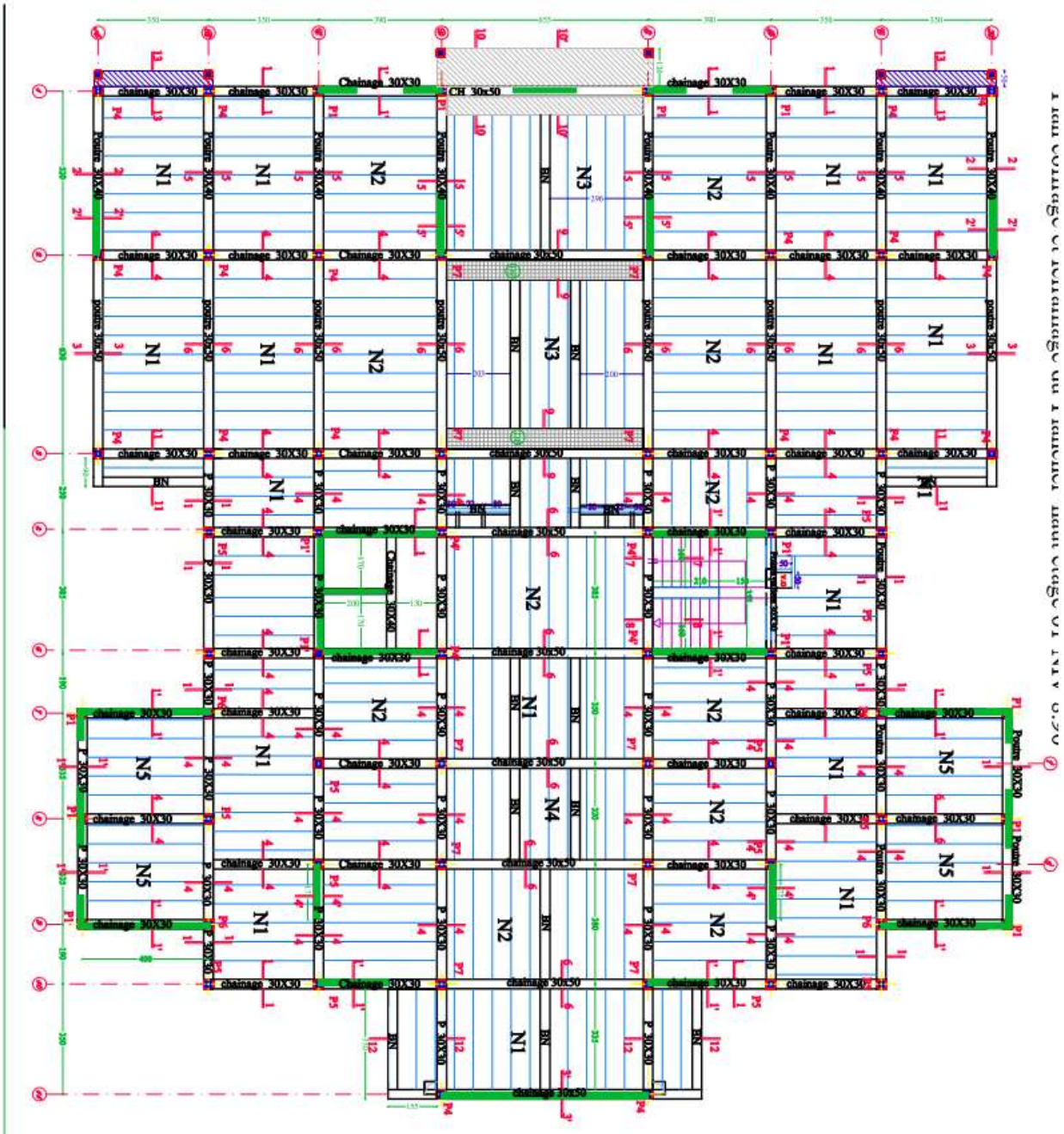
PLAN GENIE CIVIL DU SOUS SOL 2



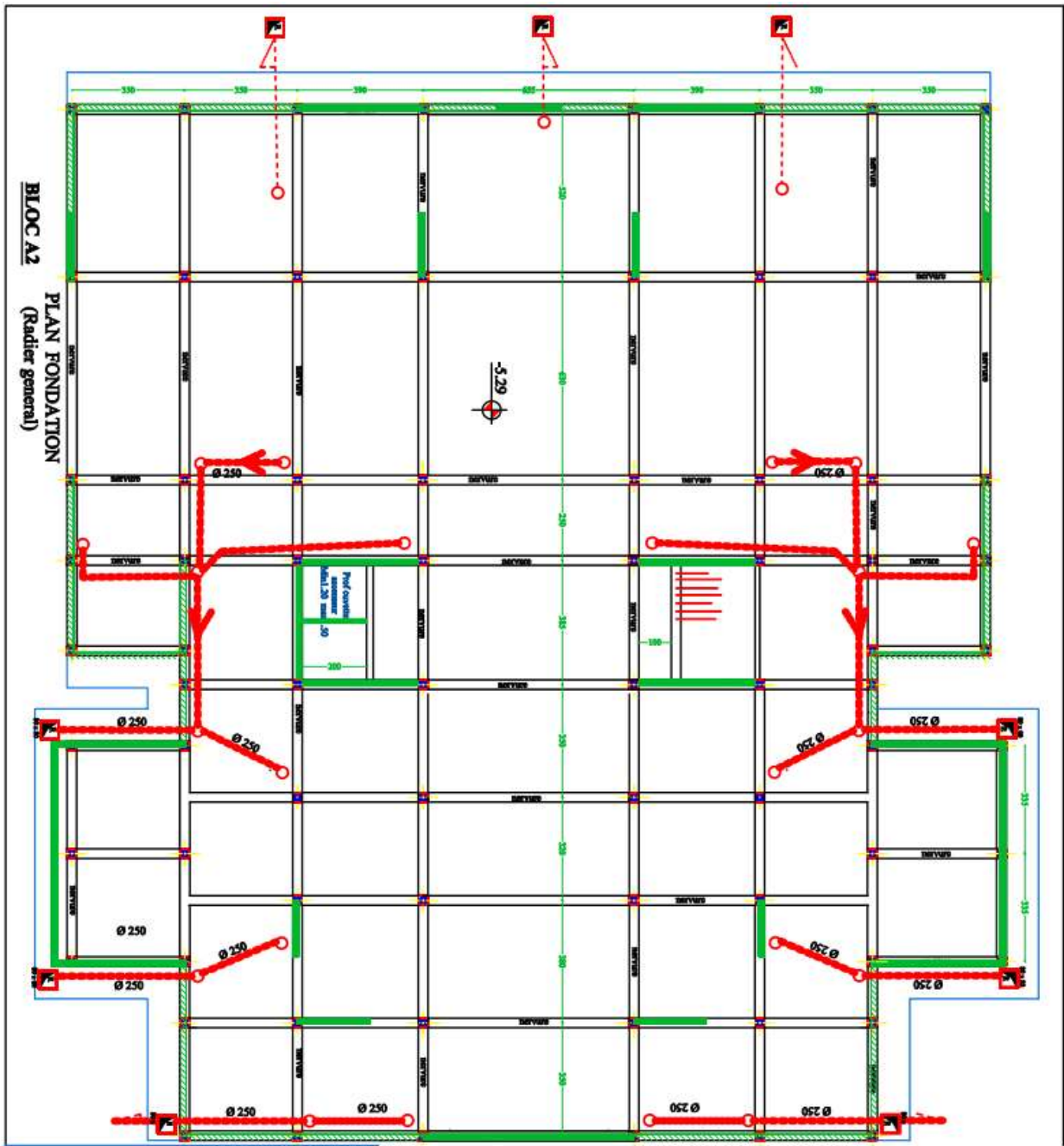
PLAN GENIE CIVIL DU SOUS SOL 1



PLAN GENIE CIVIL DU RDC



PLAN GENIE CIVIL DE L'ETAGE COURANT



PLAN D'ASSINISSEMENT